

DORTMUNDER MODELL BAUWESEN

# ARCHITEKT UND INGENIEUR

Dennis Rademacher

ZUR SICHEREN ANWENDUNG  
FEUERVERZINKTER BAUTEILE IM  
STAHL- UND VERBUNDBRÜCKENBAU



TECHNISCHE UNIVERSITÄT DORTMUND  
SCHRIFTENREIHE STAHLBAU  
Herausgeber: Professor Dr.-Ing. D. Ungermann

HEFT 8  
2017



# **Zur sicheren Anwendung feuerverzinkter Bauteile im Stahl- und Verbundbrückenbau**

Von der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen der  
Technischen Universität Dortmund  
genehmigte Dissertation zur Erlangung  
des Grades

**Doktor-Ingenieur**

von

**Dennis Rademacher**

Vorsitzender:	Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler	TU Dortmund
Hauptreferent:	Prof. Dr.-Ing. D. Ungermann	TU Dortmund
Koreferentin:	Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann	Universität Stuttgart

Tag der mündlichen Prüfung: 13.07.2017



## Kurzfassung

Die Feuerverzinkung wird im Stahl- und Verbundhochbau seit etlichen Jahren als leistungsfähiger und robuster Korrosionsschutz eingesetzt. Schutzdauern von mehreren Jahrzehnten sind keine Seltenheit, wodurch der Korrosionsschutz über den Lebenszyklus des Bauwerks nahezu wartungsfrei ist. Im Brückenbau wurde jedoch bislang in der Regel auf organische Beschichtungssysteme mit einer Schutzdauer von nur ca. 30 Jahren gesetzt, obwohl Brücken mit 100 Jahren einen besonders langen, rechnerischen Lebenszyklus haben. Aufgrund fehlender Kenntnisse zum Ermüdungsverhalten und fehlender Ausführungsvorgaben im Hinblick auf eine angestrebte Schutzdauer über den gesamten Lebenszyklus fand die Feuerverzinkung im Brückenbau bislang nur in wenigen Fällen Anwendung.

In dieser Arbeit werden die eigenen als auch die Ergebnisse anderer Institute zur Erforschung des Ermüdungsverhaltens feuerverzinkter Bauteile zusammengefasst und übersichtlich dargestellt. Im Ergebnis wurde generell eine Abminderung der Beanspruchbarkeit durch die Zinkschicht festgestellt, die durch eine teilweise Reduktion der Kerbfälle nach DIN EN 1993-1-9 berücksichtigt werden kann. Eine neue, erweiterte Kerbfalltabelle für feuerverzinkte Bauteile wird hierzu angegeben. Mit dieser Ausnahme kann das bekannte Bemessungskonzept auf Basis von Nennspannungen vollumfänglich angewendet werden.

Im Rahmen einer numerischen Parameterstudie werden die zuvor anhand einer Modellvorstellung identifizierten Einflussparameter variiert. Die Auswirkungen von isolierten Einflüssen, wie z.B. Schichtdicke oder Beanspruchungsniveau, können so separat erfasst werden. Anschließend wird eine Handrechnungs-Methode entwickelt, die unter Voraussetzung des bekannten Ermüdungsverhaltens des unverzinkten Konstruktionsdetails eine Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit mit zusätzlicher Feuerverzinkung ermöglicht.

Wirtschaftliche Betrachtungen im Hinblick auf veränderte Kosten bei Errichtung und im Lebenszyklus zeigen die Vorteile der Feuerverzinkung bei Brückenbauwerken kleiner und mittlerer Spannweite auf. Zusätzlich werden Konstruktionsanweisungen unter Berücksichtigung bereits ausgeführter Brückenbauwerke, bei denen erste Erfahrungen mit der Feuerverzinkung in Deutschland gesammelt werden konnten, angegeben.

Mit den Ergebnissen dieser Arbeit stehen umfangreiche Bemessungs- und Konstruktionsregeln zur sicheren Anwendung der Feuerverzinkung im Brückenbau zur Verfügung. Hierdurch wird ein wertvoller Beitrag zu einer nachhaltigen Bauweise mit geringen Lebenszykluskosten geliefert.

## Abstract

Hot-dip galvanizing is used as efficient and robust corrosion protection in steel and composite construction since many years. Protection durations of several decades are not uncommon, whereby the corrosion protection over the life cycle of the building is almost maintenance-free. In bridges, however, organic coating systems with a protection period of only about 30 years have generally been used, although bridges with 100 years have a particularly long, design life. Due to a lack of knowledge about the fatigue behavior and the missing design recommendations with regard to an aimed duration of protection over the whole life cycle, the galvanizing of bridges has been used only in a few cases so far.

In this thesis, own and results of other institutes are analyzed and summarized in order to investigate the fatigue behavior of hot-dip galvanized components. As a general result, a reduction of the fatigue resistance caused by the zinc layer was observed, which can be taken into account by a partial reduction of detail categories of DIN EN 1993-1-9. A new, expanded table for hot-dip galvanized details categories is given. With this exception, the known design concept based on nominal stresses can completely be applied.

As part of a numerical parameter study, the influence parameters previously identified by means of a model are varied. Thereby effects of isolated influences, e.g. layer thickness or stress level, can be analyzed separately. Subsequently, assuming the known fatigue behavior of the non-galvanized construction details, a manual calculation method is developed, which allows an estimation of the fatigue strength with additional hot-dip galvanizing.

Economic considerations with regard to modified costs during construction and the life cycle show the advantages of hot-dip galvanizing in bridge constructions of small and medium span. In addition, construction instructions are given, taking into account first experiences with hot-dip galvanizing in Germany from already existing bridge structures.

The results of this thesis provide comprehensive design and construction rules for the safe application of hot-dip galvanizing in bridge construction. Hereby a valuable contribution to a sustainable bridge design with low life cycle costs is given.

## Vorwort des Herausgebers

Stahl- und Stahlverbundbrücken sind Langfristobjekte, die in der Regel für eine Nutzungszeit von 100 Jahren ausgelegt werden. Die Nachhaltigkeit kann entscheidend verbessert werden, wenn durch einen dauerhaften, lebenslangen Korrosionsschutz Instandsetzungsmaßnahmen während der Lebensdauer minimiert werden. Dies gelingt bei Verwendung der Feuerverzinkung.

Neben diesem technischen Vorzug hat sich die Feuerverzinkung auch aufgrund ihrer Wirtschaftlichkeit im allgemeinen Hochbau bereits seit langem als bevorzugter Korrosionsschutz etabliert.

Brückenbauwerke unterliegen zyklischer Beanspruchung und sind daher gegen Ermüdungsversagen nachzuweisen. Aufgrund fehlender Kenntnisse zum Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit war bislang die Verwendung feuerverzinkter Bauteile im Brückenbau nicht möglich.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit von Herrn Rademacher ist, diese Wissenslücken zu schließen und Regeln zum Nachweis ermüdungsbeanspruchter, feuerverzinkter Brückenbauteile bereit zu stellen.

Dabei wird zunächst der Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit analysiert und dann auf der Grundlage von experimentellen Untersuchungen und analytischen Arbeiten Bemessungsregeln für die Anwendung im Stahlbau entwickelt. Schließlich wird ein vereinfachtes Berechnungsverfahren zum Einfluss der Feuerverzinkung bei der Ermüdung abgeleitet und es werden Konstruktionshinweise gegeben.

Wesentliche Teile der Arbeit sind im Rahmen folgender Forschungsprojekte entstanden:

- Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau, FOSTA P835, AiF- Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen, 2014
- Ermüdungsfestigkeit feuerverzinkter Brückenbau-Details, FOSTA P1066, Kurzstudie, 2014

Den Forschungsförderern gilt ein herzlicher Dank für die finanzielle Unterstützung der Projekte.

Der Dank geht weiterhin an die zweite Gutachterin der Dissertation, Frau Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Universität Stuttgart, die die Arbeit mit betreut hat und wichtige Hinweise gegeben hat. Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler danke ich für seine Bereitschaft zu der Übernahme des Vorsitzes der Promotionsprüfung.

Dortmund, im Juli 2017

Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann

## Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl Stahlbau der Technischen Universität Dortmund – eine Zeit, an die ich gerne und mit angenehmer Erinnerung zurückblicke.

Auch wenn es in der Natur der Sache liegt, dass man bei der Erstellung einer Dissertation häufig eigenständig und allein nach Lösungen für die offenen Fragestellungen suchen und sie auch niederschreiben muss, kann ich aber auch mit großer Dankbarkeit sagen, dass ich viel Unterstützung von anderen hatte. Denjenigen möchte ich an dieser Stelle dafür sehr herzlich danken.

Mein erster und besonderer Dank gilt daher Herrn Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann für die Anregung sowie die wertvollen Ratschläge und Hinweise zu dieser Arbeit. Die langjährige gute Zusammenarbeit im Rahmen der Forschung und Lehre, sowie die stetige Bereitschaft zur Diskussion von Ergebnissen haben zu einem angenehmen Arbeitsklima geführt und mich im Weiterarbeiten immer wieder ermutigt.

Frau Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann danke ich herzlich für die bereitwillige Übernahme des Koreferats und für die wertvollen Anregungen zum besseren Verständnis der Arbeit. Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler für den Vorsitz in der Prüfungskommission und für die angenehme Moderation der mündlichen Prüfung.

Großer Dank gilt meinen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen am Lehrstuhl Stahlbau für die freundschaftliche Atmosphäre, sowie für die stetige Bereitschaft zur Diskussion diesseits und auch jenseits des Fachgebiets. So konnte ich mir beispielsweise wertvolles Wissen im Drittliga-Fußball und davon abhängiger Geographie aneignen. Nicht vergessen möchte ich auch die Mitarbeiter des Instituts für Bauforschung, die mich bei der Versuchsdurchführung mit permanentem und persönlichem Einsatz unterstützt haben. Weiterer Dank gilt auch den zahlreichen Diplomanden, Bachelor- und Masterabsolventen, die sich für das Thema „Feuerverzinken im Brückenbau“ begeistern ließen und wertvolle Beiträge zu dieser Arbeit geleistet haben.

Einen besonderer Dank möchte ich meinen geschätzten Kollegen und Freunden Herrn Dr.-Ing. Fabian Simonsen und Herrn Dipl.-Ing. Peter Lebelt für die hervorragende Zusammenarbeit im dieser Arbeit zugrunde liegendem Forschungsprojekt FOSTA P835 (IGF 351 ZBG) aussprechen. Nur durch diese harmonische Zusammenarbeit war der Erfolg der gemeinsamen Forschung erreichbar und resultierte in der Auszeichnung mit dem Otto von Guericke-Preis 2014. Hierbei aber auch nicht unerwähnt lassen möchte ich die Förderer und die zahlreichen Mitglieder des projektbegleitenden Ausschusses, die sich über das übliche Maß hinaus engagiert haben und zur schnellen Umsetzbarkeit in der Praxis entscheidend beigetragen haben.



Durch diese glückliche Fügung einer exzellenten Konstellation – mit dem gemeinsamen Ziel dauerhaftere Brücken in der Praxis zu etablieren – konnten inzwischen die Forschungsergebnisse in realen Bauprojekten angewendet werden. Das rege Interesse von Bauherren und Industrie gleichermaßen hat mich in der Fertigstellung dieser Arbeit stets ermutigt und angetrieben.

Nicht weniger danken möchte ich meiner Lebensgefährtin Mirjam für die permanente Unterstützung abseits der Arbeit und Forschung und das Verständnis für manch entbehrte gemeinsame Stunde. Darüber hinaus danke ich meinen Eltern für die permanente Förderung und Unterstützung, durch die sie mir diese Arbeit als Teil meines eigenen Wegs ermöglicht haben, auch wenn für meinen Vater die verbliebene Zeit für das Miterleben des erfolgreichen Abschlusses dieser Arbeit nicht lang genug war.

Kenn, im Juli 2017

Dennis Rademacher

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>EINLEITUNG .....</b>	<b>1</b>
1.1	PROBLEMSTELLUNG UND ANLASS .....	1
1.2	ZIELSTELLUNG DER ARBEIT .....	2
1.3	AUFBAU DER ARBEIT UND VORGEHENSWEISE .....	3
1.4	DEFINITIONEN, FORMELZEICHEN UND ABKÜRZUNGEN .....	4
<b>2</b>	<b>STAND DER FORSCHUNG UND TECHNIK .....</b>	<b>7</b>
2.1	SPANNWEITEN VON BRÜCKEN IN DEUTSCHLAND .....	7
2.2	BAUARTEN VON BRÜCKEN IN DEUTSCHLAND .....	7
2.3	ZUSTAND DER BRÜCKEN IN DEUTSCHLAND .....	9
2.4	KORROSIONSSCHUTZ FÜR TRAGENDE BRÜCKENBAUTEILE AUS STAHL .....	12
2.4.1	<i>Arten von Korrosionsschutz .....</i>	<i>12</i>
2.4.2	<i>DIN EN ISO 12944 .....</i>	<i>14</i>
2.4.3	<i>ZTV-ING .....</i>	<i>15</i>
2.4.4	<i>Feuerverzinkung als Stückverzinkung nach DIN EN ISO 1461 .....</i>	<i>16</i>
2.5	ANWENDUNG DER FEUERVERZINKUNG IM BRÜCKENBAU .....	19
2.5.1	<i>Feuerverzinkte Fuß- und Radwegbrücken .....</i>	<i>19</i>
2.5.2	<i>Internationale feuerverzinkte Verkehrswegebrücken .....</i>	<i>19</i>
2.5.3	<i>Feuerverzinkte Verkehrswegebrücke in Deutschland .....</i>	<i>22</i>
2.5.4	<i>Schutzdauer von Zinküberzügen .....</i>	<i>23</i>
2.5.5	<i>Nachhaltigkeit .....</i>	<i>28</i>
2.5.6	<i>Marktpotential .....</i>	<i>29</i>
2.6	ERMÜDUNGSFESTIGKEIT .....	30
2.6.1	<i>Definition und Begriffe .....</i>	<i>30</i>
2.6.2	<i>Einflussfaktoren auf die Ermüdungsfestigkeit .....</i>	<i>32</i>
2.6.3	<i>Ermüdungsfestigkeit von feuerverzinktem Stahls .....</i>	<i>34</i>
2.6.4	<i>Nachweis der Sicherheit gegen Werkstoffermüdung im Brückenbau .....</i>	<i>36</i>
2.6.5	<i>Typische Kerbdetails im Brückenbau .....</i>	<i>38</i>
2.6.6	<i>Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit .....</i>	<i>42</i>
2.6.7	<i>Auswerteverfahren von Ermüdungsversuchen .....</i>	<i>42</i>
2.6.8	<i>Geradenneigung m .....</i>	<i>43</i>
2.6.9	<i>Treppenstufenverfahren .....</i>	<i>46</i>
2.6.10	<i>Interaktives Verfahren .....</i>	<i>47</i>
2.6.11	<i>Auswertung gemäß Kommentar zum EC 3-1-9 [40; 100] .....</i>	<i>48</i>
2.6.12	<i>Auswertung nach Eurocode 3 .....</i>	<i>51</i>
2.6.13	<i>Vergleich der Verfahren .....</i>	<i>51</i>
<b>3</b>	<b>EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN UND HERLEITUNG VON KERBFÄLLEN .....</b>	<b>52</b>

---

3.1	ZIELSETZUNG UND LÖSUNGSWEG.....	52
3.2	EIGENE ERMÜDUNGSVERSUCHE AN FEUERVERZINKTEN BAUTEILEN BZW. BAUTEILÄHNLICHEN PROBEN.....	53
3.2.1	<i>Versuchsumfang</i> .....	53
3.2.2	<i>Bauteilähnliche Proben von T-förmigen Schweißprofilen S460M</i> ....	56
3.2.3	<i>Bauteilähnliche Proben von T-förmigen Schweißprofilen S460M mit Stumpfstoß im Flansch</i> .....	60
3.2.4	<i>Bauteil-Proben von I-förmigen Schweißprofilen S460M mit und ohne Stumpfstoß im Flansch</i> .....	64
3.2.5	<i>Stumpfstoß eines Walzprofils S355J2+M mit DV-Naht und Nahtüberhöhung</i> .....	68
3.2.6	<i>Quersteife in einem Walzprofil S355J2+M</i> .....	69
3.2.7	<i>Kopfbolzen mit Schubbeanspruchung</i> .....	71
3.3	AUSWERTUNG VON ERMÜDUNGSVERSUCHEN AN KLEINTEILPROBEN.....	74
3.3.1	<i>Parameter</i> .....	74
3.3.2	<i>Flachzugproben aus Blech S355J2+N, Wasserstrahlschnitt</i> .....	76
3.3.3	<i>Flachzugproben aus Blech S355J2+N, gefräste Kanten</i> .....	79
3.3.4	<i>Flachzugproben aus Blech P460NL2/NH, Wasserstrahlschnitt</i> .....	79
3.3.5	<i>Flachzugproben aus Walzprofil-Flansch S355JR+AR, Wasserstrahlschnitt</i> .....	80
3.3.6	<i>Flachzugproben aus Walzprofil-Flansch S355JR+AR, Brennschnitt</i> .....	81
3.3.7	<i>Flachzugproben aus Blech S700MC, Wasserstrahlschnitt</i> .....	82
3.3.8	<i>Geschweißte Flachzugproben aus Blech P460NL2/NH und S460M</i> .....	83
3.4	AUSWERTUNG WEITERER VERSUCHSDATEN ZUR ERMÜDUNGSFESTIGKEIT FEUERVERZINKTER BAUTEILE .....	86
3.4.1	<i>Vorbemerkungen</i> .....	86
3.4.2	<i>Feuerverzinkte Schraubenverbindungen mit gebohrten und gestanzten Löchern nach Valtinat/Huhn [123]</i> .....	86
3.4.3	<i>Betriebsfeste Auslegung von Schrauben mit feuerverzinkten Oberflächen</i> .....	91
3.4.4	<i>Feuerverzinkter Betonstahl Z-1.4-165</i> .....	92
<b>4</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG UND BEWERTUNG DER EXPERIMENTELLEN ERGEBNISSE .....</b>	<b>93</b>
4.1	<i>KERBFÄLLE VERZINKT</i> .....	93
4.2	<i>VERGLEICH MIT UNVERZINKTEN ERGEBNISSEN AUS LITERATUR</i> .....	96
4.2.1	<i>Umfang und Vergleichsparameter</i> .....	96
4.2.2	<i>Halskehlnähte</i> .....	96
4.2.3	<i>Geschweißter Stumpfstoß, planeben geschliffen</i> .....	97
4.2.4	<i>Geschweißter Stumpfstoß mit Nahtüberhöhung</i> .....	98
4.2.5	<i>Quersteife im Walzprofil</i> .....	99

---

4.2.6	<i>Kopfbolzen auf Schub</i> .....	100
4.3	AUSWERTUNG ZU MODIFIZIERTEN BEMESSUNGSWÖHLERLINIEN NACH IIW- EMPFEHLUNG .....	101
4.3.1	<i>Vorgehensweise</i> .....	101
4.3.2	<i>Ergebnisse</i> .....	103
4.4	BEWERTUNG DER AUSWERTEMETHODE .....	105
4.5	ZWISCHENERGEBNIS .....	108
<b>5</b>	<b>MODELLVORSTELLUNG UND NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN ZUR KERBWIRKUNG</b> .....	<b>110</b>
5.1	ZIELSETZUNG UND LÖSUNGSWEG .....	110
5.2	MECHANISCHE MODELLVORSTELLUNG UND VEREINFACHUNG .....	111
5.2.1	<i>Aufbau der Zinkschicht und Idealisierung</i> .....	111
5.2.2	<i>Modellvorstellung der Beanspruchungen</i> .....	113
5.2.3	<i>Handrechnung zu Erfassung des maximalen Einflusses der     Zinkschicht auf die Normalspannung</i> .....	119
5.3	AUFBAU DES MODELLS .....	122
5.3.1	<i>Allgemeines</i> .....	122
5.3.2	<i>Elementtypen</i> .....	125
5.3.3	<i>Vernetzung</i> .....	125
5.3.4	<i>Materialgesetze</i> .....	126
5.3.5	<i>Lasteinleitung und Lagerung</i> .....	127
5.3.6	<i>Grenzen des Modells</i> .....	127
5.4	DARSTELLUNG/VERÄNDERUNG DER SPANNUNG MIT UNTERSCHIEDLICHER KERBWIRKUNG.....	128
5.4.1	<i>Allgemeine Darstellung der Ergebnisse</i> .....	128
5.4.2	<i>Variation der geometrischen Kerbwirkung</i> .....	134
5.4.3	<i>Variation der Dehnrate bzw. Ausgangs-Nennspannung</i> .....	135
5.4.4	<i>Variation der Zinkschichtdicke</i> .....	137
5.4.5	<i>Variation der Abstände der Mikrorisse in <math>\delta_1</math>-Phase</i> .....	138
5.5	ZWISCHENERGEBNIS .....	140
<b>6</b>	<b>HANDRECHNUNG ZUR ABSCHÄTZUNG DER ERMÜDUNGSFESTIGKEIT OHNE VERSUCHE</b> .....	<b>147</b>
6.1	VORBEMERKUNGEN .....	147
6.2	BERECHNUNG DER DAUERFESTIGKEIT FEUERVERZINKTER DETAILS .....	148
6.2.1	<i>Herleitung einer Formel</i> .....	148
6.2.2	<i>Überprüfung der hergeleiteten Formel</i> .....	150
6.3	BERECHNUNG DER ZEITFESTIGKEIT FEUERVERZINKTER BAUTEILE .....	152
6.4	BESTIMMUNG DES KERBFALLS FEUERVERZINKTER DETAILS .....	153
6.5	BEDEUTUNG FÜR DIE BEMESSUNG NACH EUROCODE .....	155

<b>7</b>	<b>AUSWIRKUNGEN DER VERÄNDERTEN ERMÜDUNGSFESTIGKEIT AUF DIE WIRTSCHAFTLICHKEIT .....</b>	<b>157</b>
7.1	ANPASSUNG DER PROFILGRÖßEN .....	157
7.1.1	<i>Studie zur Bemessung feuerverzinkter Walzprofile für Verbundbrücken.....</i>	<i>157</i>
7.1.2	<i>Parameter für die Vergleichsrechnungen .....</i>	<i>157</i>
7.1.3	<i>Ergebnisse Einfeldbrücken .....</i>	<i>159</i>
7.1.4	<i>Zweifeldbrücke.....</i>	<i>160</i>
7.1.5	<i>Fazit .....</i>	<i>165</i>
7.2	EXEMPLARISCHE KOSTENVERGLEICHE.....	166
7.2.1	<i>Vorbemerkungen .....</i>	<i>166</i>
7.2.2	<i>Randbedingungen.....</i>	<i>167</i>
7.2.3	<i>Ergebnisse.....</i>	<i>170</i>
7.2.4	<i>Fazit .....</i>	<i>174</i>
7.3	LEBENSZYKLUSKOSTEN.....	176
7.4	ZWISCHENERGEBNIS WIRTSCHAFTLICHKEIT.....	179
<b>8</b>	<b>EMPFEHLUNGEN ZUR KONSTRUKTION, AUSFÜHRUNG UND QUALITÄTSSICHERUNG.....</b>	<b>180</b>
8.1	ALLGEMEINE VORÜBERLEGUNGEN .....	180
8.2	AUSBESSERUNG VON BESCHÄDIGUNGEN DES ZINKÜBERZUGS .....	181
8.3	GESCHWEIßTER STOß NACH DEM VERZINKEN.....	182
8.3.1	<i>Montageablauf und Detailausbildung.....</i>	<i>182</i>
8.3.2	<i>Oberflächenvorbereitung.....</i>	<i>184</i>
8.3.3	<i>Spritzmetallisierung.....</i>	<i>185</i>
8.3.4	<i>Porenschließende Versiegelung .....</i>	<i>185</i>
8.4	AUSWAHL UND BEMESSUNG GESCHRAUBTER VERBINDUNGEN .....	186
8.4.1	<i>Laschenstoß mit gleitfest-vorgespannte Verbindungen .....</i>	<i>186</i>
8.4.2	<i>Verwendung von Injektionsschrauben.....</i>	<i>190</i>
8.5	DUPLEX-SYSTEME .....	191
8.6	KONTAKT MIT BETON.....	192
8.7	QUALITÄTSSICHERUNGSKONZEPT .....	192
8.7.1	<i>Allgemeines.....</i>	<i>192</i>
8.7.2	<i>Werkstoffauswahl.....</i>	<i>193</i>
8.7.3	<i>Arbeitsproben .....</i>	<i>194</i>
8.7.4	<i>Bauteilverzinkung und Prüfung der Schichtdicke im Werk.....</i>	<i>195</i>
8.7.5	<i>Prüfungen am fertigen Bauwerk.....</i>	<i>197</i>
8.8	PROGNOSE DER (REST-)SCHUTZDAUER .....	197
8.9	WARTUNG/INSTANDESETZUNG .....	198
8.9.1	<i>Schichtdickenmessungen während der Nutzungsdauer.....</i>	<i>198</i>
8.9.2	<i>Instandsetzungen.....</i>	<i>198</i>
<b>9</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK .....</b>	<b>200</b>

Inhalt

---

9.1	ZUSAMMENFASSUNG.....	200
9.2	AUSBLICK.....	201
<b>10</b>	<b>LITERATUR.....</b>	<b>203</b>
	<b>ANHANG .....</b>	<b>218</b>
	<b>LEBENS LAUF.....</b>	<b>225</b>

---

---





# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung und Anlass

Brücken sind ein Teil der Infrastruktur und tragen zur Sicherung des Personen- und Warenverkehrs bei. Neben dem Ausbau der Infrastruktur aufgrund steigender Anforderungen durch z.B. Zunahme der Verkehrsbelastung ist auch die Substanzsicherung bestehender Bauwerke zu gewährleisten. Aktuelle Studien [20] und Statistiken [27] belegen, dass die Brücken in Deutschland bereits jetzt in einem bedenklichen Zustand sind. Waren im Jahr 2001 circa ein Drittel der Brücken im schlechten oder gerade noch akzeptablen Zustand, so ist es aktuell schon fast die Hälfte aller Brücken. Daraus resultierend wird mit einem erhöhten Ersatzneubaubedarf an Brücken gerechnet [20].

Sperrungen und Verkehrseinschränkungen durch Brückenschäden, Instandsetzungsmaßnahmen für schadhafte Brücken bzw. (Ersatz-)Neubaumaßnahmen erzeugen massive Verkehrsbehinderungen, die sich auf den täglichen Fahrzeugverkehr negativ auswirken. Dies erzeugt Einschränkungen der Produktivität und erhöhte Kosten, die volkswirtschaftlich getragen werden müssen.

Daraus zeigt sich die klare Relevanz, Bauwerke dauerhaft auszubilden und die Lebenszykluskosten für deren wirtschaftliche Bewertung heranzuziehen. Ein Hauptaspekt der dauerhaften Funktion bei Stahl- und Verbundbrücken ist der nachhaltige Schutz gegen Korrosionsschäden während der 100-jährigen, kalkulatorischen Nutzungsdauer, da aktuelle Untersuchungen belegen, dass häufig Korrosionsschäden ursächlich für den schlechten Zustand einer Brücke sind. Dies ist sowohl bei Stahl- und Verbundbrücken, als auch bei Betonbrücken der Fall [20].

In Deutschland und Europa werden zum Schutz vor Korrosion üblicherweise organische Beschichtungen eingesetzt, deren Schutzdauer mindestens 25 Jahren [133] betragen muss. Von der Mindestschutzdauer ausgehend werden drei Instandsetzungen des Korrosionsschutzes im Lebenszyklus einer Brücke erforderlich. In der Praxis hat sich jedoch ein Instandsetzungsintervall von 33 Jahren [131] durchgesetzt.

Im Vergleich dazu bietet das Stückverzinken von Stahlbauteilen einen sehr langlebigen und robusten Korrosionsschutz, der daher im Stahlhochbau bereits einen großen Marktanteil einnimmt. Schutzdauern von mehreren Jahrzehnten bis zu 80 Jahren und mehr sind dabei keine Seltenheit. Dadurch lassen sich Wartungs- und Instandsetzungsarbeiten deutlich verringern.

Bei Stahl- und Verbundbrücken im Verkehrswegebau werden diese ökologischen und ökonomischen Vorteile zurzeit fast gar nicht genutzt. Diese Brücken sind zyklischen Belastungen ausgesetzt, die einen Nachweis gegen Werkstoffermüdung gemäß DIN EN 1993-2 [149] und DIN EN 1994-2 [153] erfordern. Da der Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit von Stahlbauteilen bei zyklisch wirkenden Belastungen bisher allerdings nicht ausreichend wissenschaftlich untersucht wurde, sind feuerverzinkte Bauteile bislang nicht von der Bemessungsnorm erfasst. Daher stehen dem technischen Anwender keinerlei Bemessungsregelwerke oder Ausführungsanweisungen zur Verfügung, die den breiten Einsatz der Feuerverzinkung sicher ermöglichen würden.

Zudem sind zwar Ausführungsempfehlungen der Feuerverzinkungsindustrie für Stahlbauteile im Hochbau vorhanden, allerdings sind diese nicht in allen Details auf den Brückenbau übertragbar. So ist für Brücken eine Mindest-Korrosionsschutzdauer von 100 Jahren – also der kalkulatorischen Nutzungsdauer – anzustreben und die Bauteilabmessungen sind zumeist größer als im Hochbau üblich. Dies erfordert neue Maßnahmen für die Konstruktion, Ausführung und die damit verbundene Qualitätssicherung, die dem Planer und ausführenden Unternehmen an die Hand zu geben sind.

### **1.2 Zielstellung der Arbeit**

Das Ziel dieser Arbeit war es, Wissenslücken hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit von feuerverzinkten Stahlbaudetails zu schließen und die Anwendungsreife für feuerverzinkte Stahl- und Verbundbrückenbau zu schaffen. Insbesondere bei im Lebenszyklus schwer zugänglichen Konstruktionen können dadurch erhebliche Aufwendungen für derzeit noch erforderliche Instandsetzungsmaßnahmen verhindert werden.

Hierzu wird das in DIN EN 1993 (EC3) vorhandene Bemessungskonzept genutzt und im Umfang nur nach Erfordernis erweitert, um den Anwender möglichst bekannte Verfahren an die Hand zu geben. Dies ermöglicht die schnelle Umsetzung der Forschungsergebnisse in der Praxis und somit eine schnelle Verbesserung der Infrastruktur durch eine nachhaltige Bauweise.

Zusätzlich werden Empfehlungen und Anweisungen für die Konstruktion und Fertigung von Stahlbauteilen im Hinblick auf die Feuerverzinkung bereitgestellt, die dem Anwender als Hilfestellung dienen, einen dauerhaften und möglichst lebenslangen Korrosionsschutz herstellen zu können. Eine dieser Empfehlungen ist die Ausbesserung von Beschädigungen des Zinküberzuges durch Montage und Transport bzw. an nachträglichen Schweißstößen auf der Baustelle.

### **1.3 Aufbau der Arbeit und Vorgehensweise**

Zunächst wird ein kurzer Überblick über den Stand der Technik und Forschung im Hinblick auf die Feuerverzinkung als eine Möglichkeit des Korrosionsschutzes im Stahlbau und die Ermüdungsfestigkeit von Stahl gegeben. Des Weiteren werden Bauarten und Spannweiten von Brücken analysiert, die sich grundsätzlich für die Feuerverzinkung eignen bzw. hierfür sinnvoll sind. Daraus werden die Details identifiziert, die für die weiteren Untersuchungen von Relevanz sind.

In den Kapiteln 3 und 4 werden die Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von feuerverzinktem Stahl kurz erläutert und im Ergebnis zusammengefasst. Auf detaillierte Versuchsbeschreibungen wird hierbei jedoch verzichtet und auf die jeweiligen Forschungsberichte – auch eigene Veröffentlichungen – verwiesen. Anschließend werden die Ergebnisse auf unterschiedliche Arten statistisch ausgewertet und eine Bemessungsregel auf Basis der o.g. durchgeführten Untersuchungen entwickelt, die sich möglichst weit an den bekannten, genormten Regelwerken orientiert. Daher wird eine Kerbfalltabelle für feuerverzinkte Stahlbaudetails in Anlehnung an DIN EN 1993-1-9 [149] bereitgestellt, auf die die Bemessungsregeln der Eurocodes angewendet werden dürfen. Die neu entwickelten Regeln sollen die etablierten Bemessungsmethoden dementsprechend nur erweitern bzw. ergänzen.

In Kapitel 5 werden die in den experimentellen Versuchsreihen mit anschließender Auswertung gewonnenen Erkenntnisse durch zusätzliche numerische Simulation mit der Methode der Finiten Elemente ergänzt. Hierbei werden verschiedene Einflussfaktoren wie Schichtdicke, Beanspruchung usw. variiert und deren potentieller Einfluss auf die Werkstoffermüdung im Rahmen einer Parameterstudie analysiert. Im Anschluss wird in Kapitel 6 eine Bemessungsformel zur Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit auf Basis bekannter Parameter im Hinblick auf die Zinkschicht und das Ermüdungsverhalten der Bauteile im unverzinkten Zustand abgeleitet.

Eine veränderte Ermüdungsfestigkeit kann Auswirkungen auf die Gesamtkonstruktion und verwendete Profil-Querschnitte haben. Eine verminderte Widerstand gegen Werkstoffermüdung könnte zu größeren Mindest-Profilgrößen führen und somit zu höheren Erstinvestitionskosten. Daher wurden Studien an Standard-Brückenquerschnitten mit unterschiedlichen Spannweiten durchgeführt, in der diese Fragestellung untersucht wurde. Die Ergebnisse werden in Kapitel 7 zusammengefasst und analysiert.

Zum Abschluss werden Regeln zur sicheren Konstruktion, Ausführung und Qualitätssicherung angegeben. Hierbei wird auf bekannte Regelwerke verwiesen und die darin erwähnten Empfehlungen werden erweitert. Dem praktischen Anwender ste-

hen so schlussendlich Bemessungs- und Ausführungsregeln für die sichere Anwendung der Feuerverzinkung bei Stahl- und Verbundbrücken mit kleiner oder mittlerer Spannweite zur Verfügung.

## 1.4 Definitionen, Formelzeichen und Abkürzungen

Im Folgenden werden die wesentlichen Parameterbezeichnungen dieser Arbeit aufgeführt. Hier nicht aufgeführte Abkürzungen oder Bezeichnungen sind entweder allgemeingültig in der deutschen Sprache oder im Text separat erwähnt.

A	Querschnitt
A <sub>S</sub>	Spannungsquerschnitt
α <sub>k</sub>	Formzahl
α <sub>s</sub>	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Maximalspannung
α <sub>t</sub>	Zinkschichtdicken-Faktor
d	Nenndurchmesser der Schraube
d <sub>S</sub>	Durchmesser des Spannungsquerschnittes AS
d <sub>s</sub>	Schaftdurchmesser
E	Elastizitätsmodul
ε	Dehnung
F	Kraft
F <sub>m</sub>	Mittelkraft
F <sub>max</sub>	Bruchkraft
f	Frequenz
f <sub>R</sub>	Risslängenfaktor
f <sub>u</sub>	Zugfestigkeit
f <sub>y</sub>	Fließgrenze
GV	Gleitfest-Vorgespannt
h	Höhe
i	laufende Nummer
K <sub>t</sub>	Formzahl
k	Neigung der Wöhlerlinie
k <sub>FAT</sub>	Abminderungsfaktor für Kerbwirkung
k <sub>Z</sub>	Abhängigkeitsfaktor verzinkt-unverzinkt
l	Nennlänge

$l_R$	Risslänge
$\Delta l$	Längendifferenz
$m$	Neigung der normierten Bemessungswöhlerlinie
$N$	Schwingspielzahl (Wöhlerlinie)
$N_{50}$	Mit einer 50%-igen Ausfallwahrscheinlichkeit ertragbare Schwingspielzahl im Zeitfestigkeitsbereich (Wöhlerlinie)
$N_i$	ertragbare Schwingspielzahl
$N_B$	Bruchschwingspielzahl der Wöhlerlinie
$N_G$	Grenzschwingspielzahl
$N_k$	Knickschwingspielzahl
$N_D$	Knickschwingspielzahl
$N_Z$	Schwingspielzahl bei Belastung im Zeitfestigkeitsbereich
$n$	Gesamtzahl der Proben je Stufe
$n_i$	Anzahl der Schwingspiele pro Stufe
$P$	Wahrscheinlichkeit
$P_A$	Ausfallwahrscheinlichkeit
$\pi$	Kreiszahl
$R$	Streubreite
$R$	Spannungsschwingbreitenverhältnis
$R_{eH}$	obere Streckgrenze
$R_m$	Zugfestigkeit
$R_{p0,2}$	Streckgrenze
$R_{m,min}$	Mindestzugfestigkeit
$R_{m,nom}$	Nennzugfestigkeit
$S$	Schadenssumme
$s$	Standardabweichung
$\sigma$	Spannung
$\sigma_m$	Mittelspannung
$\sigma_N$	Nennspannung
$\sigma_S$	Normalspannung im Stahl
$\sigma_Z$	Normalspannung im Zink
$\Delta\sigma$	Stufenbreite der Spannung im Treppenstufenverfahren

## 1 Einleitung

---

$\Delta\sigma_c$	Detail Kategorie/Kerbfall = Spannungsschwingbreite bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen
$\Delta\sigma_D$	Spannungsschwingbreite der Dauerfestigkeit
$\Delta\sigma_{D,Z}$	Spannungsschwingbreite der Dauerfestigkeit, verzinkt
$\Delta\sigma_i$	Teilschädigung
$\Delta\sigma_L$	Spannungsschwingbreite des Schwellwerts der Ermüdungsfestigkeit
$\sigma_{tat}$	Tatsächliche Schädigung
t	Zeit
$t_{„i“}$	Dicke der Schicht „i“
$t_{Zink}$	Dicke der Zinkschicht
tZn	thermisch verzinkt
$\tau_s$	Schubspannung im Stahl
$\tau_z$	Schubspannung im Zink
WIB	Walzträger im Beton

## 2 Stand der Forschung und Technik

### 2.1 Spannweiten von Brücken in Deutschland

Eine neuere Analyse [94] der in Deutschland gebauten Bahn- und Straßenbrücken zeigt, dass die kurzen und mittleren Stützweiten bis 50m dominieren und etwa 90% aller Brücken in Deutschland ausmachen. Die kleinen bis mittleren Spannweiten werden bei Bahn- und Straßenbrücken in der Regel unterschiedlich definiert. Während bei den Eisenbahnbrücken aufgrund ihrer erhöhten Bahnlasten mittlere Spannweiten bis etwa 40m eingeordnet werden, geht dieser Bereich bei Straßenbrücken bis ca. 60m.

Im Streckennetz der DB AG befanden sich im Jahr 2002 gemäß Schreiben der DB AG [94] 31.346 Eisenbahnbrücken. Aktuell befinden sich noch ca. 25.000 Brücken im Bestand der DB Netz AG [13; 72]. Hiervon haben ca. 90% Spannweiten von kleiner als 20 m (Bild 2.1 links). Die Anzahl der Brücken je Kilometer Strecke liegt im Vergleich zum Brückenbestand bei Neubaumaßnahmen höher, da bei Neubau- und Ausbaustrecken mehr vorhandene Verkehrswege gekreuzt werden.

Bei Straßenbrücken des Bundes und der Länder, insbesondere beim Neubau, dominieren die kleinen bis mittleren Brückenlängen (siehe Bild 2.1, rechts). Detaillierte Aussagen über Brücken-Stützweiten sind aufgrund der vorhandenen Datenstrukturen allerdings nicht möglich.

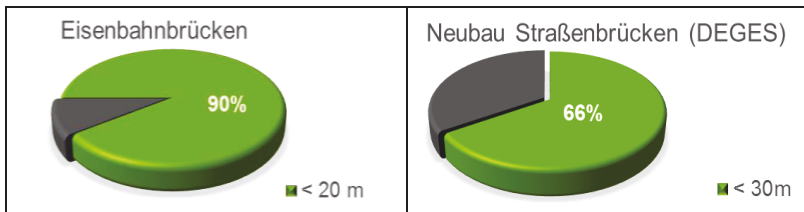


Bild 2.1: Längenverteilung von Brücken, links: Bahnbrücken im Bestand [72; 94], rechts: Neubau Brücken im Bundesfernstraßennetz durch die DEGES [94]

Kommunale Straßenbrücken liegen ebenfalls vorwiegend im Bereich kleinerer und mittlerer Spannweiten. Laut einer aktuellen Studie [20] umfasst der Bestand an kommunalen Brücken insgesamt ca. 66.700 Brücken.

### 2.2 Bauarten von Brücken in Deutschland

Der größte Anteil der bestehenden, nationalen Straßenbrücken im Bestand des Bundes und der Länder sind Massivbrücken [27]. Sie wurden zumeist Anfang der

1970er-Jahre geplant und ausgeführt, nicht wenige dieser Massivbrücken befinden sich aktuell wieder in der Sanierung.

Nur ein kleiner Teil der Brücken sind in Stahl- oder Stahlverbundweise errichtet worden. Bei den 51.000 Straßenbrücken des Bundes und der Länder sind es jeweils nur 6%. Bei den 66.700 kommunalen Straßenbrücken sind es jeweils 8% (vgl. Bild 2.2). In den letzten Jahren werden aber zunehmend Straßenbrücken in Verbundbauweise ausgeführt (Bild 2.3), reine Stahlbrücken mit stählerner orthotroper Fahrbahn sind dagegen selten.

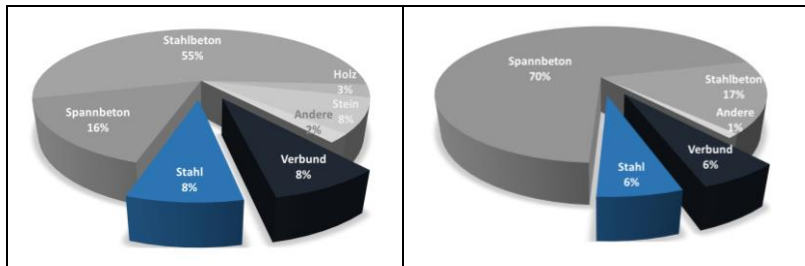


Bild 2.2: Bauarten bestehender kommunaler Straßenbrücken (links) und Brücken des Bundes und der Länder (rechts) [20]

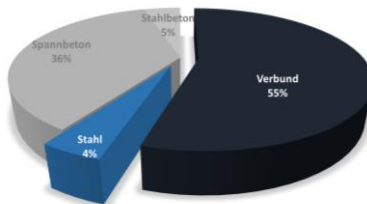


Bild 2.3: Bauarten neuer ausgeführter Straßenbrücken der DEGES aus [94]

Schaut man sich nur die kommunalen Brücken im Osten Deutschlands an, wo der Anteil an jüngeren Brücken größer ist, kann man einen höheren Anteil – nämlich 14% – in Verbundbauweise verzeichnen, da sich diese Bauweise als ökonomisch vorteilhaft erwiesen hat. Die reine Stahlbauweise ist in West- und Ostdeutschland mit 7% bzw. 8% nahezu mit gleichem Anteil vertreten. Dagegen gibt es in Osten Deutschlands weit weniger Stahlbeton-Brücken. Dies ist darauf zurückzuführen, dass in den Nachkriegsjahren nach 1945 in der DDR verhältnismäßig wenig Brücken gebaut wurden, während 56% der kommunalen Straßenbrücken im Westen Deutschlands in den Jahren zwischen 1945 und 1980 entstanden. Erst nach der Wiedervereinigung wurden im Osten zahlreiche Brücken – verstärkt in Verbundbauweise – neu gebaut (vgl. Bild 2.3). [20]



In innerstädtischen Bereichen entspricht der Anteil der bestehenden Stahl- und Verbundbrücken der Bahn in etwa dem der anderen Bauarten (Bild 2.4). Für Ersatzneubauten kommen hier zumeist wiederum Stahl- oder Verbundbrücken zum Einsatz, da die Einhaltung der geforderten Lichtraumprofile mit anderen Bauarten oft kaum möglich ist.

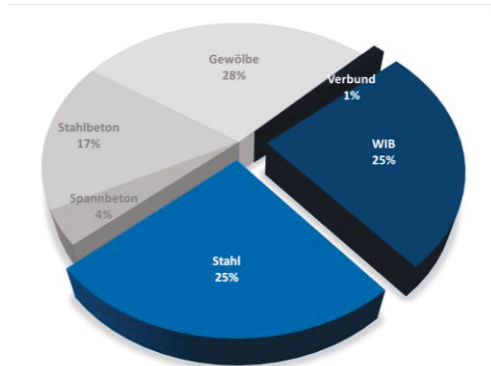


Bild 2.4: Bauarten von bestehenden Bahnbrücken [94]

### 2.3 Zustand der Brücken in Deutschland

Aktuelle Studien [20] und Statistiken [27] belegen, dass die ca. 118.000 Straßenbrücken in Deutschland bereits jetzt in einem bedenklichen Zustand sind, der sich mangels Investitionen in die Infrastruktur jährlich verschlechtert hat. Waren im Jahr 2001 circa ein Drittel der Brücken im schlechten oder gerade noch akzeptablen Zustand, so ist es aktuell schon knapp die Hälfte aller Brücken (vgl. Bild 2.5 und Bild 2.6). Daraus resultierend ist mit einem erhöhten Ersatzneubaubedarf an Brücken zu rechnen [20].

Die Verschlechterung des Zustands liegt u.a. auch an der Altersstruktur der Bauwerke. Der größte Anteil der Brücken ist aus den Jahren 1960-1980, Mitte der 1990er Jahre wurde nochmals ein kleiner Anstieg der Brücken-Neubauten verzeichnet, geht aber derzeit auf ein Minimum hinunter. Das führt dazu, dass viele Brücken in einem besonders schlechten Zustand sind und nun nur noch ersetzt werden können. Die schlechtesten Zustandsnoten tauchen insbesondere im Osten Deutschlands und dort insbesondere bei kleineren Gemeinden auf, da ein erheblicher Anteil ein Baujahr vor 1945 aufweist.

## 2 Stand der Forschung und Technik

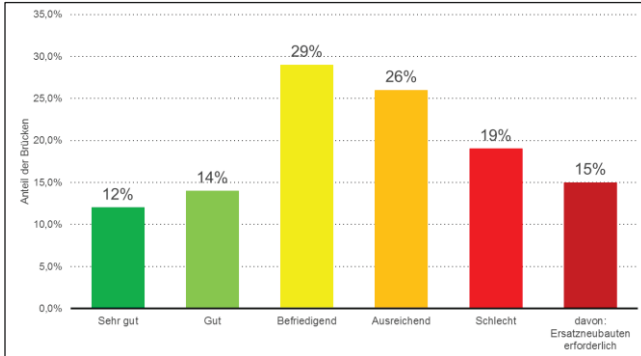


Bild 2.5: Zustand der kommunalen Straßenbrücken in Deutschland nach [20], Stand 09/2013

Insgesamt gibt es ca. 14.400 kommunale Straßenbrücken mit Ersatzneubaubedarf. Aufgrund von Geldmangel wird allerdings wahrscheinlich nur die Hälfte dieser Brücken tatsächlich bis 2030 erneuert. Das jährlich erforderliche Investitionsvolumen wird auf 630 Mio. Euro allein für den Ersatzneubau – ohne (Teil-)Instandsetzung – kommunaler Straßenbrücken geschätzt [20].

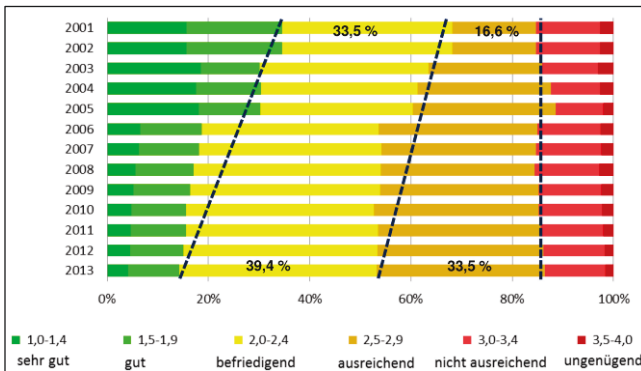


Bild 2.6: Zustandsentwicklung der Brücken im deutschen Bundesfernstraßennetz [27]

Hinzu kommen noch ca. 25.000 Bahnbrücken, die häufig auch in einem schlechten Zustand sind. Besonders betroffen sind vermehrt innerstädtische Brücken, die aufgrund von Bauhöhenbeschränkungen im Falle eines erforderlichen Ersatzneubaus nur durch Stahlbrücken ersetzt werden können. Insbesondere in den alten Bundesländern und Berlin ist der Anteil von nicht mehr sanierbaren Bahnbrücken hoch (vgl. Bild 2.7).

### 2.3 Zustand der Brücken in Deutschland

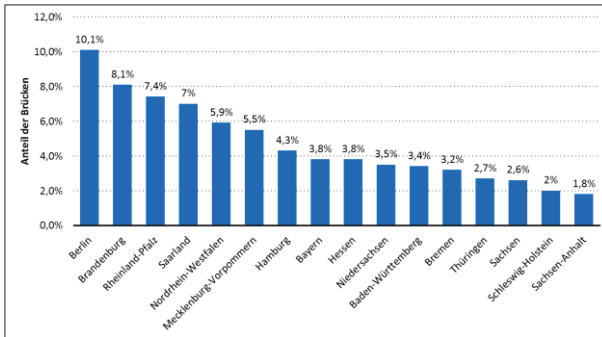


Bild 2.7: Bundesländer nach nicht mehr wirtschaftlich zu sanierenden DB-Eisenbahnbrücken im Jahr 2014 [10]

Sperrungen und Verkehrseinschränkungen durch Brückenschäden, Instandsetzungsmaßnahmen für schadhafte Brücken bzw. (Ersatz-)Neubaumaßnahmen erzeugen massive Verkehrsbehinderungen, die sich auf den täglichen Fahrzeugverkehr negativ auswirken (Bild 2.8). Dies erzeugt Einschränkungen der Produktivität und erhöhte Kosten, die volkswirtschaftlich getragen werden müssen. Die Relevanz, Bauwerke dauerhaft auszubilden und die Lebenszykluskosten für eine wirtschaftliche Bewertung heranzuziehen, wird damit klar aufgezeigt.

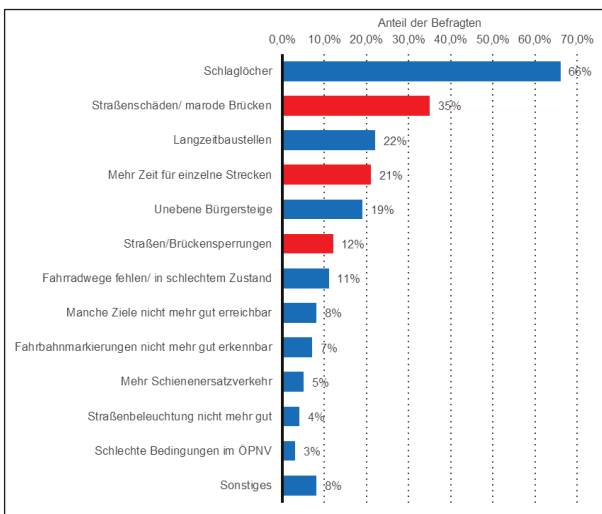


Bild 2.8: Umfrageergebnis zur Auswirkungen der Verschlechterung der Infrastruktur in Deutschland [15]

Ein Hauptaspekt der dauerhaften Funktion bei Brücken ist der nachhaltige Schutz gegen Korrosionsschäden während der kalkulatorischen, 100-jährigen Nutzungsdauer. Aktuelle Untersuchungen [20] belegen, dass häufig Korrosionsschäden ursächlich für den schlechten Zustand einer Brücke sind (vgl. Bild 2.9).

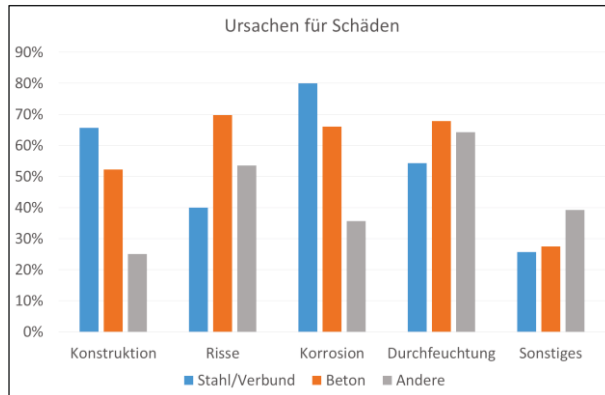


Bild 2.9: Maßgebliche Ursachen für den nötigen Brückenabriss [20]

Bezogen auf die kommunalen Straßenbrücken in Stahl- und Verbundbauweise besteht für etwa 20-25% der im Einsatz befindlichen Bauwerke Ersatzneubaubedarf. Als maßgebliche Ursache – mit einem Anteil von 94% – für die Notwendigkeit eines Abrisses einer Stahlbrücke sind Korrosionsschäden zu nennen. Bei Verbundbrücken ist die Korrosion bei ca. 68% der Fälle maßgeblich für das Erfordernis eines Ersatzneubaus [20]. Dementsprechend wäre eine Verbesserung des allgemeinen Zustands der Brücken durch die Verwendung eines langlebigeren Korrosionsschutzsystems bei Stahl- und Verbundbrücken erzielbar.

## 2.4 Korrosionsschutz für tragende Brückenbauteile aus Stahl

### 2.4.1 Arten von Korrosionsschutz

Es gibt zwei Gruppen des Korrosionsschutzes (Bild 2.10). Auf der einen Seite gibt es den aktiven Korrosionsschutz, der den Korrosionsvorgang vermeiden soll. Er ist gegliedert in den konstruktiven Korrosionsschutz bzw. der korrosionsschutzgerechten Gestaltung [168] und in das aktive Eingreifen in den Korrosionsprozess. Zu den aktiven Maßnahmen zählen Inhibitoren, der elektrochemische Schutz sowie das aktive Entfernen angreifender Stoffe.

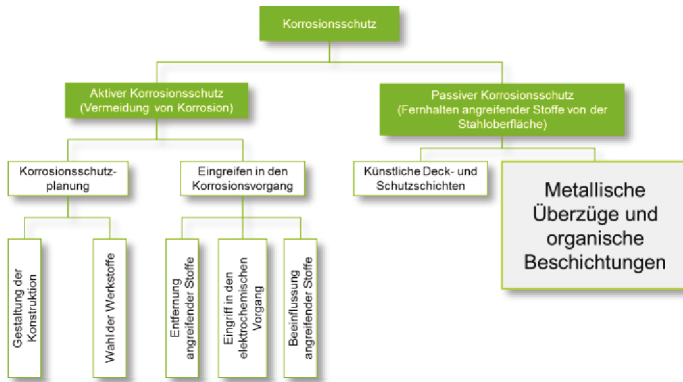


Bild 2.10: Arten des Korrosionsschutzes

Auf der anderen Seite steht der passive Korrosionsschutz. Der unterscheidet sich dadurch, dass schädliche Stoffe wie Wasser beziehungsweise ein Elektrolyt vom Werkstoff ferngehalten werden soll. Dabei unterscheidet man nochmal in einige Beschichtungsarten (Bild 2.11). Es können sowohl metallische Überzüge verwendet werden als auch anorganische oder organische Beschichtungssysteme auf die Werkstoffoberfläche aufgetragen werden. Letztere bilden den größten Anteil des Korrosionsschutzes im Brückenbau. Metallische Überzüge wie das Feuerverzinken als Stückverzinkung kommen nur selten zur Anwendung bzw. sind für viele Bauteile im konstruktiven Brückenbau nicht in den Regelwerken aufgenommen bzw. zugelassen.

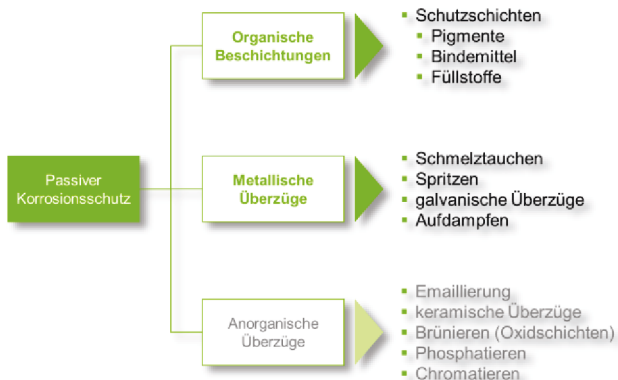


Bild 2.11: Einteilung des passiven Korrosionsschutzes

### 2.4.2 DIN EN ISO 12944

Für organische Beschichtungen als Korrosionsschutz für Stahlbauten werden in DIN EN ISO 12944 in acht Teilen (Bild 2.12) alle wesentlichen Gesichtspunkte geregelt, die für einen angemessenen Korrosionsschutz von Bedeutung sind. Zusätzliche oder andere Maßnahmen sind möglich, erfordern aber besondere Vereinbarungen zwischen den Vertragspartnern.

Normteil	Inhalt
DIN EN ISO 12944-1	Allgemeine Einleitung
DIN EN ISO 12944-2	Einteilung der Umgebungsbedingungen
DIN EN ISO 12944-3	Grundregeln zur Gestaltung
DIN EN ISO 12944-4	Arten von Oberflächen und Oberflächenvorbereitung
DIN EN ISO 12944-5	Beschichtungssysteme
DIN EN ISO 12944-6	Laborprüfungen zur Bewertung von Beschichtungssystemen
DIN EN ISO 12944-7	Ausführung und Überwachung der Beschichtungsarbeiten
DIN EN ISO 12944-8	Erarbeiten von Spezifikationen für Erstschutz und Instandsetzung

Bild 2.12: Teile der DIN EN ISO 12944 und deren Inhalt

Neben den Beschichtungssystemen und Anweisungen zur Ausführung und Qualitätssicherung wird auch eine Einteilung in sogenannte Korrosivitätskategorien (Bild 2.13) vorgenommen. Hiermit wird der Grad bspw. der atmosphärischen Korrosion angegeben.

Korrosivitäts-kategorie	Korrosionsbelastung	Beispiele
C1	unbedeutend	Nur innen: Geheizte Gebäude mit neutralen Atmosphären
C2	niedrig	Atmosphären mit geringer Verunreinigung, ländliche Bereiche, ungeheizte Gebäude
C3	mäßig	Stadt- und Industrielatmosphäre mit mittleren Verunreinigungen, Produktionsräume mit hoher Luftfeuchte z.B. Wäscherei, Brauerei
C4	stark	Industrielle Bereiche und Küstenbereiche, Chemieanlagen, Schwimmbäder
C5-I	sehr stark (Industrie)	Industrielle Bereiche mit aggressiver Atmosphäre, Gebäude mit sehr häufiger Kondensation, Schutzkütten an der Küste
C5-M	sehr stark (Meer)	Küsten-/Offshorebereich, Gebäude mit ständiger Kondensation u. starker Verunreinigung
Im1	Süßwasser	Flussbauten, Wasserkraftwerke
Im2	Meer- und Brackwasser	Hafenbereiche mit Stahlbauten, Schleusentore, Molen, Offshoreanlagen
Im3	Erdreich	Behälter im Erdreich, Stahlpundwände, Stahlrohre

Bild 2.13: Korrosivitätskategorien nach DIN EN ISO 12944-2 [167]

Die Korrosionsgeschwindigkeit nimmt unter dem Einfluss verschiedener Faktoren, wie der Luftfeuchte, Kondenswasserbildung und Luftverschmutzung zu. Aber auch

die Korrosion im Wasser oder Erdreich ist kategorisiert. Für die Abschätzung der Korrosionsbelastungen sind diese örtlichen Umgebungsbedingungen entscheidend. Eine wesentliche Rolle spielt auch das Mikroklima, was in Einzelfällen auch zu einer wesentlich höheren Beanspruchung führen kann, als die globale Korrosivität an einem Standort es vermuten lässt. Ein Beispiel für ein ausschlaggebendes Mikroklima ist die Unterseite einer Brücke über einer Straße, die bspw. vermehrtem Tausalzsprühnebel ausgesetzt ist.

### **2.4.3 ZTV-ING**

Die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING) [133] gelten ergänzend zur DIN EN ISO 12944 (vgl. Kap. 2.4.2) für den Bau und die Erhaltung von Ingenieurbauwerken nach DIN 1076 [140]. Sie sind darauf abgestellt, dass die Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen Teil C: „Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen“ Bestandteil des Bauvertrages sind. Die ZTV-ING wurden 2003 seitens des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur zur Einführung im Geschäftsbereich der Bundesfernstraßen bekannt gegeben und seitdem mehrfach fortgeschrieben. Sie umfassen 10 Teile. Änderungen und Ergänzungen werden an die obersten Straßenbaubehörden der Länder verteilt.

Der Teil 1 „Allgemeines“ gilt für alle nach den ZTV-ING ausgeschriebenen Baumaßnahmen. Er wird je nach Art der Baumaßnahme ergänzt durch die Vertragsbedingungen in den jeweiligen Abschnitten der Teile 2 bis 9. Abweichende Regelungen in den Teilen 2 bis 9 haben Vorrang.

In Teil 4 ist Stahlbau und Stahlverbundbau geregelt. Hier sind im Abschnitt 3 Angaben zum Korrosionsschutz zu finden. Bei Erstbeschichtungen und Vollerneuerungen sind nur Korrosionsschutzsysteme gemäß TL/TP-KOR-Stahlbauten [132], Tabelle 2 mit einer Schutzdauer von mindestens 25 Jahren (>„C5 I lang, C5 M lang“) zu verwenden. Die Sollsichtdicken können DIN EN ISO 12944-5 [169] entnommen werden. Entsprechend sind die dort für tragende Brückenbauteile angegebenen organischen Beschichtungssysteme nach einer Schutzdauer von mindestens 25 Jahren zu erneuern. In der Praxis wird der Korrosionsschutz – je nach Instandhaltungsstrategie – nach ca. 33 Jahren erneuert [4; 60; 131].

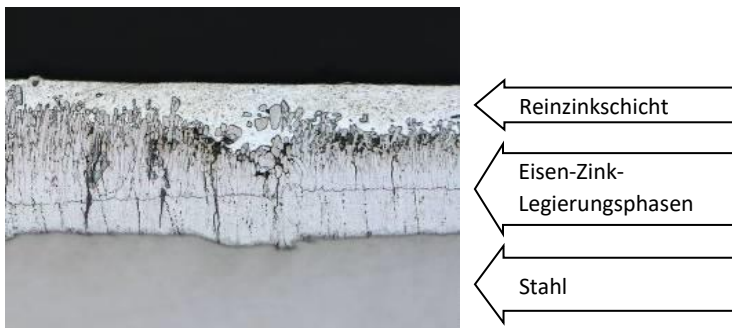
Das Feuerverzinken ist in den ZTV-ING zwar aufgenommen unter Hinweis auf entsprechende Ausführungsnormen [155; 172] und Richtlinien [138], jedoch nicht in den Listen der zugelassenen Systeme für das Haupttragssystem von Brücken enthalten. Lediglich untergeordnete Bauteile wie Geländer können stückverzinkt werden. Vor dem Hintergrund der aktuellen Regelung der ZTV-ING (Stand August 2015) ist vor der Ausführung einer feuerverzinkten Verkehrswege-Brücke eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) bei den zuständigen Behörden einzuholen.

## 2.4.4 Feuerverzinkung als Stückverzinkung nach DIN EN ISO 1461

### 2.4.4.1 Grundlagen der Stückverzinkung

Beim Stückverzinken erhalten Stahlteile durch Eintauchen in eine flüssig-heiße Zinkschmelze einen metallischen Überzug. In Deutschland werden jährlich circa 2 Millionen Tonnen Stahl stückverzinkt, vornehmlich aus dem Bereich des Metall- und Stahlbaus, der Verkehrs- und Infrastruktureinrichtungen und des Nutzfahrzeugbaus. Die aktuellen Anlagenkapazitäten in Deutschland lassen Bauteillängen von maximal bis zu 19 m als Einfachtauchung sowie Einzelstückgewichten von bis ca. 10 Tonnen zu. Flächendeckend stehen Zinkbäder für Bauteillängen bis zu ca. 16 m zur Verfügung.

Vor der eigentlichen Verzinkung ist für die gewünschte Reaktion des Stahls mit der Zinkschmelze eine chemische Vorbehandlung notwendig, in der die Stahloberfläche von arteigenen und artfremden Verunreinigungen gesäubert wird. Anschließend wird die Konstruktion in eine beim Normaltemperaturverfahren circa 450 °C heiße Zinkschmelze eingetaucht. Dort wird das Bauteil vom Zink umschlossen und es bildet sich eine unlösbare, metallurgische Verbindung zwischen Zink und Stahl. Die so entstehende Zink-Eisen-Legierungsphase weist eine hohe Härte auf und ist deshalb besonders widerstandsfähig. Die Gesamtzinkschicht wird häufig durch eine Reinzinkphase abgeschlossen, die sich beim Herausziehen des Bauteils aus der flüssigen Schmelze auflegt (Bild 2.14). Detailliertere Informationen zum Ablauf der Stückverzinkung können der Fachliteratur (z.B. [66]) und den Informationen des Instituts Feuerverzinken entnommen werden.



*Bild 2.14: Mikroskopische Darstellung des Aufbaus einer im klassischen Stückverzinkungsprozess erzeugten Zinkschicht [121]*

Die Zink-Eisen-Phasen bilden sich unterschiedlich stark aus. So ist es sowohl möglich, dass die Zinkschicht komplett durchlegiert ist und überhaupt keine Reinzink-



Phase vorhanden ist, auf der anderen Seite besteht aber auch die Möglichkeit, dass sich nur eine sehr dünne  $\delta_1$ -Legierungsphase auf dem Stahl bildet mit darüber liegender Hartzinkkristallen, die in erstarrte Zinkschmelze eingebettet sind [66].

#### 2.4.4.2 Charakteristik der Zinkschicht

Bei der aufgetragenen Zinkschicht handelt es sich zunächst um einen passiven Korrosionsschutz (vgl. Kap. 2.4.1). Angreifende Medien werden durch die komplette Oberfläche überdeckende Schicht vom Stahl ferngehalten. Darüber hinaus bietet die Zinkschicht auf dem Stahl aber auch einen aktiven Korrosionsschutz, und zwar über die kathodische Schutzwirkung. Hierbei wirkt Zink als Opferanode, das heißt, selbst wenn die Schutzschicht in begrenztem Maße verletzt wird, findet kein Angriff des Stahls statt, da sich das unedlere Element Zink stattdessen aufopfert und somit der Stahl geschützt wird.

Die Ausbildung der Zinkschicht erfolgt über den Prozess der Thermodiffusion, also den Austausch von Zink- und Eisenatomen während der Verweilzeit der Stahlkonstruktion in der Zinkschmelze und die damit verbundene Bildung der Zink-Eisen-Legierungsphase. Wie dick die Zinkschicht während der Verzinkung aufwächst, ist sowohl abhängig vom verwendeten Werkstoff, der konstruktiven Gestaltung als auch den Verzinkungsprozessparametern.

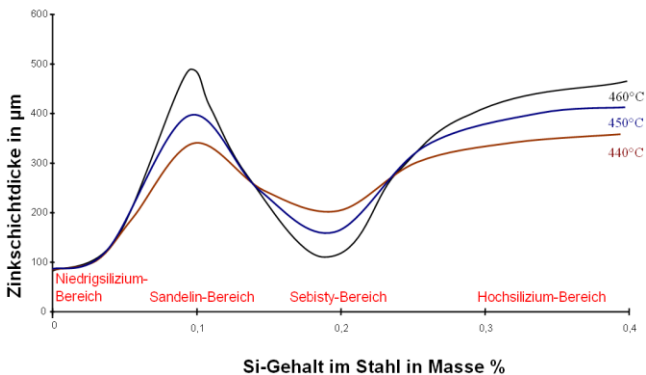


Bild 2.15: Einfluss des Si-Gehaltes im Stahl auf die Dicke der Zinküberzüge (Tauchdauer: 10 min, Phosphor < 0,02 Masse-%) [116]

Bei letzteren ist als wesentlicher Einfluss die Tauchzeit zu erwähnen, die wiederum in ihrem Minimum von der Art der Konstruktion sowie die eingesetzten Blechdicken und Langmaterialabmessungen abhängt. Die Konstruktion verweilt bis zur vollständigen Durchwärmung in der Zinkschmelze, was bei massiven Konstruktionen zu längeren Verweildauern mit entsprechend längeren Reaktionszeiten zwischen Zink

und Eisen an den Bauteiloberflächen und damit zu dickeren Zinküberzügen führt. Die chemischen Zusammensetzung, insbesondere die Silizium- und Phosphor-Anteile des Stahls, nehmen maßgeblichen Einfluss auf die Reaktion zwischen Zink und Eisen [52; 79; 88; 96; 97; 109]. In Bild 2.15 ist dieser Zusammenhang grafisch dargestellt. Wie dort zusätzlich zu erkennen ist, spielt die Verzinkungstemperatur ebenfalls eine Rolle.

### 2.4.4.3 Rissbildung bei der Feuerverzinkung

Um einer Rissbildung in der Konstruktion während des Prozesses der Feuerverzinkung vorzubeugen, wurde mit Hilfe eines Ingenieurmodells ein vereinfachtes Nachweisverfahren entwickelt und in die DASt-Ri 022 [138] aufgenommen. Damit kann die Wahrscheinlichkeit für eine Rissbildung abgeschätzt werden bzw. verhindert werden. Hierfür werden in der DASt-Ri 022 besondere Anforderungen an die Konstruktion, Fertigung und den gesamten Prozess des Feuerverzinkens gestellt.

Werden diese Anforderungen eingehalten, so wird das betreffende Bauteil anhand der Stahlfestigkeitsklasse und des Referenzwertes der Bauteilhöhe in eine Konstruktionsklasse eingeteilt. Über die maßgebende Detailausbildung erfolgt die Einteilung in eine Detailklasse. Aus Konstruktions- und Detailklasse ergibt sich die Vertrauenszone, anhand derer der Umfang zerstörungsfreier Prüfverfahren nach dem Feuerverzinken festgelegt wird. Sollten die Anforderungen der DASt-Ri 022 nicht eingehalten werden, so sind Verfahrensprüfungen mit anschließender zerstörungsfreier Prüfung erforderlich. Darüber hinaus spezifiziert die DASt-Ri 022 Anforderungen an Prüfmethoden zur Ermittlung der Vergleichsdehnungsbeanspruchbarkeit (Bruchdehnungen) von Baustählen im flüssigen Zinkbad, an die Überwachung der chemischen Zusammensetzung von Zinkbädern sowie an die zerstörungsfreie Prüfung verzinkter Bauteile.

Zur Bewertung von Bauteilen mit eventuellen Verzinkungsrissen wurden in einem neueren Forschungsprojekt [24] FEM-Simulationen von Stahlbaudetails, an denen typischerweise Rissbildungen während des Eintauchens aufgetreten sind (halbe Kopfplatte, Ausklinkung, Abflussöffnung an vollen Kopfplatten, Einschieblinge) durchgeführt. Auf Basis der Hintergrundmethoden der DIN EN 1993-1-10 [150] und der DASt-Ri 009 [137] wurde eine angepasste Vorgehensweise vorgeschlagen, um die Standsicherheit in Bezug auf Sprödbruch solcher Bauteile mit Hilfe bruchmechanischer Methoden einzuschätzen.

Zur Detektion von Rissen aus dem Feuerverzinkungsprozess wurde die zerstörungsfreie Prüfung von feuerverzinkten Stahlbaukonstruktionen weiterentwickelt [24; 93; 138]. Während eine Reihe von Prüfverfahren (z.B. Röntgen, Ultraschall) auf-

grund ihrer physikalischen Grenzen bei derartigen Prüfaufgaben nicht sinnvoll anwendbar ist, bleibt das Funktionsprinzip der Magnetpulverprüfung bei feuerverzinkten Stahlbaukonstruktionen erhalten. Die Detektierbarkeit von Rissen mittels Magnetpulverprüfung wurde durch eine Erhöhung der Feldstärke und eine optimierte Feldeinleitung verbessert. Hierbei kommen handelsübliche Handjochmagnete zum Einsatz, die mit speziellen Vorsatzpolen ausgerüstet werden. So konnte ein genormtes Prüfverfahren, das flächendeckend von entsprechenden Dienstleistern angeboten wird, für die bestehende Prüfaufgabe optimiert werden [24].

## 2.5 Anwendung der Feuerverzinkung im Brückenbau

### 2.5.1 Feuerverzinkte Fuß- und Radwegbrücken

Feuerverzinkte Verkehrswegebrücken in Stahl- und Verbundbauweise unter Schwerlastverkehr wurden in Deutschland bislang nicht ausgeführt. Feuerverzinken kommt vielmehr als Korrosionsschutz von Fuß- und Radwegbrücken zur Anwendung (Bild 2.16), also bei den Bauwerken, die einer vorwiegend ruhenden Beanspruchung unterliegen. Dies trifft auch auf die zugelassenen und häufig vorkommenden, untergeordneten Bauteile von Verkehrswegebrücken wie z.B. feuerverzinkte Geländer oder Schutzplanken zu.



Bild 2.16: Feuerverzinkte Fußwegbrücken in Göttingen, 1988 (links) [44] und Rietberg (mit zusätzlicher Beschichtung = Duplexsystem), 2007 (rechts) [64]

### 2.5.2 Internationale feuerverzinkte Verkehrswegebrücken

Auf internationale Ebene wurden bereits verzinkte Stahlbrücken für den Straßenverkehr ausgeführt, die zyklische Belastung aus Verkehr ist aber oft als gering zu bewerten. Die Beanspruchungen sind daher zumeist ebenfalls als vorwiegend ruhend einzustufen. Ein ausgeführtes Beispiel hierfür ist die 1945 von kanadischen Truppen erbaute Ehzer-Brücke bei Almen, Niederlande (Bild 2.17 links). Diese mobile Militärbrücke ist seit über 70 Jahren im Einsatz und hatte im Jahr 2014 noch Restschichtdicken des Zinküberzugs zwischen  $69\mu\text{m}$  und  $219\mu\text{m}$ .



Bild 2.17: Ehzer-Brücke, Almen, NL (links) [46] und Sauk River, Washington, USA (rechts) [1]

Alternativ sind die ausgeführten, feuerverzinkten Brücken mit den Vorgaben der Lastkollektive für den europäischen Schwerlastverkehr nicht kompatibel, wie z.B. eine Brücke über den Sauk River, Bundesstaat Washington, USA, die als Zufahrt für 300 Einwohner einer dünnbesiedelten Region erstellt wurde (Bild 2.17 rechts).

Eine Ausnahme bildet z.B. eine 1974 bei Stainsby Hall im Nordosten Großbritanniens errichtete, stückverzinkte Straßenbrücken-Konstruktionen [45], bei der feuerverzinkte Walzprofile als Längsträger ohne zusätzliche konstruktive Bauteile wie Steifen etc., ohne Schraub- oder Schweißverbindungen und ohne Verbundwirkung mit der aufliegenden Beton-Fahrbahnplatte zum Einsatz kamen (Bild 2.18). Diese Ausführungsart einer Stahlbrücke ist ermüdungsarm, entspricht jedoch nicht den anerkannten Regeln der Brückenbautechnik und -konstruktion, da der Stahlquerschnitt statisch-konstruktiv und zudem die Verbundwirkung von Stahl- und Beton nicht ausgenutzt wird.

Die Ausgangsdicke des Zinküberzuges betrug bis zu 150  $\mu\text{m}$  – also wesentlich mehr als nach DIN EN ISO 1461 [155] gefordert. Nach 23-jähriger Standzeit, wies keine Messstelle weniger als 115  $\mu\text{m}$  auf. Es wurden auch keinerlei Hinweise darauf gefunden, dass in absehbaren Zeiträumen Wartungsarbeiten erforderlich sein könnten [11].



Bild 2.18: Feuerverzinkte Autobahnbrücke bei Stainsby Hall, UK [45]

In Japan wird das Feuerverzinken von Stahlbrücken insbesondere bei den Brücken angewendet, die nach der Montage nur schwer zugänglich und folglich auch schwer instandzusetzen sind. Insgesamt gibt es in Japan über 700 feuerverzinkte Stahlbrücken. Beispielhaft sei die Akashi SA-Brücke genannt, die bereits 1976 als einfache Balkenbrücke erbaut wurde, (Bild 2.19 links). Die 1964 erbaute Brücke über den Shin-Nukui ist eine der ersten feuerverzinkten Brücken in Japan (Bild 2.19 rechts). Nach 42 Jahren Standzeit wurden immer noch Zinkschichtdicken zwischen 137µm und 166µm gemessen.

Begleitende Forschungsergebnisse zum Ermüdungsverhalten feuerverzinkter Brückenkonstruktionen wurden jedoch zunächst nicht in der internationalen Fachliteratur vorgelegt und waren daher für die Baupraxis nicht verfügbar. Erst jüngere, japanische Forschungsberichte beschreiben erste Ergebnisse von Ermüdungsversuchen an einem, auch in Europa brückenbautypischen Ermüdungsdetail (geschweißter Anschluss einer Steife oder Anschlusslasche an das Grundmaterial) mit Variation der Stahlgüten, geometrischen Proportionen und der Verzinkungsparameter [62; 63; 106; 107]. Die Forschungen zeigen, dass das im Versuch getestete feuerverzinkte Kerbdetail hinsichtlich seiner Ermüdungsbeanspruchbarkeit im Allgemeinen eher ungünstiger einzustufen ist als die nicht verzinkte Konstruktion.



Bild 2.19: Feuerverzinkte Brücken in Japan [43; 99]

Die beispielhaft vorgestellten Brücken erheben keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Weitere Beispiele finden sich bspw. in [43]. Grundsätzlich wird durch diese Beispiele deutlich, dass die Feuerverzinkung bei Verkehrswegebrücken erfolgreich einsetzbar ist. Die gemessenen Zink-Überzugsdicken belegen, dass die Schutzdauer weit oberhalb von 25-33 Jahren liegen kann und die Feuerverzinkung dauerhafter als übliche und geregelte Korrosionsschutzbeschichtungen sein kann.

### 2.5.3 Feuerverzinkte Verkehrswegebrücke in Deutschland

In Deutschland wurde 1987 eine feuerverzinkte Brücke über die Lenne im Sauerland realisiert (Bild 2.20) [99]. Das zweifeldrige Bauwerk ist ca. 60m lang mit Spannweiten von je 30m. Bei dieser Brücke sind keine nennenswerten Ermüdungsbeanspruchungen zu erwarten, da sie nur ein geringes Verkehrsaufkommen hat und für ein maximal zulässiges Gesamtgewicht von 12 t freigegeben wurde. Diese Vorgabe entspricht nicht den allgemeinen, im Brückenbau üblichen Lastkollektiven für Schwerlastverkehr.

Im Mai 2014 wurde der Korrosionsschutz der Bogenbrücke inspiziert. Die visuelle Prüfung ergab keine erkennbare Korrosion [43]. Der Gesamteindruck weist ein optisch unterschiedliches Erscheinungsbild auf. Die Braunfärbungen der Bögen lässt zunächst Rost vermuten. Genaue Schichtdickenmessungen belegen jedoch, dass es sich lediglich um eine Braunfärbung der offenbar durchlegierten Zinkschicht handelt, die Dicken zwischen 150µm und 500µm aufweist. Damit ergibt sich eine rechnerische Schutzdauer für mindestens weitere 75 Jahre unter Annahme der Korrosivitätskategorie C3. Alle weiteren feuerverzinkten Stahlbauteile sind verzinkungstypisch hellgrau mit ausgeprägtem Zinkblumenmuster. [83]



*Bild 2.20: Feuerverzinkte Straßenbrücke über die Lenne (D) – zul. Verkehrsbelastung 12 t [43]*

Ein weiterer Anwendungsfall von feuerverzinkten Bauteilen bei zyklisch belasteten Brücken ist die Sanierung von Bestandsbauwerken. Ein Beispiel hierfür ist die Severinsbrücke in Köln. Die Schrägseilbrücke stammt aus den Jahren 1956/1959 und musste aufgrund hoher Verkehrsbelastung aus Straßen- und Straßenbahnverkehr in 2014 verstärkt werden. Dazu wurden an den Beulsteifen im Inneren des Bauwerkes Verstärkungsrahmen eingebaut, welcher aus feuerverzinkten Winkeln und U-Profilen besteht.



*Bild 2.21: Verstärkungsrahmen Severinsbrücke Köln*

### **2.5.4 Schutzdauer von Zinküberzügen**

Aus dem Stahlhochbau und Metallbau ist bekannt, dass eine Feuerverzinkung einen wartungsfreien Korrosionsschutz für mehrere Jahrzehnte bieten kann [48]. Auch die vorgenannten Beispiele feuerverzinkter Brücken belegen die Dauerhaftigkeit des Feuerzinküberzugs über mehrere Jahrzehnte bis hin zu 70 Jahren und mehr [43]. In den technischen Regelwerken wird die Schutzdauer konservativer angegeben. DIN EN ISO 14713 Teil 1 [172] stuft die Feuerverzinkung in der Korrosivitätskategorie C4 (starke Korrosion) zwar in die Schutzdauerklasse „Hoch“ ein, gibt aber lediglich eine ungenaue Schutzdauer von > 20 Jahre für dieses Korrosionsschutzsystem an. Die erreichbare Schutzdauer des Zinküberzuges an der Atmosphäre hängt von zwei wesentlichen Faktoren ab. Zum einen dessen Dicke und zum anderen von der Korrosivität der umgebenden Atmosphäre. Zu beachten ist hierbei auch das Mikroklima, das zum Teil aggressiver sein kann als die globale atmosphärische Bedingung des geographischen Standorts.

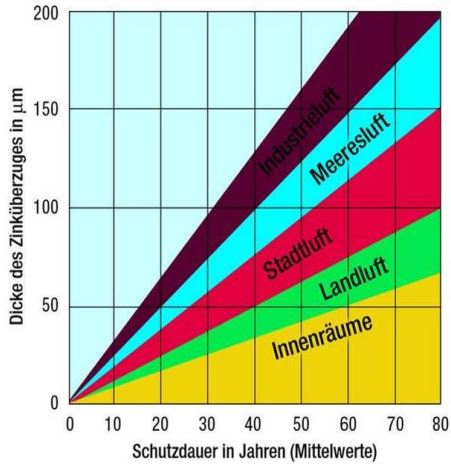


Bild 2.22: Schutzdauer Zinküberzug in Abhängigkeit von Dicke und atmosphärischen Bedingungen [66]

Bei einem Vergleich des jährliche Abtrags von Zinküberzügen von 1967 mit 1994 reduzierten sich in diesem Zeitraum die Abtragsraten auf etwa die Hälfte [33; 125]. Dies ist zum Teil auf die verminderte Luftverschmutzung und  $\text{SO}_2$ -Konzentration in der Atmosphäre zurückzuführen (Bild 2.23).

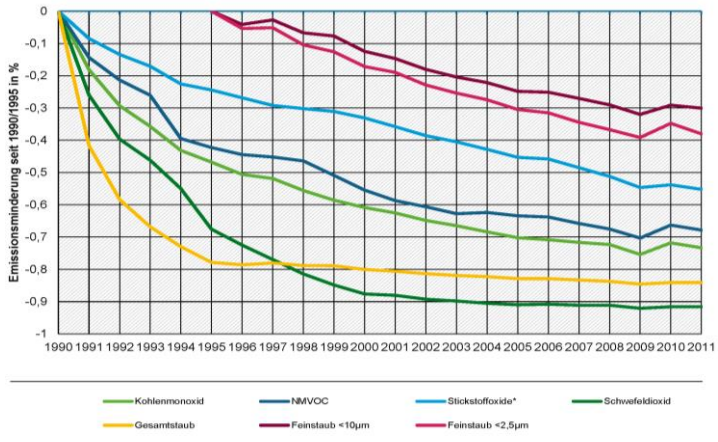


Bild 2.23: Trend der Luftschadstoff-Emissionen seit 1990 [114]



Ein neuerer Vergleich der Korrosivitäten an Autobahnbrücken unter Berücksichtigung des Einflusses von Salzablagerungen auf die Abtragsraten an Standardproben/Wendeln [164] zwischen einer Studie aus dem Jahr 1983 [26] und neueren Messungen aus dem Jahr 2012 [116; 119] belegt, dass die Abtragsraten und Korrosivitäten an den untersuchten vier Vergleichsstandorten gesunken sind.

„Die Korrosionsgeschwindigkeit von Metallen und Legierungen, die in natürlichen Atmosphären im Außenbereich ausgelagert werden, ist im Verlauf der Auslagerungsdauer nicht konstant.“ [163] Bei Zink nimmt sie aufgrund der Anhäufung von Korrosionsprodukten auf der Oberfläche des ausgelagerten Metalls mit der Dauer der Auslagerung ab (vgl. Bild 2.24).

Das Fortschreiten des Angriffs verläuft bei Konstruktionsmetallen und -legierungen üblicherweise linear, wenn der Gesamtschaden in Abhängigkeit von der Zeit in logarithmischen Koordinaten aufgetragen wird. Diese Beziehung zeigt an, dass der Gesamtangriff  $D$ , angegeben entweder als flächenbezogener Massenverlust oder als Eindringtiefe, wie folgt angegeben werden kann:

$$D_{Zn} = r_{corr,Zn} \cdot t^b \quad (2.1)$$

mit:

- $t$ : Auslagerungsdauer, ausgedrückt in Jahren
- $b$ : der für Zink und Umgebung spezifische Zeitexponent, üblicherweise kleiner eins
- $r_{corr,Zn}$ : die Korrosionsgeschwindigkeit des Zinks, die im ersten Jahr vorliegt, ausgedrückt in Gramm je Quadratmeter und Jahr [ $g/(m^2 \cdot a)$ ] oder in Mikrometern je Jahr [ $\mu m/a$ ], nach ISO 9223;

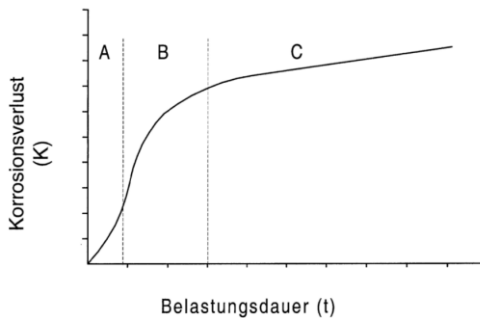


Bild 2.24: Langzeitiger Verlauf der atmosphärischen Korrosion [119]

In Untersuchungen wurde festgestellt, dass Gleichung (2.1) bei in ISO 9224 erfassten Metallen für Auslagerungsdauern von bis zu 20 Jahren gültig ist [163]. Gleichung (2.1) beruht jedoch auf der Tatsache, dass sich die Schichtdicke der Korrosionsprodukte und der Schutzgrad im Verlauf der Auslagerung erhöhen. An einem bestimmten Zeitpunkt nach über 20 Jahren hat sich die Schicht stabilisiert und an diesem Zeitpunkt wird die Korrosionsgeschwindigkeit im Zeitverlauf linear, weil die Geschwindigkeit des Massenverlustes durch Korrosion gleich der Geschwindigkeit des Verlustes von der Korrosionsproduktschicht ist. Es liegen jedoch keine experimentellen Daten vor, die zeigen, wann dies auftreten könnte, und es gibt kein Verfahren zur Vorhersage dieser Zeitdauer. Ein Ansatz, aus dem sich der höchste Schätzwert für den Angriff ergibt, besteht jedoch darin, anzunehmen, dass die Korrosionsgeschwindigkeit nach genau 20 Jahren Auslagerung linear wird. In diesem Fall kann die Korrosionsgeschwindigkeit nach Gleichung (2.2) berechnet werden:

$$dD / dt = b \cdot r_{\text{corr,iZn}} \cdot t^{b-1} \quad (2.2)$$

Für den Gesamtangriff ergibt sich dann:

$$D(t > 20) = r_{\text{corr,iZn}} \cdot \left( 20^b + b \cdot (20^{b+1}) \cdot (t - 20) \right) \quad (2.3)$$

Dadurch ergeben sich für Auslagerungsdauern von mehr als 20 Jahren höhere Schätzwerte für den Korrosionsangriff als aus Gleichung (2.1), in Fällen, in denen ein Schätzwert für den maximalen Angriff gefordert ist, ist jedoch Gleichung (2.3) begründet [163].

Unter Zugrundelegung der tatsächlich gemessene Abtragsraten im 1. Jahr [116; 119] an einer Wirtschaftswegbrücke über die Autobahn A4 in Thüringen ergibt sich damit folgende beispielhaft angenommene Prognose des Abtrags für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren:

$$D(t = 100) = 2,65 \dots 4,52 \mu\text{m} \cdot \left( 20^{0,873} + 0,873 \cdot (20^{0,873+1}) \cdot (80) \right) = 163 \dots 278 \mu\text{m} \quad (2.4)$$

Das bedeutet, dass mit einer Schichtdicke von angenommenen ca. 200  $\mu\text{m}$  eine Schutzdauer von 100 Jahren theoretisch möglich ist, wenn auch an einzelnen Stellen evtl. die Zinkschicht schon einige Jahre vorher abgetragen sein könnte.

Zinklegierungen unterscheiden sich jedoch wesentlich hinsichtlich ihres atmosphärenbedingten Verhaltens. Die eingesetzten  $b$ -Werte (hier  $b=0,873$ ) basieren auf handelsüblichen reinen Zinklegierungen. Schmelztauchzinküberzüge hingegen weisen einzigartiges Verhalten auf und die Anwendung der Formel zur Prognose führt möglicherweise nicht zu einer genauen Vorhersage von deren Verhalten. In ISO 9224 wird empfohlen, dann von einem linearen Abtrag, d.h. mit einem Wert  $b=1$  zu rechnen. Eine genaue Aussage ist aber auch hier schwierig, da zunächst die

Reinzinkschicht, die an der feuerverzinkten Oberfläche in unterschiedlicher Ausprägung vorhanden ist, abgebaut werden muss.

Gegen die Prognose der relativ hohen Abtragsraten stehen reale Zinkschichtdickenmessungen an vorhandenen feuerverzinkten Brückenbauwerken in Europa (vgl. Kap. 2.5.2 und 2.5.3), die wesentlich weniger Abtrag aufweisen.

Ein weiteres Beispiel für eine lange Schutzdauer von feuerverzinktem Stahl stellen Schutzplanken an Autobahnen dar. Eine kürzlich vorgestellte Studie der BAST [95] zeigt anhand von Zink-Abtragsmessungen an realen sowohl stück- als auch bandverzinkten Bauteilen, dass nach 10 Jahren freier Bewitterung unter realen Einbaubedingungen mit Einfluss von Tausalz kaum ein messbarer Abtrag festzustellen war. Die unterschiedlichen Ergebnisse hinsichtlich des realen Zinkabtrags unter atmosphärischer Belastung sind auf die verschiedenen Auswertemethoden zurückzuführen. Bei der Bestimmung der Korrosivitäten werden die Korrosionsprodukte durch chemische Reinigung von den Proben entfernt. Bei Zink und feuerverzinkten Proben wird damit die Zinkoxidschicht, die Patina, entfernt. Die Schutz-Schicht wird dadurch dünner. Diese ist aber auch in der Lage, das Bauteil zu schützen. Bei der Schichtdickenmessung am realen Bauteil (Brücke oder Schutzplanke) wird diese Patina mit gemessen und daher sind bei dieser Methode kaum oder weniger Abtragsmessungen festzustellen.

Eine exakte Schutzdauer-Prognose ist somit selbst mit vorliegenden Vergleichsdaten aus Standardproben-Messungen nach DIN EN ISO 9223 [162] zur Bestimmung der Korrosivität an einer ähnlichen Brücke nur schwer möglich. Es spielen zu viele Faktoren eine erhebliche Rolle. Neben den sich ständig ändernden Umweltbedingungen und der Ausprägung der Reinzinkschichtdicke ist auch noch ein zunehmender Einsatz von Kalziumchlorid anstelle von Natriumchlorid zur Vorbeugung von Blitzeis bzw. der Einsatz bei besonders niedrigen Temperaturen zu nennen. Kalziumchlorid ist stark am Bauteil anhaftend und bindet Feuchtigkeit, wodurch an tausalzbesprühten Flächen ein extremes Mikroklima herrscht. Dementsprechend ist der Abtrag auch abhängig von dem Verlauf des jahreszeitlichen Klimas.

Des Weiteren überlagern lokal auftretende Mikroklimata die global verbesserten Umgebungsbedingungen und sind überwiegend für evtl. starke Korrosion verantwortlich. Hierbei sind insbesondere längere Befeuchtungsdauern durch bspw. Bewuchs oder mangelnde Erwärmung oder Sonneneinstrahlung zu berücksichtigen [116]. Auch mechanische Einwirkungen wie häufiger Steinschlag oder durch Wind mitgerissene Teilchen wie Dreck oder Sand können einen die Schutzdauer mindern Einfluss haben. Sonderbelastungen, wie Ansammlung von Feuchte oder enge Spalte, sollten daher vermieden werden.

Zudem können für die Planung des Korrosionsschutzes und eine Schutzdauerprognose zwar auf Basis aktueller Daten der globalen Korrosivität vorgenommen werden, zukünftige Veränderungen der Korrosivität über die Nutzungsdauer können jedoch nicht berücksichtigt werden. Zusätzlich sind mikroklimatische Einflüsse sehr vielfältig und teils nur schwer für eine Konstruktion vorherzusehen.

Daher ist eine Schutzdauerprognose auch nur mit gewissen Annahmen in Verbindung mit einigen Toleranzen und Unsicherheiten abzugeben.

### 2.5.5 Nachhaltigkeit

Zink kann – wie auch Stahl – einfach und unbegrenzt recycelt werden. Die derzeitige Recyclingquote von feuerverzinktem Stahl liegt bei 88 Prozent, 11% werden direkt wiederverwertet [2]. So werden beispielsweise alte verzinkte Produkte im Zuge der Elektrostahlerzeugung mit dem anderen Stahlschrott voll recycelt. Hierbei verflüchtigt sich das Zink sehr früh bei diesem Prozess und kann als Filterstaub, so genannter EAF-Staub (Electric Arc Furnace = Elektrostahl-Staub) danach in speziellen Anlagen recycelt und der primären Zinkproduktion zugeführt werden.

Zur Bewertung der Umweltbelastung infolge des Feuerverzinkungsprozesses führte die TU Berlin eine vergleichende Studie von Korrosionsschutzsystemen für Stahlbauten durch (vgl. [47]). Eine Beschichtung nach DIN EN ISO 12944 [169] und das Feuerverzinken nach DIN EN ISO 1461 [155] wurden angelehnt an die Methode der Ökobilanz untersucht. Im Ergebnis zeigt sich, dass das Korrosionsschutzsystem Feuerverzinken für ein langlebiges Stahlbauobjekt gegenüber einem Beschichtungssystem die geringeren Umweltbelastungen darstellt. Die im Zuge einer neueren Ökobilanzierung ermittelten, quantifizierten Umweltauswirkungen pro Tonne feuerverzinkten Baustahls können der entsprechenden Umwelt-Produktdeklaration (EPD) [2] entnommen werden.

Im Rahmen einer Forschungsstudie der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) [60] wurde die Nachhaltigkeit von unterschiedlichen Korrosionsschutzsystemen anhand eines realen Brückenbauprojekts über den gesamten Lebenszyklus – von der Herstellung, über die Nutzung bis zum Abriss – untersucht. Hierzu wurde eine Ökobilanz erstellt, die Lebenszykluskosten sowie die externen Effekte (Umweltwirkungen aus Fahrzeugbetrieb, Fahrzeugbetriebskosten und Verspätungskosten) ermittelt und für drei Varianten verglichen. Zum einen wurde eine konventionelle, organische Beschichtung, unter der Annahme einer zweimaligen Erneuerung im Lebenszyklus der Brücke und zum anderen eine Feuerverzinkung in zwei verschiedenen Schichtdicken angenommen. Hierbei wurde davon ausgegangen, dass bei geringerer Schichtdicke der Feuerverzinkung nach ca. 66 Jahren eine Instandsetzung des Korrosionsschutzes durch Aufbringen einer organischen Beschichtung erfolgen sollte.

Im Ergebnis konnte festgestellt werden, dass erhöhte Umweltwirkungen aus dem Herstellungsprozess der feuerverzinkten Brückenvariante während der Nutzungsphase kompensiert werden. Die Berechnung der Herstellungskosten zeigt bereits eine Reduzierung gegenüber der Beschichtung, hinzu kommen weitere Einsparungen über die Nutzungsdauer aufgrund Wegfall von Instandhaltungsmaßnahmen und daraus resultierenden externen Kosten wie beispielsweise Staus, die ebenfalls betrachtet wurden. Dieses Ergebnis deckt sich mit weiteren Untersuchungen zu Herstell- und Lebenszykluskosten [85; 129].

### 2.5.6 Marktpotential

Die vorgenannten Daten zum Zustand der Brücken in Deutschland (vgl. Kap. 2.3) zeigen, dass ein erheblicher Bedarf an (Ersatz-)Neubauten von Brücken besteht. Diese Brücken haben größtenteils Spannweiten, die sich für eine Feuerverzinkung gut eignen. Insbesondere bei Bahnbrücken haben fast 90% der Brücken Spannweiten, die kürzer als die längsten Zinkbäder sind (vgl. Kap. 2.1 und 2.4.4). Wenn auch Stahl-Trogbrücken sich aufgrund ihrer für die einteilige Verzinkung zu großer Breite eventuell nicht eignen, wäre die Feuerverzinkung beispielsweise für WIB-Brücken häufig ohne Probleme anwendbar. Die gewalzten Profile könnten vor Einbau komplett feuerverzinkt werden und anschließend direkt auf die Baustelle transportiert werden. Aufgrund der höheren Widerstandsfähigkeit im Vergleich zur konventionellen Beschichtung können Transport- und Montagebeschädigungen reduziert werden.

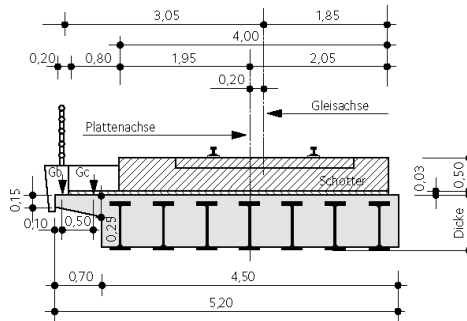


Bild 2.25: Querschnitt einer WIB-Brücke

Da bei Ersatzneubauten aufgrund von Bauhöhenbeschränkungen häufig wieder dieselbe Bauweise verwendet wird, wären ca. 25% der zu ersetzenden Bahnbrücken auch wieder WIB-Brücken (vgl. Kap. 2.2). Da die WIB-Bauweise sich durch geringe Querschnittshöhen auszeichnet, ist zu erwarten, dass der Anteil der WIB-Brücken im innerstädtischen Bereich mit besonders engen Bauverhältnissen auch

durchaus noch steigen könnte. Zudem ist die Montagezeit bei dieser Bauweise kurz und die sperrungsbedingten Ausfallzeiten können minimiert werden. Zusammengefasst bedeutet dies, dass mehr als ein Viertel der in den nächsten Jahren 875 Stück [16] zu bauenden Eisenbahnbrücken potentiell verzinkbar wären.

Hinzu kommen zahlreiche Straßenbrücken. Insbesondere im kommunalen Bereich sind mehrere Tausend Ersatzneubauten nötig (vgl. Kap. 2.3). Insbesondere kommunale Straßenbrücken sind eher von kurzen Spannweiten geprägt. Mit dem steigenden Anteil an Stahl- und Verbundbauweise beim (Ersatz-)Neubau von ca. 20% (vgl. Kap. 2.2) werden allein in den nächsten Jahren ca. 2.000-3.000 kommunale Straßenbrücken gebaut. Üblicherweise werden für die Konstruktion offene Walz- oder Schweißprofile verwendet, die ohne große Probleme bis zu einer Einzel-Länge von ca. 16-17 m verzinkt werden können. Bei größeren Spannweiten müssen Stöße der Hauptträger vorgesehen werden. Hierfür können Laschenverbindungen mit Schrauben verwendet werden oder alternativ können geschweißte Stumpfstöße nach dem Verzinken vorgesehen werden, die allerdings eine Ausbesserung des Korrosionsschutzes an den Schweißstellen erfordern (siehe Kap. 8).

Im Übrigen gibt es noch ca. 90.000 kommunale Fußweg-, Radweg- und Wirtschaftswegbrücken, die aufgrund ihrer kurzen Baulängen in vielen Fällen auch verzinkt werden können.

## **2.6 Ermüdungsfestigkeit**

### **2.6.1 Definition und Begriffe**

Die Ermüdung metallischer Werkstoffe infolge veränderlicher, schwingender Beanspruchung basiert auf mikro- und makrostrukturellen Änderungen des Werkstoffgefüges. Diese werden ausgelöst durch zyklische, örtlich sehr begrenzte plastische Verformungen, resultierend aus Spannungsspitzen an Kerben oder Anrissen, wobei die realen örtlichen Spannungen wesentlich über den mit der Festigkeitstheorie ermittelten Nennspannungen liegen. Während bei einer statischen Belastung die Spannungsspitzen durch Fließen des Materials ausgeglichen werden und ein duktiler Verformungsbruch eintritt, entsteht bei häufig wiederholter Belastung ein submikroskopischer Anriss (Rissinitiierung), der durch die hohen Spannungsspitzen im Kerbgrund (Risssspitze) verursacht wird. Der Werkstoff plastiziert und verfestigt in Kernnähe infolge der Spannungsspitzen. Der Anriss wächst weiter, zu einer duktilen Dehnung kommt es infolge des  $\sigma$ - $\epsilon$ -Zustand unmittelbar vor der Risssspitze jedoch nicht. Wenn die Schwingbruchfläche eine kritische Größe erreicht, versagt der restliche Querschnitt durch einen Restbruch.

Die Ermüdungsfestigkeit ist von vielen Parametern des Werkstoffs und der Geometrie abhängig, so dass hierzu eine verlässliche Prognose ohne Ermüdungsversuche nicht abgegeben werden kann. Hierbei ist zu beachten, dass die Bauteilform, Bauteilgröße und Belastungsart entscheidenden Einfluss nehmen. Der Werkstoff besitzt in anderer Gestalt eine andere Festigkeit [110; 111].

Bei der Dauerschwingfestigkeit, oder auch kurz Dauerfestigkeit  $\Delta\sigma_D$  genannt, ist die Spannungsschwingbreite, die Spannungsdifferenz  $\Delta\sigma$ , die beliebig oft wiederholt werden kann, ohne dass ein Bruch eintritt. Die Dauerfestigkeit wird in der Regel durch eine Einstufenbelastung ermittelt, das heißt, die Oberspannung  $\sigma_o$  und die Unterspannung  $\sigma_u$  werden nicht variiert. Im Gegensatz dazu gibt es Mehrstufen- oder Betriebsfestigkeitsversuche, in denen fiktiv angenommene oder betriebsähnliche Belastungsfolgen gewählt werden, um die Betriebsfestigkeit mit zum Teil über die Dauerfestigkeit hinausgehenden Lasten nachzuweisen.

Die aus den Versuchswerten ermittelten Ergebnisse können zu einer Kurve überführt werden, die sich in drei Bereiche gliedert (Bild 2.26).

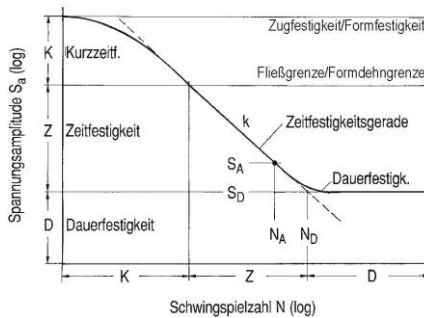


Bild 2.26: Kennwerte Wöhler-Linie mit Abgrenzung von drei Bereichen nach [30]

Im oberen Bereich der Kurve nähert sich die Schwingfestigkeit der Zugfestigkeit des Werkstoffs an. Dieser Bereich der oligozyklischen Ermüdung ist in der Baupraxis nur für bspw. Beanspruchungen aus Erdbeben o.ä. relevant, bei denen hohe Spannungsschwingbreiten mit geringen Lastwechselzahlen auftreten [78]. Der Bereich endet bei üblichen Baustählen zwischen  $2 \times 10^4$  und  $5 \times 10^4$  Lastwechseln und ist ansonsten nicht von großer Bedeutung, da die Bemessungsnormen DIN EN 1993-2 [151] bzw. DIN EN 1993-1-9 [149] die maximale Oberlast auf die Fließgrenze  $f_y$  begrenzen. Dort, wo die Zeitfestigkeitskurve das Niveau der Fließgrenze erreicht, befindet sich der Übergang von der flacheren Kurzzeitfestigkeit zur konstanten Steigung des Zeitfestigkeitsbereichs.

Das horizontale Auslaufen der Kurve tritt bei ungekerbten Proben aus unlegierten Stählen nur auf, wenn nicht regelmäßige Überschreitungen der Dauerfestigkeit, korrosive Einflüsse oder erhöhte Temperaturen den Ermüdungsvorgang mitbestimmen. Bei scharf gekerbten Proben ist durch das Rissauffangvermögen im Kerbgrund ein horizontales Auslaufen jedoch die Regel [82]. Generell ist somit auch ein Versagen unterhalb der Dauerfestigkeit möglich. Ein genauer Abknickpunkt kann nicht pauschal definiert werden, da er von vorgenannten Faktoren abhängig ist. Ein horizontaler Kurvenverlauf ist jedoch in der Regel erst bei Lastwechselzahlen, die jenseits von  $1 \times 10^6$  liegen, zu beobachten.

### 2.6.2 Einflussfaktoren auf die Ermüdungsfestigkeit

#### 2.6.2.1 Allgemeines

Nachfolgend werden einige Einflussfaktoren kurz erläutert, die für die Ermüdungsfestigkeit entscheidend sind. Es handelt sich dabei nicht um eine vollständige Auflistung aller Einflüsse, sondern nur um die für den weiteren Verlauf dieser Arbeit relevanten Faktoren. Hierdurch soll die Einordnung der vorgestellten Ergebnisse auch erleichtert werden. Für ausführlichere und weitergehende Erläuterungen wird auf die einschlägige Fachliteratur (z.B. [30; 38; 54; 82]) verwiesen.

#### 2.6.2.2 Mittelspannung

Der Einfluss der Mittelspannung  $\sigma_m$  als Mittelwert aus Oberspannung  $\sigma_o$  und Unterspannung  $\sigma_u$  ist insbesondere im Bereich höherer Lastwechselzahlen entscheidend. In der Literatur sind hierzu zahlreiche Hinweise zu finden, z.B. [30; 54; 58; 82; 113]. Dabei wirken größer werdende Druckmittelspannungen festigkeitserhöhend und Zugmittelspannungen festigkeitsmindernd.

In der Bemessungsnorm für Stahlbauten wird dieser Effekt nur teilweise berücksichtigt. Lediglich „bei nicht geschweißten Konstruktionen oder bei geschweißten Konstruktionen, die spannungsarm gegläht werden, darf der Mittelspannungseinfluss auf die Ermüdungsfestigkeit dadurch berücksichtigt werden, dass die Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_{E,z}$  im Ermüdungsnachweis reduziert wird, wenn sie ganz oder teilweise im Druckbereich liegt.“ [149]

#### 2.6.2.3 Werkstoffabhängigkeit

Die Dauerfestigkeit einer ungekerbten und polierten Probe hängt sowohl von der Zugfestigkeit als auch von der Fließgrenze ab. Eine erste Näherung kann nach [91] folgende Formel sein

$$\Delta\sigma_D = (\sigma_F + \sigma_Z) / 2 \quad (2.5)$$

mit



---

$\Delta\sigma_D$	Dauerfestigkeit
$\sigma_F$	Fließgrenze
$\sigma_Z$	Zugfestigkeit

Dieser anscheinend lineare Zusammenhang zwischen der statischen Festigkeit und der Ermüdungsfestigkeit gilt jedoch nur für normalfeste Baustähle. Mit zunehmender Festigkeit von bspw. höherfesten und hochfesten Stählen flacht die Zunahme der Ermüdungsfestigkeit ab und bleibt nahezu konstant.

Bei der Auslegung von Bauteilen steht aber im Bauwesen in der Regel nicht die Dauerfestigkeit einer ungekerbten und polierten Probe im Vordergrund des Interesses, sondern die Zeit- und Betriebsfestigkeit. Hierfür ist die Duktilität des Werkstoffs entscheidender als die Zugfestigkeit oder Fließgrenze. [82] Eine mögliche Maßnahme zur Steigerung der Duktilität bei der Herstellung des Stahls ist die Kornverfeinerung.

#### 2.6.2.4 Größeneinfluss

Es wird grundsätzlich zwischen verschiedenen Arten von Größeneinfluss unterschieden. Der spannungsmechanische oder geometrische Größeneinfluss beschreibt die Stützwirkung, die bei Torsions- oder Biegebeanspruchung auftritt. Bei einer größeren Probe ist dieser Effekt kaum noch ausgeprägt, während es bei kleinen Proben durch einen steilen Spannungsgradienten zu signifikanter Stützwirkung kommt.

Der technologische Größeneinfluss beinhaltet die Unterschiede im Gefüge, die durch die Unterschiede im Herstellungsverfahren von kleinen bzw. dünnen Stahlprodukten und dicken Blechen hervorgerufen werden.

Der statistische Größeneinfluss ergibt sich aus der höheren Wahrscheinlichkeit einer Fehlstelle im Material oder Imperfektionen aus der anschließenden Weiterverarbeitung. Mit zunehmender Länge einer Schweißnaht bspw. nimmt die Wahrscheinlichkeit von einer rissauslösenden Fehlstelle zu. Dieser Größeneinfluss ist bei überwiegend elastischer Beanspruchung oder auch bei duktilen Werkstoffen bei Annäherung an die Dauerfestigkeit besonders ausgeprägt [82].

#### 2.6.2.5 Oberflächenrauigkeit

Eine zunehmend raue Oberfläche kann zu einer Minderung der Ermüdungsfestigkeit führen. Das Ausmaß des Einflusses der Oberflächenstruktur hängt jedoch auch von der mikrostrukturellen Homogenität des Werkstoffs ab. Ist dieser grobkörnig, so ist der Einfluss einer rauen Oberfläche im Vergleich zu polierter Oberfläche gering, bei Feinkornstählen ist der Einfluss jedoch signifikant. Der Einfluss der Rauigkeit verschwindet im Kurzzeitfestigkeitsbereich ( $N \leq 10^3$ ) fast vollständig, wirkt sich

aber in der Dauerfestigkeit deutlich aus. Dieser Zusammenhang ist in verschiedenen Richtlinien [134; 175] in Form von Diagrammen und Abminderungsformeln aufgenommen.

### 2.6.2.6 Eigenspannungen

Eigenspannungen in einem Bauteil können sowohl bei der Herstellung als auch bei der Montage von Bauteilen entstehen und sind unterschiedlich stark ausgeprägt. Da es sich um innere Spannungen handelt, die sich innerhalb des Bauteils im Gleichgewicht befinden, sind sie nicht sichtbar und nur durch aufwendige Messungen zu erfassen. Kleinere Änderungen im Herstellungsprozess können zu großen Veränderungen der Verteilung von Eigenspannungen im Bauteil führen [30; 82].

Eigenspannungen werden im Betrieb des Bauteils durch Überschreiten der Fließgrenze verändert. Durch Schwingbeanspruchung kann ein teilweiser Abbau erfolgen. Da Ermüdungsrisse häufig an der Bauteiloberfläche starten, wirkt sich vor allem die Oberflächenspannung auf das Ermüdungsverhalten aus. Daher gibt es auch verschiedene Maßnahmen, die durch Einbringung von Druckeigenspannungen die Ermüdungsfestigkeit von insbesondere geschweißten Details erhöhen sollen. Hierfür werden bspw. Verfahren wie das WIG-Aufschmelzen oder höherfrequentes Hämmern angewendet [54; 56; 57; 113].

### 2.6.3 Ermüdungsfestigkeit von feuerverzinktem Stahls

In der Fachliteratur wird zwar vereinzelt auf Versuche zur Ermüdungsfestigkeit von feuerverzinktem Stahl hingewiesen, jedoch sind die Ergebnisse nicht systematisch auf den Brückenbau übertragbar, da die untersuchten Details zumeist nicht passen. Hinzukommend sind die Ergebnisse recht unterschiedlich. Zum einen wird im Allgemeinen eine Verringerung der Ermüdungsfestigkeit beschrieben, zum anderen gibt es aber auch Untersuchungen [76], die belegen, dass nicht immer mit einer Abminderung der Ermüdungsfestigkeit gerechnet werden muss. Dort wurden nämlich nahezu übereinstimmende Ergebnisse von unverzinkten und verzinkten Details erzielt.

Die Einschätzung der genauen Ursache für eine Abnahme der Ermüdungsfestigkeit feuerverzinkter Stähle ist in der einschlägigen Fachliteratur nicht unumstritten. Verschiedene Veröffentlichungen nennen die Zinkschicht selbst als Ursache für eine Abnahme der Ermüdungsfestigkeit [5; 36]. So wird einerseits die Schichtdicke des Zinküberzugs [126], an anderer Stelle jedoch die  $\delta 1$ -Phase [89] oder beide Faktoren als verantwortlich für die Abminderung genannt.

Regelwerke wie die VDI 2230 [176] und die „Guideline for the Certification of Wind Turbines“ [135] des Germanischen Lloyd berücksichtigen den Abfall der Ermü-

dungsfestigkeit bereits in ihren Bemessungsregeln für die Auslegung unter zyklischer Belastung. In der VDI 2230 [176] wird deshalb vorgegeben, die Dauerfestigkeit bei feuerverzinkten Schrauben um 20% abzumindern. Nach GL Guideline [135] wird eine Abminderung von Kerbfall 71 (unverzinkt) auf Kerbfall 50 für feuerverzinkte Ausführung von schlussvergüteten Schrauben empfohlen. Nach DIN EN 1993-1-9 ist jedoch generell der Kerbfall 50 anzuwenden und die Dauerfestigkeit spielt in der Regel keine relevante Rolle, so dass die vorgenannten Regeln bei der Auslegung von Brücken nicht zu berücksichtigen sind. Dennoch ist die Tendenz einer abgeminderten Ermüdungsfestigkeit von feuerverzinkten Schrauben durch Berücksichtigung in Regelwerken erkennbar.

Neuere Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit verzinkter Stahlteile wurden im Rahmen der flankierenden Forschungsprojekte zur DASt-Ri 022 durchgeführt [24]. Dabei wurde die Ermüdungsfestigkeit von verzinkten Bauteilen mit Hilfe von Ermüdungsversuchen an verzinkten Kleinproben ermittelt. Um einen realistischen Beanspruchungszustand bei der Feuerverzinkung zu gewährleisten, bei dem Zugspannungen entweder während des transienten Eintauchprozess auftreten oder durch Schweißeigenstressungen infolge Schweißen, Walzen oder Kaltverformung stationär vorhanden sind, wurden die Proben mit einer speziellen Biegevorrichtung unter Vorspannung verzinkt um entsprechende Mikrorisse zu erzeugen. Das Ergebnis der Auswertung der Versuchsreihen für die Werkstoffe S355J2 und P460N im direkten Vergleich der Proben „unverzinkt“ und „verzinkt“ zeigt, dass die ertragbaren Spannungsschwingweiten der verzinkten Probekörper gegenüber denen der unverzinkten Referenzprobekörper mit zunehmenden Schwingungszahlen deutlich abfallen. Allerdings lag das Niveau der Dauerfestigkeit so hoch, dass keine signifikante Unterschreitung der Eurocode-Bemessungs-Wöhlerkurven auftrat.

Bei den Ergebnissen ist jedoch zu beachten, dass für die Versuche Zinkschmelzen verwendet wurden, die aufgrund ihrer Zusammensetzung in der heutigen Praxis keine Anwendung mehr finden. Ob der Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit mit aktuell üblichen Schmelzen nach DIN 1461 [155] und DASt-Ri 022 ähnlich nennenswert ist, wurde im Rahmen der Versuche nicht überprüft. Darüber hinaus wurde die aufgebrachte Vorspannung zur Erzeugung der Mikrorisse nicht an Bauteilversuchen bzw. numerischen Simulationen verifiziert. Insofern ist die Aufrechterhaltung der Spannung während der gesamten Versuchszeit (ca. 10 min) als generelle Randbedingung zumindest dann in Frage zu stellen, wenn dies auf den transienten Eintauchzeitraum übertragen werden soll, da dessen Spannungszyklen sich trotz relativ langer Abklingphase nicht auf den gesamten Verweilzeitraum erstreckt. Es ist daher möglich, dass die aufgebrachte Vorspannung nicht mit den tatsächlich auftretenden Spannungen im Bauteil in Ordinatenhöhe und Auftretenszeit während des Verzinkungsprozesses übereinstimmt.

Auf den Bruchflächen der verzinkten und der unverzinkten Proben war makroskopisch kein Unterschied zu erkennen. Die Rissinitiierung ging erwartungsgemäß von der Oberfläche des Stahlsubstrats aus. REM-Untersuchungen zeigten jedoch, dass unterhalb des Zinküberzuges im unmittelbaren Oberflächenbereich des Grundwerkstoffs, ein bis zwei Kornlagen tief, interkristalline Trennungen vorhanden waren. Die in diesem Bereich durchgeführten EDX-Analysen zeigten dort ein deutliches Signal für die Anwesenheit von Zink. Dies würde auf einen Einfluss aus dem Prozess des Feuerverzinkens und daraus folgenden Mikrodefekten im Stahlsubstrat als mögliche Ursache für den Abfall der Ermüdungsfestigkeit hindeuten. Unklar war, ob bei stärker gekerbten, stahlbautypischen Details, die Mikrodefekte in den Hintergrund treten oder ob die stahlbautypischen Kerben gegebenenfalls auch zu einer verstärkten Mikrorissbildung durch höhere Eigenspannungen im Bauteil führen könnten [24]. Daher wurde von der Verwendung der Feuerverzinkung (mit den damaligen Zinkschmelzen) für Stahlbauteile unter Schwingbelastung abgeraten [127]. Die Anzahl durchgeführter Versuche reichte für eine abschließende Bewertung allerdings nicht aus.

### **2.6.4 Nachweis der Sicherheit gegen Werkstoffermüdung im Brückenbau**

Für Tragwerke unter nicht vorwiegend ruhender Belastung, wie für Stahl- und Verbundbrücken mit Verkehr, müssen neben den Festigkeits- und Stabilitätsnachweisen zusätzlich Nachweise der Ermüdungssicherheit geführt werden. Die Versagenswahrscheinlichkeit im Grenzzustand der Ermüdung ist sowohl von der Größe als auch von der Häufigkeit der Belastung während der Lebensdauer abhängig.

In DIN EN 1993-2 [151] und DIN EN 1994-2 [153] wird der Nachweis der Ermüdung von Stahl- und Verbundbrückenkonstruktionen auf Nennspannungsniveau mit Hilfe der Einordnung ihrer konstruktiven Details in Kerbfälle nach DIN EN 1993-1-9 [149] geführt (Bild 2.27). Für diese Kerbfälle wurde die Ermüdungsbeanspruchbarkeit in Form der Wöhlerlinien ( $\Delta\sigma$  bei 2 Mio. Lastwechseln sowie inverse Steigung  $m$ ) experimentell und mittels einer statistischen Auswertung gemäß Kap. 2.6.7 für unverzinkte Konstruktionsdetails normativ [149] erfasst. Die Wöhlerlinien bilden dabei eine Grenzkurve der aufnehmbaren Schwingzyklen  $N$  bei einer vorgegebenen Spannungsdoppelamplitude  $\Delta\sigma$ . Für feuerverzinkte Bauteile liegen bislang keine normierten Werte vor und daher kann der Ermüdungsnachweis auch nicht geführt werden.

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
125		<p>Durchgehende Längsnähte:</p> <p>1) Mit Automaten beidseitig durchgeschweißte Nähte.</p> <p>2) Automaten geschweißte Kehlnähte. Die Enden von aufgeschweißten Gurtplatten sind gem. Kerbfall 6) oder 7) in Tabelle 8.5 nachzuweisen.</p>	<p>Kerbfälle 1) und 2):</p> <p>Es dürfen keine Schweißansatzstellen vorhanden sein, ausgenommen bei Durchführung einer Reparatur mit anschließender Überprüfung der Reparaturerschweißung.</p>

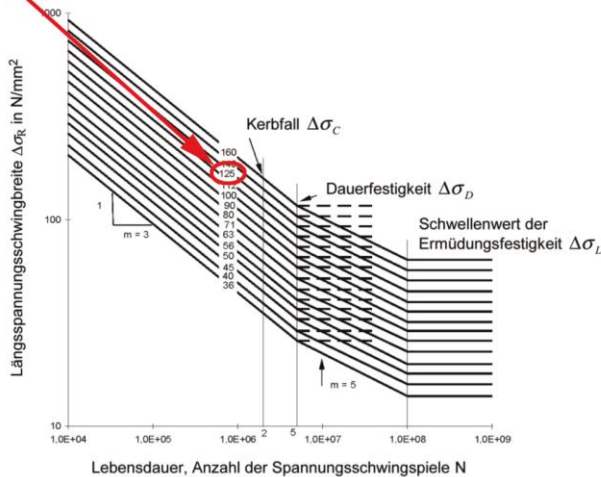


Bild 2.27: Bestimmung des Kerbfalls für Konstruktionsdetails [149]

Ein Nachweis gegen die Dauerfestigkeit findet bei der Bemessung von Brücken-Bauteilen in der Regel keine Anwendung. Stattdessen wird ein Nachweis der Betriebsfestigkeit über die Lebensdauer der Brücke geführt. Dies führt zu wirtschaftlicheren Querschnitten, da auch Beanspruchungen im Zeitfestigkeitsbereich mit höheren Spannungsschwingbreiten als bei der Dauerfestigkeit auftreten dürfen.

Da exakte Daten für den Nachweis mit realen Lastwechselzahlen und Spannungsschwingbreiten aus Verkehr bei Brücken üblicherweise im Vorhinein nicht bekannt oder ermittelbar sind, ist der Nachweis über eine Schadensakkumulation nach *Miner* gem. [149] dann nicht möglich. Daher ist der Nachweis mittels Schadensäquivalenzfaktoren der Standard. Dabei wird zunächst der Spannungszuwachs aus der Beanspruchung durch ein auf die Konstruktion aufgebrachtes Ermüdungslastmodell nach DIN EN 1991-2 [61; 145] ermittelt. Dieses Einstufenkollektiv muss mittels Schadensäquivalenzfaktor  $\lambda$  auf das Niveau des tatsächlich vorhandenen Mehrstufenkollektivs entsprechend der theoretisch erwarteten, realen Betriebslasten angepasst werden. Dieser Faktor beinhaltet u.a. die Verkehrszusammensetzung und -dichte sowie System- und Zeitparameter. Die normierten Werte basieren auf

Daten aus realen Verkehrsmessungen [102] und vorausschauenden Annahmen hinsichtlich des zu erwartenden Verkehrs.

Die Nachweisform [151] lautet wie folgt:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \quad (2.6)$$

mit

$\gamma_{Ff}, \gamma_{Mf}$  Teilsicherheitsbeiwerte  
 $\Delta\sigma_c$  Detail Kategorie / Kerbfall

und

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_P \quad (2.7)$$

mit

$\lambda$  Schädigungsäquivalenzfaktor  
 $\Phi_2$  schädigungsäquivalenter Schwingbeiwert  
(bei Straßenbrücken in der Regel = 1)  
 $\Delta\sigma_P$  Betrag der Differenz zwischen maximaler und minimaler Spannung  
infolge des Ermüdungslastmodells  
$$\Delta\sigma_P = |\sigma_{P,max} - \sigma_{P,min}|$$

Für Schubbeanspruchungen gilt das gleiche Nachweisformat, wobei  $\sigma$  jeweils durch  $\tau$  zu ersetzen ist.

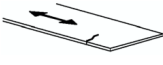
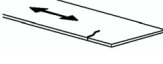
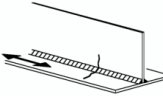

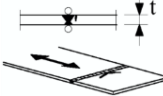
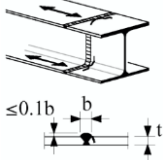
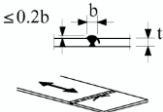
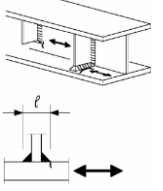

Mittlerweile ist in die Normen auch das Strukturspannungskonzept eingeflossen, ein örtliches Konzept nach dem mit der FEM Spannungsordinaten in der Umgebung der Kerbe ausgewertet werden und auf die potentielle Rissstelle extrapoliert werden. Auch für diese Methode sind Wöhlerlinien aufbereitet worden. In der Praxis wird diese Möglichkeit jedoch seltener angewendet.

### 2.6.5 Typische Kerbdetails im Brückenbau

Ziel einer 2012 durchgeführten Studie [6] war es, die maßgebenden Kerbdetails sowohl für Stahl- als auch für Stahlverbundbrücken auf Grundlage der normativ [149; 151; 153] geregelten Nachweisführung zu ermitteln. Dabei wurden Brücken für den Straßenverkehr und Eisenbahnverkehr differenziert betrachtet.

Da sich eine gleichzeitig volle Ausnutzung aller vorhandenen Kerbdetails bei einer Konstruktion nicht einstellen wird, sind als Ergebnis aus [6] und [116] nachfolgend die maßgebenden und am häufigsten auftretenden Kerbdetails für Brücken mit feuerverzinkbaren Tragkonstruktionen aufgelistet (Tabelle 2.1).

Tabelle 2.1: Übersicht der maßgebenden Kerbdetails (Auszüge aus [149])

Lfd.-Nr.	Konstruktionsdetail	Beschreibung	
1		Bleche und Flachstähle mit gewalzen/gefrästen Kanten	
2		Maschinell brenn- oder wasserstrahlgeschchnittener Werkstoff mit seichten und regelmäßigen Brennriefen oder von Hand brennengeschchnittener Werkstoff mit nachträglicher mechanischer Bearbeitung. Maschinell brenn- oder wasserstrahlgeschchnittener Werkstoff der Schnittqualität entsprechend EN 1090.	
3		Handgeschweißte Kehlnähte oder HV-Nähte oder DHV-Nähte.	
4		Über eine durchgeschweißte Quernahat geführte durchgehende Längsnaht	
5		Blehdickenabhängigkeit für $t > 25$ mm: $k_s = (25/t)^{0,2}$	Querstöße in Blechen und Flachstählen.
6		Blehdickenabhängigkeit für $t > 25$ mm: $k_s = (25/t)^{0,2}$	Vollstöße von Walzprofilen mit Stumpfnähten ohne Freischnitte.
7		Blehdickenabhängigkeit für $t > 25$ mm: $k_s = (25/t)^{0,2}$	Querstöße in Blechen, Flachstählen, Walzprofilen oder geschweißten Blechträgern.
8		$l \leq 50$ mm	Vertikalsteifen in Walz- oder geschweißten Blechträgern.
9		Schweißnähte unter Querkraftbeanspruchung: Kopfbolzendübel in Verbundwirkung Steigung: $m=8$	

Drei weitere häufig auftretende Details sind in Tabelle 2.1 nicht enthalten, da sie entweder bei Brückenkonstruktionen in der Regel für die Bemessung nicht maßgebend werden oder für die Feuerverzinkung nicht geeignet sind. Diese Details wurden für die experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit dementsprechend nicht weiter berücksichtigt.

### *Gurtlamellen und Stumpfstoß mit Dickensprung*

Das häufig verwendete Detail „Gurtlamellen“ eignet sich nicht für die Feuerverzinkung. Aufgrund der Materialdopplung besteht die Gefahr, dass sich Flüssigkeiten der Vorbehandlung in dem Zwischenraum sammeln und zu einer Explosion im Zinkbad führen. Dies kann verhindert werden, indem Löcher in die überlappenden Bauteile gebohrt werden (Bild 2.28), die jedoch negative Auswirkungen auf das Ermüdungsverhalten des Bauteils hätten und ggf. Korrosion begünstigen würden.

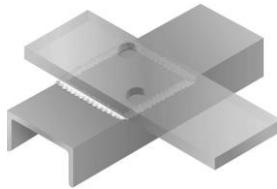


Bild 2.28: Löcher für die Feuerverzinkung in Überlappungsflächen [42]

Das führt dazu, dass im Falle des Wunsches zur Feuerverzinkung Querschnittsabstufungen ganz vermieden werden oder durch einen Querstoß mit Dickensprung (Bild 2.29) ersetzt werden müssen. Dieses Kerbdetail entspricht hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens den Details 4-7 in Tabelle 2.1, insofern ein Steigungsverhältnis von 1:4 eingehalten wird.

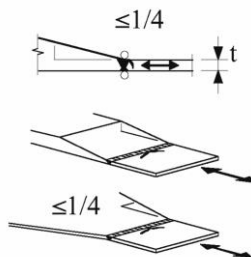
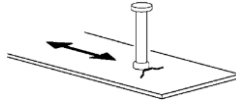


Bild 2.29: Stumpfstoß mit Dickensprung [149]



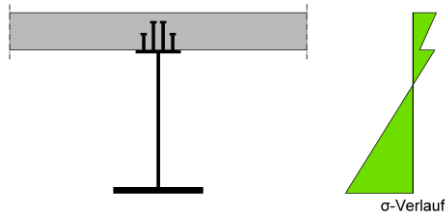
### *Einfluss eines Kopfbolzendübels auf den Grundwerkstoff*

Neben der zyklischen Beanspruchung des Kopfbolzendübels durch Schub zwischen Betonplatte und Stahlquerschnitt (Detail 9 in Tabelle 2.1) ist auch der Einfluss des aufgeschweißten Kopfbolzendübels auf die Ermüdungsbeanspruchbarkeit des Trägermaterials zu untersuchen.



*Bild 2.30: Blech mit zyklischer Normalspannungsbeanspruchung [149]*

Da die Spannungsnulllinie im brückenbau-typischen Verbundquerschnitt üblicherweise nah am Stahlträgerobergurt liegt, ist die zyklische Änderung der Normalspannung an der Flanschoberseite zumeist so gering, dass dieser Kerbfall nicht maßgebend wird [6; 116] (vgl. Bild 2.31). Aus diesem Grund wird auch in der Regel bei Brücken kleiner und mittlerer Spannweite der Interaktionsnachweis nach DIN EN 1994-2, 6.8.7.2 [153] nicht maßgebend. Die Hauptbeanspruchung am Detail Kopfbolzendübels ist daher – dem Zweck entsprechend – die Schubübertragung.



*Bild 2.31: Qualitativer Normalspannungsverlauf im Verbundquerschnitt unter positivem Biegemoment*

### *Schub in Halskehlnähten*

Ähnlich verhält es sich bei Halskehlnähten von geschweißten Trägern im Brückenbau. Für zusammengesetzte Querschnitte muss Ermüdungsfestigkeit der Kehlnaht unter Schubbeanspruchung  $\Delta\tau$  nachgewiesen werden. Diese ist in der Regel im Bereich eines Auflagers am größten. Der zugehörige Kerbfall 80 hat eine normierte Wöhlerliniensteigung  $m=5$  [149].

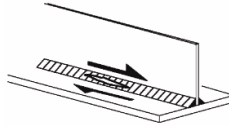


Bild 2.32: Halskehlnaht mit zyklischer Schubbeanspruchung [149]

Die zyklische Schubbeanspruchung ist jedoch sehr häufig bereits bei geringen Schweißnahtdicken in den Halskehlnähten so klein, dass die zyklische Belastung von untergeordneter Bedeutung ist [6].

### 2.6.6 Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit

Der grundlegende Versuch zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit geht auf *August Wöhler* zurück. Der Lastverlauf kann sinusförmig oder sägezahnartig sein. Die bis zum Versagen der Probe ermittelten Lastspielzahlen werden in einem Diagramm im doppelt-logarithmischen Maßstab mit den zugehörigen Spannungsdifferenzen zwischen Ober- und Unterlast aufgetragen. Auf der Abszisse wird die Anzahl der Spannungsschwingspiele ( $N$ ) und auf der Ordinate die Spannungsschwingbreite ( $\Delta\sigma$ ) aufgetragen. Versagenskriterium ist in der Regel der Bruch, es können aber auch andere Kriterien wie ein Anriss definierter Größe oder ein Abfall der Steifigkeit sein. [82]

Für die Planung und statistische Auswertung der Versuche stehen viele verschiedene Verfahren zur Verfügung, die in der Literatur (z.B. [78; 82]) ausführlich beschrieben sind. Die für diese Arbeit relevanten und benutzten Verfahren werden im Folgenden kurz erläutert.

### 2.6.7 Auswerteverfahren von Ermüdungsversuchen

Da die Bemessungskurven zur Beurteilung der Sicherheit gegen Werkstoffermüdung grundsätzlich auf experimentellen Untersuchungen basieren, ist eine statistische Auswertung der Versuchsergebnisse vorzunehmen. Da Ermüdungsversuche zeit- und kostenintensiv sind, liegen häufig nur wenige Versuchsdaten bei mitunter großer Streuung vor. Zunächst wird eine Mittelwertkurve aus der Grundgesamtheit der Ergebnisse gebildet. Die Geradengleichung im Bereich der Zeitfestigkeit lautet:

$$\lg(N) = \lg(a) - b \cdot \lg(\Delta\sigma) \quad (2.8)$$

mit:	$N$	Anzahl Spannungsschwingspiele
	$a$	Konstante, abhängig vom Bauteil-Detail
	$\Delta\sigma$	Spannungsschwingbreite
	$b$	Geradenneigung (vgl. Kap. 0)

Diese Regressionsgerade mit 50%iger Überlebenswahrscheinlichkeit muss in der Folge durch eine statistische Abschätzung auf eine bestimmte Überlebenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Streuung abgemindert werden. Hierfür stehen verschiedene Verfahren mit unterschiedlichen Verteilungsfunktionen [90; 130] zur Verfügung (Tabelle 2.2). Im Wesentlichen wird hierfür auf die Gauß-Normalverteilung oder eine t-Student-Verteilung, die sich bei geringem Versuchsumfang besser eignet, zurückgegriffen.

Tabelle 2.2: Statistische Auswertemethoden von Ermüdungsversuchen, nach [100]

Norm	Basis für die Bemessungs-Wöhlerlinie
Eurocode 3	95% Überlebenswahrscheinlichkeit mit einem Konfidenzniveau von 75 % für log (N) Versuchsdaten, bezogen auf Standardabweichung und Probengröße
Background Dokument Eurocode 3	Einseitiges Konfidenzintervall mit 95%iger Überlebenswahrscheinlichkeit als untere Grenze für log (N) Versuchsdaten unterer Grenze
Norsok N-004	Mittelwert minus doppelte Standardabweichung von log (N) Versuchsdaten
HSE 4th Ed GNs	Mittelwert minus doppelte Standardabweichung von log (N) Versuchsdaten
API RP2A	Untere Grenze der Versuchsdaten
BS 7608:1993	Mittelwert minus doppelte Standardabweichung von log (N) Versuchsdaten
ISO	Mittelwert minus doppelte Standardabweichung von log (N) Versuchsdaten

Daraus resultierend erhält man eine Bemessungs-Wöhlerlinie mit einer Überlebenswahrscheinlichkeit und einem Konfidenzniveau. Das Konfidenzniveau definiert die Wahrscheinlichkeit, mit der die Ermüdungsversuchsergebnisse an ähnlichen Details innerhalb der definierten Grenzen liegen.

Beispiel: Ein zweiseitiges 95% Konfidenzintervall bedeutet dabei, dass mit 95%iger Wahrscheinlichkeit die Versuchsergebnisse im definierten Bereich liegen. Jeweils 2,5% liegen somit oberhalb und unterhalb der Grenzen. Dies wiederum bedeutet, dass die Überlebenswahrscheinlichkeit bei 97,5% liegt. Hingegen bedeutet ein einseitiges 95% Konfidenzintervall, dass die Überlebenswahrscheinlichkeit bei 95% liegt.

### 2.6.8 Geradenneigung $m$

Die unterschiedlichen Auswerteverfahren beginnen zunächst gleich. Es wird eine Ausgleichsgerade durch eine Grundgesamtheit der Versuche gelegt. Diese hat eine

Steigung  $b$ , die sich aus den Versuchswerten selbst ergibt. Die Steigung hängt vom Werkstoff und der Kerbwirkung ab. Bei ungekerbten Proben aus Stahl liegt die reale Steigung  $b$  häufig zwischen 10 und 15, während bei zunehmender Kerbschärfe diese auf ca. 3 – 4 fällt.

Die Bemessungsnorm für den Stahlbau, DIN EN 1993-1-9 [149], gibt jedoch anstelle einer variablen Steigung  $b$  eine feste Steigung  $m$  für die Kerbfälle vor. Für den Zeitfestigkeitsbereich ist bei Normalspannung  $m = 3$  und bei Schubbeanspruchung ist  $m = 5$ . Der Abknickpunkt zur Horizontalen im Dauerfestigkeitsbereich oder zu einer Geraden mit geringerer Steigung (z.B.  $m = 5$  gem. [149]) wird bei Schwingspielen zwischen  $5 \times 10^6$  und  $1 \times 10^7$  angenommen. Normativ [149] wird bei  $1 \times 10^8$  Schwingspielen erst die Horizontale als Schwellwert der Ermüdungsfestigkeit angenommen. Für die Schubbeanspruchung von Kopfbolzendübeln gilt ein Sonderfall mit einer konstanten Steigung  $m = 8$ .

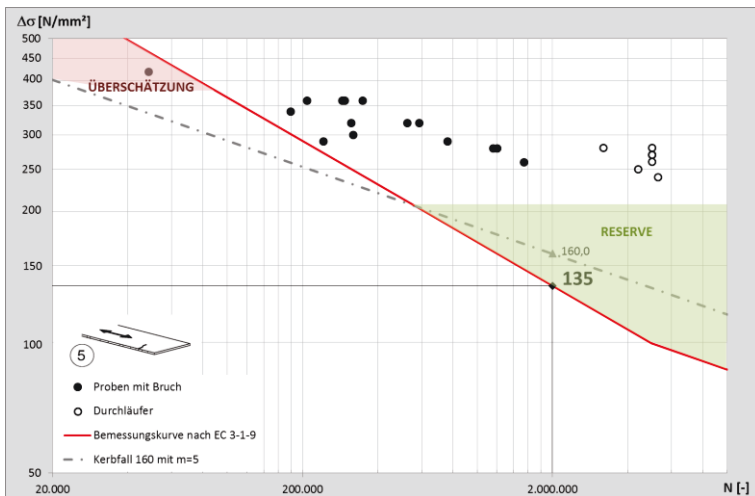


Bild 2.33: Beispiel für Abweichung der realen Versuchsergebnisse von normierter Wöhlerkurve mit  $m=3$

Für die Auswertung der Ermüdungsversuche mit dem Ziel der Anwendbarkeit innerhalb der bekannten Regeln der DIN EN 1993 (EC3), muss nun eine 95%ige Überlebenswahrscheinlichkeit hergeleitet werden unter der Randbedingung einer mitunter steiler verlaufenden Bemessungskurve, als die Versuchsergebnisse es verlangen würden. Dies kann bei niedriger Kerbschärfe zu einer konservativen Abschätzung der tatsächlichen Dauerfestigkeit führen, wenn die Wöhlerkurve „gut belegt“

ist, das heißt, die Bandbreite von sehr hoher Spannungsschwingbreite bis zur Dauerfestigkeit vollständig untersucht wurde. Wurden die Versuche nicht im hohen Spannungsbereich nahe der Elastizitätsgrenze durchgeführt, kann die Auswertung der Versuche zu einer Unterschätzung der Ermüdungsfestigkeit führen (Bild 2.33).

Eine alternative und die unterschiedlichen Neigungen der wahren Wöhlerkurven berücksichtigende Variante ist die Empfehlung gemäß IIW-Dokument IIW-1823-07 [38]. Hierbei wird für den höchsten Kerbfall 160 eine Steigung von  $m = 5$  angenommen. Da kein Kerbfall gemäß normativer Vorgabe [149] größer als 160 werden kann, werden die steiler verlaufenden Kurven der niedrigeren Kerbfälle in dem Bereich höherer Spannungsschwingbreiten gekappt.

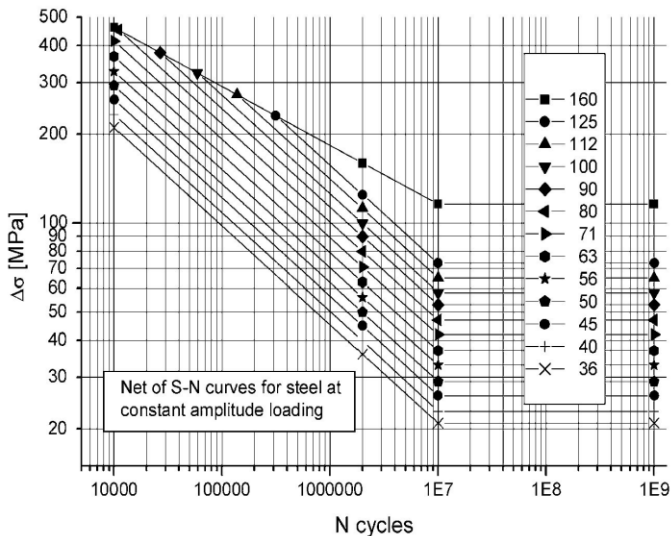


Bild 2.34: Kurvenschar der Bemessungs-Wöhlerlinien nach [38]

Bei Überführung der Versuchsergebnisse aus Bild 2.33 in eine Bemessungs-Wöhlerlinie nach IIW-Empfehlung [38] wird die potentielle Überschätzung der Ermüdungstragfähigkeit bei hohen Spannungsamplituden eliminiert (vgl. Bild 2.35).

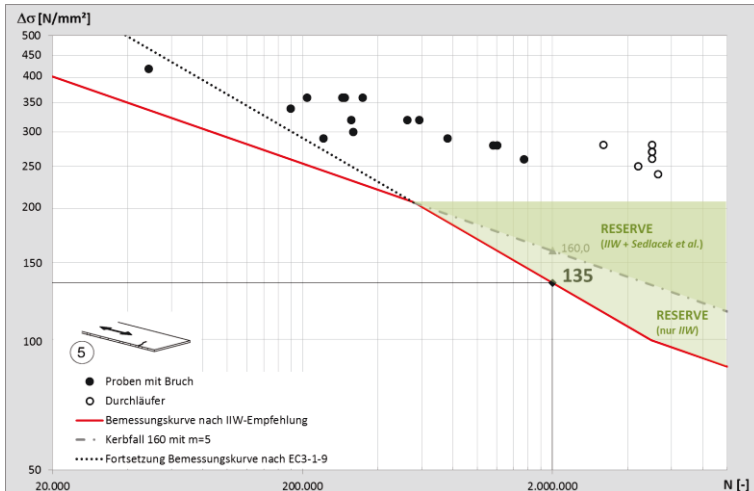


Bild 2.35: Bemessungswöhlerlinie nach IIW-Empfehlung

Sedlacek et al. [100] regten sogar an, die Steigung  $m=5$  auf die gesamte Tabelle 8.1 der DIN EN 1993-1-9 in einer zukünftigen Normversion einzuführen. Das hätte zwei Effekte zur Folge: zum einen würde das Niveau der Dauerfestigkeit angehoben und die Reserve bei niedrigeren Spannungsamplituden reduziert. Zum anderen würde jedoch eine geringe Schwingspielzahl bei hoher Spannungsschwingbreite nicht zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit führen. Zur Erreichung einer ausreichenden Sicherheit auch bei hoher Spannungsschwingbreite ist allerdings ggf. eine Abwertung des Kerbfalls erforderlich.

Mit der in Kap. 2.6.11 näher erläuterten und im weiteren Verlauf dieser Arbeit auch verwendeten Methode der Versuchsauswertung kann sowohl eine variable Steigung  $b$  als auch eine normativ vorgegebene Steigung  $m$  angesetzt werden.

### 2.6.9 Treppenstufenverfahren

Dieses Verfahren der Versuchsdurchführung und -auswertung geht auf Dixon und Mood [18] zurück. Es wird auch in DIN 969 [139] für Schwingfestigkeitsuntersuchungen an Schrauben beschrieben. Ziel ist es, die Dauerfestigkeit statistisch abgesichert zu bestimmen. Dabei wird eine Grenzschwingspielzahl vorgegeben, für die die 50%ige Überlebenswahrscheinlichkeit und die Standardabweichung bestimmt wird.

Die Prüfung hat eine systematische Vorgehensweise. Zunächst wird die kritische Spannungsschwingbreite geschätzt, mit der die erste Probe belastet wird. Bricht diese Probe, so wird die Last der zweiten Probe herabgesetzt, bricht sie nicht, so

wird die Belastung hochgesetzt. Die Stufen der Lasterhöhung bzw. -herabsetzung sind äquidistant und vorab in geeignet feiner Abstufung festzulegen. Die Schwingbreiten der nachfolgenden Proben folgen dem gleichen Schema: bei Bruch wird die Last verringert, bei Nicht-Bruch wird erhöht.

Der Vorteil des Verfahrens liegt in der automatischen Annäherung an den Mittelwert der Dauerfestigkeit, allerdings ist hierfür eine relativ große Anzahl (ca. 35-40) an Proben erforderlich [82], was sehr zeit- und kostenintensiv ist.

#### **2.6.10 Interaktives Verfahren**

Dieses Verfahren wurde von *Block und Dreier* [7; 8; 69] entwickelt. Es ist ein optimiertes Verfahren, das das Ermüdungsverhalten von der niederzyklischen Festigkeit bis zur Dauerfestigkeit abbildet. Der Vorteil dieser Methode ist die geringere erforderliche Anzahl von Proben im Vergleich zum Treppenstufenverfahren. Eine Gesamtanzahl von 18-24 Proben wird als ausreichend angesehen. Bei geringer Streuung erlaubt in vielen Fällen auch schon eine geringere Anzahl von Proben stabile Ergebnisse.

Die Besonderheit liegt in der interaktiven Planung der Versuche mit kontinuierlicher Auswertung. Die ersten vier Versuche erfolgen von der vorab zu ermittelnden Elastizitätsgrenze (1. Versuch) in gleichmäßiger Abstufung bis zur geschätzten Dauerfestigkeit (4. Versuch). Bereits ab den ersten beiden Versuchsergebnissen wird nach jedem Versuch eine Regressionsgrade (Minimum der Fehlerquadrate) erstellt, die zur Abschätzung der Dauerfestigkeit verwendet wird. Die Grundlage der rechnerischen Analyse besteht aus Versuchsergebnissen mit möglichst unterschiedlichen Schwingbreiten und Spannungsspielen.

Nach der ersten Prüffolge werden weitere Laststufen festgelegt, die einen leicht niedrigeren Eingangswert als die erste Probe hat und sich in der Folge wieder der Dauerfestigkeit annähert. Die achte Probe kann dabei leicht oberhalb der abgeschätzten Dauerfestigkeit belastet werden und die neunte leicht unterhalb. Somit kann bereits mit neun Proben eine generelle Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit erfolgen.

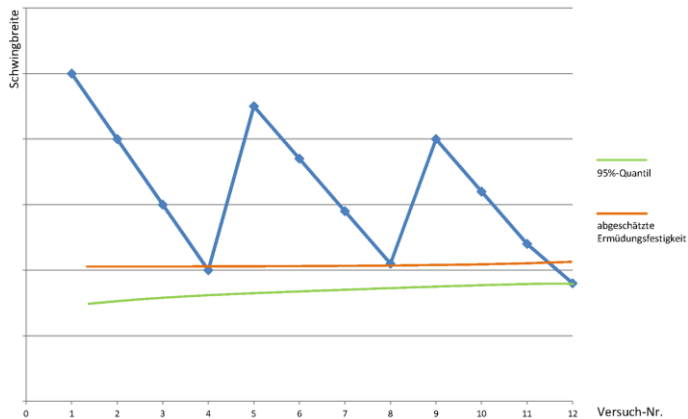


Bild 2.36: Prinzip-Schema der Versuchsabfolge [116]

### 2.6.11 Auswertung gemäß Kommentar zum EC 3-1-9 [40; 100]

Ein Ziel dieser Arbeit ist die Bereitstellung von Kerbfällen bzw. Detailkategorien für feuerverzinkte Konstruktionsdetails. Diese sind für den baupraktischen Ermüdungsnachweis nach DIN Fachbericht 103 [174] bzw. DIN EN 1993-2 [151] in Kombination mit DIN EN 1993-1-9 [149] erforderlich.

Die bestehenden, normierten Kerbfälle für unverzinkte Konstruktionen beruhen auf Versuchsdaten, die u. a. nach dem im Folgenden beschriebenen Verfahren ausgewertet wurden. Dieses Verfahren wurde auch für die Auswertung der in dieser Arbeit ermittelten Versuchsergebnisse angewendet.

Das Background-Dokument [100] ist ein Kommentar mit direktem Bezug auf EC 3-1-9 (DIN EN 1993-1-9 [149]), wo die Bemessung von zyklischen Beanspruchungen im Stahlbau für bislang nur unverzinkte Bauteile geregelt ist.

Bei dem im Background-Dokument zum EC 3-1-9 beschriebenen Verfahren zur statistischen Auswertung von Ermüdungsversuchsdaten werden nur Versuchsergebnisse mit Bruch herangezogen. Durchläufer, also Proben ohne Bruch, bleiben bei dieser Art der Auswertung unberücksichtigt. Das führt dazu, dass am Ende der Auswertung nur Aussagen zur Zeitfestigkeit möglich sind, die effektive Dauerfestigkeit wird nicht bestimmt.

Die Versuchsergebnisse werden in das XY-Diagramm mit den dekadisch logarithmischen Achsskalierungen eingetragen. Danach wird mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate (MKQ) eine lineare Regressionsgerade errechnet, die die Form der Gleichung (2.9) besitzt.



$$\lg(N_i) = \lg(a) + b \cdot \lg(S_i) \quad (2.9)$$

Dazu werden die einzelnen Versuchsergebnisse, sowohl die unabhängige Variable, die Spannungsschwingbreiten ( $\lg(S) = x$ ), als auch die Ergebnisvariable, die Spannungsschwingspiele ( $\lg(N) = y$ ) dekadisch logarithmiert.

Aus der MKQ ergibt sich für den Schätzer  $b$  folgende Gleichung:

$$b = \frac{n \cdot \sum(x_i \cdot y_i) - (\sum x_i) \cdot (\sum y_i)}{n \cdot \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} \quad (2.10)$$

Aus dem Schätzer  $b$  lässt sich dann der Schätzer  $\lg(a)$  berechnen:

$$\lg(a) = \bar{y} - b \cdot \bar{x} \quad (2.11)$$

mit

$\bar{x}$  Mittelwert der  $x_i$

$\bar{y}$  Mittelwert der  $y_i$

Mit dieser Methode, wird eine Gerade mit „variabler Steigung“  $b$  berechnet. Allerdings werden Bemessungen nach DIN EN 1993-1-9 mit Wöhlerlinien mit „konstanter Steigung“ durchgeführt. Daraus folgt, dass  $b$  zu einer Konstanten  $m$  gesetzt wird und direkt  $\lg(a)$  berechnet werden kann. Im Bereich zwischen  $10^4$  und  $5 \times 10^6$  Spannungsschwingspielen, wird die Steigung mit  $m = 3$  gesetzt. Zwischen  $5 \times 10^6$  und  $10^8$  wird die Wöhlerlinie flacher mit einer Steigung von  $m = 5$ .

Die oben bestimmte Regressionsgerade wird in das XY-Diagramm für den definierten Zeitfestigkeitsbereich ( $10^4$  bis  $5 \times 10^6$  Spannungswechsel) eingezeichnet. Diese Regressionsgerade besitzt keine statistische Sicherheit und wird deshalb auch 50%ige Regressionsgerade genannt. Das Verfahren nach EC 3-Background-Dokument sieht als statistische Sicherheit ein einseitiges Vorhersageintervall (Prognoseintervall) mit einem Konfidenzniveau von 95% vor. Der Bemessungswert für die 50%ige Regressionsgerade wird, wie auch später der Bemessungswert für die Regressionsgerade mit dem eingerechneten Konfidenzniveau, bei  $2 \times 10^6$  Spannungsschwingspielen abgelesen. Da die Parameter der Regressionsgeraden normalverteilt sind, wird das Vorhersageintervall mit der t-Verteilung bestimmt. Die t-Verteilung lässt sich auch auf eine geringe Anzahl von Versuchsdaten ( $n < 30$ ) anwenden [90]. Mit zunehmender Anzahl an Versuchsergebnissen nähert sich die t-Verteilung der Standardnormalverteilung an [90].

Zur weiteren Betrachtung ist es der Übersicht halber geschuldet, folgende Schreibweise einzuführen:

$$S_{xx} = \sum_{i=1}^n x_i^2 - \frac{(\sum_{i=1}^n x_i)^2}{n} \quad (2.12)$$

$$S_{yy} = \sum_{i=1}^n y_i^2 - \frac{(\sum_{i=1}^n y_i)^2}{n} \quad (2.13)$$

$$S_{xy} = \sum_{i=1}^n x_i y_i - \frac{\sum_{i=1}^n x_i \cdot \sum_{i=1}^n y_i}{n} \quad (2.14)$$

Das Vorgehen zur Berechnung des geforderten 95%igen Vorhersageintervalls ergibt sich aus der Berechnung einer weiteren Geraden mit der gleichen Steigung, so dass beide Geraden parallel zueinander verlaufen. In der Folge der angewendeten t-Verteilung, wird im Verfahren nach EC 3-Background-Dokument die Standardabweichung mit „s“ angegeben. Man spricht bei „s“ von der Standardabweichung der Stichprobe.

$$\lg(N_i) = \lg(a) + b \cdot \lg(S_i) - t(\alpha)_{(n-2)} \cdot s \cdot \sqrt{f} \quad (2.15)$$

mit

- $\lg(a), b$  bleiben entsprechend der 50%igen Regressionsgeraden gleich
- $t(\alpha)_{(n-2)}$  Wert für die t-Verteilung bei einem 95%-Vorhersageintervall bei (n-2) Freiheitsgraden
- $s \cdot \sqrt{f}$  Standardabweichung in Abhängigkeit der Probenanzahl und des 50% Bemessungswerts der Spannungsschwingbreite  $x_c$

$$s^2 = \frac{S_{yy} - b \cdot S_{xy}}{n - 2} \quad (2.16)$$

$$f = \left[ 1 + \frac{1}{n} + \frac{(x_c - \bar{x})^2}{S_{xx}} \right] \quad (2.17)$$

mit

- $x_c$  Bemessungswert der Spannungsschwingbreite bei einer 50%igen Regressionsgeraden bei  $2 \times 10^6$  Spannungsschwingspielen

### 2.6.12 Auswertung nach Eurocode 3

Das in Tabelle 2.2 zitierte Verfahren der statistischen Auswertung nach Eurocode 3 ist eigentlich kein eigenständig geregeltes Verfahren. Im Rahmen der Eurocodes existiert nur das Verfahren der „versuchsgestützten Bemessung“ nach DIN EN 1990 (EC 0) [144], Anhang D. Das Verfahren ähnelt dem in Kap. 2.6.11, Background Dokument zum EC3-1-9, beschriebenen Verfahren. Leicht unterschiedlich ist die statistische Sicherheit. Nach Auswertung gemäß EC 0 liegt eine 95%ige Überlebenswahrscheinlichkeit bei einem zusätzlichen Konfidenzniveau des Mittels von 75% vor. Die genaue Vorgehensweise ist [144] und [40] zu entnehmen.

### 2.6.13 Vergleich der Verfahren

Die Auswertung nach Anhang D zu DIN EN 1990 (EC 0) [144], liefert zumeist niedrigere Werte als das in Kap. 2.6.11 beschriebene und in dieser Arbeit angewendete Verfahren. Ein Vergleich der Auswertungen ist in Bild 2.37 exemplarisch an Ermüdungsversuchsergebnissen niedrig gekerbter Proben zu sehen. Erkennbar ist, dass die normativ vorgegebene Steigung von den Versuchswerten abweichend ist und dass die Auswertung nach EC 0 eine deutlich zu konservative Bemessungskurve liefert, die fern von den Versuchsergebnissen ist. Die Dauerfestigkeit konnte mit den Proben nicht hinreichend genau bestimmt werden. Da eine Probe jedoch bei einer Spannungsschwingbreite von über 300 N/mm<sup>2</sup> nicht brach, liegt die Dauerfestigkeit vermutlich über den ermittelten Kerbfällen und noch weiter über den ermittelten Dauerfestigkeiten (vgl. Bild 2.37).

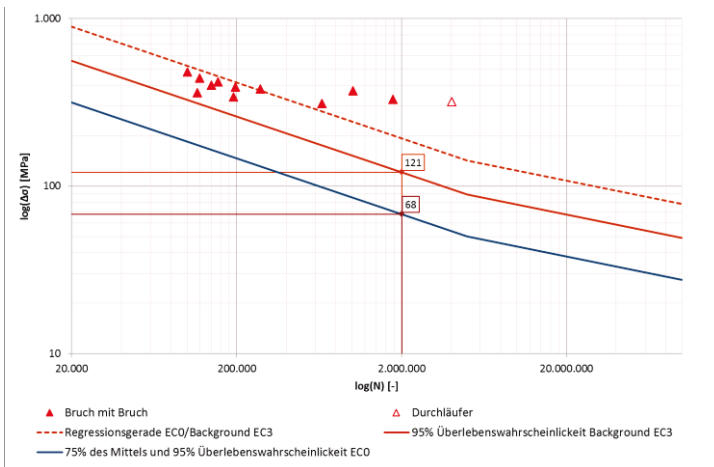


Bild 2.37: Vergleichende statistische Auswertung von Ermüdungsversuchen mit Software aus [40]

## 3 Experimentelle Untersuchungen und Herleitung von Kerbfällen

### 3.1 Zielsetzung und Lösungsweg

Die vereinzelt in der Literatur (vgl. Kap. 2.6.3) zu findenden Angaben zur Ermüdungsfestigkeit feuerverzinkter Konstruktionsdetails sind nicht ausreichend, um eine Stahl- oder Stahlverbundbrücke gegen Werkstoffermüdung auszulegen. Deshalb waren grundlegende, typische Konstruktionsdetails experimentell zu untersuchen.

In Kapitel 2.5 wurde erläutert, dass – unter Berücksichtigung der begrenzten Zinkbadabmessungen (vgl. Kap. 2.4.4) – das größte Potential für die Feuerverzinkung bei Brücken kleiner und mittlerer Spannweite liegt. Dementsprechend sollten für die dort häufig auftretenden Konstruktionsdetails auch Kerbfälle für die Bemessung zur Verfügung stehen. Dementsprechend wurde zunächst eine Vorstudie mit dem Ziel initiiert, häufig verwendete Details zu identifizieren (vgl. Kap. 2.6.5). Der Fokus lag dabei auf Brücken mit theoretisch verzinkbaren Konstruktionen. Daher fielen bspw. Hohlkasten-, Trog- und Bogenquerschnitte aus der Betrachtung heraus. Solche Konstruktionen müssten nach derzeitigem Stand in zu viele Teile segmentiert und nach der Feuerverzinkung wieder gefügt werden, so dass der Zusatzaufwand zu hoch ist, um anschließend eine wirtschaftliche und sinnvolle Alternative zur konventionellen organischen Beschichtung bieten zu können. Insbesondere in Deutschland wird im Stahl-Brückenbau das Schweißen als übliches Verfahren für das Fügen von Brückensegmenten angewendet, was eine partielle Zerstörung des Korrosionsschutzes an den Stoß-Stellen zur Folge hätte. Während des Schweißens erhitzt sich das Bauteil bis zum Schmelz- und teilweise bis zum Siedepunkt des Zinks, was zu einem Verlaufen bzw. Verdampfen der Zinkschicht führt. Der Korrosionsschutz ist an diesen Stellen anschließend zu reparieren (vgl. Kap. 8.3).

Das dieser Arbeit zugrunde liegende Versuchsprogramm zur Untersuchung der Werkstoffermüdung von feuerverzinktem Stahl wurde in dem gemeinschaftlich durchgeführten Forschungsprojekt „*Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau*“ [116] mit zwei Teilaspekten absolviert. Als wesentliches Teilziel sollten die Grundlagen für eine sichere Auslegung feuerverzinkter Bauteile im Brückenbau gegen Werkstoffermüdung geschaffen werden. Hierfür werden nach dem gängigen Bemessungskonzept auf Basis von Nennspannungen nach *Eurocode* Kerbfälle benötigt (vgl. Kap. 2.6.4).

Die Bereitstellung solcher Kerbfälle für feuerverzinkte Konstruktionsdetails ist ein zentraler Aspekt dieser Arbeit. Hierzu dienen in erster Linie eigene Ermüdungsversuche an zumeist feuerverzinkten Bauteilen und bauteilähnlichen Probekörpern als Basis. Ergänzend wurden im Rahmen dieser Arbeit aber auch die Versuchsergebnisse anderer Institute auf diese Belange selektiert und neu bewertet. Eine zentrale Rolle spielen hierfür u.a. die von der *MPA Darmstadt* im Rahmen des o.g. gemeinsamen Forschungsprojekts [116] durchgeführten, vergleichenden Versuche an unverzinkten und feuerverzinkten Proben. Diese Versuche dienen primär dem zweiten Teilziel, der Erforschung der Ursachen einer möglichen Veränderung der Ermüdungsfestigkeit bzw. der Dauerfestigkeit durch die Feuerverzinkung. Diese Aspekte wurden ergänzend von *Simonsen* [104] parallel zu dieser Arbeit detailliert betrachtet. Er konnte zeigen, dass Mikrorisse in der  $\delta_1$ -Phase, der direkt auf dem Grundwerkstoff liegenden Eisen-Zink-Legierungsphase, ursächlich für ein schlechteres Ermüdungsverhalten sind und eine Schädigung durch den Verzinkungsvorgang selbst ausgeschlossen werden kann.

Die eigenen und die übergebenen Versuchs-Einzeldaten wurden im Rahmen dieser Arbeit für die Anwendung im Bauwesen aufbereitet und in Kerbfälle entsprechend dem Bemessungskonzept der Eurocodes überführt. Im Folgenden werden die für die Bemessung von Brücken relevanten Versuchsdaten und -ergebnisse kurz erläutert und zusammenfassend dargestellt. Für weitere Details zu den Versuchen wird auf den gemeinsamen Forschungsbericht [116] und zugehörige Veröffentlichungen, zum Beispiel [35; 83; 84; 115; 117; 118; 120], verwiesen.

### **3.2 Eigene Ermüdungsversuche an feuerverzinkten Bauteilen bzw. bauteilähnlichen Proben**

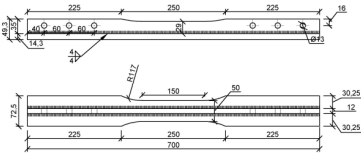
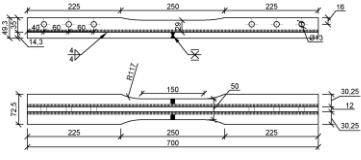
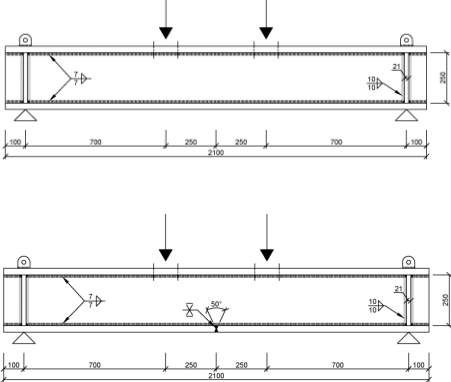
#### **3.2.1 Versuchsumfang**

Im Rahmen dieser Arbeit wurden am *Lehrstuhl Stahlbau der Technischen Universität Dortmund* Versuchsserien an Kerbdetails feuerverzinkter Probekörper durchgeführt. Ergänzt wurden die zum Teil nur bauteilähnlichen Probekörper B1 und B2 (vgl. Tabelle 3.1) durch größere Bauteilproben in Form von geschweißten Trägern B3. Zudem wurden auch unverzinkte Referenzproben in geringer Anzahl in Dauerschwingversuchen geprüft. Die Versuchskörper entsprachen dabei in der konstruktiven Ausführung, den (relativen) Abmessungen und den Herstellungsverfahren in der Brückenbaupraxis verwendeten Bauteilen. Verwendet wurden Walzprofile und Bleche in den Stahlgüten S355 und S460 mit Blechdicken zwischen 12 und 32 mm.

Alle Probenformen sind in Tabelle 3.1 dargestellt.

### 3 Experimentelle Untersuchungen und Herleitung von Kerbfällen

Tabelle 3.1: Übersicht Probenformen für Bauteil(ähnliche) Versuche, vgl. [116]

Nr.	Probenform	Details
B1		<p>Zugprobe als T-Querschnitt</p> <p>Brennschnitt mit Nachbearbeitung (Schleifen)</p> <p>Bleche <math>t = 12-14,3</math> mm</p> <p>S460M</p> <p>Proben feuerverzinkt, zusätzlich unverzinkte Referenzproben</p>
B2		<p>Zugprobe als T-Querschnitt</p> <p>Brennschnitt mit Nachbearbeitung (Schleifen)</p> <p>Bleche <math>t = 12-14,3</math> mm</p> <p>Flansch mit Stumpfstoß als DV-Naht, blecheben geschliffen</p> <p>S460M</p> <p>Proben feuerverzinkt, zusätzlich unverzinkte Referenzproben</p>
B3		<p>Träger für 4-Punkt-Biegeversuch</p> <p>Brennschnitt mit Nachbearbeitung (Schleifen)</p> <p>Bleche <math>t = 17,5-31,8</math> mm (2 Querschnitte)</p> <p>Flansch zum Teil mit Stumpfstoß als DV-Naht, blecheben geschliffen</p> <p>S460M</p> <p>Träger feuerverzinkt</p>

### 3.2 Eigene Ermüdungsversuche an feuerverzinkten Bauteilen bzw. bauteilähnlichen Proben

Nr.	Probenform	Details
B4		<p>HEB400-Träger für 4-Punkt-Biegeversuch</p> <p>Stumpfstoß als DV-Naht, mit Nahtüberhöhung ≤ 10%</p> <p>S355J2+M</p> <p>Träger feuerverzinkt (nach dem Schweißen)</p>
B5		<p>IPE270-Träger für 4-Punkt-Biegeversuch</p> <p>Querstreifen in Feldmitte und an Auflagerpunkten t = 15 mm mit 2x Kehlnaht a = 7 mm</p> <p>S355J2+M</p> <p>Träger feuerverzinkt (nach dem Schweißen)</p>
B6		<p>Push-Out Probekörper mit HEB300 in Anlehnung an DIN EN 1994-1-1 [152]</p> <p>Kopfbolzen ø25/125</p> <p>S355J2+M (Träger) S235J2+C450 (Kopfbolzen)</p> <p>Träger feuerverzinkt (nach dem Schweißen)</p>

Die Versuchskörper wurden in kraftgeregelten Schwingversuchen bei einem Schwingbreitenverhältnis  $R = 0,1$  und einer Prüffrequenz zwischen 0,5 und 5 Hz geprüft. Die Versuchssteuerung erfolgte über Kraftregelung. Über die gesamte Dauer des Versuchs wurden die Belastungen und die Anzahl der Lastwechsel gemessen und dokumentiert. Die Versuche wurden jeweils bis zum Bruch bzw. bis zum Verlust der Tragfähigkeit durchgeführt. Die Versuchsplanung erfolgte in Anlehnung an das Interaktive Verfahren (vgl. Kap. 2.6.10 und [69]), wodurch eine schnelle und wirtschaftliche Bestimmung von Kerbfällen mit wenigen Proben möglich wurde. Hierfür erforderlich war jeweils ein statischer Vorversuch zur Ermittlung der maximal aufnehmbaren Oberlast mit elastischem Werkstoffverhalten.

Zur Ermittlung der Nennspannung wurden Dehnmessstreifen (DMS), Wegaufnehmer und/oder analytische Methoden verwendet. Bei den Versuchsserien B1, B2 und B6 betrug die Grenzschnitzspielzahl für einen Durchläufer  $5 \times 10^6$  Schwingspiele. Bei den Serien B3, B4 und B5 betrug sie nur  $2 \times 10^6$  Schwingspiele, da nur eine niedrige Versuchsfrequenz von 1-2 Hz erreicht werden konnte und die Versuchsdauer ansonsten zu lang geworden wäre.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Versuchsserien zusammengefasst. Weitere Details zu den Versuchen können [116] entnommen werden.

#### **3.2.2 Bauteilähnliche Proben von T-förmigen Schweißprofilen S460M**

Bei dem Detail „Längsnaht (Halskehlnähte) eines geschweißten Trägers“ wurde zunächst eine bereits in den 1960er-Jahren von *Reemsnyder* [86] verwendete Probenform adaptiert. Es handelt sich um einen nachempfundenen Ausschnitt des Unterwurms mit aufgeschweißtem Steg als T-Probe (Bild 3.1). Für die Proben wurden Bleche der Stahlgüte S460M mit einer Dicke von 12 mm (Steg) bzw. 14 mm (Flansch) verwendet. Die Längsnahte wurden mit dem Schweißverfahren MAG-M in Horizontal-/Vertikalposition (PB) handgeschweißt. Die Abmessungen können Bild 3.2 entnommen werden. Nach Beendigung der Kleinteil-Serie wurden zur Überprüfung der Ergebnisse hinsichtlich eines Größen- und Blechdickeneinflusses noch zwei Träger mit unterschiedlichen Blechdicken im 4-Punkt-Biegeversuch auf einem mittleren Spannungsniveau getestet.



### 3.2 Eigene Ermüdungsversuche an feuerverzinkten Bauteilen bzw. bauteilähnlichen Proben

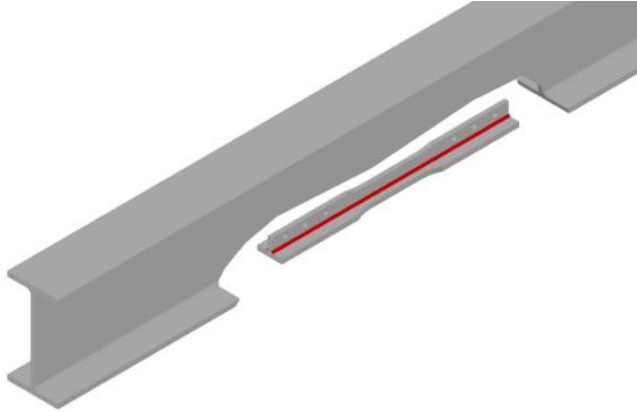


Bild 3.1: Prinzip der Kleinteil-T-Probe [116]

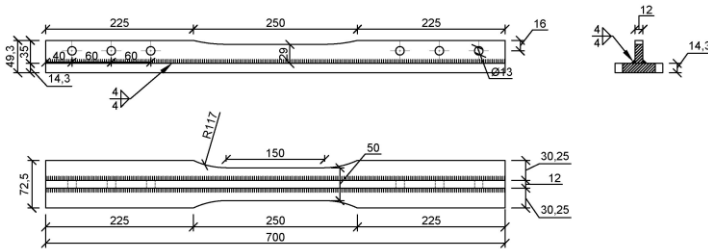


Bild 3.2: Abmessungen Kleinteil-T-Probe [116]

Ziel bei dem Versuchsaufbau war es, die realen Spannungsverhältnisse in einem Biegeträger möglichst nah zu simulieren. Dafür war es erforderlich, an der Probenunterseite (Außenkante Flansch) größere Spannung als an der Oberkante (Oberseite Steg) zu erzeugen (Bild 3.3).

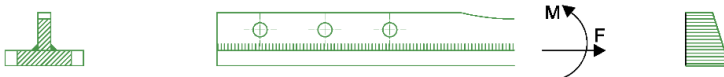


Bild 3.3: Normalspannungsverlauf in Kleinteil-T-Probe infolge Einspannung und Lasteinleitung [116]

Die tatsächliche Dehnungs- und somit auch Spannungsverteilung wurde vor jeder Versuchsdurchführung mittels zwei Wegaufnehmern an Proben-Ober- und Unterseite überprüft (Bild 3.4). Berücksichtigt wurden der Einspannvorgang sowie die ersten 20 Lastwechsel. Mit den ermittelten Messwerten an Ober- und Unterseite

wurde die erreichte Maximalspannung sowie die Spannungsdifferenz aus den Lastwechseln errechnet. Anschließend wurde die Spannungsdifferenz für den Bereich der Halskehlnähte durch Interpolation ermittelt [116].

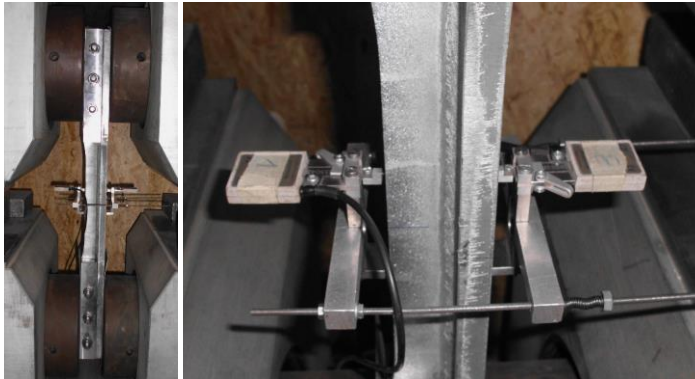


Bild 3.4: Wegaufnehmer, Typ DD1 an Kleinteil-T-Probe [116]

Mit den Probekörpern dieser Versuchsreihe wurden gleichzeitig zwei Kerbfall-Details untersucht. Zum einen die maschinell geschnittene Blechkante und zum anderen der Einfluss der Halskehlnähte auf das Normalspannungsbeanspruchte Blech.

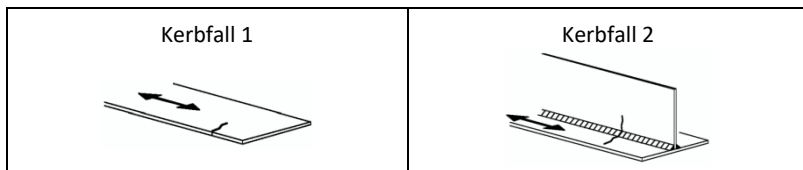


Bild 3.5: Kerbfall-Details Versuchsreihe B1

Aus den Versuchsergebnissen mit anschließender statistischer Auswertung ergeben sich deshalb zwei Wöhlerlinien für die zwei Kerbdetails feuerverzinkter Proben (Bild 3.6 und Bild 3.7). Außerdem sind die Ergebnisse unverzinkter Referenzproben dargestellt. Aufgrund der geringen Anzahl an Versuchen wurde bei letzteren auf die statistische Auswertung verzichtet.

### 3.2 Eigene Ermüdungsversuche an feuerverzinkten Bauteilen bzw. bauteilähnlichen Proben

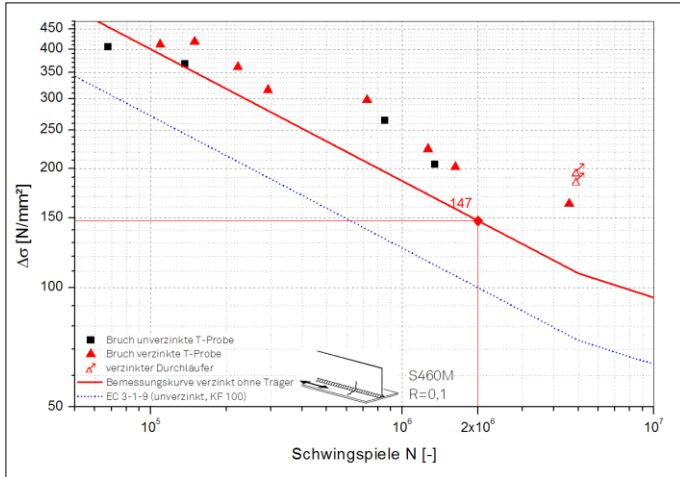


Bild 3.6: Ermüdungsfestigkeit Blech mit Halskehlnähten an Kleinteil-T-Proben

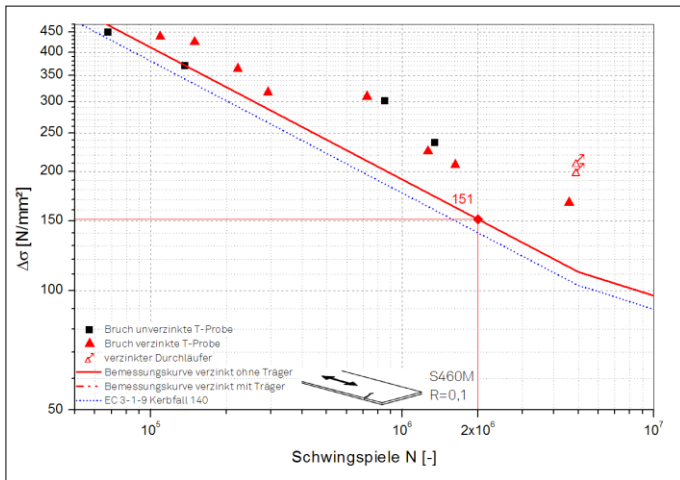


Bild 3.7: Ermüdungsfestigkeit brenngeschnittene Kante mit Nachbearbeitung

Im Vergleich zwischen den Ergebnissen feuerverzinkter und unverzinkter Proben kann kein signifikanter Unterschied festgestellt werden. Allerdings wäre für eine abgesicherte Aussage eine größere Anzahl von unverzinkten Probekörpern erforderlich gewesen.

In allen Fällen wird der entsprechend genormte [149] Kerbfall für unverzinkte Bauteile überschritten. Dies kann sowohl an der relativ kleinen Probenform (Länge = 700 mm) und der daraus resultierenden geringeren Wahrscheinlichkeit von Unregelmäßigkeiten liegen, als auch an evtl. günstigeren Eigenspannungszuständen im Vergleich zu einem geschweißten Träger.

Um diese in der Literatur (z.B. [58; 68]) hinreichend beschriebenen Effekte zu überprüfen bzw. deren Einfluss zu bewerten, wurden zusätzlich zwei Bauteilversuche an geschweißten I-Trägern durchgeführt (siehe Kap. 3.2.4).

#### 3.2.3 Bauteilähnliche Proben von T-förmigen Schweißprofilen S460M mit Stumpfstoß im Flansch

Bei dem Detail „Längsnaht (Halskehlnähte) über Quernaht (DV-Naht) eines geschweißten Trägers“ wurde die gleiche Probenform wie bei der zuvor beschriebenen Versuchsreihe der Halskehlnähte ohne Stumpfstoß (Kap. 3.2.2) verwendet. Auch der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung waren identisch. Der einzige Unterschied war, dass sich im (Untergurt-)Flansch der Probekörper ein Stumpfstoß mit einer Doppel-V-Naht (DV) befand (Bild 3.8). Die Schweißnähte wurden mit dem Schweißverfahren MAG-M (135) hergestellt. Zunächst wurde der Stumpfstoß des Flanschbleches geschweißt, die Schweißnähte blecheben geschliffen und anschließend der Steg mit durchgehenden Halskehlnähten darüber gesetzt.

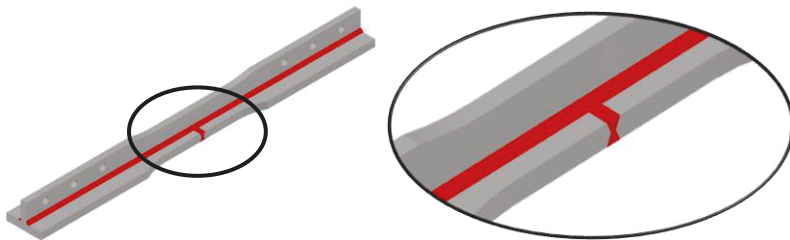


Bild 3.8: Kleinteil T-Probe mit Stumpfstoß [116]

Auch mit den Probekörpern dieser Versuchsreihe wurde nicht nur ein Kerbfall untersucht, sondern vier. Neben der maschinell geschnittene Blechkante und dem Einfluss der Halskehlnähte auf das Normalspannungs-beanspruchte Blech traten in dieser Versuchsreihe der blecheben geschliffene Stumpfstoß sowie der kombinierte Einfluss eines Stumpfstoßes mit darüber verlaufenden Halskehlnähten hinzu. Letzteres Detail ist in DIN EN 1993-1-9 [149] nicht enthalten. Im DIN-Fachbericht 103 [174] wurde das Detail noch dem Kerbfall 80 zugeordnet.

### 3.2 Eigene Ermüdungsversuche an feuerverzinkten Bauteilen bzw. bauteilähnlichen Proben

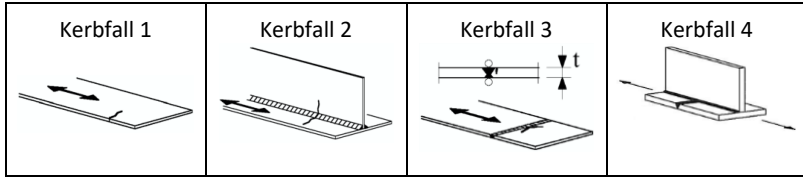


Bild 3.9: Kerbfäll-Details Versuchsreihe B2

Die Spannungen für die Kerbfälle 2 und 4 sind an der zur Längsnaht zugewandten Seite zu ermitteln. An der Unterseite ohne Längsnaht müsste ggf. noch der Stumpfstoß selbst nachgewiesen werden (Kerbfall 3). Bei den im Brückenbau üblichen großen Querschnittshöhen wird dieser Fall allerdings in der Regel nicht maßgebend, sondern der Kerbfall 80 an der Flanschoberseite ist nachzuweisen (Bild 3.10).

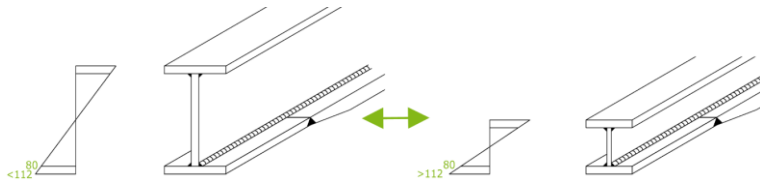


Bild 3.10: Vergleich Normalspannungsverlauf kompakte und hohe Träger [116]

Bei der Versuchsplanung und -durchführung wurde darauf geachtet, dass die Spannungsschwingbreite an der Flanschunterseite – wie bei einem Brückenträger üblich – kleiner als das 1,4-fache ( $112/80 = 1,4$ ) der Spannungsschwingbreite an der Flanschoberseite mit der darüber verlaufenden Längsnaht blieb. Der Faktor 1,4 resultiert aus dem Quotienten der normierten Kerbfälle für die Flanschunterseite mit Stumpfstoß (112) und der Flanschoberseite mit Stumpfstoß und darüber verlaufenden Halskehlnähten (80). Zur Überprüfung dienten die Dehnungsmessungen zu Versuchsbeginn (vgl. Bild 3.4). Dennoch wurde das Kerbdetail des Stumpfstoßes mit blecheben geschliffenen Nähten bei drei Kleinteil-T-Proben und beim anschließend geprüften Träger (Kap. 3.2.4) maßgebend. Der Riss ging nicht von der Schweißnahtkreuzung aus, sondern von der Wärmeeinflusszone (WEZ) an der Trägersaußenseite bzw. Flanschunterseite. Bei allen anderen Proben trat das Versagen am Übergang zur Einspannung wie bei der vorhergehenden Versuchsreihe „LNKT“ ein (Kerbfall 1, vgl. auch Bild 3.11 rechts). Der gewünschte Kerbfall „Längsnaht über einer Quernaht“ wurde also in keinem Fall maßgebend für das Versagen [116]. Auf der sicheren Seite liegend wurde jedoch für die Versuchsauswertung davon ausgegangen, dass mit Versagen der Probe auch Versagen an dem Kerbdetail eintrat.

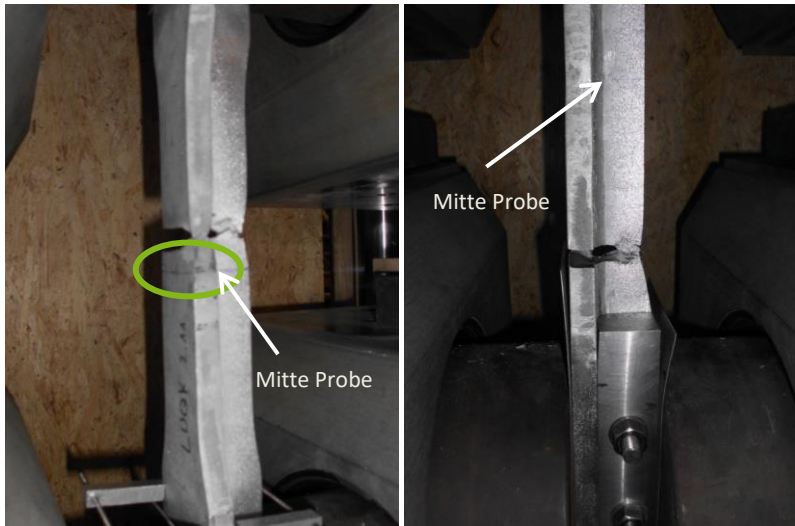


Bild 3.11: Bruchbilder (links: Bruch an Stumpfstoß-Schweißnaht, rechts: Bruch am Übergang zur Einspannung) [116]

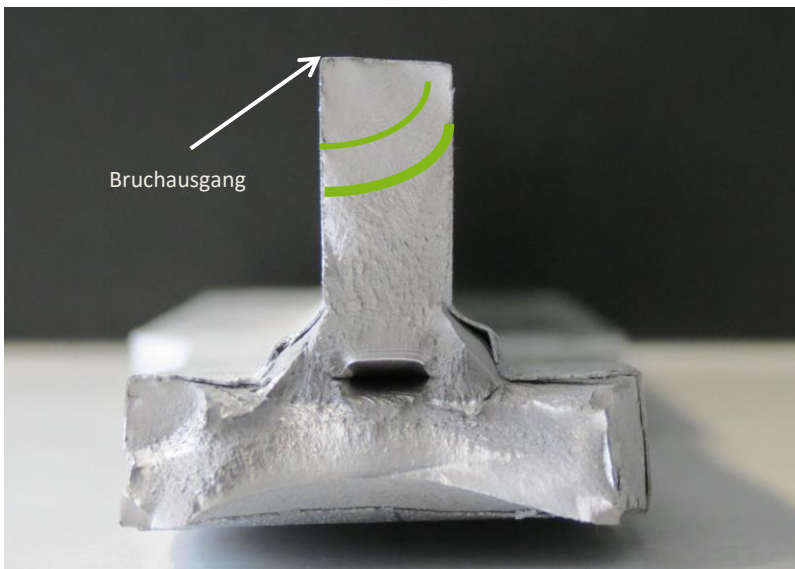


Bild 3.12: Detail: Beispiel-Bruchbild mit Rissinitiierung von Außenkante [116]

### 3.2 Eigene Ermüdungsversuche an feuerverzinkten Bauteilen bzw. bauteilähnlichen Proben

Trägt man die Ergebnisse mit den gemessenen Dehnungsdifferenzen und den daraus resultierenden Spannungsschwingbreiten an der Stumpfstoß-Schweißnaht im Diagramm auf, so ergeben sich folgende Auswertungen für die Kerbfälle 3 und 4 aus Bild 3.9:

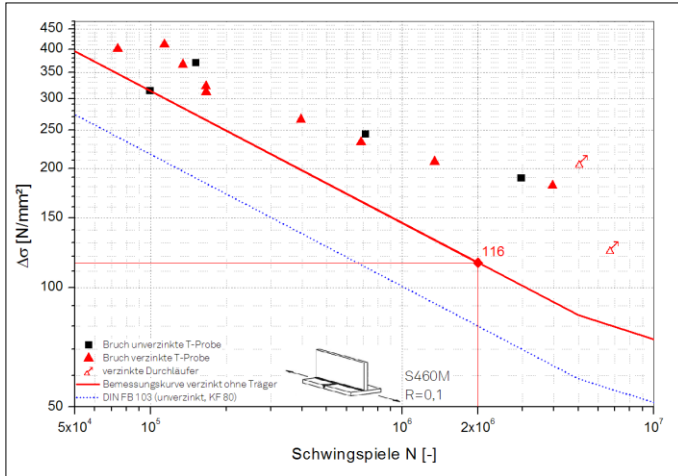


Bild 3.13: Ermüdungsfestigkeit Blech mit Quernähte und darüber liegenden Halskehlnähten an Kleinteil-T-Proben

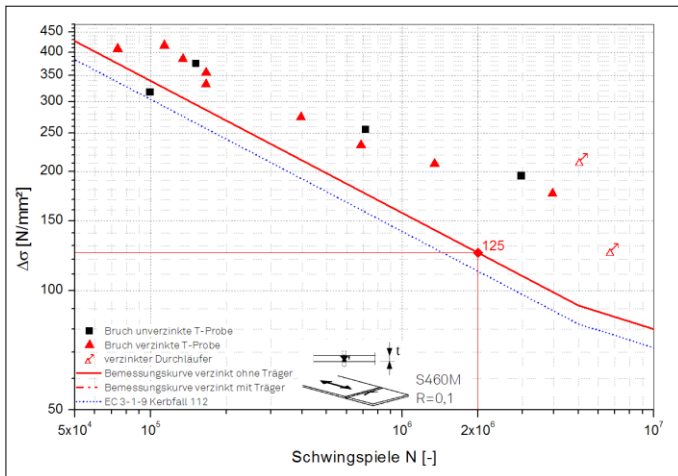


Bild 3.14: Ermüdungsfestigkeit blecheben geschliffener Stumpfstoß

Im Vergleich zwischen den Ergebnissen feuerverzinkter und unverzinkter Proben kann auch hier kein signifikanter Unterschied festgestellt werden. Allerdings wäre für eine abgesicherte Aussage eine größere Anzahl von unverzinkten Probekörpern erforderlich gewesen.

In allen Fällen wird der entsprechend genormte [149] Kerbfall für unverzinkte Bauteile überschritten. Zur Überprüfung von Größeneffekten und Fertigungstoleranzen wurde auch zu diesem Detail ein Bauteilversuche an einem geschweißten I-Träger durchgeführt (siehe Kap. 3.2.4).

### 3.2.4 Bauteil-Proben von I-förmigen Schweißprofilen S460M mit und ohne Stumpfstoß im Flansch

Ergänzend zu den zuvor beschriebenen Versuchsreihen mit Kleinteil-T-Proben (Kap. 3.2.2 und 3.2.3) wurden Ermüdungsversuche an drei geschweißten I-Trägern mit unterschiedlichen Blechdicken (Bild 3.16) durchgeführt. Einer von den drei Trägern hatte in Trägermitte zusätzlich einen Stumpfstoß als Doppel-V-Naht im Untergurtflansch (Bild 3.15); die Länge, Lasteinleitung und Auflagerung war bei allen Trägern gleich.

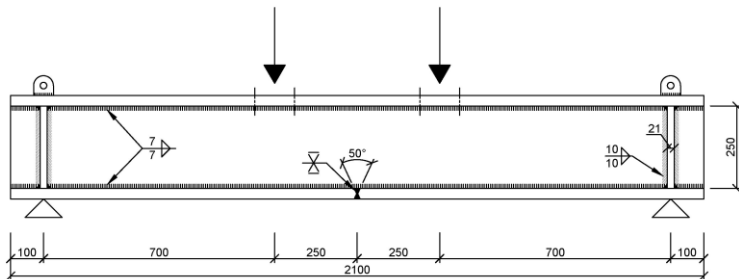


Bild 3.15: Versuchsträger als geschweißtes I-Profil mit Stumpfstoß im unteren Flansch [116]

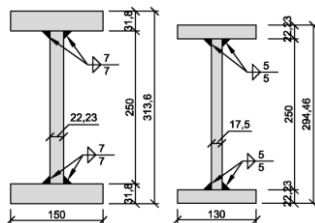


Bild 3.16: Querschnitte der geschweißten I-Profil [116]

Die Halskehlnähte wurden so dimensioniert, dass die Schubbeanspruchung  $\Delta\tau$  nicht maßgebend wurde, so dass der Bruch planmäßig in Trägermitte auf der Oberseite



### 3.2 Eigene Ermüdungsversuche an feuerverzinkten Bauteilen bzw. bauteilähnlichen Proben

des unteren Flansches von den Halskehlnähten ausgehen sollte. Bei dem kleineren Träger mit den dünneren Blechen und ohne Stumpfstoß ging der Bruch auch von dort aus, bei den beiden größeren Trägern mit und ohne Stumpfstoß jedoch von der Träger-Unterseite mit entsprechend höherer  $\Delta\sigma$ -Beanspruchung (vgl. Bild 3.17).

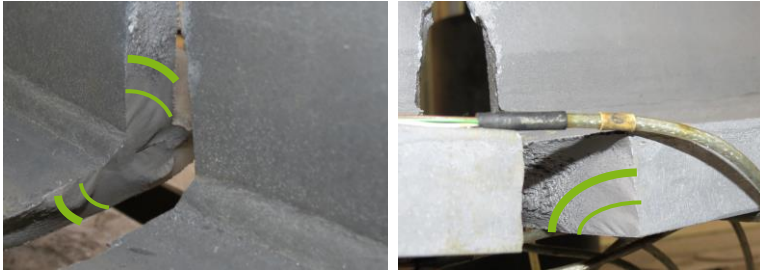


Bild 3.17: Bruchbilder geschweißter I-Profile, links: Bruch ausgehend von Halskehlnaht, rechts: Bruch ausgehend von Träger-Außenkante

Die Ergebnisse der Trägerversuche ohne Stumpfstoß liegen am unteren Ende des Streubereichs der Ergebnisse der Kleinteil-T-Proben (Bild 3.18). Zu beachten ist allerdings, dass der Bruchausgang bei dem Träger mit der kleineren Anzahl an aufgenommenen Schwingspielen der Bruch nicht von der Halskehlnaht ausging.

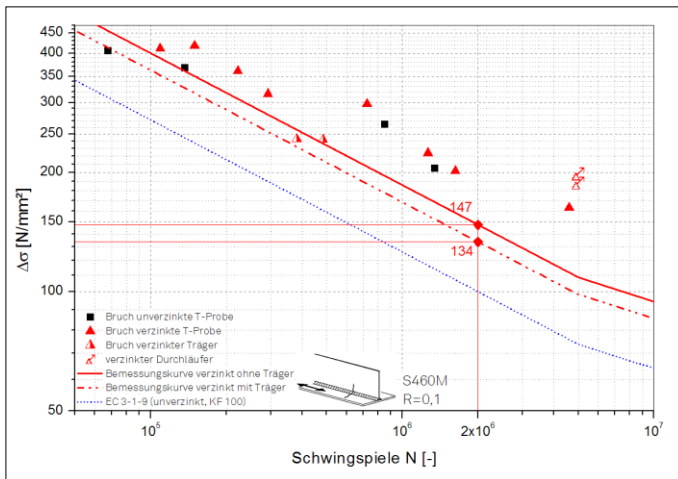


Bild 3.18: Ermüdungsfestigkeit Blech mit Halskehlnähten mit Trägerversuchen

Berücksichtigt man alle Ergebnisse bei der statistischen Auswertung, so erhält man die im Vergleich zur Auswertung der Kleinteil-T-Proben nach unten versetzte Wöhlerkurve mit einem  $\Delta\sigma_c = 134 \text{ N/mm}^2$ . Dieses Ergebnis liegt jedoch immer noch deutlich über dem normierten Kerbfall des Eurocodes [149]. Berücksichtigt man nur den Träger mit dem Bruchausgang von der Halskehlnaht, so ergibt sich ein  $\Delta\sigma_c = 141 \text{ N/mm}^2$ .

Vergleicht man die Versuchsergebnisse unter Zugrundelegung der ermittelten Spannungen an den Träger- bzw. Probenaußenseiten nicht mit dem Kerbfall 100 für die längsgeschweißten Kehlnähte, sondern mit dem Kerbfall 140 für ein maschinell geschnittenes Blech, dessen Schnittflächen nachbearbeitet wurden, so erhält man die Auswertung nach Bild 3.19. Bei den aufgelisteten Werten für  $\Delta\sigma$  wurde die Spannungskonzentration infolge der Geometrieänderung an den Einspannstellen unberücksichtigt gelassen. Es wurden nur die Spannungen in Träger bzw. Probenmitte verwendet (vgl. [116]).

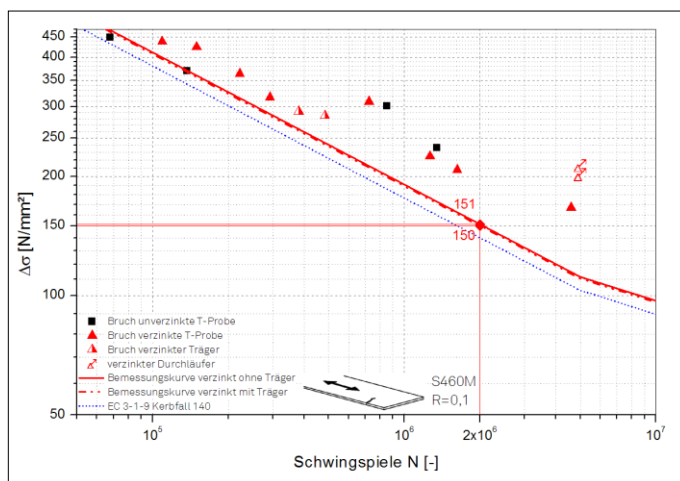


Bild 3.19: Ermüdungsfestigkeit Blech mit Halskehlnähten mit Trägerversuchen

Die Ergebnisse folgen mit geringer Streubreite einer Geraden, dessen Steigung  $b$  nur wenig größer als 3 ist. Auffallend ist, dass die Versuchsergebnisse der Träger sich in die Ergebnisse der Kleinteil-T-Proben gut eingliedern und ein Größeneffekt aus Blechdicken  $> 25 \text{ mm}$  kaum erkennbar ist. Dadurch ist  $\Delta\sigma_c$  mit und ohne Berücksichtigung der Trägerversuche nahezu gleich groß ( $150 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $151 \text{ N/mm}^2$ ). Zusammenfassend kann der Kerbfall 140 des Eurocodes auch für ein

### 3.2 Eigene Ermüdungsversuche an feuerverzinkten Bauteilen bzw. bauteilähnlichen Proben

feuerverzinktes S460M-Blech mit brenngeschnittener und anschließend nachbehandelter Kante bestätigt werden.

Bei dem getesteten Träger mit Stumpfstoß ging der Bruch von der Trägeraußenkante im Bereich der Wärmeeinflusszone (WEZ) der DV-Naht aus. Aus diesem Grund wurde das Ergebnis nicht in die statistische Auswertung des Details „Stumpfstoß mit darüber verlaufenden Halskehlnähten“ aufgenommen, obwohl das Ergebnis im Vergleich auch noch signifikant über der Kerbfallkurve des DIN-Fachberichts 103 [174] lag.

Die statistische Auswertung für das Detail des blecheben geschliffenen Stumpfstoßes führt unter Einbeziehung des Trägers mit einer Flanschdicke von knapp 32 mm mit Berücksichtigung des Blechdickenfaktors für  $t > 25$  mm gem. [149] zu keiner signifikanten Änderung der Kerbfallklasse, wie sie sich aus den Kleinteil-T-Proben ergeben hat. Ein signifikanter Maßstabeffekt aus der Probengröße oder Geometrie konnte demnach für die gewählten Probekörper nicht beobachtet werden.

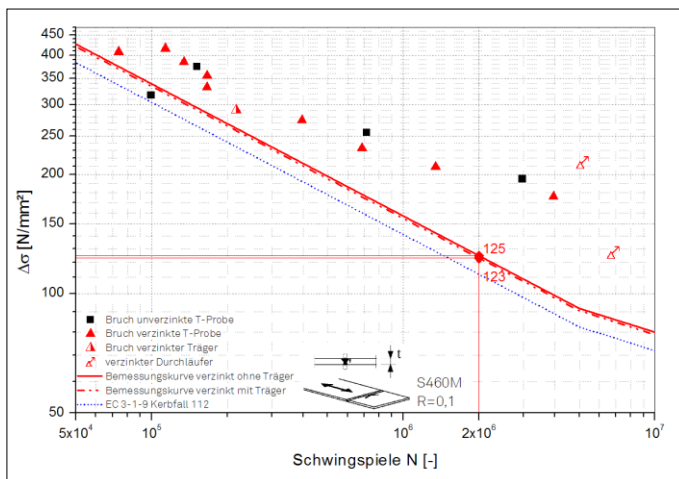


Bild 3.20: Ermüdungsfestigkeit blecheben geschliffener Stumpfstoß mit Träger

Eine notwendige Abminderung der Kerbfälle nach DIN EN 1993-1-9 [149] konnte somit in den Versuchsreihen B1-B3 nicht abgeleitet werden. Zu beachten ist dabei jedoch die mit S460 relativ hohe Materialgüte. Zusätzlich wiesen die Schweißnähte keine höhere Zinkschichtdicke als das Grundmaterial auf, wie dies bei den geschweißten Kleinteil-Flachzugproben der Fall war (vgl. Kap. 3.3.8 und Bild 3.40).

### 3.2.5 Stumpfstoß eines Walzprofils S355J2+M mit DV-Naht und Nahtüberhöhung

Das Konstruktionsdetail Stumpfstoß an einem Walzprofil wurde in einem 4-Punkt-Biegeversuch an feuerverzinkten Walzprofilträgern mit einer Gesamtlänge von 3,00 m geprüft (Bild 3.21). Die Träger hatten in der Mitte einen geschweißten Stumpfstoß mittels einer DV-Naht mit einer Nahtüberhöhung von bis zu 10% der Nahtbreite und die Nähte wurden Ultraschall-geprüft [116].

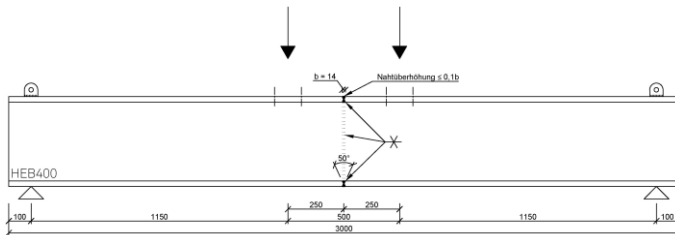


Bild 3.21: Versuchsträger Stumpfstoß eines Walzprofils

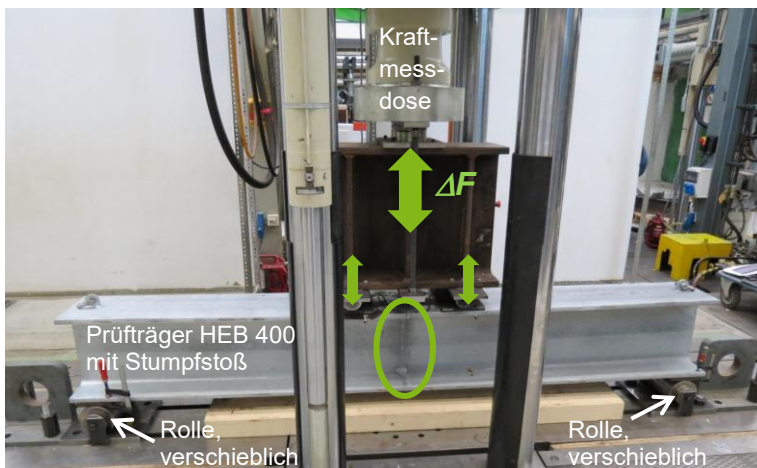


Bild 3.22: Versuchsaufbau Stumpfstoß eines Walzprofils

Die Versuche wurden in Kraftregelung bis zum Verlust der Tragfähigkeit durchgeführt. Da diese Versuche mit einer maximalen Frequenz von nur 2 Hz durchgeführt werden konnten, wurde der Versuch bei maximal 2 Millionen Schwingspielen abgebrochen, falls das Versagen nicht vorher eintrat. Während der Versuchsdurch-

### 3.2 Eigene Ermüdungsversuche an feuerverzinkten Bauteilen bzw. bauteilähnlichen Proben

führung wurden periodisch Messungen durchgeführt. Erfasst wurden Maschinenkraft, Maschinenweg sowie die Daten von jeweils sechs Dehnmessstreifen (DMS) an Ober- und Untergurt. Die aus diesen Messungen ermittelten Spannungen  $\Delta\sigma$  wurden auch für die Auswertung der Versuche verwendet. Alle Ergebnisse können Bild 3.23 entnommen werden.

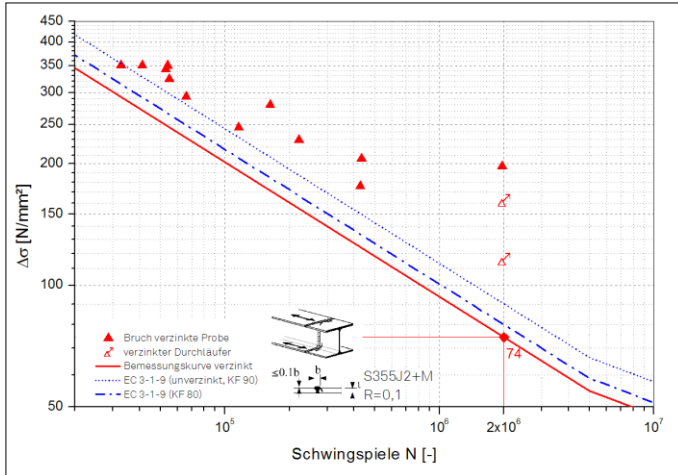


Bild 3.23: Ermüdungsfestigkeit Stumpfstoß eines Trägers mit Nahtüberhöhung  $\leq 0,1b$

Nach der Auswertung [100] erhält man ein  $\Delta\sigma_c$  von  $74 \text{ N/mm}^2$ . Das bedeutet, die Einordnung läge zwei Kerbfälle unter der Detail-Kategorie 90, wie sie für unverzinkte Bauteile dieses Typs gemäß DIN EN 1993-1-9 [149] anzuwenden wäre. Zöge man den Probenbruch mit fast 2 Millionen Schwingspielen nicht mit zur Auswertung heran, so ergäbe sich ein  $\Delta\sigma_c$  von 85. Ein später Bruch im Übergang zum Dauerfestigkeitsbereich führt demnach aufgrund der großen Abweichung zur normierten Steigung  $m=3$  zu einer großen Streuung und damit zu einem großen Abstand der 95%-Quantile zu den Versuchsergebnissen im Zeitfestigkeitsbereich. Es ist zudem erkennbar, dass nahezu alle Versuchsergebnisse auch über dem Kerbfall 90 liegen. Lediglich im Übergang zum Bereich der Kurzzeitfestigkeit bzw. zum Low-Cycle-Fatigue-Bereich liegt ein Versuchswert knapp unter der Bemessungskurve des Kerbfalls 90. [116]

#### 3.2.6 Quersteife in einem Walzprofil S355J2+M

Der Versuchsaufbau zu diesem Detail war nahezu identisch zu dem des vorangegangenen Details „Stumpfstoß eines Walzträgers“ (Kap. 3.2.5). Es wurde lediglich ein kleineres Profil (IPE270) mit um 80 cm geringerer Länge verwendet. In die

2,20 m langen Walzprofil-Träger wurden zwei Quersteifen in der Trägermitte eingeschweißt (Bild 3.24).

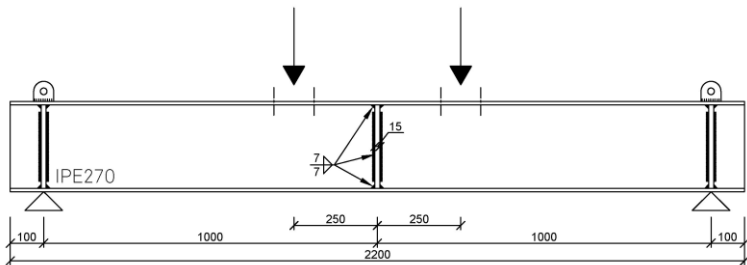


Bild 3.24: Versuchsträger Walzprofil mit Quersteife

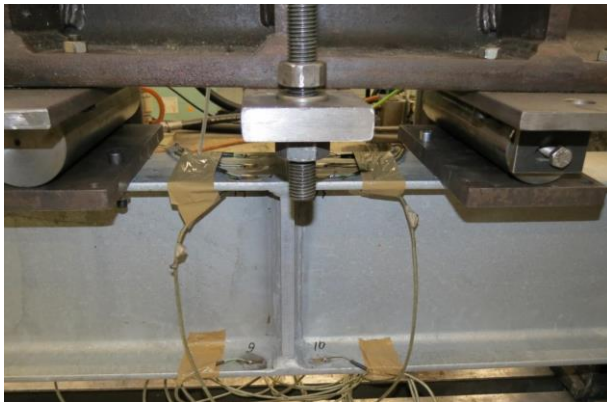


Bild 3.25: Detail des Versuchsaufbaus Walzprofil mit Quersteife [116]

Wie Bild 3.25 zu entnehmen ist, wurden auch bei diesen Versuchen die Dehnungen mit DMS gemessen. Durch den Steifigkeitssprung im Bereich der eingeschweißten Steifen wurden jedoch an den Flanschinnenseiten größere Dehnungen gemessen, als sie analytisch zu ermitteln wären. Da die Bemessung allerdings mit analytisch ermittelten Nennspannungen erfolgen soll, wurden die aus den gemessenen Dehnungen ermittelten Spannungen nicht für die statistische Versuchsauswertung herangezogen. Weitere Details zu gemessenen Dehnungen und Spannungsverläufen können [116] entnommen werden.

### 3.2 Eigene Ermüdungsversuche an feuerverzinkten Bauteilen bzw. bauteilähnlichen Proben



Bild 3.26: Typischer Bruch an Walzprofil mit Quersteife [116]

Das Versagen der Träger trat als Bruch entlang der Schweißnaht im Untergurtflansch auf (Bild 3.26), beginnend von der Trägersaußenseite. Alle Versuchsergebnisse lagen mit geringer Streubreite oberhalb der für unverzinkte Bauteile genormten [149] Wöhlerlinie zum Kerbfall 80. Die statistische Auswertung ließ ebenfalls die Einordnung der feuerverzinkten Träger in Kerbfall 80 zu (Bild 3.27)

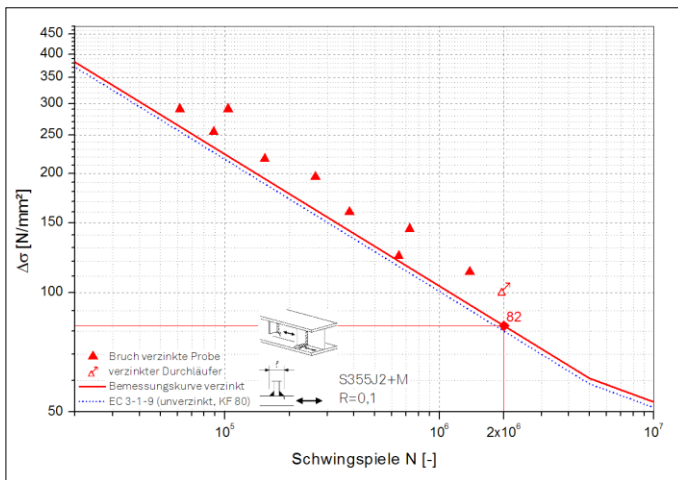


Bild 3.27: Ermüdungsfestigkeit Träger mit Quersteife [116]

#### 3.2.7 Kopfbolzen mit Schubbeanspruchung

Der Versuchsaufbau entsprach im Wesentlichen dem Standard-Abscherversuch nach DIN EN 1994-1-1 Anhang B [152]. Die Geometrie der Betonelemente, deren Bewehrung und die Lage der Kopfbolzen im Beton wurden übernommen, lediglich als Stahl-Trägerprofil wurde abweichend ein HEB 300, S355J2+M verwendet. Für

### 3 Experimentelle Untersuchungen und Herleitung von Kerbfällen

die Versuche wurden SD-Kopfbolzen  $\varnothing 25 \times 125$  mm, S235J2+C450 nach DIN EN ISO 13918 [170] im Hubzündeverfahren aufgeschweißt. Die Probekörper wurden nach dem Schweißen feuerverzinkt.

Details zu Probekörperfertigung und Versuchsdurchführung können [116] entnommen werden. Der Versuchsaufbau ist in Bild 3.28 dargestellt.

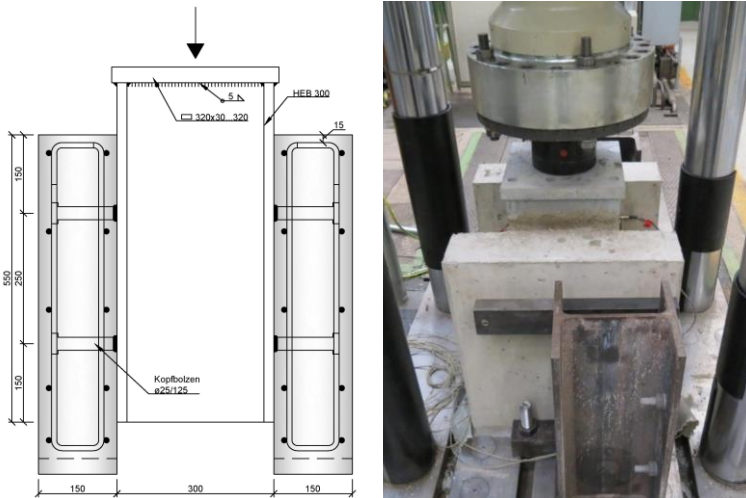


Bild 3.28: Versuchsaufbau als Abscherversuch in Anlehnung an DIN EN 1994-1-1 [116; 152]

Um plastische Verformungen bei den Versuchen mit zyklischer Belastung auszuschließen, wurde die maximale Oberlast auf 60 % der statischen Tragfähigkeit begrenzt. Hierzu wurde zunächst die rechnerische Bruchlast nach DIN EN 1994-1-1 [152] ermittelt und anschließend im statischen Standard-Abscherversuch nach Anhang B [152] überprüft.

Unterhalb der Kopfbolzen wurde auf der Flanschinnenseite mit einem Dehnungsmessstreifen (DMS) die Änderung des lokalen Dehnungszustandes unter dem Dübelfuß gemessen. Die DMS dienten, in Anlehnung an *Mensingers* [70] Scherversuche, als Rissindikatoren. Bei Auftreten eines Risses am Kopfbolzen ändert sich der lokale Dehnungszustand am Dübelfuß. Zunächst erfolgt der Lastabtrag der Kopfbolzen über Biegemoment und Querkraft. Mit fortschreitendem Risswachstum entfällt der Momentenanteil und der lokale Dehnungszustand am Dübelfuß ändert sich. Teilweise konnte dies durch einen Vorzeichenwechsel der DMS-Dehnungen gemessen werden.



### 3.2 Eigene Ermüdungsversuche an feuerverzinkten Bauteilen bzw. bauteilähnlichen Proben

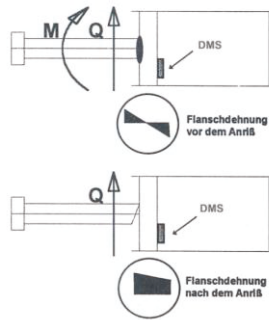


Bild 3.29: DMS als Rissindikator [70]

Die Messungen der DMS wurden periodisch in von der voraussichtlichen Versuchsdauer abhängigen Zeitintervallen aufgezeichnet. Die Dehnungen beim Aufbringen der Oberlast veränderten sich langsam über die Versuchsdauer. Bei sprunghafter Veränderung des Messwerts ließ sich der Zeitpunkt des Risses zwischen Kopfbolzen und Stahlträger ausmachen. Auffällig war, dass der Ausfall einzelner Kopfbolzen nicht zum Versagen des Gesamtsystems führt, sondern die Tragfähigkeit noch für die doppelte bis dreifache Anzahl an Zyklen erhalten blieb, bevor alle Dübel abgeschert sind und die Last nicht mehr aufgenommen werden konnte. [116]

In Bild 3.30 sind die Maximaldehnungen exemplarisch für einen Versuchskörper über die Versuchsdauer aufgetragen. Es ist ersichtlich, dass die Kopfbolzen an DMS 10 und DMS 17 weit vor Verlust der Tragfähigkeit versagt haben müssen.

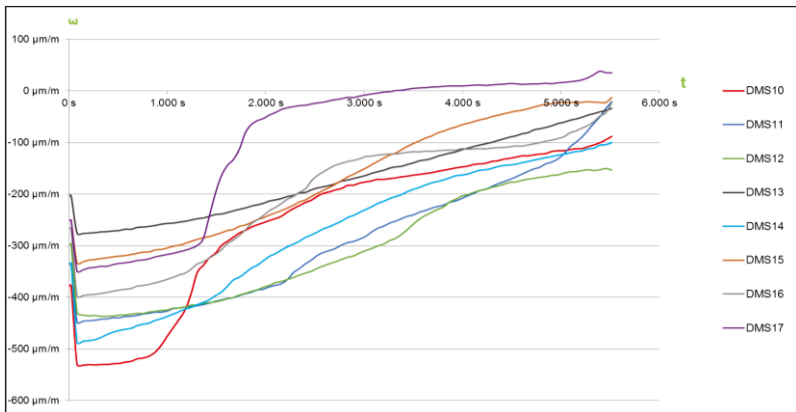


Bild 3.30: Beispiel für DMS-Messungen maximaler Dehnungen

Alle Ergebnisse sind grafisch in Bild 3.31 aufgetragen. Die statistische Auswertung gemäß 2.6.11 erreicht knapp den Kerbfall 80, der als nächst niedriger Kerbfall unterhalb des in DIN EN 1993-1-9 [149] eingeordneten unverzinkten Details angenommen werden kann.

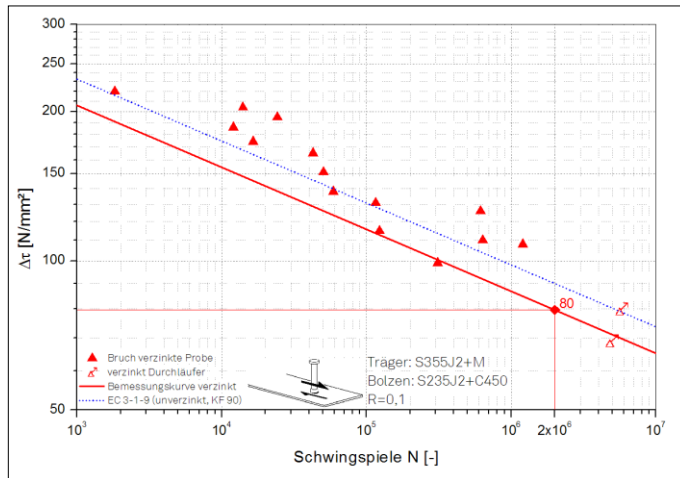


Bild 3.31: Ermüdungsfestigkeit Kopfbolzen mit Schubbeanspruchung [116]

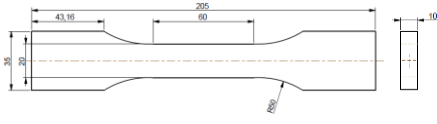
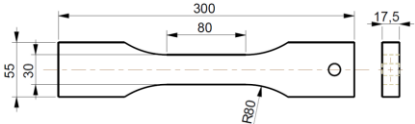
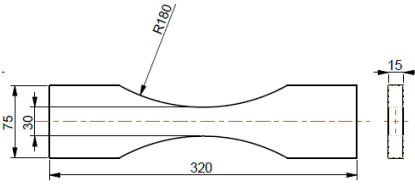
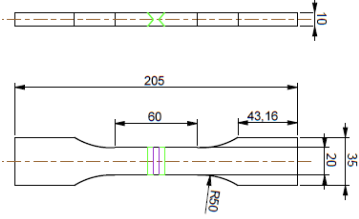
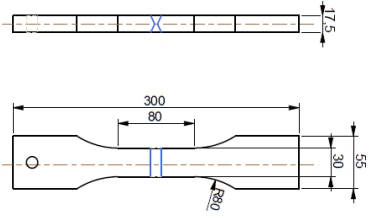
## 3.3 Auswertung von Ermüdungsversuchen an Kleinteilproben

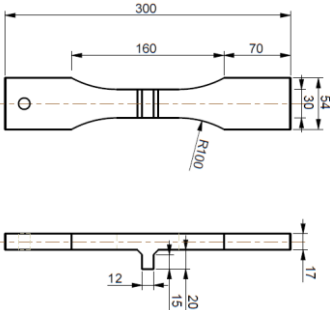
### 3.3.1 Parameter

Insgesamt wurden im Rahmen der gemeinsamen Forschung [116] an der *Staatlichen Materialprüfungsanstalt (MPA) Darmstadt* an 10 Versuchsserien Ermüdungsversuche unter Axialbeanspruchung, vergleichend an verzinkten und unverzinkten Kleinteilproben, durchgeführt. Ziel der Versuche war es, den Einfluss einer Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit von Baustählen und Konstruktionsdetails im direkten Vergleich unverzinkt-verzinkt zu ermitteln. Untersucht wurden Flachzugproben aus S355 und S460, mit und ohne Schweißnähte. Zusätzlich wurde zur Erfassung der Werkstoffabhängigkeit auch eine vergleichende Versuchsserie mit ungeschweißten Flachzugproben aus S700MC durchgeführt. Die Probenformen sind in Tabelle 3.2 dargestellt.

### 3.3 Auswertung von Ermüdungsversuchen an Kleinteilproben

Tabelle 3.2: Probenformen Kleinteilproben für vergleichende Ermüdungsversuche, vgl. [116]

Nr.	Probenform	Details
K1		<p>a) Wasserstrahlschnitt (Serie <i>Alw</i>, <i>Aqw</i>, <i>Pl</i>),                      b) Fräsen (Serie <i>Alf</i>)                      S355J2+N, P460NL2/NH                      Proben aus Blech längs und quer zur Walzrichtung</p>
K2		<p>a) Wasserstrahlschnitt (Serie <i>Fw</i>),                      b) Brennschnitt (Serie <i>F</i>)                      S355J2+AR                      Proben längs zur Walzrichtung aus HEB260-Flansch</p>
K3		<p>Wasserstrahlschnitt (Serie <i>Fh</i>)                      S700MC                      Proben aus Blech längs zur Walzrichtung</p>
K4		<p>P460NL2/NH (Serie <i>Pln</i>)                      Blech mit Stumpfstoß, Doppel-V-Naht, blecheben geschliffen</p>
K5		<p>S460M (Serie <i>Fn</i>)                      IPB260-Flansch mit Stumpfstoß, Doppel-V-Naht, mit Nahtüberhöhung <math>\leq 0,2 \cdot b</math> (nicht beschliffen)</p>

Nr.	Probenform	Details
K6		<p>S460M (Serie Fq)</p> <p>Blech (Schnittflächen ge- fräst) mit aufgeschweißter Steife</p>

Die unverzinkten Referenzproben und die feuerverzinkten Proben wurden in kraft-regeltem Schwingversuchen bei einem Schwingbreitenverhältnis  $R = 0,05$  und einer Prüffrequenz von etwa 20 Hz geprüft. Zur Berechnung der Nennspannung wurde der Ist-Querschnitt jeder einzelnen Probe im unverzinkten Zustand bestimmt. Die Grenzwahrscheinlichkeit für einen Durchläufer betrug  $5 \times 10^6$  Schwingspiele. Ein Teil der Durchläufer wurde auf einem höheren Spannungsniveau nochmals geprüft.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Versuchsergebnisse, die in Form von Rohdaten, d.h. Schwingspielzahlen und zugehörige Spannungsamplituden, zur Verfügung standen, auf Basis der Eurocodes für die Bemessung im Brückenbau ausgewertet und kommentiert. Im Folgenden werden die Einzelergebnisse und die entsprechenden Kerbfälle der Versuchsserien zusammenfassend dargestellt. Weitere Details zu den Versuchen können [116] entnommen werden.

### 3.3.2 Flachzugproben aus Blech S355J2+N, Wasserstrahlschnitt

Aufgrund der durch den Wasserstrahlschnitt erzeugten Riefen an den Schnittflächen wären die Proben in den Kerbfall 125 einzustufen. Die unverzinkten Referenzproben hatten jedoch eine deutlich höhere Ermüdungsfestigkeit, Brüche traten nur oberhalb von einer Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma = 300 \text{ N/mm}^2$  auf. Die tatsächliche Neigung  $b$  der Wöhlerlinie aus den Versuchen ist wesentlich flacher als die normative Vorgabe  $m = 3$ . Die These nach Sedlacek [100] und IIW [38], dass eine flachere Geradenneigung von beispielsweise  $m = 5$  bei ungeschweißten und ungelochten Konstruktionsdetails anzusetzen ist, wird durch die Versuchsergebnisse gestützt. Real wurde bei den unverzinkten Proben eine Geradenneigung von  $b > 10$  ermittelt. Die Ergebnisse feuerverzinkter Proben haben eine Neigung  $b \approx 5$ .

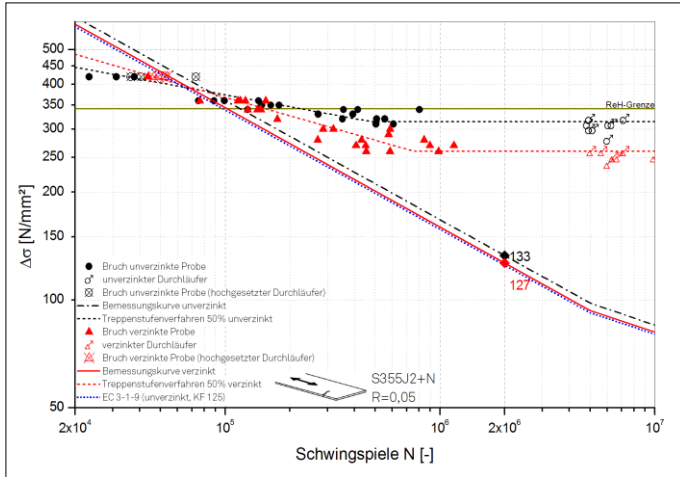


Bild 3.32: Vergleich Ermüdungsfestigkeit Blech mit Wasserstrahl-geschchnittener Kante, Probenentnahme quer zur Walzrichtung [116]

In Bild 3.32 sind die Ergebnisse der Versuchsserie mit Flachzugproben, die aus einem Blech quer zur Walzrichtung entnommen wurden. Die Oberlast lag zum Teil oberhalb der Streckgrenze (gekennzeichnet durch die horizontale Linie  $R_{eH}$ ), diese Ergebnisse wurden nicht in die statistische Auswertung übernommen. Erkennbar ist, dass die normierte Bemessungswöhlerlinie die Dauerfestigkeit signifikant unterschätzt und bei hohen Oberlasten nahe der Streckgrenze sowie im Low-Cycle-Fatigue-Bereich die Ermüdungsfestigkeit überschätzt (vgl. Kap. 2.6.8).

Ähnliche Ergebnisse wurden bei der Versuchsserie mit Flachzugproben, die aus einem Blech längs der Walzrichtung entnommen wurden, erzielt. Hierbei lag die Streckgrenze ca. 20 N/mm<sup>2</sup> höher. Daher wurden auch Ergebnisse auf dem im Vergleich zur vorhergehenden Serie nächst höherem Spannungshorizont  $\Delta\sigma=360$  N/mm<sup>2</sup> bei der statistischen Auswertung berücksichtigt. Durch die real flachere Geradenneigung führt das zu einer niedrigeren Bemessungswöhlerlinie. Wie in Bild 3.33 erkennbar ist, sind die Brüche mit der höchsten Spannungsschwingbreite entscheidend für die Einordnung in ein Kerbdetail. Sobald die Ergebnisse im Übergang zur Kurzzeitfestigkeit mit Oberspannungen nahe oder über dem elastischen Bereich berücksichtigt werden, führt dies zu einer Verminderung der Ermüdungsfestigkeit auf Basis der normativen Auswertung.

### 3 Experimentelle Untersuchungen und Herleitung von Kerbfällen

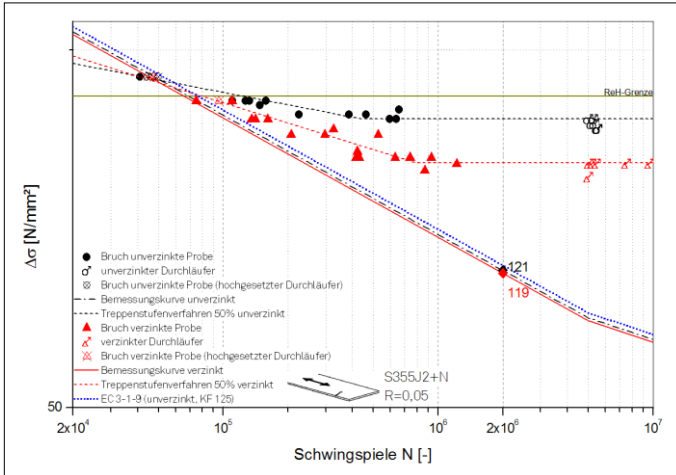


Bild 3.33: Vergleich Ermüdungsfestigkeit Blech mit Wasserstrahl-geschnittener Kante, Probenentnahme längs der Walzrichtung [116]

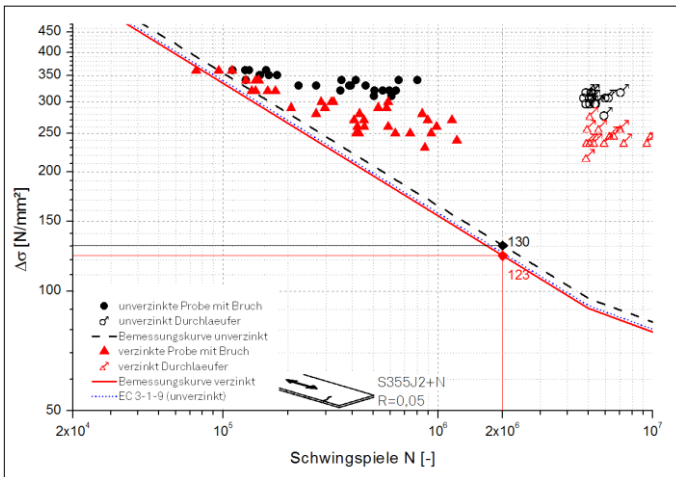


Bild 3.34: Vergleich Ermüdungsfestigkeit Blech mit Wasserstrahl-geschnittener Kante

Fasst man die Versuche längs und quer zur Walzrichtung zusammen, ergibt sich die Auswertung gemäß Bild 3.34. Dort sind nur die Ergebnisse mit Belastungen unterhalb der Streckgrenze dargestellt. Obwohl die geringer aufnehmbaren Lastwechsel

bei gleicher Spannungsschwingbreite der verzinkten Proben gegenüber den unverzinkten auffällt, liegen mit einer Ausnahme alle Versuchspunkte oberhalb der Bemessungswöhlerlinie für Kerbfall 125 gemäß DIN EN 1993-1-9 [149].

### 3.3.3 Flachzugproben aus Blech S355J2+N, gefräste Kanten

Aus dem gleichen Blech wie zuvor die Wasserstrahl-geschnittenen Proben entnommene Flachzugproben mit gefrästen Kanten erzielten erwartungsgemäß höhere Lastwechselzahlen bei gleichen Spannungsschwingbreiten und somit auch eine höhere Ermüdungsfestigkeit (Bild 3.35). Gemäß Einordnung nach DIN EN 1993-1-9 [149] müssten Proben ohne erkennbare Kerben und thermische Beeinflussung in den Kerbfall 160 einzuordnen sein. Für die unverzinkten Proben ist dies auch problemlos möglich.

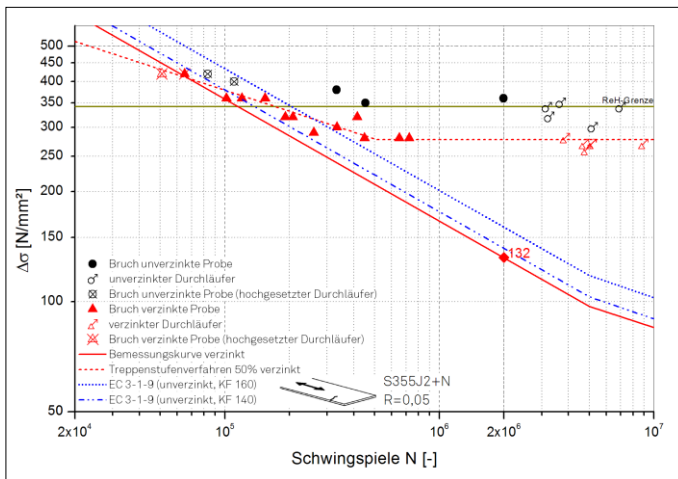


Bild 3.35: Vergleich Ermüdungsfestigkeit Blech mit gefräster Kante [116]

Die feuerverzinkten Proben erreichten jedoch nur leicht bessere Ergebnisse als die Proben mit Wasserstrahl-geschnittener Kante. Auch wenn die statistische Auswertung der verzinkten Proben den Kerbfall 140 nicht erreicht, so liegen dennoch alle Einzelergebnisse mit Oberlasten unterhalb der Streckgrenze über der Bemessungswöhlerlinie für Kerbfall 140.

### 3.3.4 Flachzugproben aus Blech P460NL2/NH, Wasserstrahlschnitt

Die Probenentnahme erfolgte quer zur Walzrichtung aus einem Blech. Brüche traten bei diesen Proben bei gleicher Spannungsschwingbreite im Durchschnitt später auf als bei den S355-Proben. Auffällig ist, dass Brüche auch bei mehr als 2 Millionen

Schwingspielen auftraten. Dies führt zu einer relativ flachen Neigung der realen Wöhlerlinie und bei Berücksichtigung aller Brüche in der statistischen Auswertung zu einer hohen Streuung, die in einem großen Abstand der Bemessungswöhlerlinie von den Versuchsergebnissen resultiert (vgl. Bild 3.36). Die besseren Ergebnisse führen zu einem niedrigeren Kerbfall.

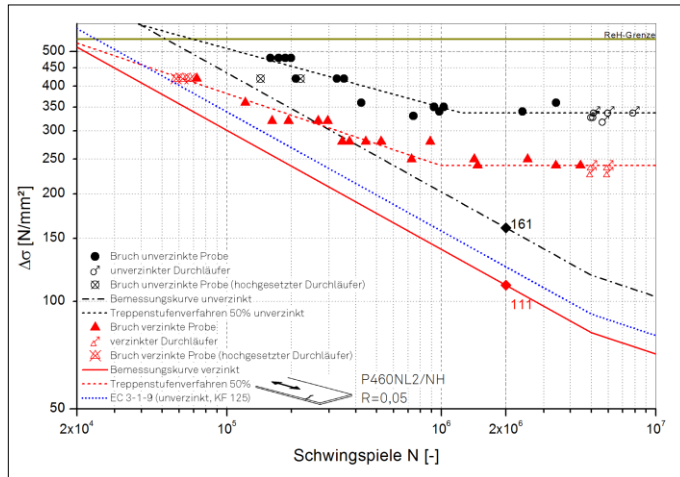


Bild 3.36: Vergleich Ermüdungsfestigkeit P460-Blech mit Wasserstrahl-geschnittener Kante [116]

### 3.3.5 Flachzugproben aus Walzprofil-Flansch S355JR+AR, Wasserstrahl-schnitt

Die Steigung der Wöhlerkurve der unverzinkten Proben ist erwartungsgemäß wieder relativ flach, wobei die Streuung insbesondere im Dauerfestigkeitsbereich sehr groß ist. Die feuerverzinkten Proben zeigen eine deutlich geringere Streuung und im Gegensatz zu den Wasserstrahl-geschnittenen Proben aus einem Blech auch eine Steigung von  $b \approx 3$  (Bild 3.37). Dieser Unterschied könnte unter anderem aus den unterschiedlichen Werkstoffeigenschaften resultieren. Zum einen differieren die Lieferzustände der Bleche (+N) aus zuvor vorgestellten Versuchsreihen und der hier verwendeten Walzprofile (+AR) und zum anderen könnten unterschiedliche Duktilitäten, beispielsweise der P460-Bleche (Kap. 3.3.4) im Gegensatz zu den Walzprofilen in Stahlgüte S355JR+AR, einen Einfluss gehabt haben, vgl. Kap. 2.6.2.3 und [116]. Hinzu kamen zum Teil unterschiedliche Zähigkeitseigenschaften (JR und J2) mit signifikanten Unterschieden in der Kerbschlagarbeit bei Raumtemperatur (vgl. Daten im Anhang von [116]).



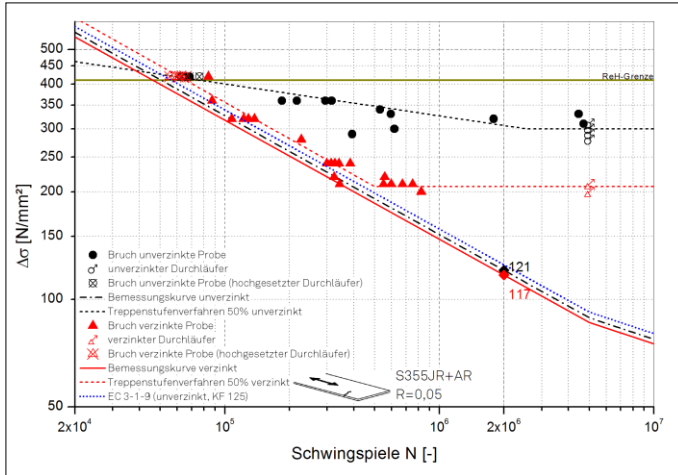


Bild 3.37: Vergleich Ermüdungsfestigkeit Flansch mit Wasserstrahl-geschnittener Kante [116]

### 3.3.6 Flachzugproben aus Walzprofil-Flansch S355JR+AR, Brennschnitt

Der Brennschnitt ist eine im Stahlbau übliche Methode, Konstruktionselemente auf die vorgesehenen Abmessungen anzupassen. Je nach Anforderung an die Konstruktion hinsichtlich der Oberflächenvorbereitung (P-Vorbereitungsgrade) gemäß DIN EN ISO 8501-3 [159] und die Einordnung in eine Ausführungsklasse (EXC) nach DIN EN 1090-2 [143] sind brenngeschnittene Kanten und Oberflächen nachzubearbeiten. Für Brücken sind übliche Vorbereitungsgrade P2 und P3. Daraus resultiert die Mindestanforderung, dass „kein Teil der Kante [...] ein unregelmäßiges Profil haben“ darf [159]. Zudem ist die zulässige Härte der Schnittkanten üblicher Konstruktionsstähle für den Brückenbau begrenzt auf 380 HV<sub>10</sub> [143].

Letztere Bedingung wurde bei den Probekörpern dieser Versuchsreihe eingehalten, wengleich auch eine Aufhärtung der Schnittflächen bis auf 300 HV<sub>0,1</sub> gemessen wurde. Die verzinkten Proben wiesen allerdings an diesen Flächen nur Zinkschichtdicken von 53  $\mu\text{m}$  auf, wodurch die Mindestanforderungen an die Zinkschichtdicke gemäß DIN EN ISO 1461 [155] nicht erfüllt wurden. Daraus resultierend ergibt sich für die Praxis auch die Empfehlung, dass thermisch geschnittene Kanten und Flächen mechanisch nachbearbeitet werden sollten. Dies entspricht etwa dem Vorbereitungsgrad P3 [159].

Dennoch wurden die Proben ohne mechanische Nachbearbeitung in Dauerschwingversuchen getestet. Die Ergebnisse können Bild 3.38 entnommen werden.

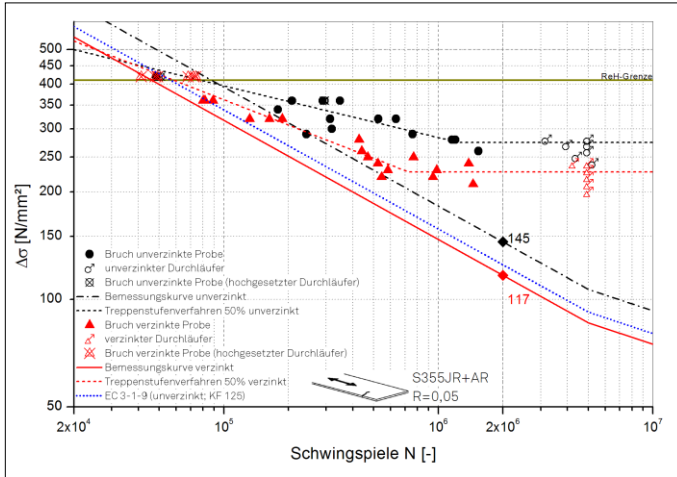


Bild 3.38: Vergleich Ermüdungsfestigkeit Flansch mit Brennschnitt-Kante [116]

Die Probekörper wurden in diesem Falle nicht mit Oberlasten leicht unterhalb der Streckgrenze geprüft. Die Versuche mit Belastungen leicht darüber wurden nicht mit in die statistische Auswertung übernommen, hätten aber bei den unverzinkten Proben zu einer Verschiebung der Bemessungswöhlerlinie unterhalb des Kerbfalls 125 geführt. Die feuerverzinkten Proben zeigen wieder eine geringere Ermüdungsfestigkeit und zugleich eine steiler verlaufende Kurve. Die Kurzzeitfestigkeit scheint ähnlich wie bei den unverzinkten Proben (Bild 3.38).

### 3.3.7 Flachzugproben aus Blech S700MC, Wasserstrahlschnitt

Ergänzend zu den Versuchen an Probekörpern aus S355 und P460 wurde zwecks Untersuchung des Werkstoffeinflusses auch eine Versuchsserie mit Flachzugproben aus einem S700MC-Blech geprüft. Erwartungsgemäß wurde im unverzinkten Zustand eine höhere Ermüdungsfestigkeit erzielt (vgl. 2.6.2.3). Zugleich hatten die Schnittflächen aber auch eine geringere Rauigkeit, was auch zu einem höheren Ermüdungswiderstand führen kann (vgl. Kap. 2.6.2.5). Auch die feuerverzinkten Proben hatten eine höhere Ermüdungsfestigkeit, obwohl diese auch signifikant unter der im unverzinkten Zustand lag (Bild 3.39). In beiden Fällen ist jedoch der Kerbfall 160 erreicht.

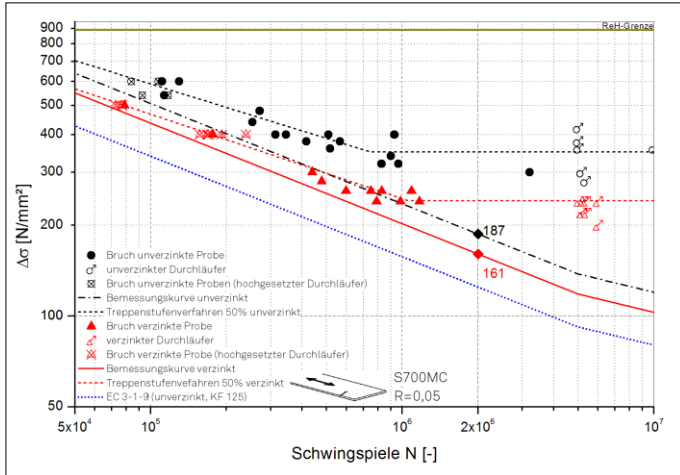


Bild 3.39: Vergleich Ermüdungsfestigkeit S700-Blech mit Wasserstrahl-geschchnittener Kante [116]

### 3.3.8 Geschweißte Flachzugproben aus Blech P460NL2/NH und S460M

Drei Schweißdetails wurden an Kleinteilproben vergleichend untersucht: Ein Stumpfstoß mittels einer Doppel-V-Naht mit und ohne Nahtüberhöhung sowie eine aufgeschweißte Quersteife. Bei allen drei Schweißdetails war auch eine Abminderung der Ermüdungsfestigkeit im verzinkten Zustand zu beobachten.

Die Ergebnisse der Bleche mit blecheben geschliffenen DV-Nähten sind in Bild 3.41 dargestellt. Bei den verzinkten Proben wurde auf den Schweißnähten ein stärkeres Zinkschichtwachstum als auf den übrigen Oberflächen beobachtet (Bild 3.40). Dadurch traten die blecheben geschliffenen Nähte nach dem Verzinken wieder sichtbar hervor. Geometrisch ergab sich daher wieder eine Überhöhung der Schweißnähte im Bereich von einigen Mikrometern.



Bild 3.40: Sichtbare Zinkschichtüberhöhung im Bereich der DV-Schweißnaht [116]

Die Versuchsserie enthielt einige Probekörper mit Unregelmäßigkeiten in den Schweißnähten. Die Proben, die mit bloßem Auge optisch erkennbare Bindefehler

### 3 Experimentelle Untersuchungen und Herleitung von Kerbfällen

und Einschlüsse in den Bruchflächen aufwiesen, wurden nicht mit in die Auswertung übernommen.

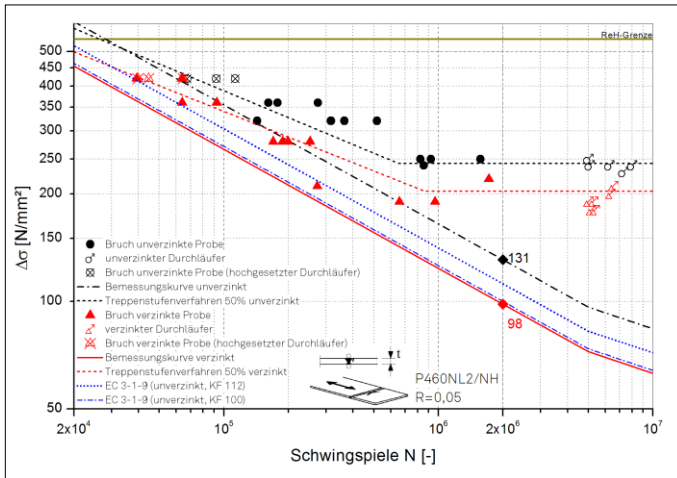


Bild 3.41: Vergleich Ermüdungsfestigkeit Blech P460NL2/NH, blecheben geschliffen [116]

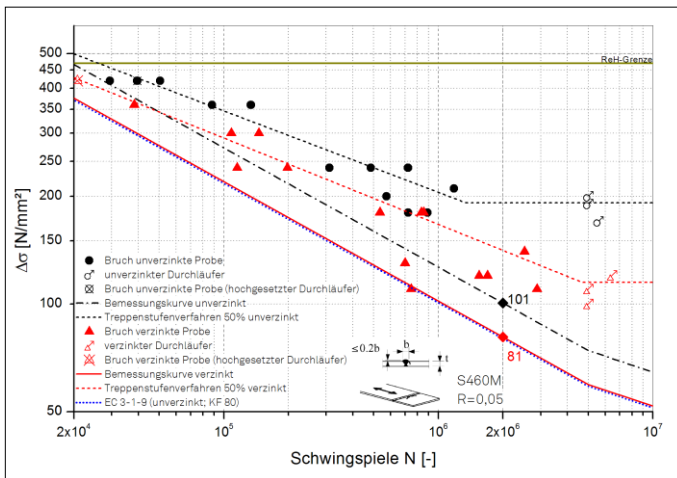


Bild 3.42: Vergleich Ermüdungsfestigkeit S460M-Walzprofil-Flansch mit  $\leq 0,2 \cdot b$  Nahtüberhöhung [116]

Die Probekörper mit ungleichmäßiger Überhöhung der DV-Schweißnähte, die nicht beschliffen wurden, zeigen sowohl im unverzinkten als auch im feuerverzinkten Zustand eine geringere Ermüdungsfestigkeit als bei den blecheben geschliffenen Nähten (Bild 3.42). Auch hier wiesen die Schweißnähte eine Zunahme der Zinkschichtdicke im Vergleich zur Blechoberfläche auf. Auffällig ist zudem eine große Streuung im Bereich niedrigerer Spannungsschwingbreiten.

Bei den Flachzug-Proben mit aufgeschweißter Quersteife scheint im Bereich hoher Spannungsschwingbreiten zwischen den feuerverzinkten und den unverzinkten Referenzproben kaum ein Unterschied in der Anzahl der aufnehmbaren Schwingspiele zu bestehen. Bei niedrigerem Spannungsniveau wird der übliche Unterschied jedoch wieder deutlich und die feuerverzinkten Proben haben eine geringere Dauerfestigkeit (Bild 3.43). Dies führt insgesamt zu einer niedrigeren Ermüdungsfestigkeit. Die statistische Auswertung der Versuche mit Bruch führt allerdings zu dem täuschenden Eindruck, dass die feuerverzinkten Proben in einen höheren Kerbfall eingeordnet werden könnten. Dies liegt an der größeren Abweichung der Ergebnisse der unverzinkten Proben von der normierten Wöhlerliniensteigung  $m = 3$ , was zu einer größeren Streubreite und somit größeren statistischen Abminderung führt. Beachtenswert ist jedoch, dass der Kerbfall 80, wie er für unverzinkte Bauteile mit Quersteife normiert [149] ist, auch mit den feuerverzinkten Proben übertroffen wurde.

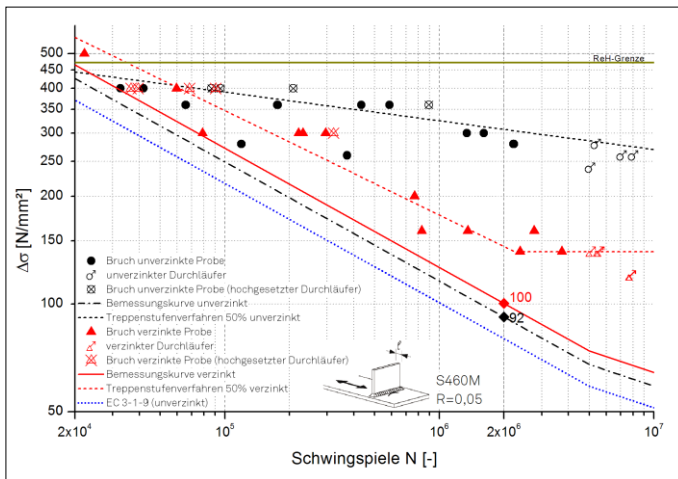


Bild 3.43: Vergleich Ermüdungsfestigkeit Blech S460M mit aufgeschweißter Quersteife [116]

### 3.4 Auswertung weiterer Versuchsdaten zur Ermüdungsfestigkeit feuerverzinkter Bauteile

#### 3.4.1 Vorbemerkungen

In diesem Kapitel werden weitere Versuche aus vergangener Forschung dargestellt, die im Rahmen dieser Arbeit mit dem Ziel der Anwendung bei der Bemessung von Brücken verwendet werden. Die wenigen vorhandenen Versuchsdocumentationen wurden hierzu – ohne Anspruch auf Vollständigkeit – analysiert und aufbereitet.

Die Ermüdungsversuche an feuerverzinkten Konstruktionselementen und deren Ergebnisse werden nachfolgend vorgestellt, kommentiert und – falls möglich und erforderlich – neu ausgewertet.

#### 3.4.2 Feuerverzinkte Schraubenverbindungen mit gebohrten und gestanzten Löchern nach *Valtinat/Huhn* [123]

Im Rahmen der Erforschung des Einflusses der Feuerverzinkung auf das Ermüdungsverhalten von geschraubten Verbindungen [123; 124] wurden umfangreiche Versuche mit Variation folgender Parameter durchgeführt: Löcher gebohrt oder gestanzt, Schrauben mit/ohne Vorspannung, SL- oder SLP- bzw. GV- oder GVP-Verbindung.

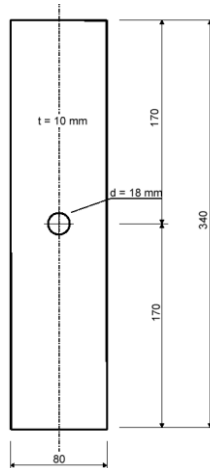


Bild 3.44: Probekörper für Ermüdungsversuche an gelochten Stäben [100]

### 3.4 Auswertung weiterer Versuchsdaten zur Ermüdungsfestigkeit feuerverzinkter Bauteile

Es wurden sowohl gelochte Bleche (Bild 3.44) als auch ganze Verbindungen (Bild 3.45) getestet. Die gelochten Bleche konnten dabei jeweils eine höhere Spannungsdifferenz  $\Delta\sigma$  aufnehmen als die symmetrischen Laschen-Verbindungen bei gleicher Lastwechselzahl  $N$ .

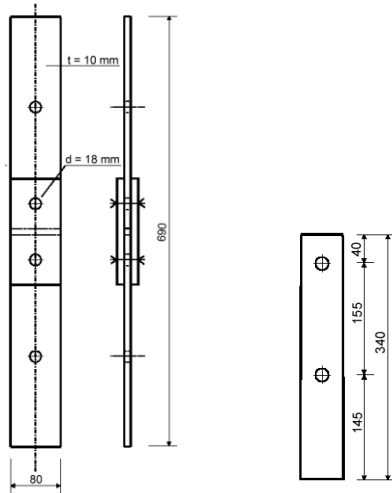


Bild 3.45: Probekörper für Ermüdungsversuche an geschraubten Verbindungen mit und ohne Vorspannung [100]

Auch bei diesen Versuchsreihen konnte ein negativer Einfluss der Ermüdungsfestigkeit beobachtet werden. Bild 3.46 und Bild 3.47 zeigen die Abminderung, wenngleich auch die Ergebnisse der unverzinkten, gebohrten Probekörper mangels ausreichender Anzahl nicht statistisch ausgewertet wurden.

### 3 Experimentelle Untersuchungen und Herleitung von Kerbfällen

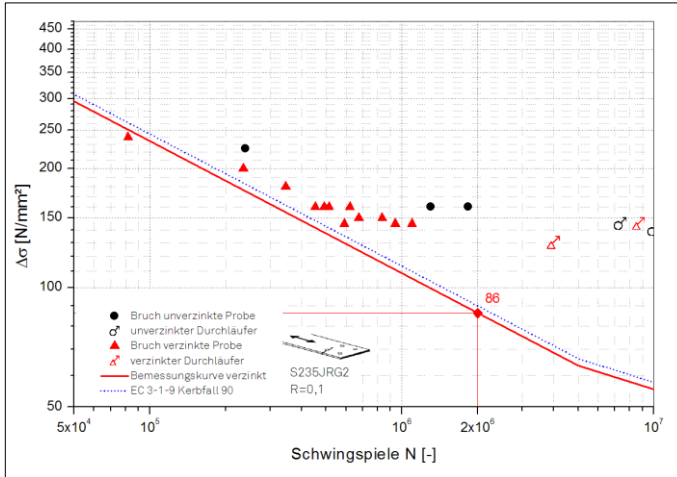


Bild 3.46: Blech gebohrt [100; 123]

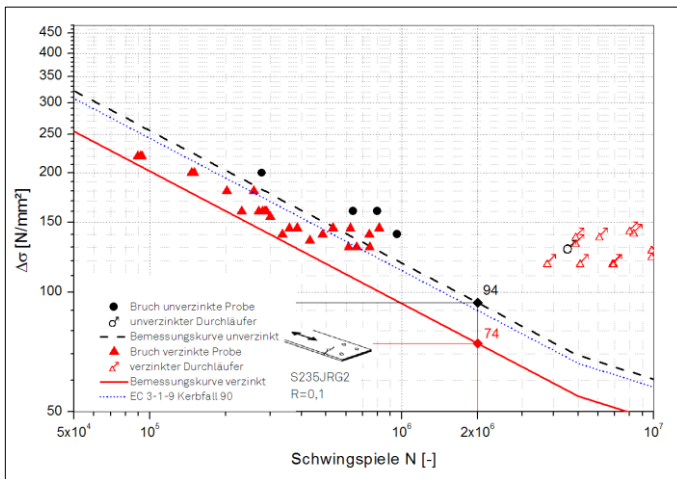


Bild 3.47: Blech gestanzt [100; 123]

Im Vergleich aller Ergebnisse an gelochten Stäben wurde ein etwa gleich großer negativer Effekt durch das Stanzen im Vergleich zum Bohren der Löcher festgestellt. Der Stanzvorgang bewirkt eine Veränderung der Duktilität an den Lochrändern durch Kaltumformung. Zudem sind ein Anstieg der Härte und Anrisse an der Lochoberfläche nicht auszuschließen.



### 3.4 Auswertung weiterer Versuchsdaten zur Ermüdungsfestigkeit feuerverzinkter Bauteile

Die jeweiligen Abminderungen der Ermüdungsfestigkeit durch Stanzen und Feuerverzinken müssen additiv berücksichtigt werden, so dass die schlechteste Kombination ein feuerverzinkter Stab mit gestanzten Löchern ist. Feuerverzinkte Stäbe mit gebohrten Löchern haben etwa den gleichen Widerstand gegen Werkstoffermüdung wie unverzinkte Stäbe mit gestanzten Löchern.

Der Kerbfall 90, wie er für unverzinkte, gelochte Bauteile gemäß DIN EN 1993-1-9 [149] anzuwenden wäre, konnte mit den Versuchen für feuerverzinkte gebohrte Stäbe bestätigt werden. Für Stäbe mit gestanzten Löchern müsste eine Abminderung um zwei Kerbfälle hingegenommen werden (Bild 3.47).

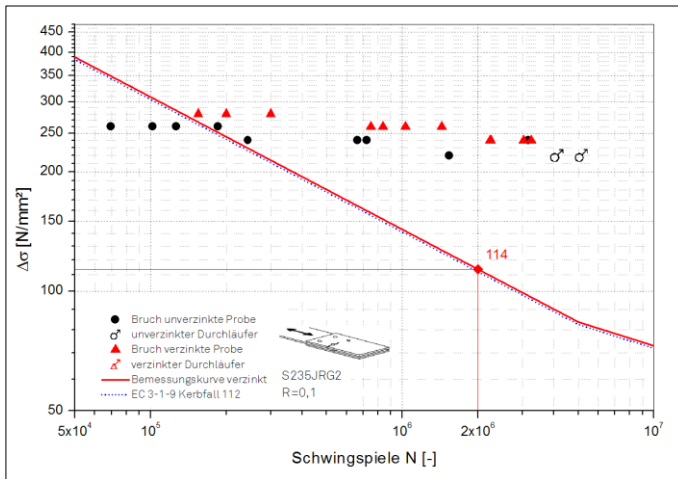


Bild 3.48: GV-Verbindung mit 100% Vorspannung und gebohrten Löchern [100; 123]

Zwecks Reduktion der negativen Auswirkung des Stanzens bzw. der Feuerverzinkung auf die Ermüdungseigenschaften wurde die Idee verfolgt, den negativ beeinflussten Teil um das Loch herum durch Vorspannung der Schrauben und somit Einbringung von Druckspannungen zu schützen. Daher wurden ergänzend Versuche mit zweischnittigen Verbindungen mit planmäßiger Vorspannung als gleitfest vorgespannte (GV-)Verbindung getestet. Ein positiver Effekt konnte bereits bei einer GV-Verbindung mit nur 50%-iger Nennvorspannung erzielt werden. Bei voller planmäßigen Vorspannung konnte die Ermüdungsfestigkeit der gestanzten und/oder feuerverzinkten Proben auf das Niveau der unverzinkten, gebohrten Proben angehoben werden (vgl. Bild 3.48 und Bild 3.49)

### 3 Experimentelle Untersuchungen und Herleitung von Kerbfällen

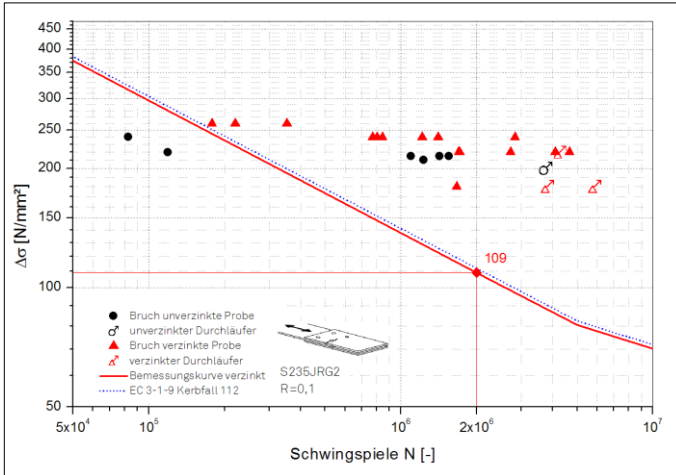


Bild 3.49: GV-Verbindung mit 100% Vorspannung und gestanzten Löchern [100; 123]

Die feuerverzinkten Oberflächen der Fügepartner (Laschen und Mittelbleche) wurden nicht behandelt und hatten einen Reibbeiwert  $\mu$  von 0,38 [124]. Bei Steigerung des Reibbeiwerts sind auch weitere Verbesserungen der Ermüdungseigenschaften zu erwarten, bei signifikanter Verschlechterung allerdings auch eine Abnahme.

Erkennbar ist auch eine deutliche Abflachung der Wöhlerlinien gegenüber den gebohrten Stäben. Die Steigung  $b$  liegt jeweils bei etwa 10 oder darüber, wie es auch für ungekerbte Proben nicht unüblich ist (vgl. auch Kap. 2.6.8).

Neben GV-Verbindungen sind im Brückenbau auch Scher-Lochleibungs-Verbindungen mit Passschrauben (SLP) erlaubt [174]. Auch diese wurden im Rahmen der in diesem Kapitel vorgestellten Versuche an feuerverzinkten Probekörpern untersucht.

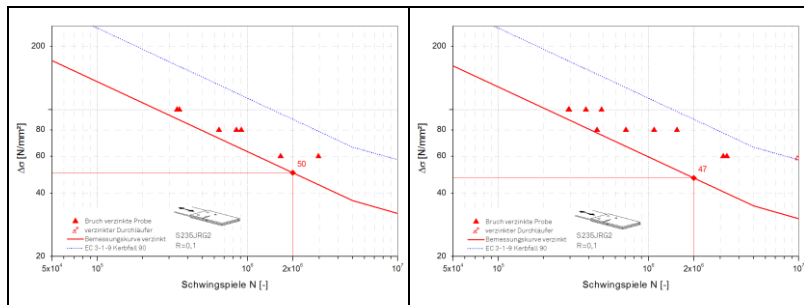


Bild 3.50: feuerverzinkte SLP-Verbindung mit links: gebohrten und rechts: gestanzten Löchern [100; 123]

Der Kerbfall 90 nach DIN EN 1993-1-9 für unverzinkte SLP-Verbindungen wurde für beide Loch-Herstellungsverfahren signifikant unterschritten (Bild 3.50). Es wurde lediglich der Kerbfall 50 erreicht. Damit zeigt sich die SLP-Verbindung gegenüber der GV-Verbindung deutlich unterlegen.

### 3.4.3 Betriebsfeste Auslegung von Schrauben mit feuerverzinkten Oberflächen

Weber [128] führte vergleichende Untersuchungen zum Unterschied im Ermüdungsverhalten zwischen vergütungsschwarzen und unter anderem feuerverzinkten Schrauben durch. Die einstufigen Versuche wurden mit einer konstanten Mittelspannung bei 70% von  $R_{p0,2}$  durchgeführt. Der Einfluss der Mittelspannung wurde durch Erhöhung auf 90% von  $R_{p0,2}$  bei den feuerverzinkten Schrauben ebenfalls betrachtet.

Im Ergebnis konnte festgestellt werden, dass die Dauerfestigkeit der feuerverzinkten Schrauben um bis zu ca. 20% niedriger war, als bei den vergütungsschwarzen Schrauben. Die Erhöhung der Mittelspannung brachte einen zusätzlichen Abfall. Die Ergebnisse sind in Bild 3.51 zusammengefasst. Dargestellt sind jeweils die Mittelwertkurven für die 50%ige Überlebenswahrscheinlichkeit. Alle liegen noch in ausreichendem Abstand zur Bemessungs-Wöhlerkurve nach DIN EN 1993-1-9 und somit ist ausreichende Sicherheit gegeben. Die einzelnen Kurven und Auswertungen können [128] entnommen werden.

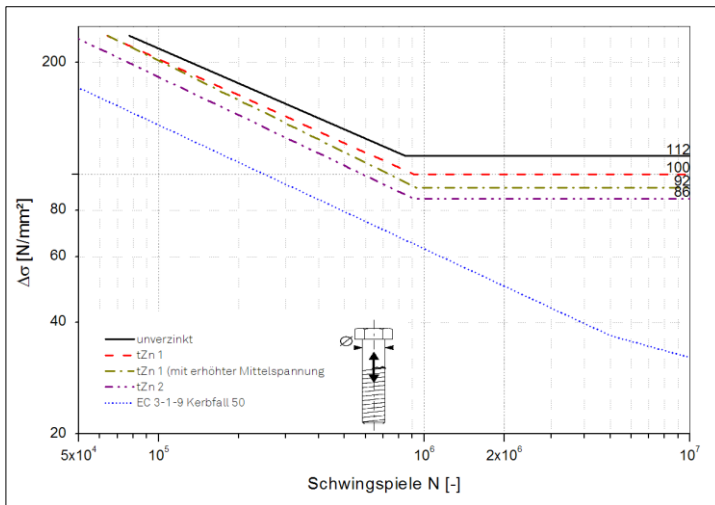


Bild 3.51: Einfluss der Feuerverzinkung auf die Schwingfestigkeit von HV-Schrauben nach [128]

### 3.4.4 Feuerverzinkter Betonstahl Z-1.4-165

In den 1970er und 1980er Jahren wurden Untersuchungen zur Anwendung der Feuerverzinkung an Betonstählen durchgeführt. Hierbei wurde auch das Verhalten in Dauerschwingversuchen an freien Proben und ergänzend an gebogenen, einbetonierten Betonstähle  $\varnothing 16$  mm untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass die Dauerfestigkeit der verzinkten Betonstähle um rund 15% niedriger als bei unverzinkten war [67]. Als Ursache wurde eine Kerbwirkung infolge frühzeitiger Rissbildung in der Eisen-Zink-Legierungsschicht vermutet.

Vermutlich diese und weitere Ergebnisse an verzinkten Feinblechen [36] und Stahldrähten [37] mit ähnlichen Abminderungen führten zur pauschalen Annahme in der Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-1.4-165 [177], dass die Ermüdungsfestigkeit nach DIN 1045-1 mit dem Faktor 0,75 abzumindern ist. Das entspricht etwa einer Abminderung um zwei Detail-Kategorien (vgl. Bild 3.52). Die Bemessung nach zurückgezogener DIN 1045-1 unterscheidet sich nicht von der aktuellen Vorschrift nach DIN EN 1992-1-1 [146] in Verbindung mit dem Deutschen Nationalen Anhang.

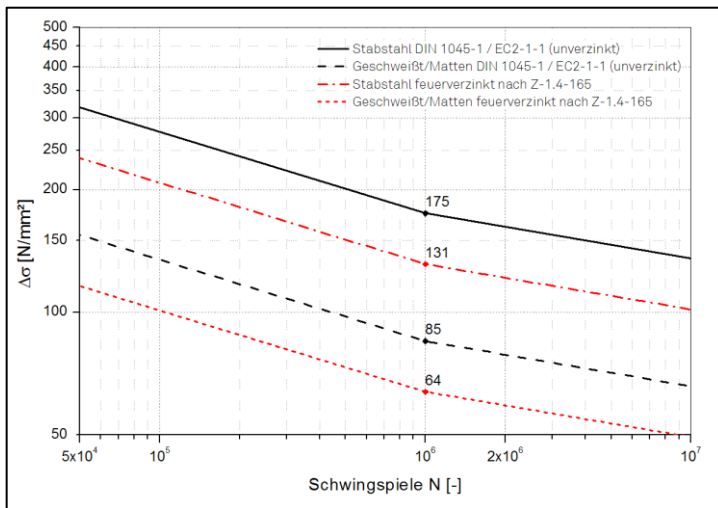




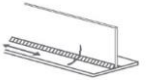
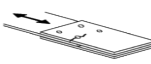
Bild 3.52: Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl, Werte nach [146] und [177]

## 4 Zusammenfassung und Bewertung der experimentellen Ergebnisse

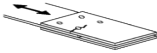
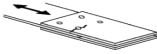
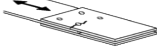
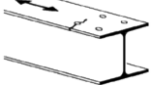
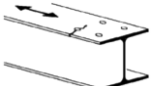
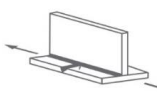
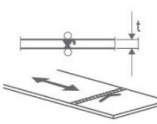
### 4.1 Kerbfälle verzinkt

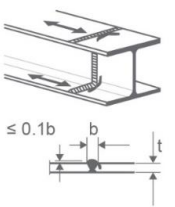
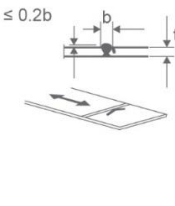
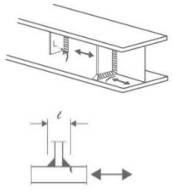
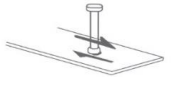
Die im vorgenannten Kapitel 3 zusammengefassten, kommentierten und ausgewerteten Versuche an feuerverzinkten Kleinteil- und Bauteil-Proben sind nachfolgend in Form einer Kerbfalltabelle – ähnlich der Darstellung im Eurocode – aufbereitet (Tabelle 4.1). Diese Tabelle enthält die Ergebnisse aus den Kapiteln 3.2, 3.3 und 3.4 mit Ausnahme der feuerverzinkten Betonstähle (Kap. 3.4.4) und erweitert die in bspw. [116] veröffentlichte Tabelle. Mit diesen Kerbfällen kann für feuerverzinkte Konstruktionsdetails der Nachweis gegen Werkstoffermüdung nach EN 1993-1-9 [149] geführt werden.

Tabelle 4.1: Kerbfälle für feuerverzinkte Bauteile

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
140	 <p>ANMERKUNG: Der Kerbfall 140 ist somit der höchstmögliche für feuerverzinkte Bauteile.</p>	Bleche und Flachstähle mit gewalzten/gefrästen Kanten	Scharfe Kanten, Oberflächen- und Walzfehler sind durch Schleifen zu beseitigen und ein nahtloser Übergang herzustellen.
112		<p>Maschinell brenn- oder wasserstrahlgeschchnittener Werkstoff mit seichten und regelmäßigen Brennriefen</p> <p>Maschinell brenn- oder wasserstrahlgeschchnittener Werkstoff der Schnittqualität entsprechend EN 1090.</p>	<p>Einspringende Ecken sind durch Schleifen (Neigung <math>\leq \frac{1}{4}</math>) zu bearbeiten oder durch einen entsprechenden Spannungskonzentrationsfaktor zu berücksichtigen</p> <p>Keine Ausbesserungen durch Verfüllen mit Schweißgut</p>
100		Handgeschweißte Kehlnähte	Zwischen Flansch und Stegblech ist eine sehr gute Passgenauigkeit erforderlich.
112		Symmetrische zweiseitige Verbindung mit hochfesten vorgespannten Schrauben Löcher gebohrt	<p><math>\Delta\sigma</math> ist am Bruttoquerschnitt zu ermitteln</p> <p>Allgemein gilt für geschraubte Verbindungen Lochabstand vom Rand in</p>

#### 4 Zusammenfassung und Bewertung der experimentellen Ergebnisse

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen	
100		Symmetrische zweischnittige Verbindung mit hochfesten vorgespannten Schrauben Löcher gestanzt	$\Delta\sigma$ ist am Bruttoquerschnitt zu ermitteln	Kraftrichtung: $e_1 \geq 1,5 d$ Lochabstand vom Rand senkrecht zur Kraftrichtung: $e_2 \geq 1,5 d$
50		Zweischnittige Verbindung mit Passschrauben Löcher gebohrt	$\Delta\sigma$ ist am Nettoquerschnitt zu ermitteln	Lochabstand in Kraftrichtung: $p_1 \geq 2,5 d$
45		Zweischnittige Verbindung mit Passschrauben Löcher gestanzt	$\Delta\sigma$ ist am Nettoquerschnitt zu ermitteln	Lochabstand senkrecht zur Kraftrichtung: $p_2 \geq 2,5 d$ Ausbildung nach EN 1993-1-8, Bild 3.
80		Bauteile mit gebohrten Löchern unter Normalkraft	$\Delta\sigma$ ist am Nettoquerschnitt zu ermitteln	
71		Bauteile mit gestanzten Löchern unter Normalkraft	$\Delta\sigma$ ist am Nettoquerschnitt zu ermitteln	
80		Über eine durchgeschweißte Quernaht geführte durchgehende Längsnaht als Halskehlnaht	Zwischen Flansch und Stegblech ist eine sehr gute Passgenauigkeit erforderlich. Stumpfnahnt blecheben geschliffen	
100		Querstöße in Blechen und Flachstähen. $k_s = (25/t)^{0,2}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Alle Nähte blecheben in Lastrichtung geschliffen.</li> <li>• Schweißnahtan- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließend zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen.</li> <li>• Beidseitige Schweißung mit ZFP.</li> </ul>	

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
80	 <p>Blehdickenabhängigkeit für <math>t &gt; 25</math> mm:  <math>k_s = (25/t)^{0,2}</math></p>	Vollstöße von Walzprofilen mit Stumpfnähten ohne Freischnitte.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Die Nahtüberhöhung muss <math>\leq 10\%</math> der Nahtbreite und mit verlaufendem Übergang in die Blechoberfläche ausgeführt werden.</li> <li>Schweißnahtan- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließend zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen.</li> <li>Beidseitige Schweißung mit ZFP.</li> </ul>
80	 <p><math>\leq 0.2b</math></p> <p>Blehdickenabhängigkeit für <math>t &gt; 25</math> mm:  <math>k_s = (25/t)^{0,2}</math></p>	Querstöße in Blechen, Flachstählen, Walzprofilen oder geschweißten Blechträgern.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Die Nahtüberhöhung muss <math>\leq 20\%</math> der Nahtbreite und mit verlaufendem Übergang in die Blechoberfläche ausgeführt werden.</li> <li>Keine Schweißnahtnachbehandlung</li> <li>Schweißnahtan- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließend zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen.</li> <li>Beidseitige Schweißung mit ZFP.</li> </ul>
80	 <p><math>l \leq 50</math> mm</p>	Vertikalsteifen in Walz- oder geschweißten Blechträgern.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Die Schweißnahtenden sind sorgfältig zu schleifen, um Einbrandkerben zu entfernen.</li> <li>Wenn die Steife, siehe Skizze links, im Stegblech abschließt, wird <math>\Delta\sigma</math> mit den Hauptspannungen berechnet.</li> </ul>
80 (m=8)		Schweißnähte unter Querkraftbeanspruchung: Kopfbolzendübel in Verbundwirkung	$\Delta\tau$ wird am Nennquerschnitt des Dübels ermittelt. Schadenakkumulation ggf. nicht anwendbar [25; 32]

Die Bemessung von Brückenbauteilen kann anhand der angegebenen Kerbfälle mit dem Nennspannungskonzept erfolgen. Mit Ausnahme von Bauteilen mit gestanzten Löchern und von Passschrauben-Verbindungen mit gebohrten oder gestanzten Löchern sind maximale Abminderungen in der Größe eines Kerbfalls im Vergleich zum unverzinkten Zustand gemäß normierter Bemessungsregeln [149] hinzunehmen.

Ein weiteres Ergebnis ist, dass normativ [149] in den Kerbfall 80 eingeordnete Details, also Bauteile mit größerer Kerbwirkung, in feuerverzinkter Ausführung nicht abgemindert werden mussten. Ein Einfluss der Feuerverzinkung wurde jedoch auch bei diesen Details – insbesondere im Dauerfestigkeitsbereich – ähnlich festgestellt wie bei Bauteilen mit geringerer Kerbwirkung.

## 4.2 Vergleich mit unverzinkten Ergebnissen aus Literatur

### 4.2.1 Umfang und Vergleichsparameter

Im Rahmen des Forschungsprojekts [116] wurden sowohl vergleichende Versuche unverzinkt-verzinkt an Kleinteilen durchgeführt, als auch Versuche an Bauteilen bzw. bauteilähnlichen Proben nur in feuerverzinktem Zustand. Aus Kosten- und Zeitgründen wurde auf Referenzversuche an unverzinkten Bauteilen verzichtet. Im Rahmen einer vom Verfasser betreuten Diplomarbeit [39] wurde eine Literaturrecherche durchgeführt, die das Ziel hatte, Vergleichswerte aus Versuchen an unverzinkten Bauteilen zu finden. Auf Basis dieser Diplomarbeit und des Hintergrund-Dokuments [100] zur EN 1993-1-9 und der dort aufgeführten Quellen wurden diejenigen Ergebnisse im Rahmen dieser Arbeit herausgefiltert, die den Eingangsparametern (z.B. Werkstoff/Streckgrenze, Belastung, Schwingbreitenverhältnis, Versuchsaufbau und -größe, ...) der selbst durchgeführten Versuche an feuerverzinkten Bauteilen entsprachen bzw. ähnlich waren. Diese Versuchsergebnisse wurden zwecks anschaulichen Vergleichs mit in die Wöhlerdiagramme der verzinkten Probekörper aufgenommen, ohne sie jedoch statistisch auszuwerten. Da zum Teil nur wenige Ergebnisse mit ähnlichen Parametern auffindbar waren, die zum Teil auch nicht die gesamte Bandbreite der Zeitfestigkeit abbilden konnten, würde die Auswertung keine repräsentative Aussage zum Kerbfall der unverzinkten Bauteile zulassen. Allerdings lassen sich anhand der direkten Gegenüberstellung Tendenzen ablesen, ob sich die verzinkten Probekörper in den Streubereich aus der Literatur entnommener unverzinkter Referenzproben einordnen oder ein Unterschied erkennbar wird.

### 4.2.2 Halskehlnähte

Für von Hand geschweißte Halskehlnähte lagen sowohl für die im Rahmen der eigenen Experimente verwendeten Kleinteil-T-Proben als auch für geschweißte Träger Versuchsdaten unverzinkter Vergleichsproben vor. Bei den unverzinkten Kleinteil-T-Proben nach *Reemsnyder* [86] wurde allerdings Stahl mit einer höheren Streckgrenze verwendet. Demgegenüber wurden diese Proben jedoch mit einem höheren Schwingbreitenverhältnis  $R$  geprüft, so dass sich beide Effekte in etwa ausgleichen dürften. Daher wurden diese Proben in den Vergleich übernommen. Im direkten Vergleich der Ergebnisse der eigenen unverzinkten Probekörper und der



Ergebnisse nach *Reemsnyder* [86] sind keine signifikanten Unterschiede erkennbar (Bild 4.1).

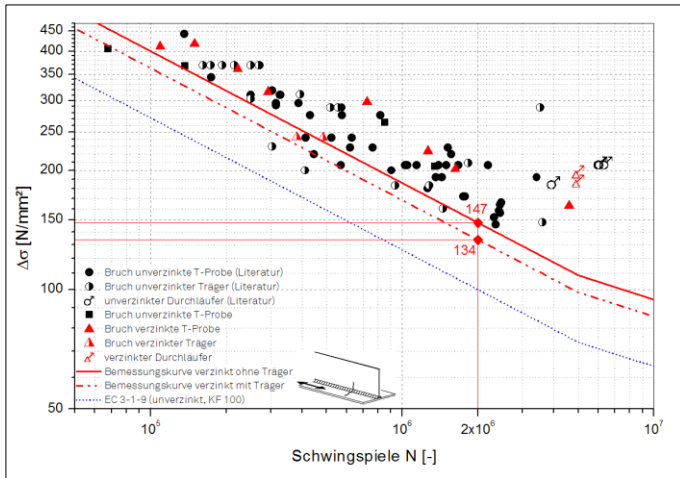


Bild 4.1: Vergleich Kleinteil-T-Probe und Träger mit Halskehlnähten, Literatur-Ergebnisse für unverzinkte Proben aus [29; 71; 86; 87]

Vergleicht man die Ergebnisse verzinkt und unverzinkt, so kann auch dabei kein signifikanter Unterschied festgestellt werden. Die Ergebnisse verzinkter Probekörper gliedern sich in den Streubereich der unverzinkten ein. Auffällig ist, dass sämtliche Ergebnisse deutlich über der Bemessungskurve des Eurocodes [149] liegen.

#### 4.2.3 Geschweißter Stumpfstoß, planeben geschliffen

Der Vergleich zwischen unverzinkten und verzinkten Proben mit geschweißtem Stumpfstoß kann Bild 4.2 entnommen werden.

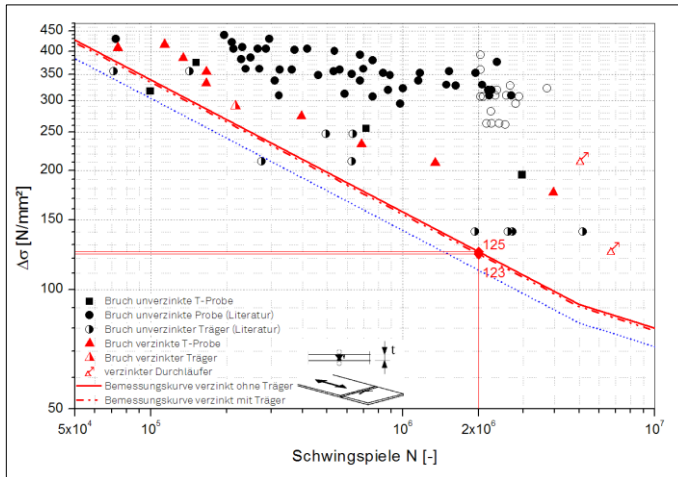


Bild 4.2: Vergleich Kleinteilproben und Träger mit Stumpfstoß im Flansch, Literatur-Ergebnisse für unverzinkte Proben aus [31; 71]

Zwar sind die Ergebnisse der eigenen unverzinkten Proben im Streubereich der verzinkten Proben, jedoch liegen die aus der Literatur [31; 71] entnommenen Ergebnisse vergleichbarer Proben zumeist höher. Wenngleich auch der normierte Kerbfall sowohl bei Kleinteilproben als auch beim Träger in feuerverzinkter Ausführung bestätigt werden konnte, so ist dennoch ein signifikanter Einfluss der Feuerverzinkung erkennbar.

#### 4.2.4 Geschweißter Stumpfstoß mit Nahtüberhöhung

Mit den eigenen Versuchen vergleichbare Ergebnisse von geschweißten Stumpfstoßen an Walzprofilen sind nur wenig vorhanden. Leider bilden sie auch nicht die mögliche Spannungsschwingbreite komplett ab, sondern bewegen sich eher im unteren Zeitfestigkeitsbereich. Tendenziell ist im Vergleich in Bild 4.3 jedoch erkennbar, dass die unverzinkten Proben bei gleicher Spannungsschwingbreite etwas mehr Schwingspiele aufnehmen konnten und somit die Ermüdungsfestigkeit leicht höher liegen könnte. Um eine konkrete Aussage treffen zu können, wären allerdings Versuchsergebnisse aus dem oberen Zeitfestigkeitsbereich erforderlich, da diese auch maßgebend für die Einstufung der feuerverzinkten Probekörper in einen Kerbfall unter 90 sind.

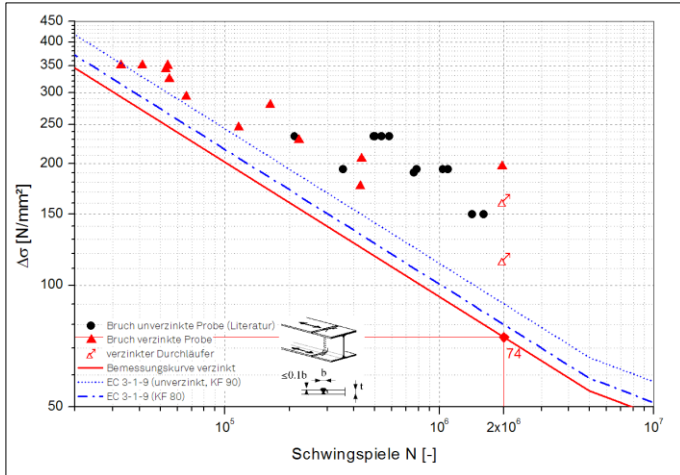


Bild 4.3: Vergleich Walzprofil mit Stumpfstoß, Literatur-Ergebnisse für unverzinkte Proben aus [17]

#### 4.2.5 Quersteife im Walzprofil

Im direkten Vergleich der Kleinteil-Flachzugproben mit aufgeschweißten Steifen zeigte sich zwar ein Abfall der Dauerfestigkeit, allerdings kein Einfluss im hohen Zeitfestigkeitsbereich und deshalb auch keine Abminderung der Bemessungs-Wöhlerlinie. Bei den feuerverzinkten Bauteilproben konnte auch der für unverzinkte Bauteile normierte Kerbfall 80 erreicht werden. Vergleicht man allerdings mit Ergebnissen aus der Literatur (Bild 4.4), so liegen die Ergebnisse der feuerverzinkten Proben eher im unteren Streubereich der unverzinkten Proben. Eine verminderte Ermüdungsfestigkeit ist auch hier erkennbar.

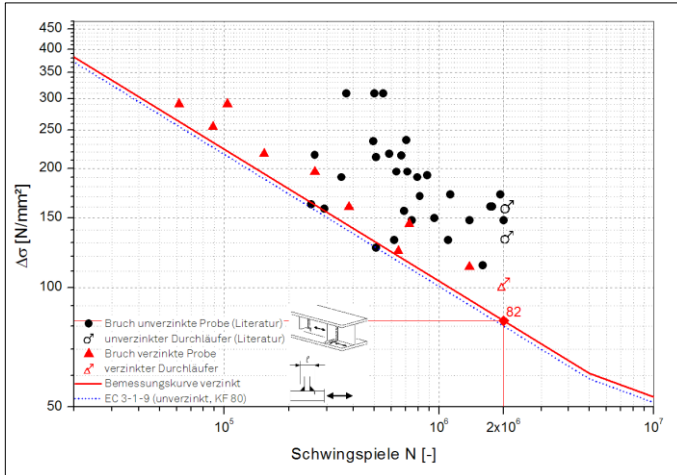


Bild 4.4: Vergleich Walzprofil mit eingeschweißter Quersteife, Literatur-Ergebnisse für unverzinkte Proben aus [28; 53; 74; 75]

#### 4.2.6 Kopfbolzen auf Schub

Im Rahmen der durchgeführten Push-Out Versuche an feuerverzinkten Probekörpern wurde festgestellt, dass die Anwendung des Kerbfalls 90 bei feuerverzinkten Bauteilen zu einer Überschätzung der Ermüdungstragfähigkeit führen würde, da einige Versuchsergebnisse unterhalb dieser Bemessungs-Wöhlerlinie lagen. Ein Großteil der Ergebnisse an feuerverzinkten Proben lag aber im Streubereich der in der Literatur zu findenden Ergebnisse an unverzinkten Push-Out-Prüfkörpern (Bild 4.5). Es scheint, dass die Neigung  $m = 8$  für verzinkte, auf Schub belastete Kopfbolzen zu flach ist, da die Streuung im unteren Zeitfestigkeitsbereich relativ hoch ist. Anders als bei den auf Normalspannung beanspruchten Bauteilen ist die Abminderung bei den Kopfbolzen eher auf den für die Nutzung relevanten niedrigen Zeitfestigkeitsbereich zurückzuführen. Eine weitere Abminderung scheint aber aufgrund der Ergebnisse mit hohen Lastwechselzahlen ohne Bruch nicht erforderlich.

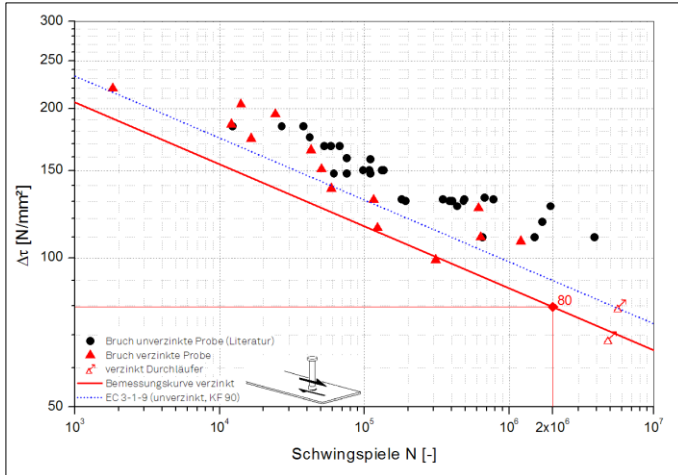


Bild 4.5: Vergleich Push-Out Versuche mit Kopfbolzendübeln, Literatur-Ergebnisse für unverzinkte Proben aus [92; 101]

## 4.3 Auswertung zu modifizierten Bemessungswöhlerlinien nach IIW-Empfehlung

### 4.3.1 Vorgehensweise

In den *IIW Fatigue Recommendations* [38] sind zwar gegenüber der Norm [149] modifizierte Bemessungs-Wöhlerlinien enthalten, allerdings fehlen klare Vorgaben, wie die statistische Auswertung von Versuchsergebnissen erfolgen soll, um die Einordnung eines Kerbdetails in diese Bemessungs-Wöhlerlinien vornehmen zu können. Wie bereits in Kap. 2.6.8 erläutert, kappt die mit der Steigung  $m = 5$  verlaufende Wöhlerlinien des Kerbfalls 160 die mit der Steigung  $m = 3$  verlaufenden Wöhlerlinien der Kerbfälle 80 bis 125 bei  $N > 10.000$  (Bild 2.34). Der Low-Cycle-Fatigue Bereich bei Schwingenspielzahlen  $N < 10.000$  wird nicht betrachtet und bleibt unberücksichtigt. Zwecks Generierung realitätsnäherer Bemessungs-Wöhlerlinien wurde im Rahmen dieser Arbeit zunächst ein Ablaufschema für die Auswertung der Ermüdungsversuche entwickelt. Zum einen ist die Auswertung nach Eurocode Background-Dokument [100] berücksichtigt und zum anderen wurde die Kappung der Kerbfälle 80 bis 125 durch die flacher verlaufende Wöhlerlinie des Kerbfalls 160 berücksichtigt. Dadurch wurde eine Überschätzung der Ermüdungsfestigkeit im hohen Spannungsbereich und zugleich eine zu konservative Auslegung im Bereich niedriger Spannungsschwingbreiten vermieden. Der mehrstufige und zum Schluss iterative Prozess kann dem Flussdiagramm in Bild 4.6 abgelesen werden.

#### 4 Zusammenfassung und Bewertung der experimentellen Ergebnisse

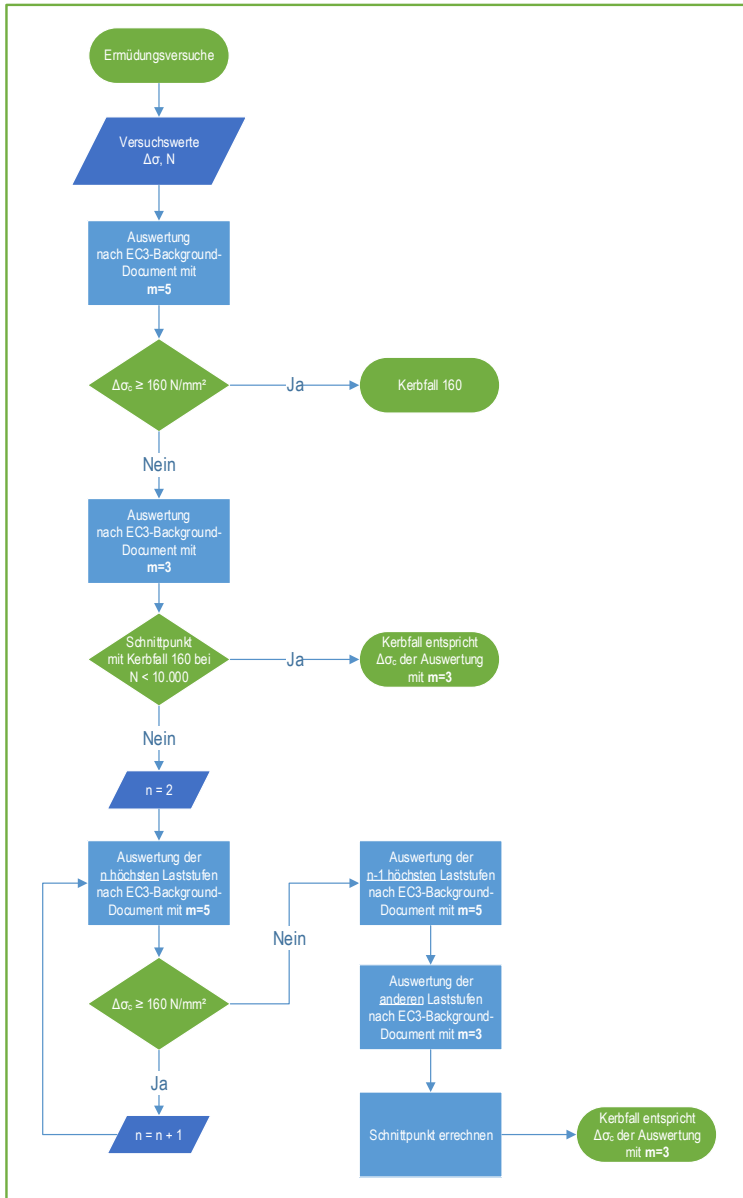


Bild 4.6: Ablaufschema Auswertung Ermüdungsversuche für Bemessungs-Wöhlerlinien nach IIW-Empfehlung [38], vgl. 2.6.8

### 4.3.2 Ergebnisse

Den Auswertungen und Grafiken in Kap. 3 kann vielfach entnommen werden, dass die Bemessungskurven nach Eurocode häufig durch zwei Eigenschaften charakterisiert sind:

1. Sie verlaufen steiler als die Ausgleichsgeraden zwischen den Versuchsergebnissen und entfernen sich im Bereich hoher Lastwechselzahlen bzw. niedriger Spannungsschwingbreiten sehr stark von den realen Versuchsergebnissen (vgl. Kap. 2.6.8).
2. Die Lage der Kurve und damit der Kerbfall orientieren sich häufig an den Versuchsergebnissen mit den höchsten Spannungsschwingbreiten. Vergleicht man mit älteren Versuchsergebnissen in der Literatur, so ist auffällig, dass zum Teil keine Versuche in hohen Spannungsbereichen durchgeführt wurden. Für die Baupraxis und speziell für den Brückenbau ist dies jedoch in den meisten Fällen auch nicht von großem Belang, da die Einwirkungen eher niedrige Spannungsschwingbreiten erzeugen und hohe Lastwechselzahlen möglich sein müssen.

Die Auswertung nach o.a. Schema (Bild 4.6) liefert in der Mehrheit der durchgeführten Versuche mit verzinkten Probekörpern den Kerbfall 160 mit der Steigung  $m = 5$ . Die zugehörigen Diagramme können dem Anhang entnommen werden. Für nachfolgende Ausnahmen trifft der Kerbfall 160 nicht zu:

- Stumpfstoß Blech mit und ohne überhöhter Naht (Bild 4.7 und Bild 4.8)
- Blech mit aufgeschweißter Quersteife (Bild 4.9)
- Blech, mit Wasserstrahl aus Flansch eines Walzprofils geschnitten (Bild 4.10)

Die vorgenannten Details wurden höher bzw. gleich wie bei der Auswertung gemäß *Sedlacek et al.* [100] eingestuft. Die resultierenden Wöhlerlinien sind in Bild 4.7 bis Bild 4.10 dargestellt. Sie wurden für hohe Spannungsschwingbreiten durch den flacher verlaufenden Kerbfall 160 gekappt. Nur bei zwei Ausnahmen blieben die Kurven absolut unverändert:

- Stumpfstoß eines Walzprofils
- Quersteife in Walzprofil eingeschweißt

#### 4 Zusammenfassung und Bewertung der experimentellen Ergebnisse

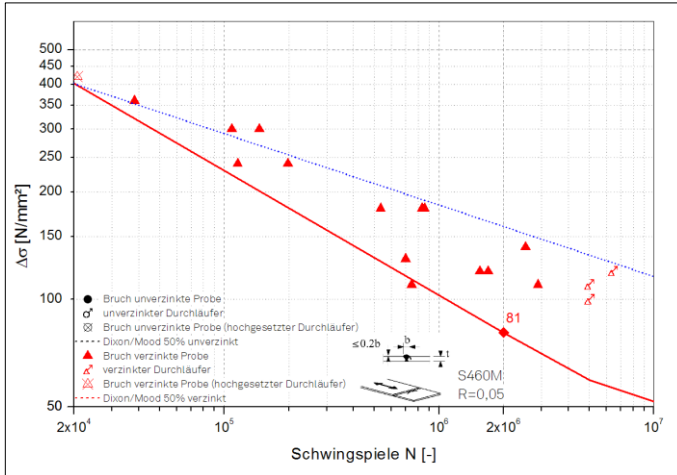


Bild 4.7: Stumpfstoß Blech mit überhöhter Naht mit Kappung durch Kerbfall 160

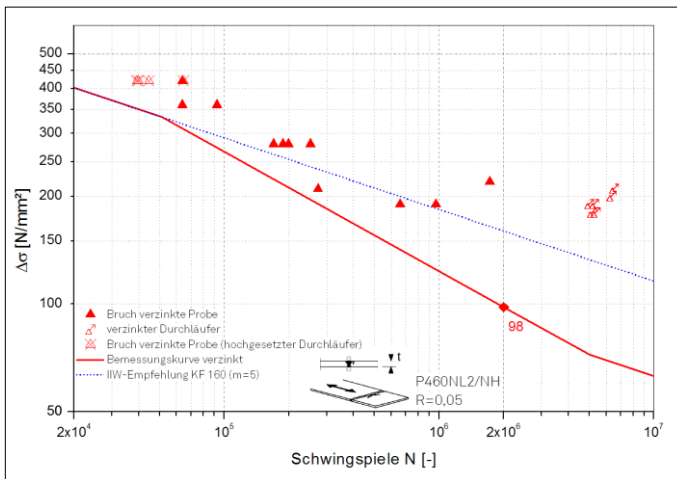


Bild 4.8: Stumpfstoß Blech mit blecheben geschliffener Naht mit Kappung durch Kerbfall 160



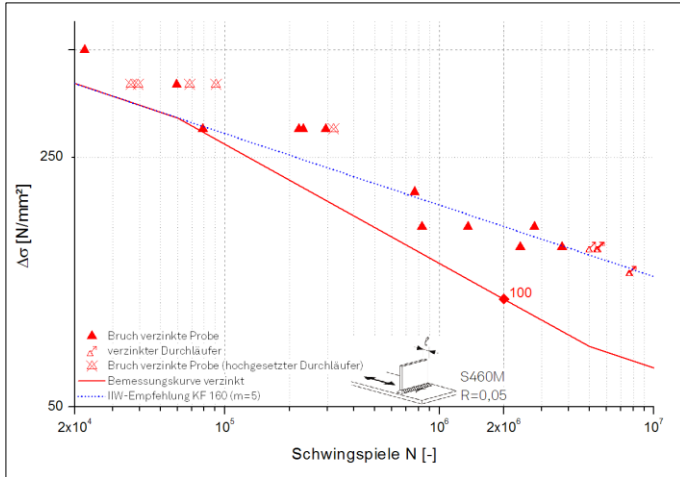


Bild 4.9: Blech mit aufgeschweißter Quersteife mit Kappung durch Kerbfall 160

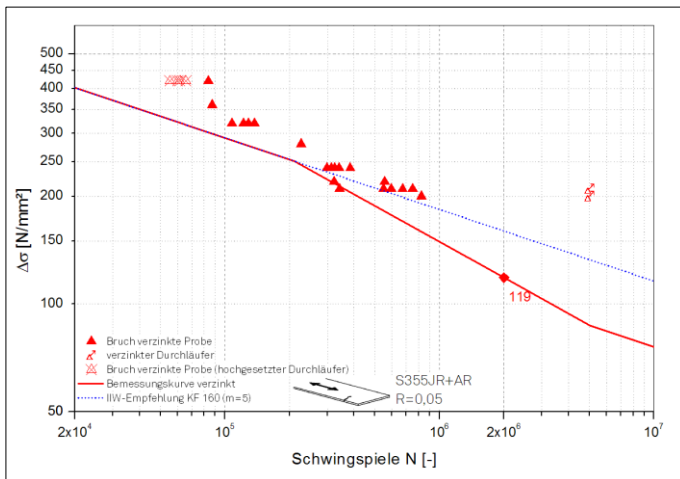


Bild 4.10: Blech, mit Wasserstrahl aus Flansch eines Walzträgers geschnitten, mit Kappung durch Kerbfall 160

#### 4.4 Bewertung der Auswertemethode

Um die Bemessungsmethoden von Stahl- und Verbundbrücken nicht grundlegend zu ändern, sollten die bewährten Regeln der Eurocodes 3 und 4 auch für feuerverzinkten Stahl anwendbar sein. Daher sind die statistischen Auswertungen, die zu

einem Kerbfall mit Wöhlerkurve gemäß DIN EN 1993-1-9 [149] führen, möglichst anzuwenden.

Die Wöhlerkurven der Bemessungsnormen besitzen jedoch konstant vorgegebene Steigungen, die sich insbesondere für ungeschweißten Kerbdetails sowohl häufig in der Vergangenheit als auch im Rahmen dieser Arbeit und der begleitenden Forschung nicht als realitätsnah erwiesen haben. Das Auswertungsverfahren mit konstanter Steigung besitzt häufig viel „statistische Sicherheit“, da lediglich der y-Achsenabschnitt mit Hilfe der Versuchsergebnisse bestimmt wird und die Wöhlerlinie danach einem festgeschriebenen Schema folgt. Allerdings ist festzustellen, dass viele Versuchsergebnisse zum Teil weit von der Wöhlerlinie entfernt liegen (vgl. Ergebniskurven in Kap. 3.3). Die erzeugten Bemessungswerte  $\Delta\sigma_c$  befinden sich meistens in Bereichen von Spannungsschwingbreiten, die bereits unterhalb der Dauerfestigkeit liegen. Durch unterschiedliche Konfidenzniveaus lägen Bemessungswerte bei statistischer Auswertung gemäß DIN EN 1990 [144] zum Teil noch niedriger [40].

Daher wird auch nicht selten empfohlen, die Steigung von  $m = 3$  auf  $m = 5$  für die Details 1-5, Tabelle 8.1 der DIN EN 1993-1-9 abzuändern [38; 100]. Dadurch ließen sich Wöhlerlinien erzeugen, die zwar einem bestimmten Auswerte- und Bemessungsschema folgen, aber dennoch nicht zu stark an Wirklichkeitsnähe verlieren. Zudem könnte die mögliche Unterschätzung der Zeitfestigkeit im Bereich hoher Spannungsschwingbreiten vermieden werden (vgl. Kap. 2.6.8).

Die Änderung der Steigung würde allerdings dazu führen, dass die Bemessung mit schadensäquivalenter Spannungsschwingbreite, ermittelt mit Hilfe von Schadensäquivalenzfaktoren (vgl. DIN EN 1993-2, Abschn. 9.5.2 [151]) nicht ohne Weiteres angewendet werden könnte. Bei dieser Bemessungsmethode wird nicht auf ein Lastkollektiv mit realen zu erwartenden Betriebsbeanspruchungen zurückgegriffen, da diese im Vorhinein nur schwer und unter einem nicht vertretbaren Aufwand abschätzbar sind. In vielen Normen und Richtlinien wurde daher der Ermüdungsnachweis unter Einführung von sogenannten Schadensäquivalenzfaktoren  $\lambda$  derart aufbereitet, dass auch ohne Kenntnis der realen Beanspruchung der Nachweis geführt werden kann. Mit Hilfe dieser Faktoren wird die aus Aufbringung eines Ermüdungslastmodells ermittelte Spannungsschwingbreite auf das Niveau  $\Delta\sigma_{E,2}$  angehoben, bei dem die Schädigung infolge von  $2 \times 10^6$  Lastwechseln äquivalent ist.

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Delta\sigma_{Last\ modell} \quad (4.1)$$

Der Ermüdungsnachweis für Schubspannungen ist analog dem Nachweis für die Normalspannungen zu führen.

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda \cdot \Delta\tau_{Last\ modell} \quad (4.2)$$

Der Schadensäquivalenzfaktor  $\lambda$  ist ein Produkt aus verschiedenen Teilfaktoren  $\lambda_i$ , mit denen bei Straßen- und Eisenbahnbrücken das Verkehrsvolumen, das statische System, die Nutzungsdauer und mehrere, gleichzeitig einwirkender Ermüdungslasten (mehrspurige Brücken) berücksichtigt werden können [78].

Für Straßenbrücken wurden die normativ [145] angegebenen Werte für  $\lambda_i$ , mit  $i = 1$  bis 4, aus realen Verkehrsmessungen, daraus resultierenden Spannungsschwingbreiten  $\Delta\sigma$  und anschließender Hochrechnung auf 100 Jahre Nutzungsdauer durch numerische Simulation bestimmt. Als Basis wurden die Faktoren anhand des Verkehrs auf der Autobahn Paris-Lyon bei Auxerre (Frankreich) im Jahr 1986 zugrunde gelegt. Die genauen Daten können dem Background Dokument zur EN 1991 [103] und [12] entnommen werden. Bei der Berechnung wurden bereits Effekte des fließenden Verkehrs wie z.B. die Belagsqualität sowie dynamische Reaktionen der Brücken berücksichtigt. Inwieweit die 30 Jahre alten Verkehrsdaten für aktuelle Verkehrsbelastungen repräsentativ sind, ist diskutabel, aber nicht Gegenstand dieser Arbeit.

Für die mit der Schadensakkumulationshypothese ermittelte Gesamtschädigung wurden die normativ geregelten Wöhlerlinien mit der Steigung  $m = 3$  im Zeitfestigkeitsbereich verwendet. Die Steigung  $m$  geht jeweils in zugrundeliegende Berechnungsformeln ein.

Die Ermüdungslasten für Eisenbahnbrücken sind ebenfalls in DIN EN 1991-2 [145] definiert, jedoch ist kein besonderes Ermüdungslastmodell entwickelt worden, sondern es werden die charakteristischen Lasten des statischen Lastmodells 71 angesetzt. Der Einfluss der Zuggeschwindigkeit, der Bauwerkssteifigkeit, des Zustands der Fahrbahn und verschiedene andere Einflüsse werden durch einen dynamischen Beiwert  $\Phi_2$  berücksichtigt.

Insbesondere der Faktor  $\lambda_1$  ist abhängig von der angenommenen Steigung der Wöhlerlinie. Die Formel zur Berechnung lautet [103]:

$$\lambda_1 = \sqrt[m]{\frac{N_D \cdot \sum D_{iA}}{N_{sim}}} \cdot \frac{\Delta\sigma_D}{\Delta\sigma_{LM}} \cdot \sqrt[s]{\frac{N(T)}{N_D}} \cdot \sqrt[m]{\frac{N_D}{N_c}} \quad (4.3)$$

mit:

$\Delta\sigma_D$ und $N_D$	Kennwerte für die Dauerfestigkeit, $N_D = 5.000.000$
$N_c$	Lastwechselzahl auf Basis des Kerbfalls, $N_c = 2.000.000$
$\Delta\sigma_{LM}$	Spannungsschwingbreite infolge des aufgebrauchten Lastmodells
$N_{sim}$	Angenommene Anzahl von LKW für die Schädigung $\sum D_{iA}$
$N(T)$	Lastwechselzahl in Abhängigkeit der Lebensdauer $T$

Bei Eisenbahnbrücken liegt der spannenweitenabhängige Schadensäquivalenzfaktor im Mittel im Bereich von  $\lambda_I \approx 1,0$  [78], was bedeutet, dass das Ermüdungslastmodell 71 näherungsweise den realen Betriebslasten entspricht. Bei Betrachtung der maximalen  $\lambda$ -Werte ist ebenfalls zu beobachten, dass bei Eisenbahnbrücken  $\lambda_{max} = 1,4$  beträgt. Das heißt, dass die Lasten aus dem Ermüdungslastmodell maximal um diesen Faktor erhöht werden und dann unterhalb der Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_c$  liegen müssen. Der Faktor 1,4 entspricht dabei aber zugleich in etwa dem Unterschied zwischen  $\Delta\sigma_c$  und  $\Delta\sigma_D$  bei  $m = 3$ . Das heißt im Umkehrschluss, dass die meisten Beanspruchung im Bereich deutlich unterhalb von  $\Delta\sigma_D$  liegen und somit in die Berechnung der normierten Werte vorwiegend Spannungsschwingbreiten im Bereich einer Wöhlerliniensteigung  $m = 5$  eingegangen sind. Untersuchungen mit Anpassungen der Steigung von  $m = 3$  auf einheitliche  $m = 5$  haben ergeben, dass eine Abweichung von maximal 12%, abnehmend mit zunehmender Spannweite, zu erwarten sind [78].

Für Straßenbrücken ist dies nicht der Fall, der Schadensäquivalenzfaktor liegt im Bereich von  $\lambda_I \approx 2,0$  [78]. Das heißt, dass das vereinfachte Ermüdungslastmodell 3 wesentlich stärker von den realen Ermüdungslasten abweicht und auch höhere Spannungsschwingbreiten erzielt werden. Das bedeutet, dass eine höhere Abweichung bei Veränderung der Wöhlerliniensteigung zu erwarten wäre. Studien haben gezeigt, dass insbesondere bei Zweifeldbrücken mit Spannweiten über 30 m eine hohe Sensitivität auf eine Veränderung der Wöhlerliniensteigung besteht [12]. Zwecks Behebung dieser Unsicherheit wird der Ansatz eines zweiten Fahrzeuges auf derselben Spur mit einem Abstand von 40 m empfohlen [12]. Die Achslasten des zweiten Fahrzeugs dürfen dabei reduziert werden auf 36 kN [145].

Wie durch vorgenannte Betrachtungen erkennbar wird, ist die normierte Wöhlerlinien-Steigung gekoppelt mit dem Bemessungskonzept und daher nicht so einfach änderbar. Eine Veränderung der Steigung von  $m = 3$  auf  $m = 5$  müsste ggf. auch eine Anpassung des Bemessungskonzepts bzw. der Schadensäquivalenzfaktoren nach sich ziehen.

### 4.5 Zwischenergebnis

Zusammenfassend wurde anhand der experimentellen Untersuchungen festgestellt, dass ein signifikanter Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit vorhanden ist. Dies wurde sowohl an Kleinteil- als auch an Bauteilproben festgestellt. Vergleicht man die Kerbfälle des Eurocodes [149] mit den feuerverzinkten Kerbfällen (Tabelle 4.1), so kann man feststellen, dass hohe Kerbfälle abgemindert wurden und der Kerbfall 80 für unverzinkte Bauteile auch für feuerverzinkte Bauteile übernommen werden konnte (Bild 4.11 und Bild 4.12).

Allerdings kann hieraus keine Regel generiert werden, die generell eine Abminderung des Kerbfalls 80 oder darunter als nicht notwendig definiert. Dagegen spricht beispielsweise die signifikant große Abminderung der gelochten Bleche (vgl. Kap. 3.4.2).

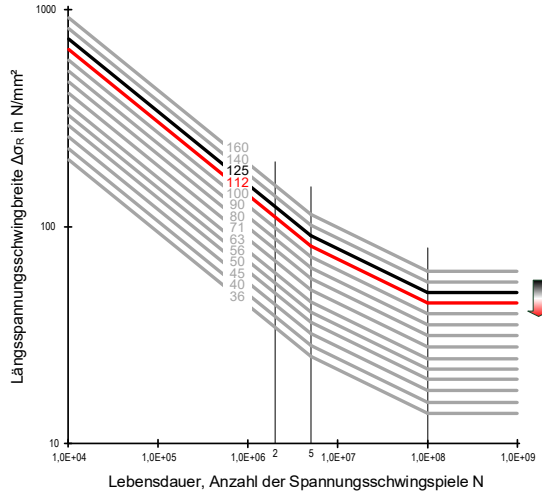


Bild 4.11: Abminderung hoher Kerbfälle (hier Kerbfall 125) durch Feuerverzinkung

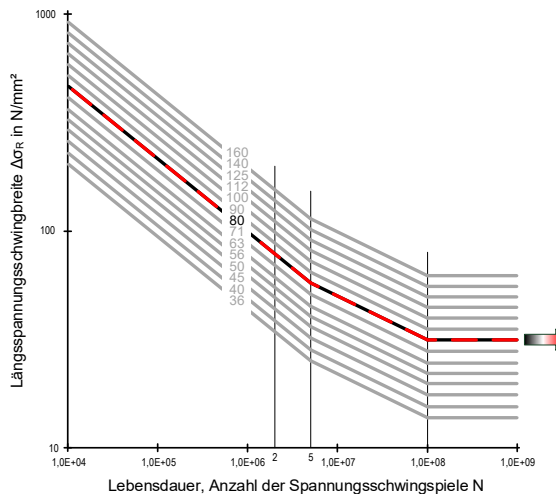


Bild 4.12: Niedrigerer Kerbfall 80 konnte auch für feuerverzinkte Bauteile bestätigt werden

## 5 Modellvorstellung und numerische Untersuchungen zur Kerbwirkung

### 5.1 Zielsetzung und Lösungsweg

Die Auswertungen der experimentellen Untersuchungen zeigen, dass mit zunehmender geometrischen und/oder metallurgischer Kerbwirkung und damit niedrigem Kerbfall in unverzinktem Zustand die Feuerverzinkung mitunter weniger Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit zu nehmen scheint. Diese Beobachtung konnte allerdings bislang weder statistisch noch durch systematische experimentelle Untersuchungen an Proben mit unterschiedlichen Kerbwirkungen belegt werden. Ob auch andere Effekte sich überlagern oder addieren, ist bislang unklar und muss ebenfalls systematisch untersucht werden, bevor eine Regel definiert werden kann. Experimentelle Untersuchungen sind allerdings aufwendig, zeit- und kostenintensiv. Die numerische Simulation kann eine günstigere und effektivere Alternative bieten.

Daher wurden im Rahmen dieser Arbeit neben den experimentellen Untersuchungen (vgl. Kapitel 3) ergänzende, numerische Untersuchungen durchgeführt. Hierbei war die These des geringeren Einflusses der Feuerverzinkung bei größer werdender geometrischer Kerbwirkung mit Hilfe einer FEM Simulation zu überprüfen und ggf. zu belegen. Auch die Einflüsse anderer Parameter wurden sowohl isoliert als auch miteinander überlagernd betrachtet.

Nachfolgend wird zunächst die mechanische Modellvorstellung vorgestellt, die als Basis für die numerischen Untersuchungen erarbeitet wurde. Beobachtungen aus Experimenten und Werkstoffanalysen wurden zum Teil vereinfacht, so dass eine systematische Veränderung von Parametern ermöglicht wurde. Zusätzlich dienen kurze Handrechnungen der Kontrolle der Modellvorstellung.

Im Rahmen der FEM Simulation wurde eine Flachzugprobe mit einer Doppel-V-Schweißnaht in der Mitte der Probe mit der Möglichkeit zu Variation der vermuteten Einflussparameter modelliert. Variiert wurden unter anderem die Nahtüberhöhung, und damit die geometrische Kerbwirkung, und die Zinkschichtdicke. Eine sichere Kalibrierung des Modells war allerdings nicht möglich, da die Variation der vorgenannten Parameter nur in begrenztem Maße und nicht systematisch in den experimentellen Untersuchungen durchgeführt wurde.

Die in den folgenden Unterkapiteln untersuchten Parameter der Zinkschicht lassen sich am Bauteil nur schwer gezielt einstellen, da die exakten Mechanismen und Einflussparameter zum Teil nicht ausreichend bekannt sind. So ist die Zinkschichtdicke

nicht exakt vorhersehbar, auch wenn sämtliche Materialeigenschaften des Grundwerkstoffs und die Prozessparameter des Verzinkens bekannt sind.

Dennoch soll schlussendlich ein Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und der Simulation gezogen werden. Dadurch wird zumindest eine grobe Kalibrierung zwischen Bauteil und Modell ermöglicht.

## 5.2 Mechanische Modellvorstellung und Vereinfachung

### 5.2.1 Aufbau der Zinkschicht und Idealisierung

Bild 5.1 zeigt den für alle Versuchsserien beispielhaften Aufbau der Zinkschicht im Anlieferungszustand nach Normaltemperaturverzinkung gemäß DAST-Ri 022 [138]. Zu erkennen ist das typische Bild einer Normaltemperatur-Zinkschicht mit einem drei-phasigen Aufbau. Direkt am Grundwerkstoff bildet sich die kompakte  $\delta_1$ -Phase, gefolgt von der palisadenförmigen  $\zeta$ -Phase. Den Abschluss der Zinkschicht bildet die Reinzinkschicht  $\eta$  in unterschiedlicher Ausprägung.

Im Schliff sind in der Eisen-Zink-Legierungsphase ( $\delta_1$ -Phase) Mikrorisse nachweisbar, die bereits im unbelasteten Zustand vorhanden sind. Diese Risse entstehen während des Verzinkungsvorgangs bzw. beim Abkühlen nach dem Herausziehen aus der Zinkschmelze und sind als Schwindungsrisse auf die unterschiedlichen thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Stahl und Eisen-Zink-Legierung zurückzuführen. Beim Abkühlen nach dem Verzinken kommt es zu Zugspannungen in der  $\delta_1$ -Phase und in der Folge zu den senkrecht zur Stahloberfläche verlaufenden Mikrorissen aufgrund eines verhältnismäßig spröden Werkstoffverhaltens der Eisen-Zink-Legierungs-Phase [66].

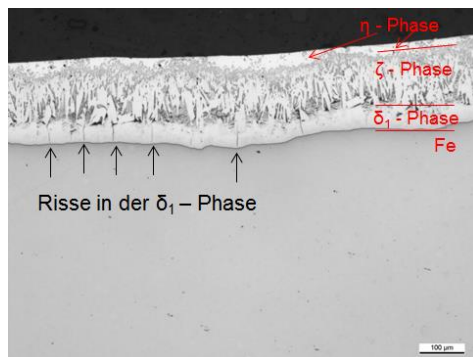
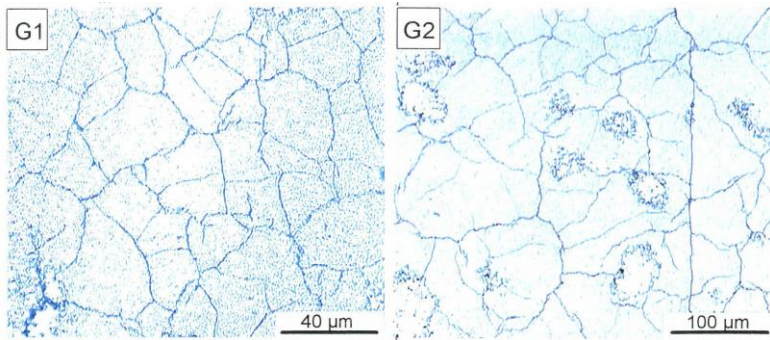


Bild 5.1: 3-phasiger Zinküberzug mit Schwindungsrisse in der  $\delta_1$ -Phase [116]

Die Mikrorisse sind Eisschollen-förmig (Bild 5.2) mit unterschiedlichen Größen über der Oberfläche verteilt. Der Rissabstand im Ausgangszustand ist abhängig von der Schichtdicke, je größer die Schichtdicke, desto größer auch der Abstand [9].



*Bild 5.2: Rissgeometrie in  $\delta_1$ -Phase, links: 75  $\mu\text{m}$  Gesamtschichtdicke ( $\delta_1=12 \mu\text{m}$ ), Rechts: 110  $\mu\text{m}$  Gesamtschichtdicke ( $\delta_1=30 \mu\text{m}$ ), [9]*

Zur systematischen numerischen Erfassung der Zinkschicht waren mehrere Vereinfachungen notwendig. So wurde zum einen die in der Realität am Bauteil variierende Zinkschichtdicke als konstant über das Bauteil angenommen. Zum anderen wurden die Abstände der Mikrorisse in der  $\delta_1$ -Phase idealisiert. Die unregelmäßigen Eisschollen wurden in rechteckige Streifen verändert, die mit regelmäßigen Abständen über das gesamte Bauteil und quer zur Lastrichtung liegen (Bild 5.3).



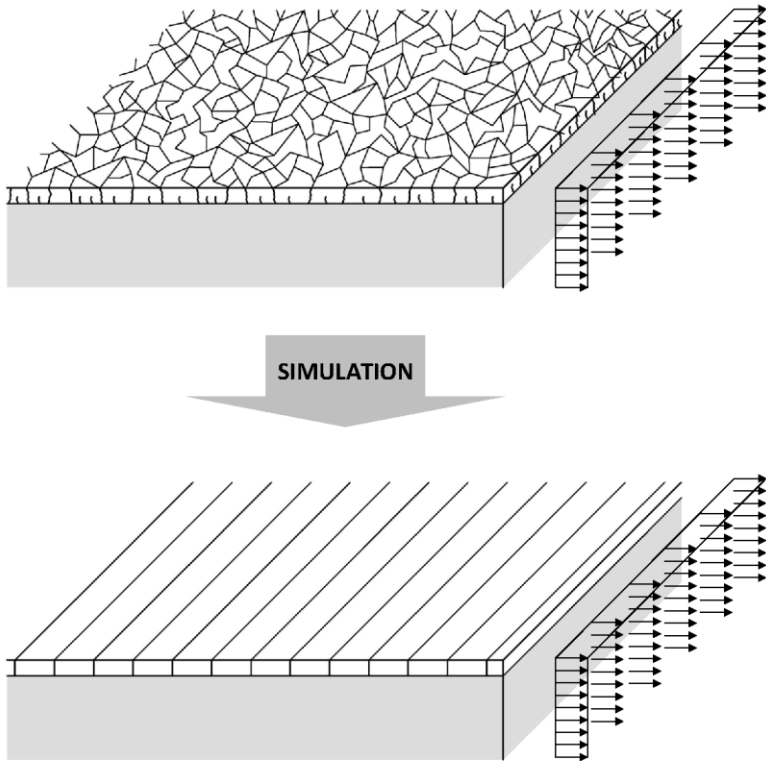


Bild 5.3: Für die FE-Simulation idealisierte Rissgeometrie in  $\delta_1$ -Phase bei einem Werkstück mit extern aufgebrachtener Dehnung

### 5.2.2 Modellvorstellung der Beanspruchungen

Bei Aufbringung einer ein-axialen Zugbeanspruchung werden die Proben gedehnt. Sowohl das Stahl-Grundmaterial als auch die Zinkschichten erfahren dabei eine über den Querschnitt gleichmäßige Dehnung  $\epsilon$ . Aufgrund verschiedener Elastizitätsmodule  $E$  (vgl. Kap. 5.3.4) führt dies zu unterschiedlichen Spannungen in den einzelnen Schichten. Die Spannungen in den Zinkschichten sind daher im Allgemeinen geringer als im Grundwerkstoff. Dies steht jedoch geringeren Beanspruchbarkeiten und Zähigkeiten der Zinkschichten entgegen, wodurch die Zinkschichten bei anwachsender Belastung in der Regel früher reißen als der Grundwerkstoff.

Zusätzlich zum unterschiedlichen Werkstoffverhalten des Verbundquerschnitts (Stahl und Zink) kommen Mikrorisse in der  $\delta_1$ -Phase hinzu, die in der idealisierten

Vorstellung die Kraftübertragung in regelmäßigen Abständen unterbrechen. Dies sorgt dafür, dass die aus den gleichmäßigen Dehnungen erzeugten Spannungen  $\sigma_z$  (=Normalspannung Zink) in der  $\delta_1$ -Phase auf die angrenzenden Schichten (Stahl und  $\zeta$ -Phase) umgelagert werden müssen (Bild 5.4). An den Rissen sind die Dehnung und damit auch die Normalspannung  $\sigma_z$  in der  $\delta_1$ -Phase gleich null. Zwischen den Rissen wird die Normalspannung durch Verbundwirkung zwischen den Schichten wieder aufgebaut. Die Kräfte werden als Schubspannung  $\tau_s$  (Stahl) und  $\tau_z$  (Zink) zwischen den einzelnen Schichten übertragen. In ausreichendem Abstand zum Riss liegt dann wieder der Zustand gleicher Dehnungen im Querschnitt vor.

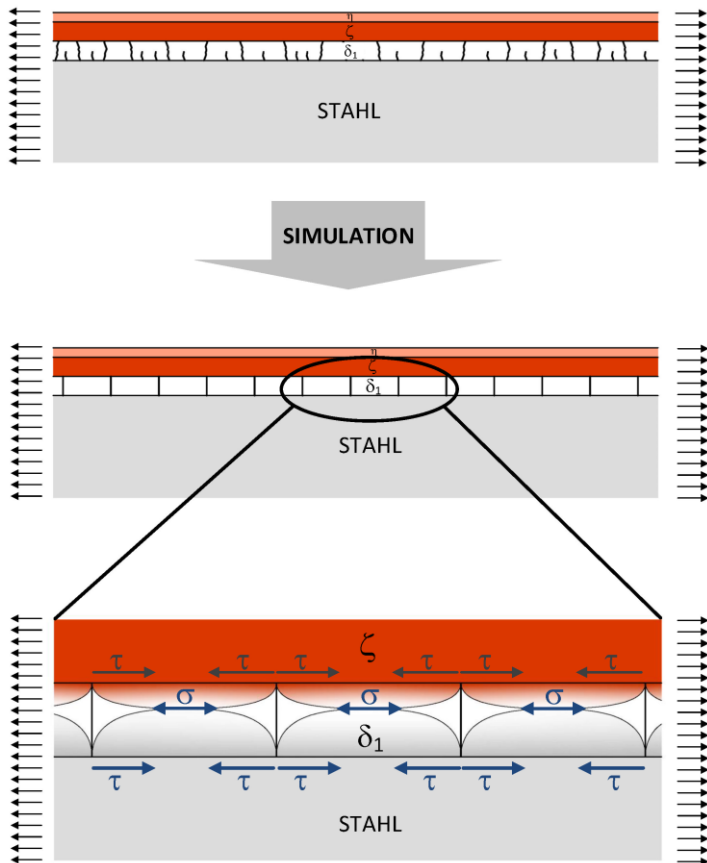


Bild 5.4: Spannungsumlagerungen zwischen Mikrorissen von  $\delta_1$ -Phase zu benachbarten Schichten

An den Risspitzen hat die Schubspannung  $\tau_s$  an der Stahloberfläche einen Vorzeichen- bzw. Richtungswechsel. Dies führt zu einem Maximum der Normalspannung  $\sigma_s$  an dieser Stelle. Die Spannungsüberhöhung sorgt für eine örtlich höhere Beanspruchung des Grundwerkstoffs (Bild 5.5).

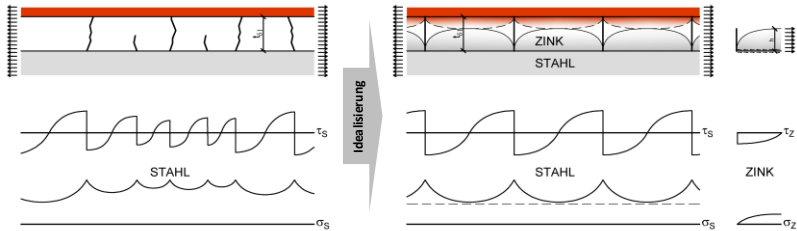


Bild 5.5: Schub- und Normalspannungsverläufe an und zwischen Mikrorissen der Zinkschicht

Falls die Zinkschicht bis zur Oberfläche durchlegiert und sich nur eine Phase ausbildet ohne darüber liegender Reinzinkschicht, kann es sein, dass die Mikrorisse bis zur Oberfläche reichen. In dem Falle müsste die Spannungsumlagerung nur auf den Grundwerkstoff erfolgen, der zweiseitige Abtrag, auch zu den anderen Schichten des Zinküberzuges, wäre nicht möglich (Bild 5.6).

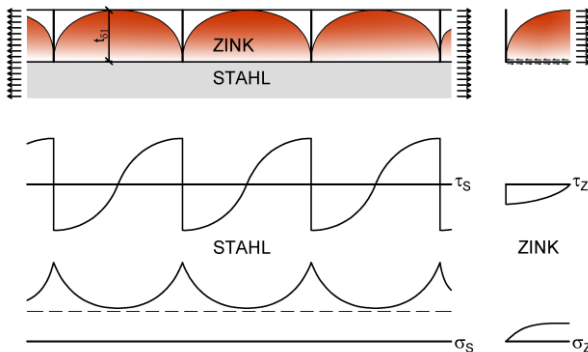


Bild 5.6: Spannungsverläufe bei einseitiger Spannungsumlagerung

Bei höheren mechanischen Beanspruchungen sind die Zinkschichten auch nicht mehr in der Lage, weitere Spannungen aufzunehmen. Im Vergleich zum Grundwerkstoff tritt die Maximalbeanspruchung der oberen Zinkschichten ( $\zeta$ - und  $\eta$ -Phasen) in der Regel weitaus früher auf, weil die Zinkschicht eine signifikant geringerer Bruchlast hat. Für eine überschlägige Berechnung der Spannungsüberhöhung, wie

sie im Folgenden entwickelt werden soll, ist daher die Annahme des einseitigen Lastabtrages allein auf den Grundwerkstoff sinnvoll.

Für duktile Werkstoffe, wie Stahl, kann nach *Evans und Hu* [22] eine konstante Schubspannung angenommen werden. Auch von *Davidson und Tien* [112] wird eine lineare Lösung vorgeschlagen. Demnach erreicht die Schubspannung einen Maximalwert in Abhängigkeit der Schichtdicke  $h$ , dem Rissabstand  $L$  (vgl. Bild 5.7) und der mittleren Normalspannung in der Zinkschicht  $\sigma_{\delta_1}^o$  :

$$\tau_{max} = \frac{4h}{L_i} \sigma_{\delta_1}^o \quad (5.1)$$

mit:

$h$ : Höhe der beeinflussenden Schicht

$L_i$ : Abstand der Risse

$\sigma_{\delta_1}^o$ : Mittelwert der Normalspannung in  $\delta_1$ -Phase

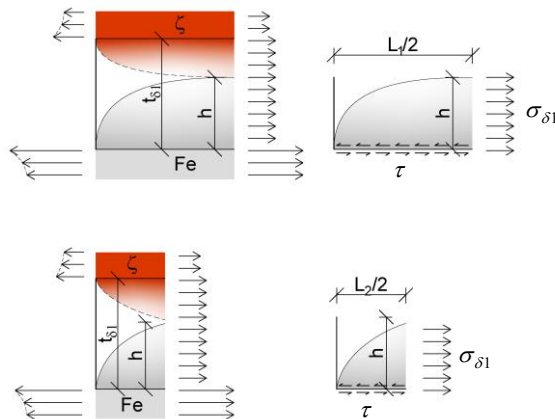


Bild 5.7: Normalspannung und Verbundspannung zwischen und an den Rissen in Abhängigkeit des Rissabstandes

Sollten in den ungerissenen Bereichen der  $\delta_1$ -Phase Spannungen oberhalb der durch die Eisen-Zink-Legierungsphase aufnehmbaren Rissspannung  $\sigma_{z,cr}$  auftreten, so entsteht aufgrund eines spröden Werkstoffverhaltens relativ zügig ein neuer Riss (Bild 5.8).

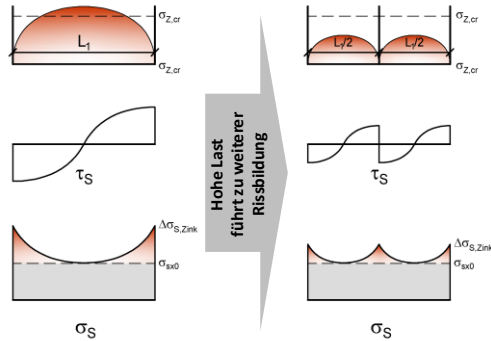


Bild 5.8: Rissvermehrung in Zinkschicht bei hoher Belastung

Die zusätzlich zur globalen Grundbeanspruchung  $\sigma_{s0}$  um  $\Delta\sigma_{s,Zink}$  überhöhte Spannung im Grundwerkstoff wird aufgrund der kleineren Rissabstände und dadurch verringerten Verbundspannungen ebenfalls geringer. Das heißt für hohe Grundspannungen sind geringere Spannungsüberhöhungen durch die Zinkschicht zu erwarten (Bild 5.9).

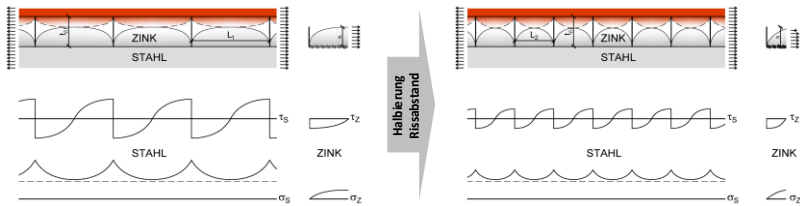


Bild 5.9: Veränderung der Spannungen durch Halbierung der Mikrorissabstände

Eine weitere Einflussgröße ist die Zinkschichtdicke bzw. die Schichtdicke der mit Mikrorissen durchsetzten  $\delta_1$ -Phase. Bei großer Schichtdicke müssen entsprechend proportional mehr Kräfte von der  $\delta_1$ -Phase umgelagert werden. Allerdings interagiert dieser Einfluss mit dem Rissabstand. Bei kleinem Rissabstand wirkt nicht die volle Höhe der  $\delta_1$ -Phase  $t_{\delta_1}$  mit, wodurch eine größere Schichtdicke nicht zwangsläufig in einer größeren Spannungsüberhöhung resultieren muss.

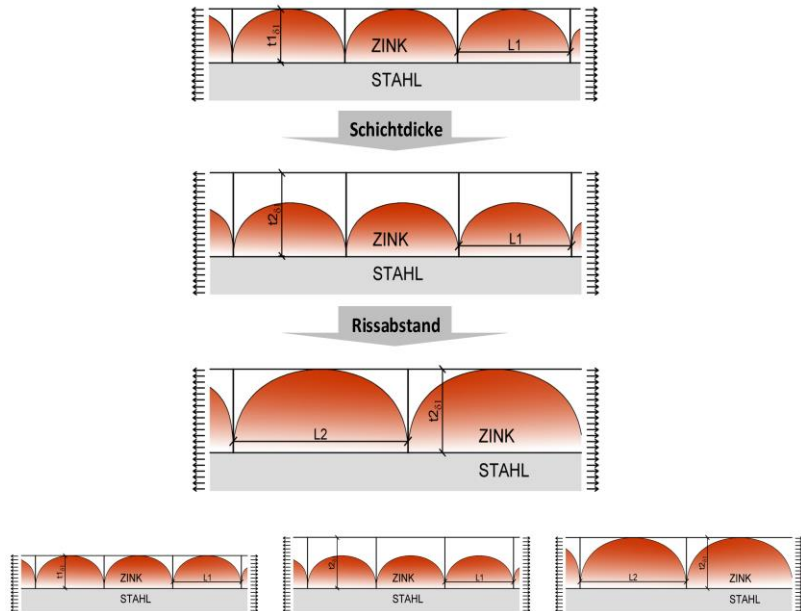


Bild 5.10: Interaktion der Abhängigkeiten von Rissabstand und Schichtdicke

Zusammenfassend werden die Parameter der Zinkschicht als Einflussgrößen auf eine modellhaft vorgestellte Spannungsüberhöhung im Grundwerkstoff wie folgt aufgeführt:

- Schichtdicke
- Abstände der Mikrorisse in  $\delta_1$ -Phase
- Niveau der Ausgangsspannung  $\sigma_{s,0}$  im Grundwerkstoff Stahl

In den nachfolgend beschriebenen numerischen Untersuchungen wurden diese Parameter variiert. Die Schichtdicke wurde nur für die  $\delta_1$ -Phase variiert. Die ebenfalls modellierten  $\zeta$ - und  $\eta$ -Phasen wurden konstant belassen, da hier kein signifikanter Effekt erwartet wurde und diese für den Lastabtrag – insbesondere bei höheren Beanspruchungen im Zeitfestigkeitsbereich – nur eine untergeordnete Rolle spielen.

Ein Großteil der Berechnungen wurde mit regelmäßigen Abständen der Mikrorisse von 1 mm durchgeführt, was eher einer praktischen Obergrenze für Rissabstände entspricht. Im Normalfall ist der Maximalabstand in etwa gleicher Größenordnung

oder kleiner als die Zinkschichtdicke selbst. Dies soll nicht als Regel verstanden werden, sondern entspricht den Beobachtungen aus verschiedenen Schlifffbildern (z.B. [9; 116]).

Die Ausgangsspannung wurde ebenfalls durch Aufbringung von unterschiedlich großen Dehnraten variiert. Durch Erfassung von nichtlinearen Werkstoffparametern war auch die Beanspruchung bis in den plastischen Bereich des Grundwerkstoffs möglich.

### 5.2.3 Handrechnung zu Erfassung des maximalen Einflusses der Zinkschicht auf die Normalspannung

Die Zinkschichten erfahren die gleiche Dehnung wie die Stahlquerschnitte selbst, insofern sie sich nicht ablösen. Letzteres ist allerdings erst bei hohen plastischen Verformungen der Fall. Im elastischen Bereich von normal- und höherfesten Stählen bis S460 sind erfahrungsgemäß keine Abplatzungen zu befürchten. Diese These wurde auch durch die zahlreichen experimentellen Untersuchungen mit Baustählen S355 und S460 mit Belastungen bis zum Übergang vom elastischen bis zum plastischen Bereich bestätigt.

Die Spannungen in der Zinkschicht lassen sich deshalb vereinfacht mit einem Umrechnungsfaktor  $n_i$  aus einer bekannten Spannung im Grundwerkstoff bestimmen:

$$\sigma_{Z,i} = \frac{E_{Z,i}}{E_S} \cdot \sigma_S = n_i \cdot \sigma_S \quad (5.2)$$

mit:

$E_{Z,i}$ : E-Modul der betrachteten Zinkschicht

$E_S$ : E-Modul Stahl = 210.000 N/mm<sup>2</sup>

Da der E-Modul der einzelnen Zinkschichten kleiner ist als der von Stahl, sind auch die Spannungen in den Zinkschichten entsprechend geringer (Bild 5.11).

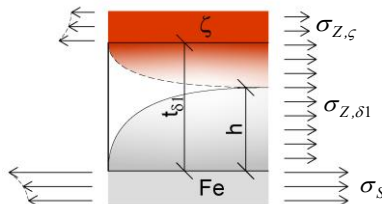


Bild 5.11: Normalspannungen Zink und Stahl

Mit geringer werdendem Abstand zum Riss wird die Normalspannung  $\sigma_{Z,\delta_1}$  geringer und die Normalspannung  $\sigma_S$  im Stahl steigt an. Dies geschieht aufgrund einer Umlagerung der Spannungen von der  $\delta_1$ -Phase zum Stahl hin. Die Übertragung erfolgt über eine Verbundwirkung, die Schubspannungen sowohl im Stahl als auch in der Zinkschicht verursacht.

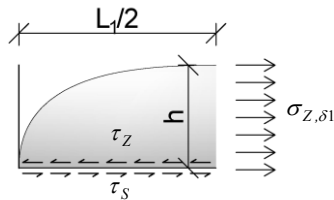


Bild 5.12: Schubspannungen zwischen Zink und Stahl

Um die maximale Schubspannung am Riss zu ermitteln, wird auf Gleichung (5.1) verwiesen. Hierfür ist allerdings eine durchschnittliche Normalspannung in der  $\delta_1$ -Phase einzusetzen, die bislang noch unbekannt ist. Sie lässt sich wie folgt ermitteln:

$$\sigma_{\delta_1}^o = \frac{1}{h} \int_0^L \sigma_{Z,\delta_1}(x) dx \quad (5.3)$$

Allerdings ist der genaue Verlauf der Normalspannung in der  $\delta_1$ -Phase in Abhängigkeit der Stelle  $x$  auch nicht bekannt, so dass eine exakte Berechnung wiederum nicht möglich ist. Ein realistischer Ansatz wäre jedoch

$$\sigma_{\delta_1}^o = \frac{1}{2} \sigma_{Z,\delta_1,max} \quad (5.4)$$

zu setzen.

Eingesetzt in Gleichung (5.1) bedeutet dies:

$$\tau_{Z,max} = \frac{2h}{L_{\delta_1}} \sigma_{Z,\delta_1,max} \quad (5.5)$$

Die maximale Schubspannung an der Stahloberfläche ergäbe sich zu:

$$\tau_{S,max} = \frac{1}{n_{\delta_1}} \tau_{Z,max} = \frac{2h}{L_{\delta_1} \cdot n_{\delta_1}} \sigma_{Z,\delta_1,max} \quad (5.6)$$



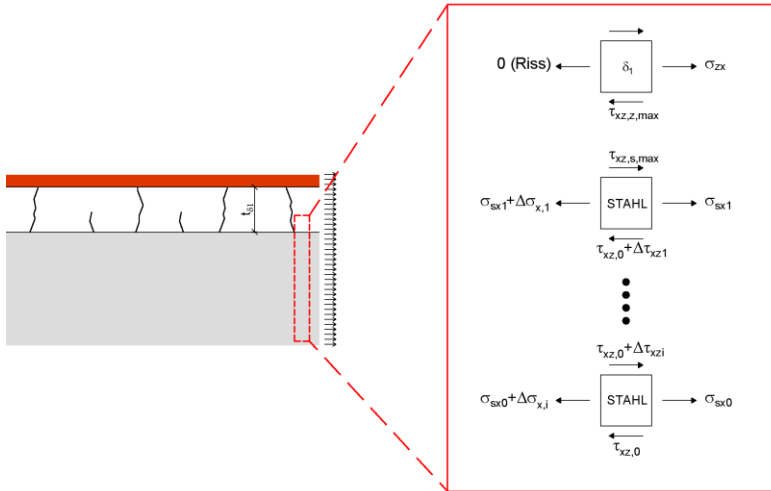


Bild 5.13: Weiterleitung der Schubspannungen aus Zinkschicht im Bereich der Mikrorisse in den Stahl-Grundwerkstoff

Aus der Annahme einer maximal aufnehmbaren Normalspannung in der Zinkschicht von  $130 \text{ N/mm}^2$  und einem E-Modulverhältnis von  $\delta_1$ -Phase zum Grundwerkstoff von  $120.000/210.000 = 0,571$  folgt:

$$\tau_{S,max} = \frac{2h}{L_{\delta_1} \cdot 0,571} \cdot 130 = 455 \cdot \frac{h}{L_{\delta_1}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (5.7)$$

Bei einem maximalen Rissabstand von  $1 \text{ mm}$  und einer Schichtdicke der  $\delta_1$ -Phase von  $100 \text{ }\mu\text{m}$  bedeutet dies eine maximale Schubspannung von  $45,5 \text{ N/mm}^2$ . Allerdings ist zu beachten, dass hierbei davon ausgegangen wird, dass die Schubspannungen, die kontinuierlich vom Zink in den Grundwerkstoff übertragen werden, auch an der Oberfläche des Stahlsubstrats bleiben. Für einen sehr dünnen Grundwerkstoff wäre dies sicherlich hinreichend genau, allerdings ist im Bauwesen davon auszugehen, dass der Grundwerkstoff um ein Vielfaches dicker ist, als die Zinkschicht. Die Schubspannungen werden demnach auch in das Innere des Stahlsubstrats weitergeleitet (vgl. Bild 5.13). Im welchen Verhältnis die Aufteilung in Normalspannungszuwachs und Schubspannungsweiterleitung genau erfolgt, lässt sich schwer abschätzen. Auch hierfür ist das nachfolgend beschriebene, numerische Modell hilfreich.

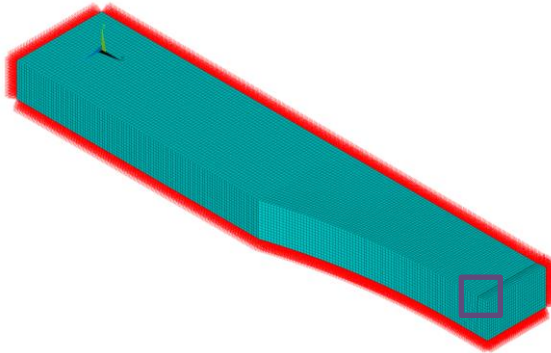
## 5.3 Aufbau des Modells

### 5.3.1 Allgemeines

Zur Durchführung der numerischen Simulation eines gekerbten Details wurde die kommerzielle verfügbare Software ANSYS Classic in den Versionen 12 und 15 Academic Research verwendet. Um den Aufbau der Zinkschicht und den räumlichen Einfluss von Mikrorissen in der  $\delta_1$ -Phase auf den Grundwerkstoff besser erfassen zu können, wurde ein dreidimensionales Finite-Element-Modell erstellt.

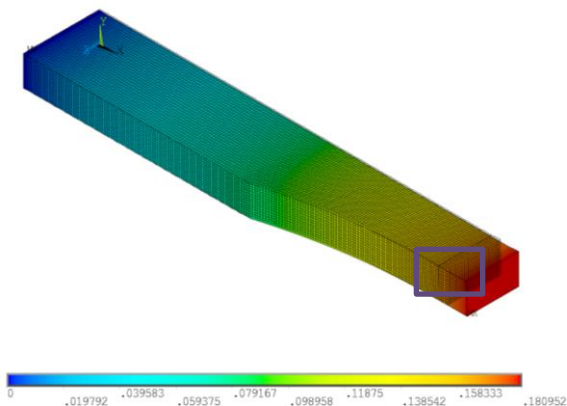
Im Rahmen dieser Untersuchungen wurde unter Ausnutzung von Symmetriebedingungen ein Achtel einer doppelt-symmetrischen Flachzugprobe (Bild 5.14) mit Stumpfstoß und einer variablen Schweißnahtüberhöhung modelliert. An den Symmetrieflächen (unten und hintere Längsseite) wurden den jeweiligen Symmetriebedingungen entsprechende Knotenlagerungen aufgebracht. An der kurzen Rückseite sind die Knoten unverschieblich. Auf das freie Ende dieses Modells wurde eine über die Fläche einheitliche Verschiebung in X-Richtung aufgebracht. Die globalen Nennspannungen sollten dabei im elastischen Bereich bleiben, d.h. die Fließgrenze  $f_y$  sollte nicht überschritten werden. Diese wurde bei 460 MPa angenommen. Die maximale Dehnung wurde mit Hilfe des Hookeschen Gesetzes und bekannten E-Modul ( $210.000 \text{ N/mm}^2$ ) von Stahl bestimmt. Daraus wurde die maximal aufzubringende Verschiebung als oberster Grenzwerte für die spätere Parameterstudie festgelegt, weil dies auch der realen Obergrenze für die Bemessung entsprechen würde. Allerdings wird bei dieser Grenzverschiebung die lokale Spannung im Bereich des Grundes einer überhöhten Schweißnaht (Kerbspannung) schnell überschritten. Daher ist diese theoretische Maximaldehnung nur anwendbar bei ungekerbten Proben.

Um die Rechenzeiten zu verkürzen, jedoch eine ausreichende Detailgenauigkeit zu erzielen, wurde die Submodell-Technik verwendet. Hierbei kann zunächst die Probe komplett modelliert und mit einem gröberen Netz versehen werden, was in einer kurzen Rechenzeit für die Ergebnisse an den einzelnen Knoten resultiert.



*Bild 5.14: Grobmodell mit Vernetzung und Lagerungen mit Markierung des Ausschnitts für Submodell*

Der geplanten Vorgehensweise folgend wurden an dem Grobmodell, dem Achtel der Zugprobe, auch im ersten Rechenschritt die Knotenverschiebungen (Bild 5.15) und Spannungen (Bild 5.16) ermittelt. An den Grenzen des festgelegten Ausschnitts für das detaillierte Submodell wurden die Knotenergebnisse ausgelesen und in den Zwischenspeicher abgelegt.



*Bild 5.15: Verzerrtes Grobmodell infolge Randverschiebung in X-Richtung mit Markierung des Ausschnitts für Submodell*

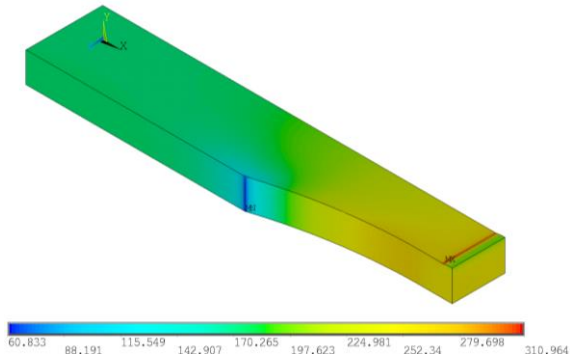


Bild 5.16: Spannungen  $\sigma_x$ , resultierend aus aufgebrachtter Verschiebung

Im zweiten Schritt wurde ein kleinerer Ausschnitt, der für die Betrachtung relevant war, neu modelliert und feiner vernetzt: das Submodell (Bild 5.17). Die Elementgröße sollte dabei nicht größer als die Dicke der dünnsten Zinkschicht sein. Um die Rechenzeit nicht unnötig zu erhöhen wurde der Submodell-Ausschnitt so klein wie möglich, aber auch so groß wie nötig gewählt, so dass die Grenzflächen des Submodells weit genug von der Kerbe und den daraus resultierenden Spannungsspitzen entfernt waren.

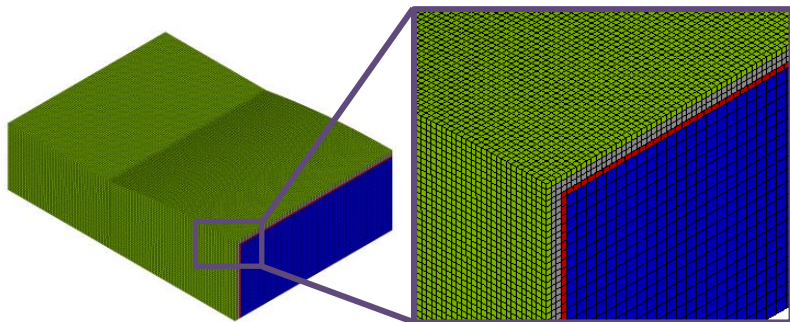


Bild 5.17: Submodell Grundwerkstoff (blau) mit Zinkschichten ( $\delta_1$ : rot,  $\zeta$ : grau,  $\eta$ : grün)

Die drei Zinkschichten ( $\delta_1$ ,  $\zeta$  und  $\eta$ -Phase) wurden durch Duplizierung und Extrusion der Oberflächen des modellierten Ausschnitts erstellt und jeweils mittels Kontaktelementen mit der darunter liegenden Schicht verbunden. Vereinfachend wurde dabei davon ausgegangen, dass keine Delamination auftreten konnte. Dies geschieht in der Praxis in der Regel erst bei größeren plastischen Verformungen des Grundwerkstoffs, die hier nicht untersucht werden sollten. Jede Zink-Schicht bestand in der Tiefe aus mindestens einem Element.

Durch die Verwendung von getrennten Schichten war es möglich, allein die  $\delta_1$ -Schicht in regelmäßigen Abständen in x-Richtung durch senkrechte Flächen zu trennen und somit die real vorhandenen Mikrorisse zu simulieren. Vereinfachend wurde dabei davon ausgegangen, dass die  $\delta_1$ -Phase jeweils immer komplett gerissen ist und die darüber liegenden  $\zeta$ - und  $\eta$ -Phasen ungerissen sind.

Auf die Grenzflächen des Submodells bzw. auf die Knoten dieser Flächen wurden dann die zwischengespeicherten Verschiebungen an denselben Stellen aus der Grobmodellberechnung aufgebracht. Im Anschluss wurde die Rechnung erneut gestartet.

### 5.3.2 Elementtypen

Zur Modellierung wurden dreidimensionale, hexaedrische SOLID186-Elemente (Bild 5.18) mit 20 Knoten verwendet. Diese waren erforderlich um die Zinkschichten mit 3-D CONTA174-Kontaktelementen und TARGET170-Elementen (Fläche zu Fläche) untereinander und mit dem darunter liegenden Grundwerkstoff verbinden zu können. Zudem konnte die Netzdichte durch die Mittelknoten je Kante verringert werden.

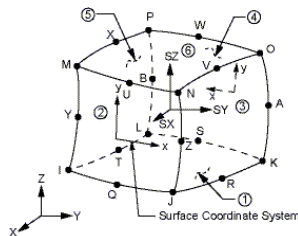


Bild 5.18: Spannungen am Solid186-Element [178]

### 5.3.3 Vernetzung

Generell wurde bei Grob- und Submodell auf ein möglichst gleichmäßiges Netz aus Hexaedern Wert gelegt. Die Elementgröße des Grobmodells wurde verhältnismäßig groß auf etwa 1 mm festgelegt (Bild 5.19). Die Einzelemente entsprachen demnach in etwa Würfeln mit Kantenlängen von ca. 1 mm. Die Zinkschicht wurde ebenfalls mit modelliert. Deren Elemente entsprachen flachen Quadern mit einer annähernd quadratischen Grundfläche, aber einer deutlich kleineren Höhe, die der Schichtdicke entsprach.

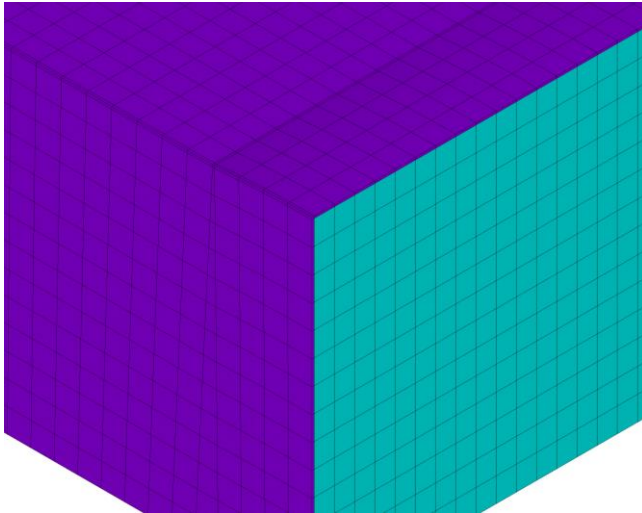


Bild 5.19: Vernetzung Grobmodell im Bereich der modellierten Schweißnaht-Überhöhung

Das feine Submodell erhielt eine sehr ähnliche Vernetzung, allerdings in einem deutlich kleineren Maßstab. Die Elementgröße des Stahl-Grundwerkstoffs wurde hier auf 0,1 mm und für die Zinkschichten in Abhängigkeit der Dicke der  $\delta_1$ -Schicht zwischen 0,05 mm und 0,1 mm festgelegt (vgl. Bild 5.17). Die gleichmäßige und nahezu rechteckige Anordnung wies eine höhere Rechenstabilität auch im Bereich der Mikrorisse in der  $\delta_1$ -Schicht auf.

Da die Elementgröße aufgrund der dünnen Zinkschichten bereits sehr klein war, konnte auf eine Netzverfeinerung verzichtet werden. Eine vorab durchgeführte Sensitivitätsanalyse bestätigte die ausreichende Detaillierung des Netzes.

### 5.3.4 Materialgesetze

#### 5.3.4.1 Stahl-Grundwerkstoff

Die Werkstoffeigenschaften des Stahl-Grundwerkstoffs wurden vereinfacht bilinear und isotrop angesetzt. Der elastische Bereich zu Beginn der Belastung wurde mit 210.000 N/mm<sup>2</sup> bis zum Erreichen der Fließgrenze  $f_y$  angesetzt. Darüber hinausgehend wurde ein flacherer Tangentenmodul von 10.000 N/mm<sup>2</sup> angenommen. Hierdurch findet ein real vorhandenes Fließplateau mit anschließender Verfestigung eine idealisierte Berücksichtigung. Beim Überschreiten der Fließgrenze  $f_y$ , die mit 460 N/mm<sup>2</sup> angesetzt wurde, sind demnach signifikant höhere Verformungen zu erwarten. Zur Berücksichtigung des isotropen Werkstoffverhaltens wurde die Querkontraktionszahl zu  $\nu=0,3$  gesetzt.

### 5.3.4.2 Zinkschichten

Der in der Realität in der Regel vorhandene dreiphasige Zinküberzug wurde im Finite-Element-Modell ebenfalls in drei Schichten mit unterschiedlichen Materialeigenschaften simuliert. Je Schicht wurden hier anstelle der Elastizitätsmodule die damit korrelierenden Eindringmodule verwendet. Da der Elastizitätsmodul der einzelnen Schichten im Gegensatz zum Eindringmodul nur schwer bzw. gar nicht ermittelbar ist, wurde auf Ergebnisse einer instrumentierten Eindringprüfung nach DIN EN ISO 14577-1 [171] aus dem Forschungsprojekt [116] zurückgegriffen. Bei der  $\delta_1$ -Phase wurde  $E_{IT}=120.000 \text{ N/mm}^2$  gemessen, bei der darüber liegenden  $\zeta$ -Phase  $E_{IT}=96.000 \text{ N/mm}^2$  und für die abschließende Reinzinkschicht ( $\eta$ -Phase)  $E_{IT}=44.000 \text{ N/mm}^2$ . Da die Bruchfestigkeit von Zink im Vergleich zur Fließspannung nicht sehr hoch ist, wurde ein geringer Tangentenmodul von  $1.000 \text{ N/mm}^2$  angesetzt. Die Grenze des elastischen Verhaltens wurde mangels exakter Daten der Eisen-Zink-Legierungsschichten nach [142] mit  $130 \text{ N/mm}^2$  angenommen. Da insbesondere die  $\zeta$ - und  $\eta$ -Phase nur geringe Steifigkeiten besitzen und auch keine besonders hohe Belastbarkeit im Vergleich zum Grundwerkstoff Stahl, kann auf diese Schichten auch nur wenig Spannung aus der gerissenen  $\delta_1$ -Phase umgelagert werden. Vielmehr neigen diese Schichten dazu, bei größer werdenden Dehnungen (z.B. weil sich darunter ein Riss befindet) schnell selbst zu reißen. Diese mögliche Rissentstehung wurde im Modell nicht berücksichtigt.

### 5.3.5 Lasteinleitung und Lagerung

Das Grobmodell wurde am Probenanfang  $x=0$  als unverschieblich gelagert und an den Symmetriegrenzen in Normalenrichtung als gelagert angesehen (Bild 5.14). Die Belastung erfolgte in einer gleichmäßig auf alle Knoten am Probenende aufgebraachte Verschiebung (Bild 5.15).

Bei Beanspruchungen nahe der Dauerfestigkeit besteht an Kerben ein weitgehend linearer Zusammenhang zwischen örtlicher Spannung und äußerer Belastung. Bei höherer Beanspruchung ist dies nicht mehr der Fall, da – insbesondere bei duktilen Materialien – elastisch-plastische Verformungen auftreten [82]. In der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchung, soll dieser Aspekt jedoch unberücksichtigt bleiben und die Spannungen und damit auch die Dehnungen sollen weitestgehend im elastischen Bereich bleiben. Daher wird die aufzubringende Verschiebung für den Regelfall entsprechend gering gewählt.

### 5.3.6 Grenzen des Modells

Wie oben dargestellt, sind bei der Modellierung einige Annahmen und Vereinfachungen getroffen worden. Die genauen Eigenschaften des Grenzbereichs von Zinküberzug und Stahl-Grundwerkstoff sind nicht bekannt und die Rissinitiierung

im Grundwerkstoff, sowie die weitere Rissbildung im Zinküberzug (Vermehrung der Risse in  $\delta_1$ -Phase oder Verlängerung der vorhandenen Risse in die  $\zeta$ - und  $\eta$ -Phasen) wurden daher nicht simuliert. Dennoch dient das Modell als qualitative Darstellung der Spannungserhöhung im Grundwerkstoff durch Mikrorisse (vgl. Bild 5.20) in der Eisen-Zink-Legierungsphase ( $\delta_1$ -Phase) und deren Veränderung durch variierte Probengeometrie und Zinkschichtdicke.

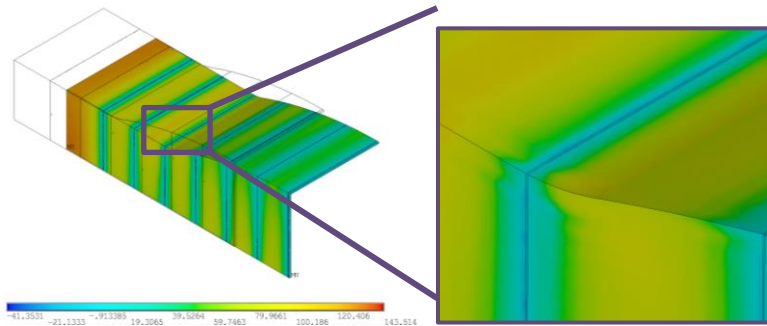


Bild 5.20: Spannungen  $\sigma_x$  in der gerissenen  $\delta_1$ -Phase, resultierend aus ebenfalls dargestellten, aufgetragten Verschiebungen

## 5.4 Darstellung/Veränderung der Spannung mit unterschiedlicher Kerbwirkung

### 5.4.1 Allgemeine Darstellung der Ergebnisse

Verschiedene Bereiche der Proben sind von entscheidendem Interesse bei Betrachtung der Spannungen und deren Verläufe. Zu betrachten sind zum einen die Spannungsüberhöhungen im Grundwerkstoff an den Risspitzen, zum anderen aber auch die Normalspannungen in den Zinkschichten. Diese Bereiche und exemplarische Ergebnisse werden nachfolgend anhand von Auszügen aus dem FE-Programm [178] dargestellt. Zur besseren Übersicht mit ausreichend Kontrasten für die Spannungsbereiche sind zunächst nur die Spannungen in der  $\delta_1$ -Phase und  $\eta$ -Phase dargestellt (Bild 5.21), die sich in etwa gleicher Größenordnung befinden. Erkennbar ist der signifikante Abfall der Normalspannungen in der  $\delta_1$ -Phase im Bereich der Risse. Die Spannung in der Reinzinkschicht ( $\eta$ ) ist nahezu konstant, lediglich an der geometrischen Kerbe (Übergang zur Schweißnahtüberhöhung) steigt die Spannung an.



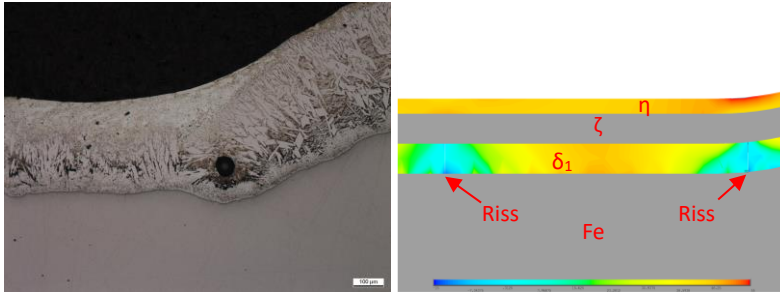


Bild 5.21: Zinkschicht am Übergang zur Schweißnahtüberhöhung eines Stumpfstoßes, links: Längsschliff [Quelle: Simonsen], rechts Normalspannungen in Längsrichtung aus FE-Simulation mit 2 Rissen in  $\delta_1$ -Phase

Betrachtet man nur den Grundwerkstoff, so sind die Spannungsüberhöhungen an den Rissspitzen deutlich erkennbar (Bild 5.22). Die Normalspannung am Mikroriss an der geometrischen Kerbe (rechts) ist signifikant höher als an der Stelle ohne Änderungen der Querschnittsform (links). Dies liegt aber zumindest zum Teil an der ohnehin schon größeren Grundspannung  $\sigma_{s\kappa 0}$  (vgl. Bild 5.13).

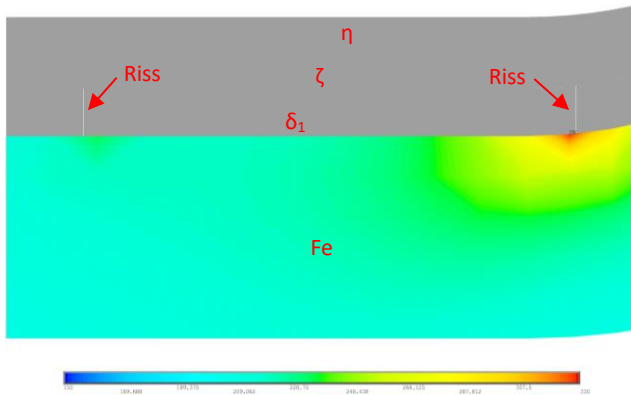


Bild 5.22: Normalspannungen in Längsrichtung der Probe im Stahl-Grundwerkstoff

Ähnliche Spannungsüberhöhungen, nur in geringerer Größenordnung sind auch in der  $\zeta$ -Schicht erkennbar (Bild 5.23). Es ist auch ersichtlich, dass die maximal beanspruchte Stelle in dieser Schicht nicht an den Rissspitzen der  $\delta_1$ -Phase ist, sondern auf der Schichtoberseite im Bereich der geometrischen Kerbe. Ein Risswachstum in die Zinkschicht ist aber dennoch bei größeren Dehnungen aufgrund der lokalen Spannungsüberhöhungen und geringen Beanspruchbarkeit der Zinkschichten wahrscheinlich.

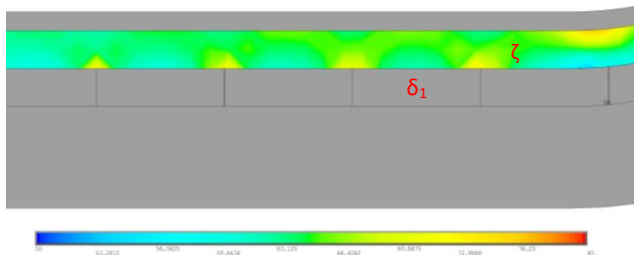


Bild 5.23: Normalspannungen in Längsrichtung der Probe in  $\zeta$ -Phase

Die Verteilung und Weiterleitung der Spannungen aus der Zinkschicht in das Grundmaterial wird in Bild 5.24 veranschaulicht. Bei großer Grundspannung  $\sigma_{sx0}$  wird selbstverständlich auch die Spannung am Riss groß sein. Der Zuwachs  $\Delta\sigma_{x,0}$  aus den Effekten des Risses bleibt jedoch nach der mechanischen Modellvorstellung in etwa gleich, da die gegensätzliche Schubspannung  $\tau_{xz, stahl, max}$  weniger von der Grundspannung im Stahl  $\sigma_{sx0}$ , sondern mehr von der Dehnrage abhängt.

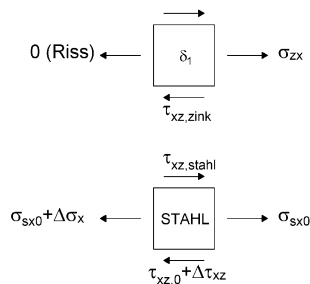


Bild 5.24: Normalspannungen in Längsrichtung der Probe im Stahl-Grundwerkstoff

Betrachtet man jeweils einen Streifen der  $\delta_1$ -Phase und des Grundwerkstoffs getrennt, so ergeben sich folgende Bilder:

## 5.4 Darstellung/Veränderung der Spannung mit unterschiedlicher Kerbwirkung

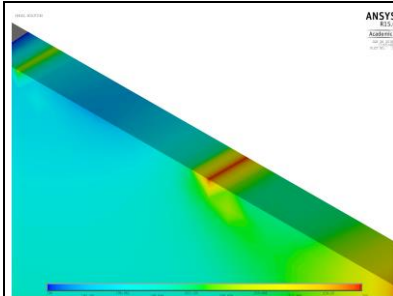


Bild 5.25: Normalspannung im Grundwerkstoff mit Überhöhung im Bereich der Risse

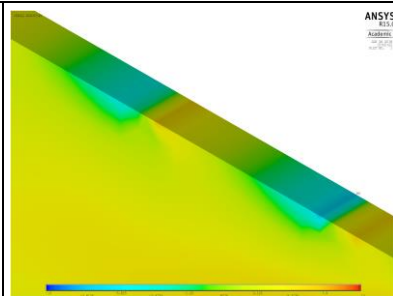


Bild 5.26: Schubspannung im Grundwerkstoff mit Vorzeichenwechsel

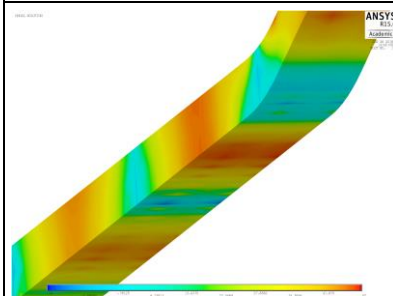


Bild 5.27: Normalspannung in  $\delta_1$ -Phase

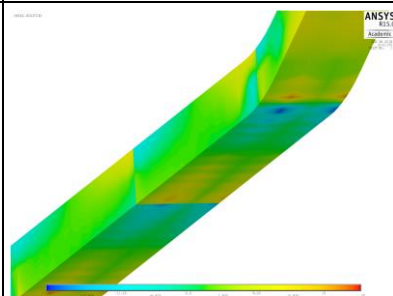


Bild 5.28: Schubspannung in  $\delta_1$ -Phase mit Vorzeichenwechsel

Die theoretische Annahme des mechanischen Modells mit Spannungsumlagerung in die benachbarten Schichten lässt sich an diesen Ergebnisplots gut ablesen. Bild 5.25 zeigt die Spannungsüberhöhungen im Grundwerkstoff an den Stellen der Risse in der darüber liegenden Schicht. Unten rechts im Bild beginnt der Bereich der Schweißnaht. Weiter ist zu erkennen, dass bei zunehmender Entfernung zur Schweißnaht die Normalspannungen geringer werden. Die in Bild 5.26 dargestellten Schubspannungen zeigen einen Vorzeichenwechsel an den Rissen (blau: negativ, orange: positiv).

Umgekehrtes Verhalten hinsichtlich der Normalspannungen kann Bild 5.27 entnommen werden. Zwischen den Rissen ist sie maximal und an den Rissen minimal. Zum besseren Vergleich ist die  $\delta_1$ -Phase von schräg unten mit der Kontaktfläche zum Stahl dargestellt. Die Schubspannungen in Bild 5.28 zeigen das passende Gegenstück zur Schubspannung im Grundwerkstoff. Auch sie haben einen Vorzeichenwechsel an den Rissen. Damit wird das nochmals in Bild 5.29 dargestellte mechanische Modell bestätigt.

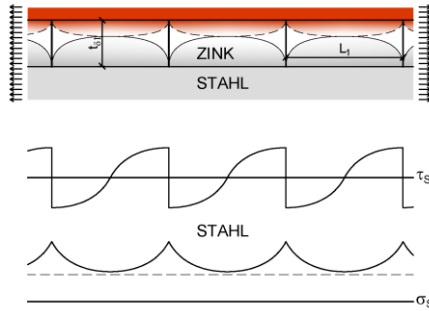


Bild 5.29: Schema der Normal- und Schubspannung im Grundwerkstoff, resultierend aus Rissen in  $\delta_1$ -Phase

Beispielhaft wurden die Schub- und Normalspannungsverläufe auch aus den Ergebnis-Plots des FE-Programms extrahiert (Bild 5.30). Zu erkennen ist ein nahezu linearer Verlauf der Schubspannungen zwischen den einzelnen Risspitzen. Dies deckt sich mit den Aussagen von *Boussac* [9], sowie von *Hu und Evans* [22] und *Tien und Davidson* [112]. Da die Netzdichte für die Verlaufsform eine wichtige Rolle spielt, kann aus den hier vorliegenden Ergebnissen nicht unbedingt ein exakt linearer Verlauf in der Realität abgeleitet werden. Da aber die Elementgröße auf maximal 0,1 mm gewählt wurde, liegen im Beispiel des Bild 5.30 immerhin etwa 10 Elemente zwischen den einzelnen Peaks.

5.4 Darstellung/Veränderung der Spannung mit unterschiedlicher Kerbwirkung

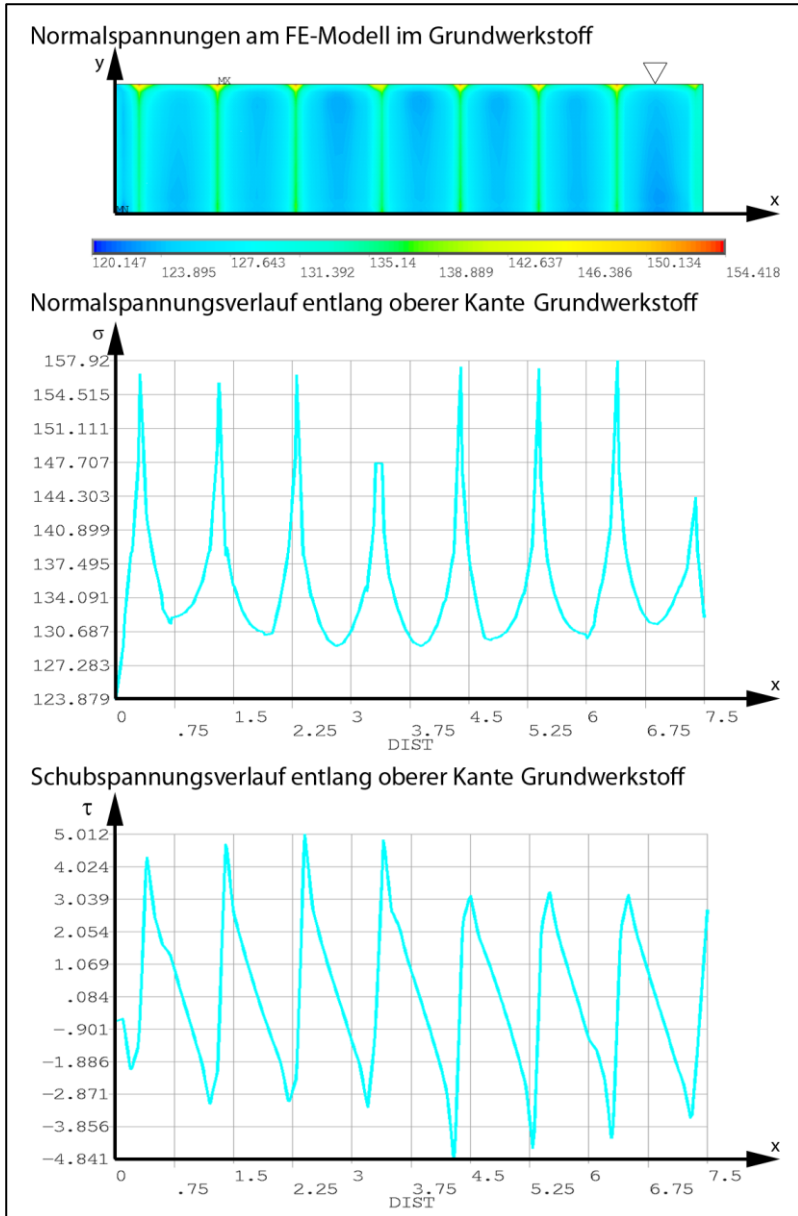


Bild 5.30: Normal- und Schubspannungsverläufe im Grundwerkstoff aus FE-Berechnung

Weitere Variationen der in Kap. 5.2 aufgeführten Parameter – Schichtdicke, Abstände der Mikrorisse und Dehnrate – wurden in der Folge durchgeführt und ausgewertet. Zudem wurde die geometrische Kerbwirkung durch Veränderung der Höhe und des Winkels der simulierten Schweißnahtüberhöhung variiert.

#### 5.4.2 Variation der geometrischen Kerbwirkung

Ein Ziel der Parameterstudie war es herauszufinden, ob der Zuwachs der Spannungen im Grundmaterial aus Effekten der Zinkschicht mit einem pauschalen Kerbspannungsfaktor erfasst werden kann, oder ob die Spannungsüberhöhung vielmehr ein Absolutwert in Abhängigkeit von einigen Parametern ist. Bei einer relativen Erhöhung der Grundspannung (Gl. (5.8)) durch einen Faktor  $K_{Zink}$  müsste bei großer Kerbwirkung und dadurch großer Kerbspannung auch der Spannungszuwachs größer sein als bei einer ungekerbten Probe.

$$\sigma_{verzinkt} = K_{Zink}(t_{\delta 1}, L, \dots) \cdot \sigma_{sx0} \quad (5.8)$$

Zur Überprüfung wurde die Schweißnahtüberhöhung bzw. der Steigungswinkel  $\alpha$  der Schweißnaht zwischen  $0^\circ$  (= ungekerbt) und  $45^\circ$  im FE-Modell variiert (Bild 5.31). Der Winkel  $45^\circ$  wäre mit der Kerbwirkung einer querlaufenden Kehlnaht, beispielsweise bei einer aufgeschweißten Quersteife, vergleichbar.

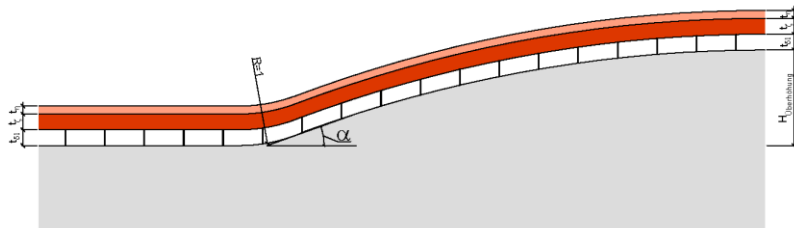


Bild 5.31: Variation der Schweißnahtüberhöhung,  $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$

An den Ergebnissen der Berechnung (Bild 5.32) ist erkennbar, dass der absolute Zuwachs der Spannungen durch die Effekte der Mikrorisse in der Zinkschicht bei Variation der geometrischen Kerbwirkung nahezu konstant bleibt. Die Spannung  $\sigma_{sx0}$  wird durch die Kerbe fast verdoppelt, während der Zuwachs bei konstanter Dehnrate, Schichtdicke und Rissabständen unverändert bleibt. Das bedeutet, der relative Zuwachs durch die Zinkschicht ist bei großer geometrischer Kerbwirkung geringer, erkennbar an der Trendlinie im Diagramm. Der Erhöhungsfaktor  $K_{Zink}$  ist demnach abhängig von der geometrischen Kerbwirkung des Bauteils.

## 5.4 Darstellung/Veränderung der Spannung mit unterschiedlicher Kerbwirkung

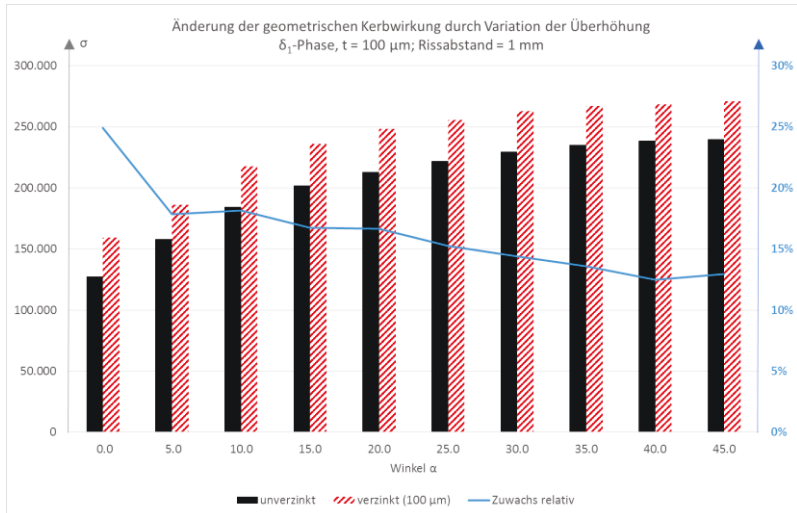


Bild 5.32: Ergebnisse der Variation der geometrischen Kerbwirkung

### 5.4.3 Variation der Dehnrate bzw. Ausgangs-Nennspannung

Mit wachsender Dehnung des ungekerbten Bauteils bzw. der Probe im elastischen Bereich wird die Spannung auch proportional größer. Durch Variation der aufgetragenen Dehnrate auf die ungekerbte Probe, also das FE-Modell ohne Überhöhung, wurde die Entwicklung der Spannungsüberhöhungen durch Mikrorisse in der  $\delta_1$ -Phase untersucht (Bild 5.33). Die Fragestellung hierbei war, ob die Spannungsüberhöhung proportional zur Veränderung der Dehnrate ansteigt.



Bild 5.33: Variation der aufgetragenen Dehnrate

In Bild 5.34 sind die Ergebnisse der Berechnung mit einer ungekerbten Probe ( $\alpha = 0$ ) für eine Grunddehnung mit dem Faktor 1 und in 25%-Erhöhungsschritten bis zum Faktor 4,5 aufgetragen. Bis zum Faktor 3,5 bleibt die Spannung der unverzinkten Proben im elastischen Bereich ( $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$ ). Bis dort sind die relativen Zuwächse aus Effekten der Zinkschicht mit ca. 14% auch konstant. Danach wird der Zuwachs kurz geringer und steigt mit zunehmender Dehnrate wieder an. Allerdings würden die unverzinkten Bauteile bei solch hohen Dehnungen auch schon kein elastisches Verhalten mehr aufweisen.

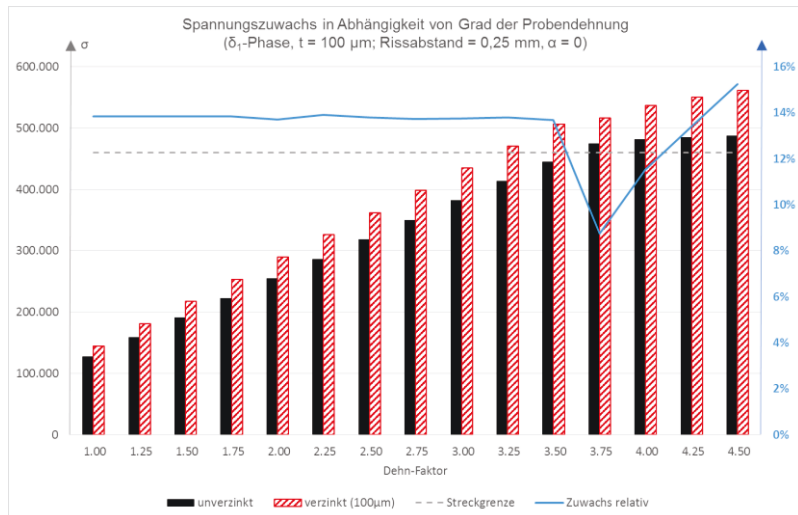


Bild 5.34: Ergebnisse der Variation der aufgebrachtten Dehnrate – ungekerbte Probe

Bei gekerbten Proben übersteigen die Kerbspannungen jedoch die Nennspannungen. Das heißt, im Bereich der Kerben können Spannungen oberhalb der Elastizitätsgrenze auftreten, obwohl die globalen Nennspannungen im elastischen Bereich sind. Daraus folgt, dass die Spannungsüberhöhung aus Effekten der Zinkschicht an den Kerben bei höheren Beanspruchungen geringer wird (Bild 5.35). Die geometrische Kerbwirkung der Bauteil- bzw. Probenform dominiert. In Bereichen geringerer Beanspruchung ist der Zuwachs der lokalen Spannung proportional zur aufgebrachtten Dehnung. Diese Beobachtung passt auch zur theoretischen Vorstellung des mechanischen Modells (Gleichungen (5.3) bis (5.6)), wonach die umzulagernde Spannung in der Zinkschicht, die aus der aufgebrachtten Dehnung resultiert, die Einflussgröße für die Spannungsüberhöhung im Grundwerkstoff ist.

Erst wenn die lokalen Kerbspannungen die Streckgrenze ( $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$ ) überschreiten, wird der relative Zuwachs durch die Zinkschicht geringer. Die Zinkschicht spielt demnach bei höheren Dehnraten und zusätzlich großer Kerbwirkung keine entscheidende Rolle mehr. Bei dieser Betrachtung unberücksichtigt blieb eine evtl. Zunahme von Rissen in der Zinkschicht und damit einer Veränderung der Rissabstände. Ein Zusammenwirken zwischen dem Rissabstand in der Zinkschicht und der Dehnrate wurde in dieser Stufe nicht berücksichtigt, da die Einflussparameter zunächst isoliert betrachtet werden sollten.



## 5.4 Darstellung/Veränderung der Spannung mit unterschiedlicher Kerbwirkung

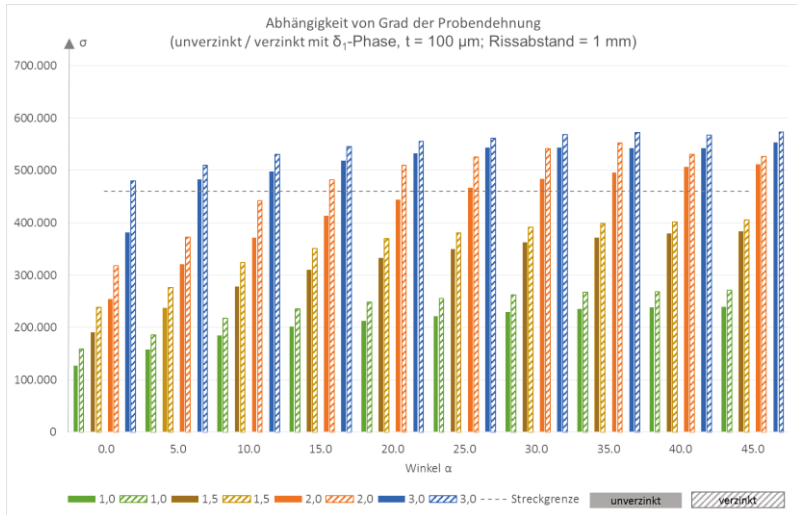


Bild 5.35: Ergebnisse der Variation der aufgebrauchten Dehnrate mit unterschiedlicher geometrischen Kerbwirkungen im Vergleich unverzinkt-verzinkt

### 5.4.4 Variation der Zinkschichtdicke

In mehreren Veröffentlichungen und Forschungsberichten (z.B. [5; 9; 104; 126]) wird die Zinkschichtdicke als ein oder der entscheidende Faktor für die Ermüdungseigenschaften genannt. Daher wurde dieser Parameter in der FE-Simulation auch variiert (Bild 5.36), indem die Schichtdicke der  $\delta_1$ -Phase zwischen  $50 \mu\text{m}$  und  $250 \mu\text{m}$  in Abstufungen von  $50 \mu\text{m}$  erhöht wurde. Die Schichtdicke der  $\zeta$ - und  $\eta$ -Phase wurden dabei konstant gehalten.

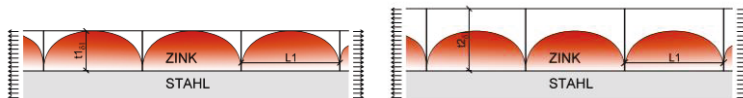


Bild 5.36: Variation der Schichtdicke der  $\delta_1$ -Phase,  $\zeta$  und  $\eta$  konstant

Die Ergebnisse wurden der Referenzrechnung mit  $0 \mu\text{m}$  (= unverzinkt) gegenübergestellt (Bild 5.37). Die Auswirkungen der Veränderung der Schichtdicke wurde für Nahtüberhöhungswinkel zwischen  $0^\circ$  und  $45^\circ$  bei konstantem Rissabstand von  $1 \text{ mm}$  berechnet.

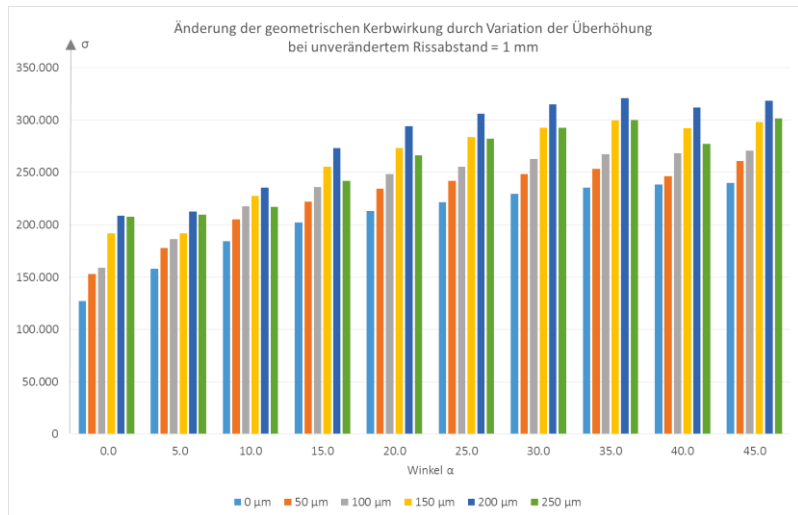


Bild 5.37: Ergebnisse der Variation der Schichtdicke der  $\delta_1$ -Phase,  $\zeta$  und  $\eta$  konstant

Es ist erkennbar, dass bei konstantem Rissabstand in einer  $\delta_1$ -Schichtdicke von 200  $\mu\text{m}$  eine maximale Kerbwirkung erreicht wurde, die bei weiterer Steigerung der Schichtdicke wieder abnahm. Der Abstand der Mikrorisse wurde bei dieser Studie als konstant angenommen.

#### 5.4.5 Variation der Abstände der Mikrorisse in $\delta_1$ -Phase

Gemäß der mechanischen Modellvorstellung (Kap. 5.2) und dort speziell der theoretischen Annahme der maximalen Verbundspannung (Gl. (5.1)) ist der Abstand der Mikrorisse eine ebenso entscheidende Einflussgröße wie die Schichtdicke. Daher wurde der Rissabstand ebenfalls schrittweise von 4,1 mm bis zu keinem Riss verringert (Bild 5.38).

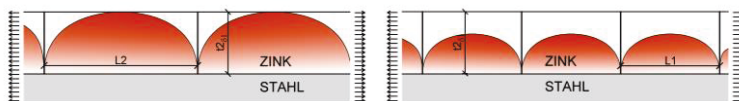


Bild 5.38: Variation der Abstände der Mikrorisse in der  $\delta_1$ -Phase

Der Maximalwert der Parameterstudie von 4,1 mm ist mehr als theoretischer Wert ohne nennenswerte Praxisrelevanz zu betrachten. Der Rissabstand ist in der Regel deutlich geringer und – entsprechend der statistisch nicht abgesicherten Beobach-

tung bei Probekörpern aus [116] – nicht größer als die Zinkschichtdicke selbst. Zu meist waren die Rissabstände viel kleiner als 1 mm, diese Aussage ist jedoch nicht allgemeingültig für alle Zinkschichten.

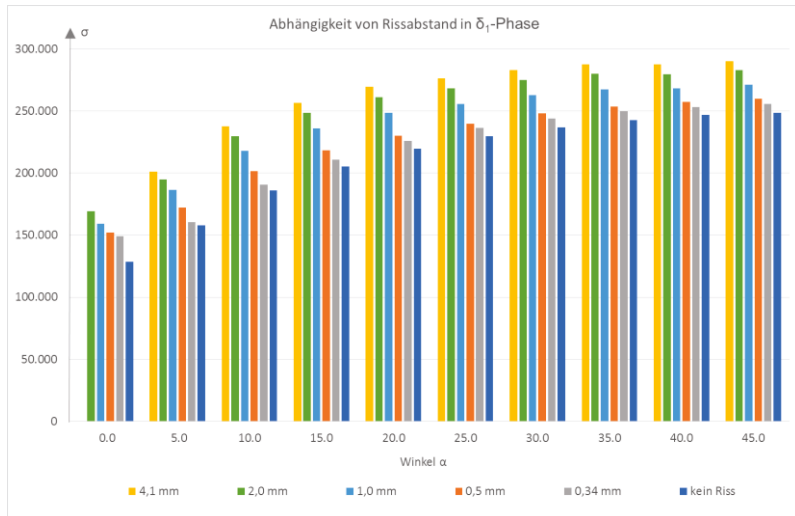


Bild 5.39: Ergebnisse der Variation der Mikroriss- Abstände in der  $\delta_1$ -Phase

Die Ergebnisse (Bild 5.39) zeigen die Abhängigkeit der Rissabstände von der Maximal-Normalspannung. Die Spannung wird größer mit größerem Rissabstand und minimal bei keinem Riss. Enge Rissabstände führen dazu, dass kaum Verbundspannungen aufgebaut werden.

*Boussac* [9] konnte zeigen, dass die Mikrorisse in der Zinkschicht sich bei hohen Spannungen vermehren, da die relativ spröde  $\delta_1$ -Phase nicht in der Lage ist, größere Dehnungen aufzunehmen (vgl. auch Bild 5.8). *Simonsen* [104] konnte nachweisen, dass die Rissdichte sich bei Maximalspannungen in der Größenordnung der Dauerfestigkeit nicht vergrößert. Eine Verringerung der mikrokerbbedingten Spannungsüberhöhung an den Risspitzen der Zinkschicht ist daher bei solchen Maximalspannungen nicht zu erwarten.

Diese Feststellung führt zur Erklärung, warum die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen unverzinkter und feuerverzinkter Proben im Bereich hoher Beanspruchungen wenig Unterschied in den ertragbaren Lastwechselzahlen haben und im Bereich hoher Lastwechselzahlen die Beanspruchbarkeit der feuerverzinkten Proben signifikant abfällt. Die Spannungserhöhung bei hohen Beanspruchungen ist durch eine höhere Rissdichte geringer als bei geringere Lasten und Dehnungen.

## 5.5 Zwischenergebnis

Davon ausgehend, dass die  $\delta_1$ -Phase einer Zinkschicht mit Rissen behaftet ist, lässt sich aus der vorgenannten Parameterstudie entnehmen, dass folgende Kombination von Faktoren bei feuerverzinkten Bauteilen einen maximalen Negativ-Einfluss auf die Ermüdungsbeanspruchbarkeit im Vergleich zum unverzinkten Zustand hat:

- Bauteile ohne geometrische Kerbe
- mit Maximalbeanspruchung im Bereich der Dauerfestigkeit
- und großer Schichtdicke
- und weit auseinander liegenden Mikrorissen in der  $\delta_1$ -Phase.

Die Erkenntnisse stimmen zunächst mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen überein, vgl. Bild 5.40. Bei Belastungen im oberen elastischen Bereich wiesen die verzinkten Proben nur geringfügig weniger Lastwechsel auf als die unverzinkten. Im plastischen Bereich (Low-Cycle-Fatigue) liegt die verzinkte Probe sogar im Streubereich der unverzinkten Proben. Die Erklärung liegt in der Vermehrung der Risse in der Zinkschicht, wodurch die Spannungsüberhöhung an jeder einzelnen Rissspitze sich verringert. Im unteren Spannungsbereich gehen die Versuchsergebnisse signifikant auseinander und die verzinkten Proben zeigen eine um knapp 80 N/mm<sup>2</sup> abgeminderte Dauerfestigkeit.

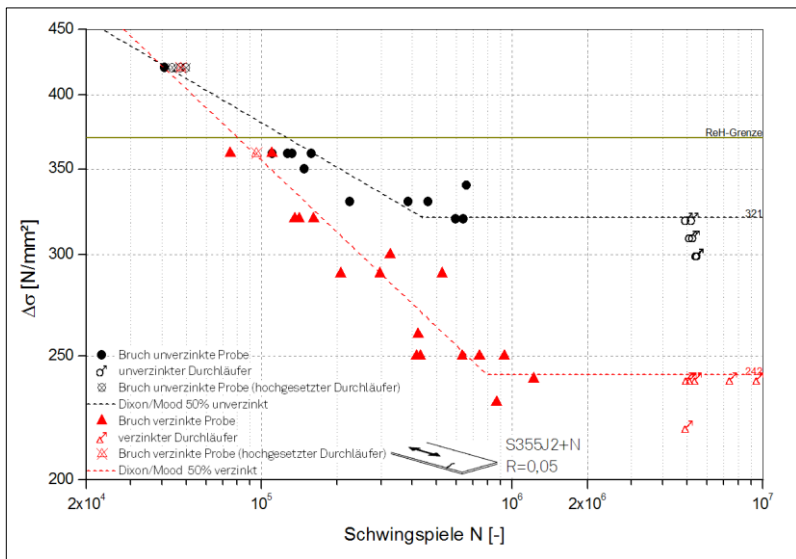


Bild 5.40: Exemplarische Ergebnisse an mit Wasserstrahl geschnittenen Flachzugproben im Vergleich unverzinkt-verzinkt, Versuchswerte aus [116]

Die verzinkten Proben mit den Ergebnissen aus Bild 5.40 wiesen eine mittlere Zinkschichtdicke von ca. 170  $\mu\text{m}$  auf. Der Aufbau der Zinkschicht und ein bereits im Ausgangszustand vorhandener, beispielhaft dargestellter Mikroriss in der Zinkschicht kann dem folgenden Bild 5.41 entnommen werden:

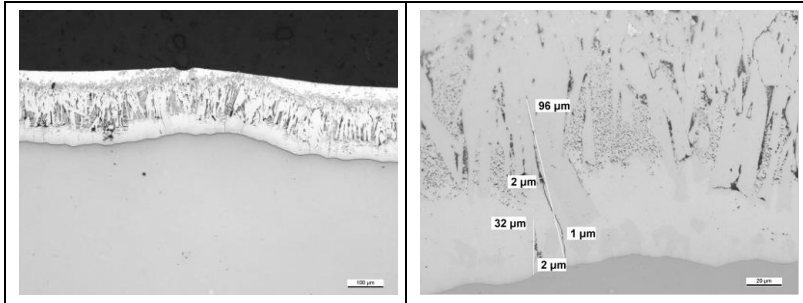


Bild 5.41: Schliff mit Vergrößerung der Zinkschicht mit Wasserstrahl geschnittenen Flachzugproben, Quelle: Simonsen

Zu erkennen ist der typische dreiphasige Aufbau der Zinkschicht und im Detail auf der rechten Seite eine Risslänge von fast 100  $\mu\text{m}$ . Geht man von einer  $\delta_1$ -Schichtdicke bzw. gerissenen Schichtdicke von 100  $\mu\text{m}$  aus, so erhält man, eingesetzt in Gleichung (5.7) und unter der Annahme eines maximalen Rissabstands von 1 mm, eine maximale Schubspannung im Stahl von:

$$\tau_{S,max} = \frac{2h}{L_{\delta_1} \cdot 0,571} \cdot 130 = 455 \cdot \frac{100\mu\text{m}}{1\text{mm}} = 45,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (5.9)$$

Die daraus resultierende Normalspannung im Stahl bzw. die Spannungsüberhöhung an der Stahloberfläche kann analytisch nicht ohne weiteres bestimmt werden. Hierfür ist das numerische Modell hilfreich.

Die in Bild 5.42 gegenübergestellten Ergebnisse der numerischen Vergleichsrechnung zeigen eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen. Die Normalspannung in x-Richtung am unverzinkten Modell beträgt ca. 250  $\text{N}/\text{mm}^2$ . Bei Aufbringung der Zinkschicht mit den zuvor genannten Parametern erhöht sich diese an den Rissspitzen bis zu 315  $\text{N}/\text{mm}^2$ . Das heißt, eine rechnerische Nennspannung am verzinkten Probekörper würde sich von ca. 250  $\text{N}/\text{mm}^2$  durch die Zinkschicht auf 315  $\text{N}/\text{mm}^2$  erhöhen. Vergleicht man diese beiden Werte mit den experimentell ermittelten Dauerfestigkeiten (Bild 5.40), so findet man diese Werte nahezu identisch wieder. Die Dauerfestigkeit im verzinkten Zustand (ca. 240  $\text{N}/\text{mm}^2$ ) weist an den Rissspitzen der  $\delta_1$ -Phase höhere Spannungen auf, die bei ca. 320  $\text{N}/\text{mm}^2$  liegen

dürften, was der Dauerfestigkeit der unverzinkten Proben entspricht. Die Differenz zwischen numerischer Spannungsüberhöhung (65 N/mm<sup>2</sup>) und experimentell ermittelter (80 N/mm<sup>2</sup>) ist gering.

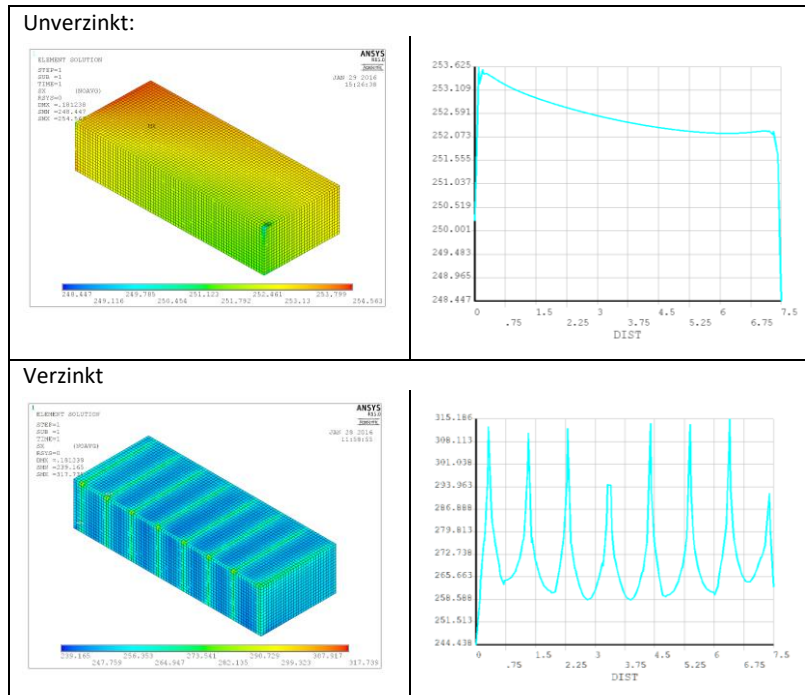
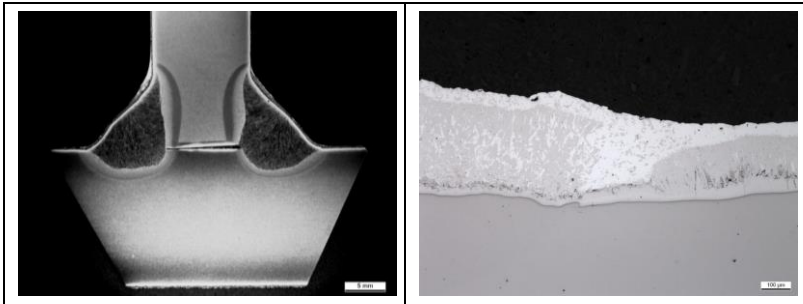


Bild 5.42: Exemplarische Gegenüberstellung der FE-Vergleichsrechnung mit Schichtdicke  $\delta_1 = 100 \mu\text{m}$  und Rissabstand 1 mm, Spannungsverläufe entlang der oberen Längskante

Diese Übereinstimmung bedeutet jedoch nicht, dass in Zukunft für die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit feuerverzinkter Proben auf die experimentellen Untersuchungen verzichtet werden kann. Die numerische Simulation dient hier nur zur Überprüfung der Modellvorstellung und der Veranschaulichung des Phänomens des Abfalls der Ermüdungsfestigkeit. Zudem sind Variationen von Parametern und eine daraus resultierende erste Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit möglich. Da die Grenzen der Parameter allerdings nicht bekannt sind, ist eine sichere numerische Berechnung noch nicht möglich. Hierfür müssen maximale Schichtdicke, maximaler Rissabstand usw. zunächst einmal definiert werden. Dafür sind weitere experimentelle Untersuchungen an verschiedenen Materialien, bei unterschiedlichen

Tauchdauern und Temperaturen usw. erforderlich, da die Ausbildung der Zinkschicht u.a. hiervon abhängt (vgl. auch Kap. 2.4.4.2).

Die Grenzen des Modells können bereits an gekerbten bzw. geschweißten Probekörpern aufgezeigt werden. Insbesondere problematisch ist hierbei die über die Probekörper variierende Zinkschichtdicke und Ausbildung der Eisen-Zink-Legierungsphasen. Die Zinkschichtdicke steigt im Bereich von Schweißnähten aufgrund eines höheren Siliziumgehalts des Schweißzusatzwerkstoffs an. Dies konnte auch bei den experimentellen Untersuchungen von Flachzugproben mit aufgeschweißten Quersteifen festgestellt werden (vgl. Bild 5.43). Die mittlere Zinkschichtdicke auf der Probe betrug  $168\ \mu\text{m}$  und stieg auf ca.  $370\ \mu\text{m}$  über der Schweißnaht an. Dies entspricht in etwa einer Verdopplung der Schichtdicke.



*Bild 5.43: Schlicht Flachzugproben mit aufgeschweißter Quersteife und Vergrößerung der Zinkschicht im Bereich zum Schweißnahtübergang [116]*

Schaut man sich nun die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen an (Bild 5.44), so ist ein Abfall der Dauerfestigkeit von ca.  $130\ \text{N/mm}^2$  festzustellen. Die Bestimmung der Dauerfestigkeit der unverzinkten Proben ist allerdings vage, da durchaus noch Brüche bei höheren Lastwechseln möglich wären. Aufgrund des festgelegten Abbruchkriteriums wurden die Versuche jedoch bei ca. 5 bis 8 Millionen Lastwechseln beendet.

Vergleicht man den Wert der experimentellen Untersuchungen mit einem Abfall von ca.  $130\ \text{N/mm}^2$  mit den numerischen Ergebnissen aus Bild 5.32, ist eine erhebliche Differenz erkennbar. Zu beachten ist jedoch, dass die numerischen Ergebnisse mit einer einheitlichen Zinkschichtdicke ermittelt wurden. Demnach wäre lediglich ein Abfall von  $30\ \text{N/mm}^2$  zu erwarten gewesen. Berücksichtigt man die gleichzeitige Änderung der Schichtdicke mit dem Faktor 2, also Schichtdicke  $\delta_1$ -Phase =  $200\ \mu\text{m}$ , so erhält man einen Abfall der Dauerfestigkeit von ca.  $80\ \text{N/mm}^2$  (Bild 5.37). Dies

korreliert schon eher mit den effektiven Werten der Versuche, zumal eine erhebliche Streuung der Ergebnisse im Dauerfestigkeits- und Übergangsbereich zu erkennen ist.

Die zuvor genannte Hypothese der geringen Änderung im hohen Zeitfestigkeitsbereich wird auch bei dieser Probenserie bestätigt: Verzinkte Proben zeigen kaum Abweichung von unverzinkten Proben.

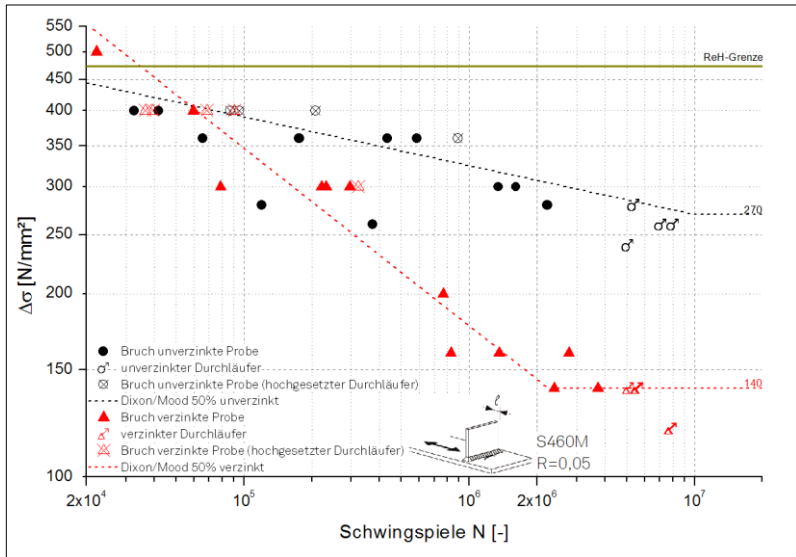


Bild 5.44: Exemplarische Ergebnisse an Flachzugproben mit aufgeschweißter Quersteife im Vergleich unverzinkt-verzinkt, Versuchswerte aus [116]

Bei Stumpfstoßen an Flachzugproben verhält es sich ähnlich wie bei den aufgeschweißten Quersteifen. Auch bei diesen Proben war eine erhöhte Zinkschichtdicke auf den Schweißnähten zu finden. Die mittlere Schichtdicke auf den Probekörpern betrug 176  $\mu\text{m}$ , auf den Schweißnähten wurden allerdings auch Schichtdicken von ca. 320  $\mu\text{m}$  gemessen. Also auch hier war die Schichtdicke etwa doppelt so groß, wie auf dem ungeschweißten Bereich.

Der Winkel der Schweißnahtüberhöhung betrug ca. 25° (Bild 5.45). Unter Berücksichtigung des Steigungswinkels und der doppelten Schichtdicke wäre als Ergebnis der numerischen Berechnungen ein Abfall der Dauerfestigkeit von ebenfalls ca. 80 N/mm<sup>2</sup> zu erwarten (Bild 5.37). Dieser Wert wird durch die experimentellen Untersuchungen auch mit einem Abfall von 192 N/mm<sup>2</sup> auf 115 N/mm<sup>2</sup> mit einer Differenz von 77 N/mm<sup>2</sup> bestätigt (Bild 5.46).



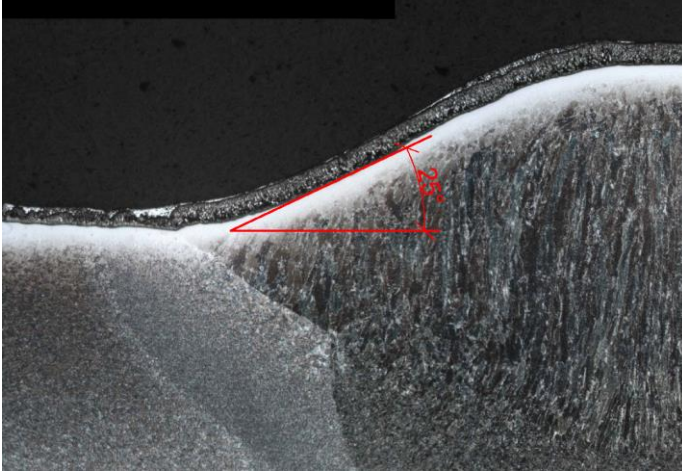


Bild 5.45: Schliff mit Vergrößerung der Zinkschicht mit Wasserstrahl geschnittenen Flachzugproben, Quelle: Simonsen

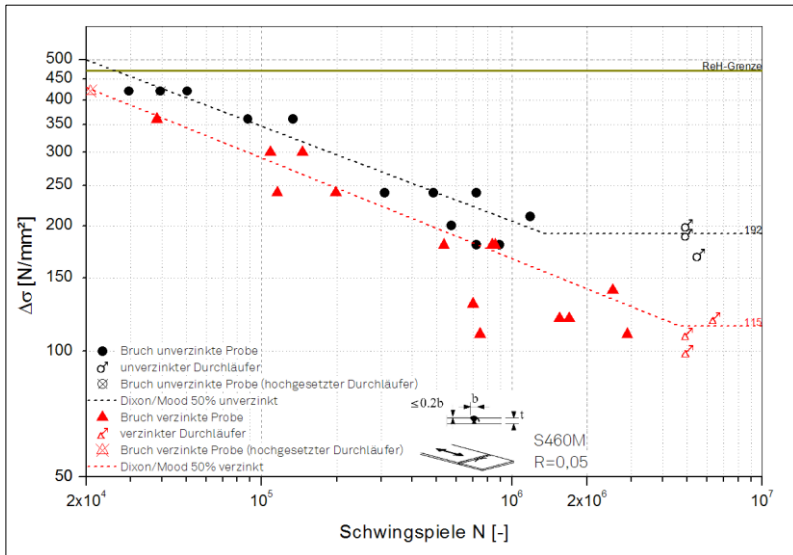


Bild 5.46: Exemplarische Ergebnisse an Flachzugproben mit Stumpfstoß im Vergleich unverzinkt-verzinkt, Versuchswerte aus [116]

Der Zusammenhang zwischen ungekerbter Probe und gekerbten Proben mit 25° und 45° Formänderung mit unterschiedlicher Zinkschichtdicke zwischen Grundwerkstoff und Schweißnaht ist nochmals in Bild 5.47 zusammengefasst.

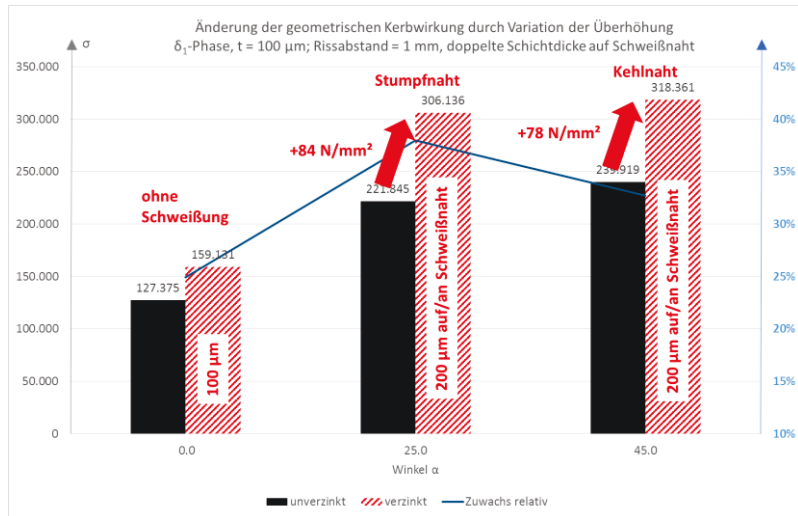


Bild 5.47: Exemplarische Versuchsergebnisse an Flachzugproben mit Stumpfstoß im Vergleich unverzinkt-verzinkt, Versuchswerte aus [116]

Daraus wird erkennbar, dass die theoretische Annahme der Überlagerung der geometrischen Kerbe (vgl. Kap. 5.1) gegenüber der mikrokerbbedingten Spannungsüberhöhung durch die Zinkschicht nur bedingt gilt, und zwar nur dann, wenn die Zinkschichtdicke konstant bleibt. Falls ein Schweißzusatzwerkstoff mit hohem Siliziumgehalt gewählt wird, kann auch der Effekt der Zinkschicht wieder überwiegen, da sich dickere Zinkschichten lokal auf den Schweißnähten ausbilden können.

In den hier aufgeführten Beispielen liegt der Abfall der Dauerfestigkeit sowohl bei den ungekerbten als auch den stärker gekerbten Proben bei ca. 25-40 % – je größer die lokale Zinkschichtdicke, desto größer auch der Abfall. Empfehlenswert ist daher die Verwendung eines Schweißzusatzwerkstoffs mit möglichst wenig Silizium, damit die Zinkschicht sich nicht lokal wesentlich stärker ausbildet.

## 6 Handrechnung zur Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit ohne Versuche

### 6.1 Vorbemerkungen

Wie in den Kapiteln 3 bis 5 ausgeführt, haben die experimentellen Untersuchungen – sowohl eigene, als auch an anderen Instituten – und die numerischen Studien gezeigt, dass die Feuerverzinkung einen negativen Einfluss auf die Beanspruchbarkeit von Stahl unter zyklischer Belastung hat. Die Ursache liegt in Mikrorissen in der  $\delta_1$ -Phase der Zinkschicht. Der Einfluss ist von verschiedenen Faktoren (vgl. Kap. 5) abhängig und von unterschiedlicher Ausprägung. Die wesentlichen Abhängigkeiten sind die Schichtdicke, das Beanspruchungsniveau und der Grad der geometrischen Kerbwirkung. Insbesondere bei geringen Oberlasten und kleinen Spannungsschwingbreiten (z.B. in der Größenordnung der Dauerfestigkeit) ist die Anzahl der möglichen Spannungsspiele feuerverzinkter Bauteile gegenüber den unverzinkten signifikant eingeschränkt.

Die versuchsgestützte Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit spezifischer, feuerverzinkter Details mit anschließender statistischer Auswertung ist eine sichere und etablierte Vorgehensweise. Sie ist jedoch auch kostspielig und zeitaufwendig. Häufig reicht eine erste Abschätzung, um erkennen zu können, ob ein Detail kritisch ist. Eine kurze Handrechnung zur Ermittlung der Abminderung der Ermüdungsfestigkeit durch die Feuerverzinkung wäre hierfür sinnvoll.

Da die Bemessungswöhlerlinien des Eurocodes sich allerdings mehr am universellen Bemessungskonzept und weniger an den detail-spezifischen Werkstoffeigenschaften wie der tatsächlichen Dauerfestigkeit orientieren, ist die alleinige Entwicklung eines Abminderungsfaktors für die Dauerfestigkeit für die Bemessung im Bauwesen nicht ausreichend. Vielmehr muss auch die Zeitfestigkeit bestimmt werden, damit der Nachweis entsprechend des Bemessungskonzepts mit der Widerstandsgröße  $\Delta\sigma_c$  auch geführt werden kann. Im Zeitfestigkeitsbereich hat man es aufgrund einer Vermehrung von Rissen in der Zinkschicht aber zusätzlich mit einer Veränderung der Mikroerbwirkungen auf den Grundwerkstoff zu tun, was eine numerische Simulation und die Bestimmung der Ermüdungswiderstands in selbiger erschwert.

Daher soll im Folgenden eine erste – äußerst grobe – Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse aus Experimenten und Numerik mit einfacher Handrechnung ermöglicht werden. Ausgangsbasis sind hierfür jedoch bekannte Ermüdungs-Eigenschaften (Zeit- und Dauerfestigkeit) des unverzinkten

Konstruktionsdetails, die z.B. bei Versuchen ermittelt wurden. Umfangreiche Datensammlungen (z.B. [100]) stehen hierfür zur Verfügung. Alternativ wäre auch eine rechnerische Abschätzung anhand von geregelten Bemessungsverfahren (z.B. *FKM-Richtlinie* [134]) denkbar. Hierbei wird dann eine von Werkstoff und Beanspruchung abhängige Wöhlerlinie mit einer definierten Dauerfestigkeit bereitgestellt.

Eine sichere statistische Auswertung mit Bestimmung eines 95%igen Überlebenswahrscheinlichkeit kann für die feuerverzinkte Ausführung selbstverständlich nicht erfolgen, allerdings könnte als grobe Näherung dieselbe Streubreite wie bei den zugrundeliegenden unverzinkten Details angenommen und auf die Mediankurve angewendet werden. Alternativ werden die kalkulierten Abminderungen direkt auf die 95%ige Überlebenswahrscheinlichkeit des unverzinkten Details angewendet.

Die Berechnung der Wöhlerlinie feuerverzinkter Details erfolgt in drei Stufen.

1. Ermittlung der Dauerfestigkeit
2. Berechnung der Zeitfestigkeit
3. Bestimmung von  $\Delta\sigma_c$

## 6.2 Berechnung der Dauerfestigkeit feuerverzinkter Details

### 6.2.1 Herleitung einer Formel

Nach den numerischen Studien in Kapitel 5 ergeben sich folgende Abhängigkeiten:

1. Zinkschichtdicke

Die Variation der Schichtdicke hat gezeigt, dass es offenbar einen linearen Zusammenhang zwischen Zinkschichtdicke (bzw. Länge der Mikrorisse in der Zinkschicht) und der Erhöhung der örtlichen Kerbspannung im Grundwerkstoff an der Rissspitze des Zinküberzugs. Als Basis wird eine Risslänge von 100  $\mu\text{m}$  angesetzt.

$$\alpha_t = \frac{l_R}{100\mu\text{m}} \leq 2 \quad (6.1)$$

mit:

$$l_R = f_R \cdot t_{\text{Zink}} \quad | \quad f_R \leq 1, \text{ als mittlere Abschätzung kann } f_R = 0,7 \text{ angenommen werden}$$

Die numerische Studie hat gezeigt, dass bei einem mit 1 mm maximal angenommenen Abstand der Mikrorisse in der Zinkschicht die Kerbspannung an der Rissspitze im Grundwerkstoff nur bis zu einer Mikrorisslänge von ca. 200  $\mu\text{m}$  ansteigt und danach wieder abfällt (vgl. Bild 5.37). Daher ist  $\alpha_t$  auf einen Maximalwert von 2 begrenzt.

Wenn die Risslänge nicht bekannt ist, kann vereinfacht als durchschnittlicher Werte 70% der Schichtdicke angesetzt werden. Dies hat eine Auswertung von verschiedenen Schlibbildern der Probekörper ergeben. Bei durchlegierten Eisen-Zink-Legierungsphasen kann der Wert aber auch durchaus höher liegen und ist deshalb nicht immer auf der sicheren Seite liegend.

## 2. Geometrische/metallurgische Kerbwirkung

Der Einfluss der geometrischen Kerbwirkung in der numerischen Simulation hat gezeigt, dass mit zunehmender Kerbwirkung der negative Einfluss der Feuerverzinkung abnimmt. Bei starken geometrischen Kerben war der relative Zuwachs der Kerbspannungen durch die Feuerverzinkung geringer (vgl. Bild 5.32), bereits bei einer geringfügigen Kerbe nahm der Einfluss signifikant ab. Die Kerbwirkung wird in normierten und standardisierten Regelwerken zumeist in Form von Einordnung der Details in Kerbfälle bzw. FAT-Klassen berücksichtigt. Der höchste Kerbfall nach DIN EN 1993-1-9 [149] ist dabei 160 und der niedrigste 36. Ausgehend vom höchsten Kerbfall bei einem ungekehrten Bauteil und einer linearen Abminderung des Kerbspannungszuwachs aus der Feuerverzinkung ergibt sich folgender Abminderungsbeiwert:

$$k_{FAT} = \frac{\Delta\sigma_c}{160} \quad (6.2)$$

mit:

$\Delta\sigma_c$  : Kerbfall der unverzinkten Bauteile gemäß Auswertung nach DIN EN 1993-1-9 [149] bzw. nach [100]

3. Die Erhöhung der Kerbspannung hängt signifikant von der Oberspannung ab. Handelt es sich um eine große Zugspannung, so vermehren sich die Risse in der  $\delta_1$ -Phase, der Rissabstand wird also kleiner und die Spannungsüberhöhung an den einzelnen Risspitzen wird ebenfalls kleiner. Insofern die Oberspannung nahe der oberen Streckgrenze  $R_{eH}$  ist, ist die Rissverteilung so dicht, dass keine signifikante Spannungsüberhöhung durch die Mikrorisse mehr erkennbar sein wird. Dies zeigen sowohl die Versuchsergebnisse (Kap. 3.3), als auch die numerischen Simulationen mit engen Rissabständen (Kap. 5.4.5). Daher ist folgender Abminderungsbeiwert in Abhängigkeit der Oberspannung  $\sigma_o$  und der Streckgrenze  $R_{eH}$  und der realen Dauerfestigkeit des unverzinkten Details  $\Delta\sigma_D$  einzuführen:

$$\alpha_S = \frac{R_{eH} - \sigma_o}{R_{eH} - \Delta\sigma_D} \leq 1 \quad (6.3)$$

4. Für den Referenzfall unter Annahme der o.g. Ausgangsbedingungen (Schichtdicke der  $\delta_1$ -Phase = 100  $\mu\text{m}$ , Einordnung des unverzinkten Details in Kerbfall 160 und Oberspannung = Dauerfestigkeit) ergibt sich aus den numerischen Untersuchungen eine initiale Erhöhung der Kerbspannung. Diese liegt bei 25% (vgl. Bild 5.32 bei  $0^\circ$ ) und ist durch  $\alpha_t$ ,  $k_{FAT}$  und  $\alpha_S$  abzumindern bzw. zu erhöhen.

Aus vorgenannten Bedingungen ergibt sich folgende Formel für den Faktor  $k_Z$ , der die Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit zwischen verzinktem und unverzinktem Detail beschreibt:

$$k_Z = 1 + 0,25 \cdot k_{FAT} \cdot \alpha_t \cdot \alpha_S \quad (6.4)$$

Daraus ergibt sich für die Dauerfestigkeit feuerverzinkter Bauteile  $\Delta\sigma_{D,Z}$  unter Zug-schwellbeanspruchung in Abhängigkeit bekannter (realer) Ermüdungseigenschaften der unverzinkten Bauteile ( $\Delta\sigma_D$  = Dauerfestigkeit im unverzinkten Zustand):

$$\Delta\sigma_{D,Z} = \Delta\sigma_D \cdot \frac{1}{k_Z} = \Delta\sigma_D \cdot \frac{1}{1 + 0,25 \cdot k_{FAT} \cdot \alpha_t} \quad (6.5)$$

mit:  $\alpha_S = 1$ , unter der Annahme, dass die Oberspannung bei einer reinen Zug-schwellbeanspruchung kleiner oder gleich der Dauerfestigkeit ist und somit der Maximalwert von 1 maßgebend ist. Höhere Oberspannung führen mitunter zu einer entlastenden Rissvermehrung.

### 6.2.2 Überprüfung der hergeleiteten Formel

Zwecks Überprüfung der Berechnungsformel (6.5) wurden die Kennwerte für die ermittelte Dauerfestigkeit  $\Delta\sigma_D$ , Streckgrenze  $R_{eH}$  und den Kerbfall  $\Delta\sigma_C$  der unverzinkten Proben vergleichender Ermüdungsversuche im Forschungsprojekt [116] in die Berechnungsformeln eingesetzt. Ergänzend wurden die gemessenen Schichtdicken nach *Ungermann et al.* [116] und *Simonsen* [104] um den Faktor  $f_R = 0,7$  zur Abschätzung der Mikrorisslänge abgemindert und in Gleichung (6.1) eingesetzt. Anschließend wurden die Ergebnisse mit den experimentell ermittelten Dauerfestigkeiten feuerverzinkter Proben verglichen (Bild 6.1).

Beim Vergleich wird zumeist eine gute Übereinstimmung zwischen der Berechnungsformel und den realen Versuchsergebnissen erzielt. Bei drei Versuchsserien ist allerdings eine signifikante Abweichung zu erkennen. Es handelt sich um die Serien *Fw* (wasserstrahlgeschnittene Proben aus dem Flansch eines Walzprofils, Tabelle 3.2 Probe K2, vgl. auch Kap. 3.3.5), *Fn* (Flanschproben mit geschweißtem Stumpfstoß mit Nahtüberhöhung, Tabelle 3.2 Probe K5, vgl. auch Kap. 3.3.8) und

$F_q$  (Flanschproben mit aufgeschweißter Quersteife, Tabelle 3.2 Probe K6, vgl. auch Kap. 3.3.8).

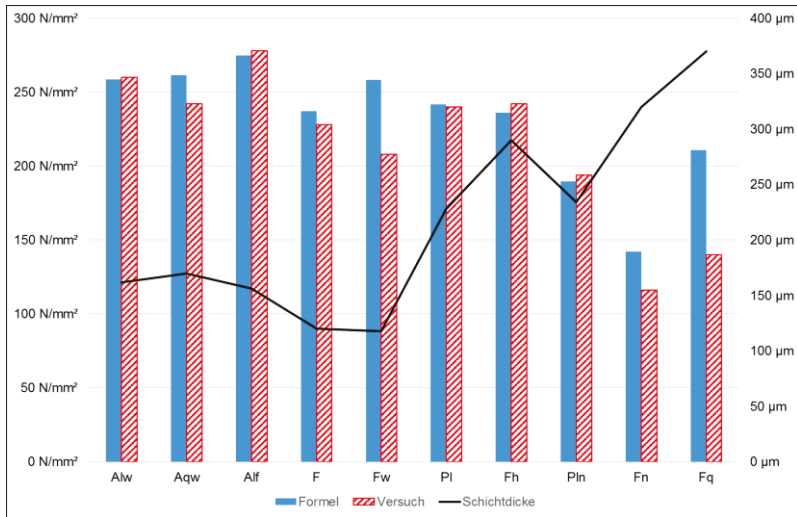


Bild 6.1: Vergleich Versuchsergebnisse aus Ungermann et al. [116] und Ergebnisse aus hergeleiteter Formel

Bei genauerer Betrachtung der ermittelten Dauerfestigkeiten der unverzinkten Proben der drei vorgenannten Versuchsserien fällt folgendes auf:

1. Serie Fw (vgl. Bild 3.37):

Im ermittelten Dauerfestigkeitsbereich gibt es starke Streuungen. Eine unverzinkte Probe brach bereits bei unter 400.000 Lastwechseln mit einer Beanspruchung unterhalb der ermittelten Dauerfestigkeit. Eventuell hätten zusätzliche Versuche im Bereich der abgeschätzten Dauerfestigkeit für eine Abminderung derselben geführt. Somit liegt die tatsächliche Dauerfestigkeit für den unverzinkten Zustand wohlmöglich tiefer und damit auch der zu errechnende Wert der Dauerfestigkeit für feuerverzinkte Proben.

2. Serie Fn (vgl. Bild 3.42):

Bei der Serie Fn gibt es ebenfalls Brüche unverzinkter Proben unter 1.000.000 Lastwechseln mit einer Beanspruchung unterhalb der ermittelten Dauerfestigkeit. Außerdem ist die Ermittlung der tatsächlichen Zinkschichtdicke an der maßgebenden Stelle, nämlich am Übergang vom Grundmaterial zur Schweißnaht, nur schwer zu erfassen. Örtlich dickere Schichten sind nicht auszuschließen.

ßen. In die Berechnungsformel wurde ein mittlerer Messwert auf der Schweißnaht eingesetzt, der durchaus niedriger als der örtliche Maximalwert sein kann.

3. Serie  $Fq$  (vgl. Bild 3.43):

Bei der Serie  $Fq$  war keine ausgeprägte Dauerfestigkeit nach der statistischen Auswertung erkennbar. Sie wurde nur abgeschätzt anhand von Proben, die nach mehreren Millionen Lastwechseln nicht gebrochen waren. Allerdings ist es auch möglich, dass die tatsächliche Dauerfestigkeit niedriger ist und Brüche auch oberhalb von 10.000.000 Lastwechseln eingetreten wären. Ebenfalls war bei diesen Proben die exakte Bestimmung der Zinkschichtdicke an der maßgebenden Stelle (Übergang Grundmaterial-Schweißnaht) nicht möglich.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass bei eindeutiger Feststellung der Dauerfestigkeit und der Möglichkeit der Bestimmung der exakten Schichtdicke an den maßgebenden Stellen die Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen gut übereinstimmen. Für eine generelle Validierung und evtl. Erweiterung bzw. Modifizierung der Formel sind jedoch weitere Versuche, auch an weiteren Details mit größerer Kerbwirkung, erforderlich.

### 6.3 Berechnung der Zeitfestigkeit feuerverzinkter Bauteile

Mit der o.g. Formel (6.5) kann die Dauerfestigkeit bestimmt werden. Setzt man allerdings  $\alpha_5$  nicht zu 1, so kann man theoretisch auch die äquivalente Beanspruchung  $\Delta\sigma_{e,z}$  für jede Zugschwellbeanspruchung mit Oberspannungen zwischen  $R_{eH}$  und  $\Delta\sigma_D$ , also im Zeitfestigkeitsbereich, errechnen.

$$\Delta\sigma_{e,z} = \Delta\sigma \cdot \frac{1}{k_{e,z}} = \Delta\sigma \cdot \frac{1}{1 + 0,25 \cdot k_{FAT} \cdot \alpha_t \cdot \alpha_s} \quad (6.6)$$

Bei größerer Oberspannung  $\sigma_o$  wird  $\alpha_5$  kleiner und falls die Oberspannung gleich der oberen Streckgrenze  $R_{eH}$  ist, ist  $\alpha_5 = 0$ . Somit ist keine Abminderung vorzunehmen, da der Faktor  $k_z$  in diesem Falle gleich eins ist. Dies entspricht auch den Beobachtungen aus den Versuchen, wonach bei großen Oberspannungen nahe der Streckgrenze die Ergebnisse der feuerverzinkten Proben im Streubereich der unverzinkten Proben lagen.

Im Folgenden ist nun bei der Handrechnung besondere Vorsicht geboten. Das Dauerfestigkeitsniveau und der Schnittpunkt der Wöhlerlinie mit der oberen Streckgrenze  $R_{eH}$  sind zwar bekannt, allerdings muss zur Bestimmung der Zeitfestigkeit auch die Schwingspielanzahl  $N$  bekannt sein, wo die Zeitfestigkeitsgerade in die horizontale Dauerfestigkeit abknickt. Dadurch wird auch die reale Steigung der Zeit-



festigkeitskurve bestimmt, die in den Versuchen durchaus variierte. Der reale Abknickpunkt von der Zeitfestigkeitsgeraden zur horizontal verlaufenden Dauerfestigkeitsgeraden kann aber mit dieser Handrechnung nicht ermittelt werden.

Nun kann man stark vereinfachend und als sehr grobe Näherung hierfür die Lastwechselzahl des als bekannt vorausgesetzten Abknickpunkts der unverzinkten Proben angesetzt werden. So wäre zumindest eine erste Abschätzung der Zeitfestigkeit möglich (vgl. Bild 6.2). An dieser Stelle soll aber nochmals darauf hingewiesen sein, dass dieser Ansatz für die Festlegung des Abknickpunkts weder durch Versuche bestätigt, noch durch einen analytischen Ansatz nachvollzogen werden kann.

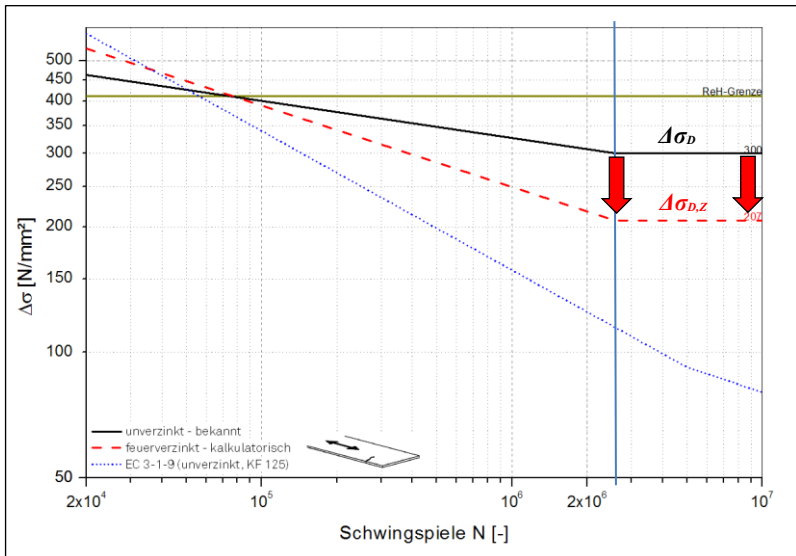


Bild 6.2: Beispiel: kalkulatorisch ermittelte Wöhlerlinie mit Berechnungsformeln

## 6.4 Bestimmung des Kerbfalls feuerverzinkter Details

Da die Bemessung nach Eurocodes sich nicht an der realen Dauerfestigkeit orientiert, sondern an der Einstufung eines Details in Kerbfälle, ist die oben entwickelte Formel zur Berechnung der Dauerfestigkeit und der daraus abgeleiteten Zeitfestigkeitskurve nicht ausreichend. Die reale Dauerfestigkeit liegt zumeist wesentlich höher als die durch die Bemessungskurven nach DIN EN 1993-1-9 [149] angegebenen Werte (vgl. Bild 6.2).

Nach Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit des feuerverzinkten Details durch Abminderung der Zeit- und Dauerfestigkeit nach Kap. 6.2 und 6.3 gibt es zwei Möglichkeiten der Bestimmung des Kerbfalls. Hierbei wird in zwei Fälle unterschieden:

1. Selbst nach der Abminderung der Dauerfestigkeit befindet sich die Wöhlerlinie für den verzinkten Zustand noch oberhalb der Kerbfall-spezifischen Wöhlerlinie nach Eurocode. Dies bedeutet, dass keine Abminderung des Kerbfalls erforderlich ist (Bild 6.3). Dies ist beispielsweise bei dünnen Zinkschichten oder großen geometrischen Kerben zu erwarten, vgl. Gl. (6.5).

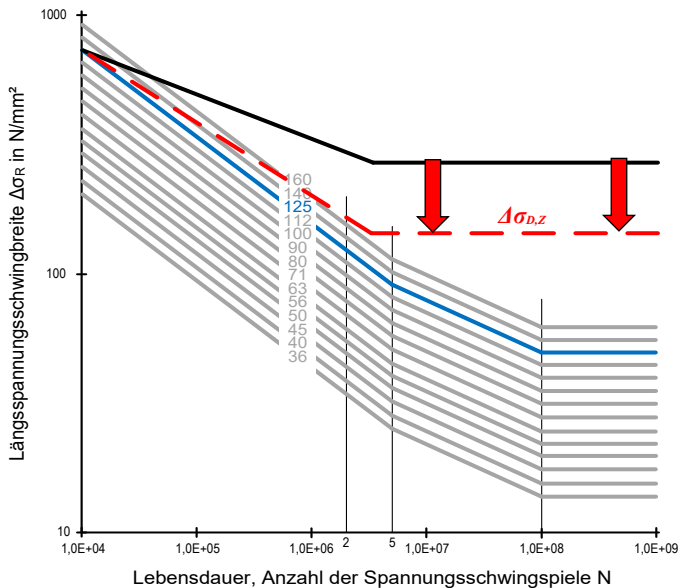


Bild 6.3: Fall 1: Dauerfestigkeit verzinkte Ausführung oberhalb von Eurocode-Bemessungskurve

2. Die Abminderung der Dauerfestigkeit ist so groß, dass die Wöhlerlinie für den verzinkten Zustand teilweise unter die Kerbfall-spezifische Wöhlerlinie nach Eurocode rutscht. In diesem Falle muss ein tieferer Kerbfall mit Wöhlerlinie an allen Stellen unter der berechneten Kurve gewählt werden (Bild 6.4).

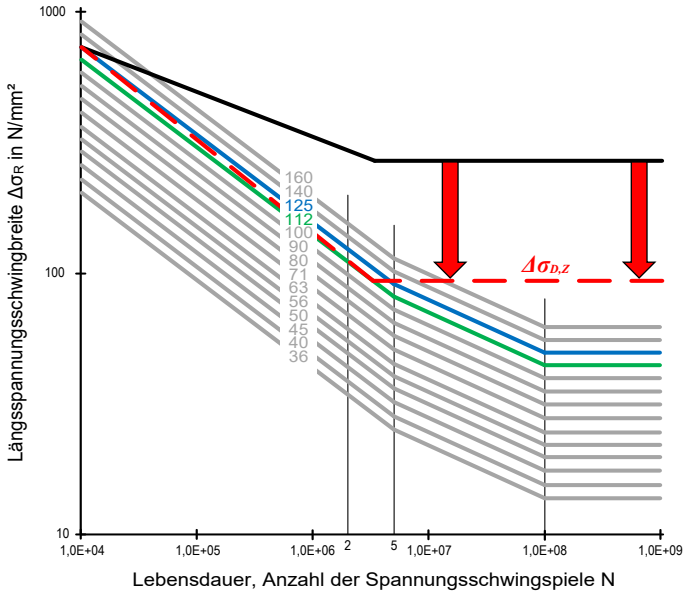


Bild 6.4: Fall 2: Dauerfestigkeit verzinkte Ausführung unterhalb von Eurocode-Bemessungskurve führt zur Abminderung des Kerbfalls

Beide Fälle konnten bei den vergleichenden Versuchen beobachtet werden. Ein Beispiel für Fall 1 sind die Flachzugproben mit aufgeschweißter Quersteife (vgl. Bild 3.43, S. 85). Ein Beispiel für Fall 2 sind die Zugproben mit Stumpfstoß und Nahtüberhöhung (vgl. Bild 3.42, S. 84). Letzterer Fall kann leicht bei schwacher Ausprägung einer geometrischen Kerbe und gleichzeitig großer Zinkschichtdicke auftreten.

An dieser Stelle wird deutlich, dass die Lage des Abknickpunkts und damit die reale Steigung der Zeitfestigkeitskurve entscheidenden Einfluss auf die Bestimmung des Kerbfalls nehmen können. Da die Lage des Abknickpunkts aber nur abgeschätzt ist, ist die Aussagekraft der in dieser Methode ermittelten Kerbfälle nur vage und sollte durch Versuche entsprechend abgesichert werden.

## 6.5 Bedeutung für die Bemessung nach Eurocode

Wie in Kapitel 6.2.2 gezeigt, ist eine Abschätzung der Dauerfestigkeit mithilfe der hergeleiteten Handrechenformeln und bei vollständig bekannten Ermüdungsverhalten im unverzinkten Zustand mit den zugehörigen Materialparametern sowie der exakten Zinkschichtdicke am betrachteten Kerbdetail gut möglich. Die Zeitfes-

tigkeit lässt sich allerdings nur grob mit einigen Unsicherheiten abschätzen. Letztere ist jedoch für die Bemessung im Bauwesen entscheidend, da die reale Dauerfestigkeit bei der Bemessung nach Eurocode [149] in der Regel keine Rolle spielt.

Der planende Ingenieur muss sich daher bei Anwendung der in dieser Arbeit in den vorangegangenen Kapiteln hergeleiteten Handrechnung bewusst sein, dass diese nur eine grobe Einordnung des zu erwartenden Ermüdungsverhaltens sein kann. Für die Anwendung bei verzinkten Bauteildetails, die nicht in der Kerbfalltabelle (Tabelle 4.1) aufgeführten sind, bietet diese Handrechnung weder eine statistisch abgesicherte Methode für einen Nachweis gegen Werkstoffermüdung, noch beruht sie auf – nach Meinung des Verfassers notwendigen – Versuchen an weiteren Kerbdetails. Um das Anwendungsspektrum sicher zu erweitern, sollten in zukünftiger Forschung weitere Details, mit stärkerer geometrischer Kerbwirkung untersucht werden. Wichtig ist es dabei, das volle Spektrum möglicher Oberlasten zwischen Fließgrenze und Dauerfestigkeit auszunutzen.

Leider liegen zudem häufig die exakten Daten zum Ermüdungsverhalten des zu verwendenden Werkstoffs gar nicht oder nur unvollständig vor. Insbesondere Versuchsdaten mit großen Spannungsschwingbreiten und/oder im realen Dauerfestigkeitsbereich fehlen oft. Dies macht die kalkulatorische Abschätzung des Verhaltens im verzinkten Zustand noch schwieriger.

Für die Bemessung nach Eurocode empfiehlt sich daher eine pauschale Abminderung um einen Kerbfall gegenüber der normierten Kerbgruppen, insofern das Detail nicht in Tabelle 4.1 erfasst ist. Dieses Erfordernis war nach Experimenten, insbesondere bei größeren geometrischen Kerbwirkungen, zwar nicht immer vorhanden, aber nach den bisherigen Beobachtungen war die maximale erforderliche Abminderung gleich einem Kerbfall und stellt daher einen pragmatischen Ansatz dar. Beispielsweise keine Abminderung war bei eingeschweißten Quersteifen in Walzprofilen notwendig (vgl. [149] und Tabelle 4.1). Es sollte jedoch darauf geachtet werden, dass die tatsächlichen Zinkschichten nicht die üblichen Dicken signifikant überschreiten, da dies zu größeren Abminderungen der Ermüdungsfestigkeit führen kann (vgl. Kap. 5.4.4).

Dennoch können auch bei Bemessung nach Eurocode die hergeleiteten Formeln (6.5) und (6.6) von großem Nutzen sein. Insbesondere bei bereits aus Versuchen bekanntem Ermüdungsverhalten verzinkter Details können mit den o.g. Formeln von den Versuchsprobekörpern abweichende Einflussfaktoren in ihrer Auswirkung beurteilt werden. So kann beispielsweise die Auswirkung größerer Zinkschichtdicken am realen Bauteil im Verhältnis zu den gemessenen Werten in den Versuchen berechnet werden. Entscheidend ist hierbei die effektive Zinkschichtdicke am kritischen Detail und nicht die mittlere Schichtdicke am Bauteil.

## **7 Auswirkungen der veränderten Ermüdungsfestigkeit auf die Wirtschaftlichkeit**

### **7.1 Anpassung der Profilgrößen**

#### **7.1.1 Studie zur Bemessung feuerverzinkter Walzprofile für Verbundbrücken**

Zur Ermittlung des Einflusses der abgeminderten Ermüdungsfestigkeit auf die Dimensionierung der Stahlprofile wurde eine umfangreiche Parameterstudie [105] anhand von Straßenbrücken-Regelquerschnitten bei ein- und zweifeldrigen Brücken mit unterschiedlichen Spannweiten zwischen 15 und 40 m und unter Verwendung von handelsüblichen Walzprofilen in den Stahlgüten S355 und S460 durchgeführt.

Durch den Einfluss der Feuerverzinkung auf die Abmessung der Stahlträger beträgt die maximale Spannweite der Träger in der Regel 16-18 m. Bedingt durch diese Einschränkung ist der Träger bei Spannweiten über 18 m in jedem Fall zu stoßen. Die Stoßstelle ist unter dem Aspekt der statischen Beanspruchung, des ermüdungsrelevanten Einflusses, aber auch hinsichtlich Wartung oder optischer Aspekte möglichst günstig zu wählen.

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse zusammengefasst, wie sich die in den vorangegangenen Kapiteln ermittelten, abgeminderten Ermüdungsfestigkeiten auf die Bemessung von Straßen-Verbundbrücken auswirken und ob signifikante Veränderungen der Querschnittsabmessung gegenüber Stahlträgern mit organisch beschichteten Stahlträger erforderlich sind. Hierzu wurden anhand von Vergleichsrechnungen drei verschiedenen Regelquerschnitten (RQ 7,5, RQ 10,5 und RQ 15,5) mit unterschiedlichen Verkehrsbelastungen untersucht. Für die Berechnung wurde das frei verfügbare Programm "*ACOBRI, ArcelorMittal Composite Bridge Predesign (v.4.03)*" [179] verwendet.

#### **7.1.2 Parameter für die Vergleichsrechnungen**

In Deutschland sind vorwiegend drei typische Regelquerschnitte (RQ) zu finden. Dabei handelt es sich um den RQ 7,5 Wirtschaftsweg, RQ 10,5 Bundesstraße und RQ 15,5 Autobahn. Beispiele sind in den folgenden Bildern dargestellt.

## 7 Auswirkungen der veränderten Ermüdungsfestigkeit auf die Wirtschaftlichkeit

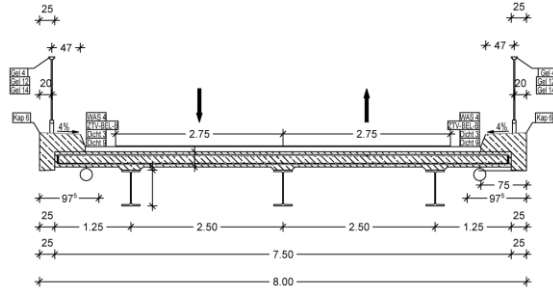


Bild 7.1: RQ 7,5 – Wirtschaftsweg [105]

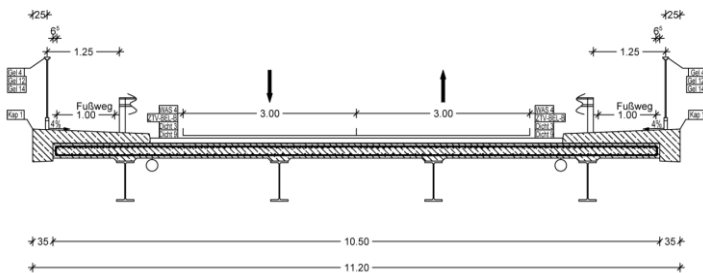
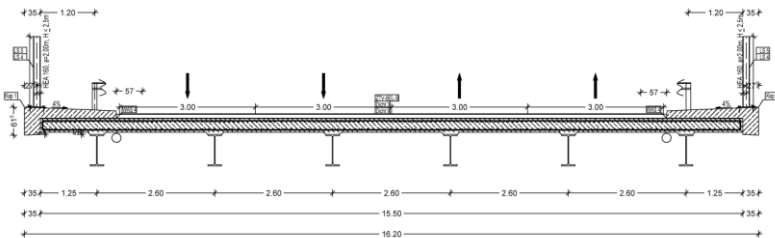


Bild 7.2: RQ 10,5 – Bundesstraße [105]



Autobahn (RQ 15,5)

Bild 7.3: RQ 15,5 – Autobahn [105]

Für die Bestimmung der Ermüdungslastung ist das Ermüdungslastmodell 3 nach DIN EN 1991-2 Abs.4.6.4 [145] verwendet worden. Die Spannweiten wurden variiert in 2-3 m-Schritten von 15 m bis zu maximal 40 m, sowohl für eine einfeldrige Brücke als auch für eine zweifeldrige Brücke, wodurch Brückenlängen zwischen 15 und 80 m in der Studie abgedeckt wurden. Für die Berechnung wurden ausschließlich Walzprofile der Reihen HE/HL verwendet. Die Dicke der Betonplatte sowie die Bewehrung der Betonplatte wurden an die jeweiligen Spannweiten angepasst, so

dass eine möglichst hohe statische Ausnutzung erreicht wurde. Der Wert der Plattendicke liegt im Bereich von praxisüblichen 25 bis 35 cm. Der Bewehrungsgrad für die Längsbewehrung war gemäß ZTV-ING [133] auf maximal 3 Prozent des Betonquerschnitts beschränkt. Neben der Spannweite wurde auch die Stahlgüte zwischen S355 und S460 variiert. Als Beton wurde einheitlich C35/40 und für den Betonstahl BSt500 angenommen.

Die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen werden im Folgenden für Einfeld- und Zweifeldbrücken getrennt in Form des jeweiligen Gewichts pro Meter Profillänge einander gegenübergestellt.

### 7.1.3 Ergebnisse Einfeldbrücken

Für Einfeld-Wirtschaftswegbrücken mit dem Regelquerschnitt RQ 7,5 ergeben sich unter Verwendung eines S355 keinerlei notwendige Änderungen (Bild 7.4). Dies ist auf die geringere Relevanz der Ermüdung bei diesem Brückentyp zurückzuführen.

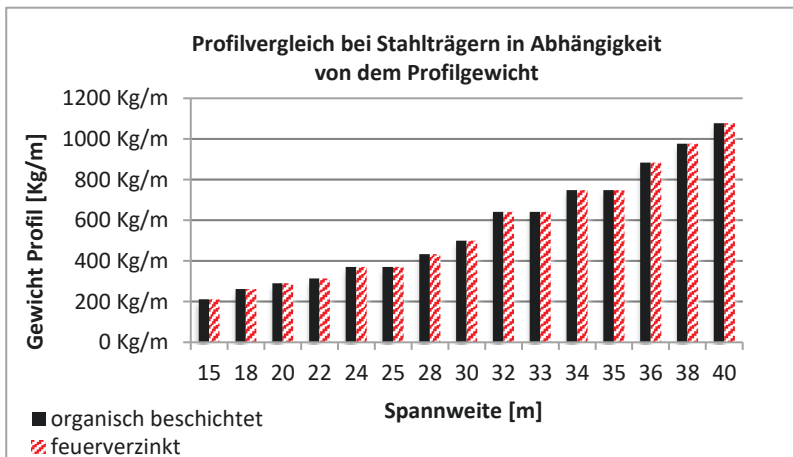


Bild 7.4: Profilvergleich RQ 7,5 – Wirtschaftsweg, Einfeldbrücke S355 [105]

Bei Verwendung der Stahlgüte S460 sind kleinere Profile unter Anstreben eines hohen Ausnutzungsgrads für den statischen Nachweis möglich. Da die Ermüdungsbeanspruchbarkeit beim normativen Nachweis jedoch genauso groß ist wie bei einer Stahlgüte S355, ist hierbei der Ausnutzungsgrad höher und wird bei geringeren Spannweiten auch maßgebend (Bild 7.5). Mit zunehmender Spannweite ist der einzufügende Stoß der Grund für eine notwendige Querschnittserhöhung. Besonders deutlich wird dies bei der Spannweite von 25 m. Dort wurde die Lage des Stoßes in

Feldmitte angenommen, dadurch fällt die Querschnittsvergrößerung dort höher aus als bei den vorherigen Spannweiten.

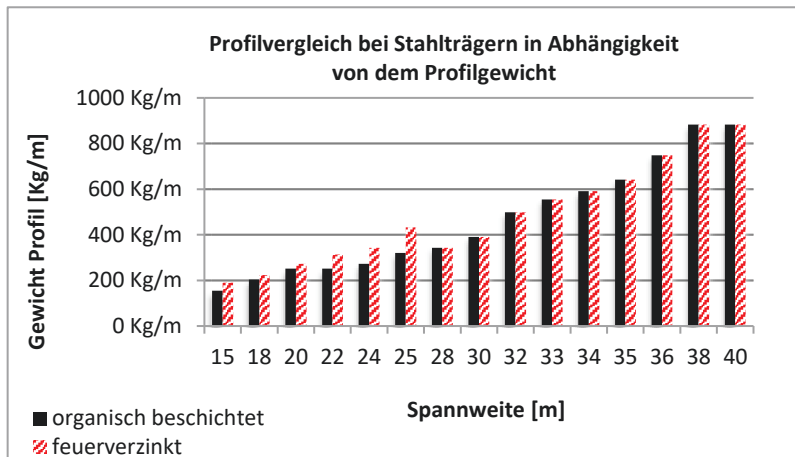


Bild 7.5: Profilvergleich RQ 7,5 – Wirtschaftsweg, Einfeldbrücke S460 [105]

Bei den Regelquerschnitten RQ 10,5 (Bundesstraße) und RQ 15,5 (Autobahn) waren sowohl bei der Stahlgüte S355 als auch bei S460 keinerlei Veränderungen erforderlich.

## 7.1.4 Zweifeldbrücke

### 7.1.4.1 Wirtschaftsweg

Bei Zweifeldbrücken wird die Ermüdung ebenfalls mehr bei geringen Spannweiten entscheidend für die Querschnittswahl. Bei der Studie [105] wurde immer von einer symmetrischen Aufteilung der zwei Felder ausgegangen, so dass eine Feldlänge der halben Brückenlänge entspricht. Die Ergebnisse für den Vergleich unverzinkt-feuerverzinkt für die Stahlgüte S355 sind in Tabelle 7.1 und Bild 7.6 gegenübergestellt. Zu erkennen ist, dass die Einführung eines Stoßes, der bedingt durch die begrenzten Zinkbadlängen erforderlich ist, zu einer Querschnittsvergrößerung führen kann. Dies ist bei Spannweiten zwischen 20 und 25 Metern der Fall. Für die darunter liegenden Spannweiten ist die Abminderung des Kerbfalls für den Grundwerkstoff maßgebend für die erforderliche Querschnittsvergrößerung.



Tabelle 7.1: Spannweiten mit Querschnittserhöhung durch Feuerverzinkung, Wirtschaftsweg RQ 7,5 Zweifeldbrücke S355 [105]

Brückenlänge [m]	Spannweite [m]	Profilgewicht [kg/m]	Stoß bei: [m]	Maßgebende Stelle / Grund für Querschnittsänderung
30	15	212		Abminderung Kerbfall Grundmaterial
36	18	262		Abminderung Kerbfall Grundmaterial
40	20	291	16	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
44	22	314	16	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
48	24	349	16	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
50	25	371	16	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall

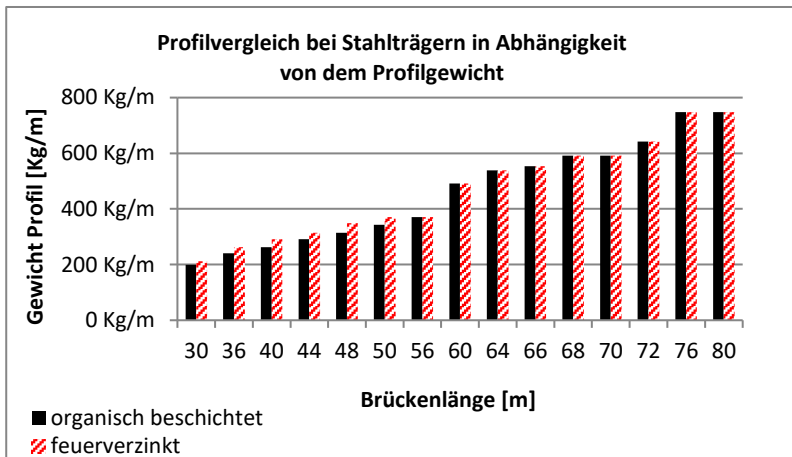


Bild 7.6: Profilvergleich RQ 7,5 – Wirtschaftsweg, Zweifeldbrücke S355 [105]

Bei Verwendung von S460 ist auch bei größeren Spannweiten eine Querschnittsvergrößerung notwendig, allerdings vorwiegend begründet durch den erforderlichen Stoß und der dort geringeren Ermüdungsfestigkeit gegenüber dem ungekehrten Grundmaterial. Die Spannweiten mit Veränderungen und Gegenüberstellung zum unverzinkten Zustand können Tabelle 7.2 und Bild 7.7 entnommen werden.

7 Auswirkungen der veränderten Ermüdungsfestigkeit auf die Wirtschaftlichkeit

Tabelle 7.2: Spannweiten mit Querschnittserhöhung durch Feuerverzinkung, Wirtschaftsweg RQ 7,5 Zweifeldbrücke S460 [105]

Brückenlänge [m]	Spannweite [m]	Profilgewicht [kg/m]	Stoß bei: [m]		Maßgebende Stelle / Grund für Querschnittsänderung
30	15	204			Abminderung Kerbfall Grundmaterial
36	18	252			Abminderung Kerbfall Grundmaterial
40	20	252	16		Abminderung Kerbfall Grundmaterial und Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
44	22	314	16		Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
48	24	349	16		Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
50	25	371	16		Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
56	28	371	6	22	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
60	30	390	7	23	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
64	32	499	8	24	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
66	33	499	9	25	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
68	34	499	9	25	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
70	35	499	10	26	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
72	36	591	10	26	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall

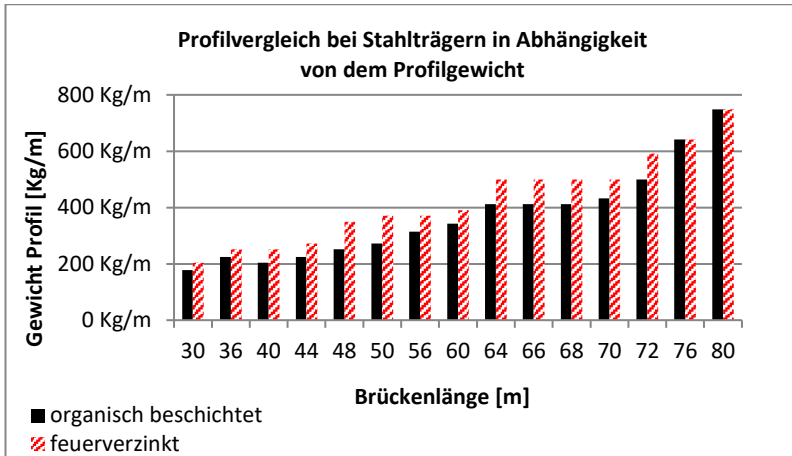


Bild 7.7: Profilvergleich RQ 7,5 – Wirtschaftsweg, Zweifeldbrücke S460 [105]

#### 7.1.4.2 Bundesstraße

Die Auswertung der Ergebnisse zum Regelquerschnitt RQ 10,5 zeigt, dass die Feuerverzinkung bei der Stahlgüte S355 keinen Einfluss auf die Dimensionierung der Brücken nimmt. Bei Verwendung von S460 ist eine Querschnittserhöhung bei Spannweiten zwischen 15 und 25 Metern erforderlich (Tabelle 7.3 und Bild 7.8)

Tabelle 7.3: Spannweiten mit Querschnittserhöhung durch Feuerverzinkung, Bundesstraße RQ 10,5 Zweifeldbrücke S460 [105]

Brückenlänge [m]	Spannweite [m]	Profilgewicht [kg/m]	Stoß bei: [m]	Maßgebende Stelle / Grund für Querschnittsänderung
30	15	166		Abminderung Kerbfall Grundmaterial
36	18	212		Abminderung Kerbfall Grundmaterial
40	20	224	16	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
44	22	252	16	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
48	24	272	16	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
50	25	272	16	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall

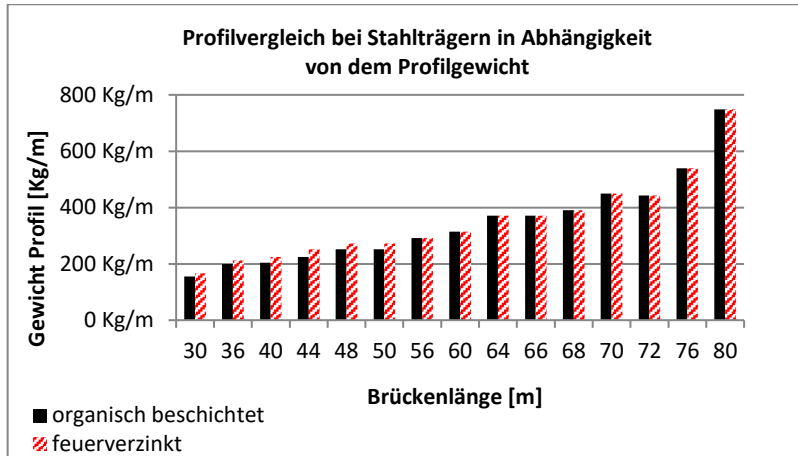


Bild 7.8: Profilvergleich RQ 10,5 – Bundesstraße Zweifeldbrücke S460 [105]

#### 7.1.4.3 Autobahn

Auch beim Regelquerschnitt RQ 15,5 wurde keine Veränderung für Profile der Stahlgüte S355 erforderlich. Ähnlich wie bei den Bundesstraßen sind auch für Autobahnbrücken Veränderungen bei den Spannweiten 15 bis 25 Metern erforderlich (Tabelle 7.4 und Bild 7.9).

Tabelle 7.4: Spannweiten mit Querschnittserhöhung durch Feuerverzinkung, Autobahn RQ 15,5 Zweifeldbrücke S460 [105]

Brückenlänge [m]	Spannweite [m]	Profilgewicht [kg/m]	Stoß bei: [m]	Maßgebende Stelle / Grund für Querschnittsänderung
30	15	190		Abminderung Kerbfall Grundmaterial
36	18	190		Abminderung Kerbfall Grundmaterial
40	20	224	16	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
44	22	252	16	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
48	24	272	16	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall
50	25	314	16	Einfügung Stoß, dadurch schlechterer Kerbfall

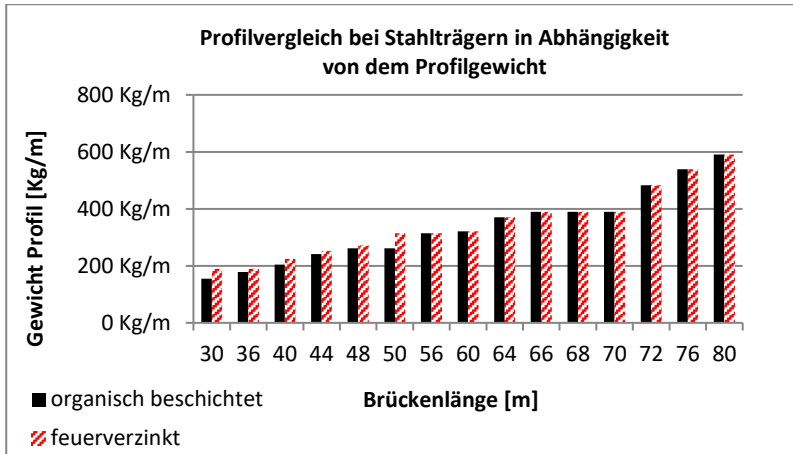


Bild 7.9: Profilvergleich RQ 15,5 – Autobahn Zweifeldbrücke S460 [105]

### 7.1.5 Fazit

Die Ergebnisse der Vergleichsberechnung zeigen, dass die Ermüdung bei geringeren Spannweiten einen relevanteren Einfluss besitzt als bei größeren Spannweiten. Quantifiziert wurde der Einfluss der abgeminderten Ermüdungsfestigkeit durch eine Gegenüberstellung der erforderlichen Profilgewichte.

Obwohl die drei untersuchten Straßenquerschnitte durch ihre unterschiedlichen statischen sowie zyklische Einwirkungen untereinander nicht vergleichbar sind, konnte das Phänomen der erforderlichen Profilvergrößerung bei kleineren Spannweiten bei allen Querschnitten festgestellt werden. Entgegen einer eventuellen Erwartung konnte jedoch nicht festgestellt werden, dass die Ermüdung bei einer Autobahn den größten Einfluss besitzt. Ihr Einfluss ist vielmehr bei der Bemessung des Wirtschaftswegs am deutlichsten. Die Gründe hierfür liegen zum einem im Verhältnis zwischen statischer und zyklischer Belastung aus dem Verkehrsaufkommen, zum anderen aus der Lage des Fahrstreifens zum Brückenrand, der beim Regelquerschnitt RQ 7,5 geringer als bei den Bundesstraßen oder Autobahnen ist.

Für die Vergrößerung der Profile ist jedoch nicht nur die schlechtere Ermüdungsfestigkeit des Werkstoffs allein verantwortlich. Bei kurzen Spannweiten zwischen 15 und 20 Metern ist bei Wirtschaftswegen zwar das Werkstoffverhalten verantwortlich, bei größeren Spannweiten bis 28 m ist jedoch insbesondere bei Autobahnen und Bundesstraßen der Stoß für eine Erhöhung verantwortlich. Der Kerbfall eines Stoßes ist prinzipiell schlechter als der für die gewalzte Kante und durch eine weitere Abminderung des Kerbfalls wird eine Querschnittserhöhung notwendig. Die Lage des Stoßes spielt dabei eine relevante Rolle. Eine exzentrische Anordnung

unter Berücksichtigung einer geringeren Ausnutzung ist vorteilhaft. Würde der notwendige Stoß in Feldmitte angeordnet, wären ggf. weitere Profilvergrößerungen notwendig. Prinzipiell ist der Stoß als geschraubter Laschenstoß und als geschweißter Stumpfstoß ausführbar.

Eine Betrachtung der Kerbdetails an den Auflagern für z.B. die Ausführung von Betonquerträgern, die gegenüber dem Stoß einen schlechteren Kerbfall besitzen, hatte keine Auswirkung auf die Dimensionierung der Stahlträger.

Ein weiteres Kriterium stellt die Stahlgüte dar. S460 besitzt gegenüber S355 eine höhere Festigkeit, wodurch kleinere Profile hinsichtlich der statischen Maximalbelastung gewählt werden können. Die normative Ermüdungsfestigkeit [149] ist jedoch bei beiden Stahlgüten gleich. Durch die Wahl kleinerer Querschnitt bei gleicher Ermüdungsbelastung führt dies bereits im unverzinkten Zustand zu höheren Ausnutzungsgraden im Nachweis gegen Werkstoffermüdung. Bei zusätzlicher Abminderung des Widerstands gegen Ermüdung durch die Feuerverzinkung führt dies auch bei größeren Spannweiten zum Erfordernis größerer Profile. Dadurch verliert S460 häufiger seine Vorzüge von kleineren Profilen mit weniger Bauhöhe, so dass ähnlich oder gleich große Profile wie bei Verwendung von S355 gewählt werden müssen.

Das Gesamtergebnis zeigt, dass zum Teil moderate Anpassungen der Profile bei Straßen-Verbundbrücken erforderlich sein können, vor allem bei kleineren Spannweiten. Auch die prozessbedingt notwendigen Stöße in den Längsträgern führen häufig zu einer Vergrößerung der Profile. Diese Einflüsse der Vergrößerung und Einfügung von Stößen werden im folgenden Kapitel im Hinblick der Wirtschaftlichkeit betrachtet.

## **7.2 Exemplarische Kostenvergleiche**

### **7.2.1 Vorbemerkungen**

Zum Zwecke einer Einschätzung der Auswirkungen verminderter Ermüdungsfestigkeiten und zusätzlich erforderlicher Stöße im Längstragsystem auf die Wirtschaftlichkeit wurden mehrere Vergleichsrechnungen durchgeführt [85; 105; 129]. Dabei wurden zum Teil nur die Erstinvestitionskosten oder die Lebenszykluskosten, zum Teil aber auch die Gesamtkosten über den Lebenszyklus betrachtet.

Nachfolgend werden die wichtigsten Ergebnisse aus den Studien zusammenfassend dargestellt und ein kurzes Fazit aus den einzelnen Ergebnissen gezogen. Dabei soll es nicht um eine absolute Preisdifferenz zwischen zwei oder mehreren Lösungen gehen, sondern um eine tendenzielle Abschätzung, ob und wann sich die Feuerverzinkung als Korrosionsschutz für Brücken wirtschaftlich lohnen kann. Da Her-

stellungs- und Wartungskosten stark von den örtlichen Randbedingungen des Bauwerks und von der aktuellen Marktsituation abhängig sind, können die Ergebnisse auch nur Richtwerte als Momentaufnahme darstellen. Bei den folgenden Überlegungen mussten Bedingungen festgelegt werden, die teilweise signifikanten Einfluss auf die Gesamtkosten haben können. Falls die projektspezifischen Randbedingungen stark abweichend sind, sollte eine projektbezogene Kalkulation der zur Verfügung stehenden Varianten zur Beurteilung der Wirtschaftlichkeit durchgeführt werden.

### **7.2.2 Randbedingungen**

Grundlage der Kostenrechnungen und -vergleiche waren grundsätzlich Straßenbrücken mit unterschiedlichen Spannweiten und Verkehrsbelastungen. Ein wesentlicher Beitrag der Kalkulationen wurde im Rahmen der Studie [105] zur Analyse der Auswirkungen der verminderter Ermüdungsfestigkeiten auf die Dimensionierung durchgeführt. Aber auch in [60; 85; 129] wurden Vergleiche angestellt.

Mit Ausnahme von [60] wurde bei Betrachtung der Lebenszykluskosten immer davon ausgegangen, dass der jährliche Zinkabtrag mit zunehmender Standzeit des Bauwerks degressiv verläuft (vgl. Kap. 2.5.4) und eine Zinkschichtdicke von 200 µm für eine mindestens 80-jährige Korrosionsschutzdauer ausreichend ist. In [60] wurde von ein konservativerer Ansatz gewählt und ein linearer Abtrag über die komplette Standzeit angenommen. Aus diesem Grund wurde hier u.a. auch mit einer Zinkschichtdicke von 300 µm kalkuliert.

Bei den wirtschaftlichen Vergleichen wurden nur die Einzelkosten für den Korrosionsschutz bzw. für damit in direktem Zusammenhang stehende Kosten herangezogen. Beispielsweise die allgemeine Baustelleneinrichtung, Erdarbeiten, Betonierarbeiten, Fahrbahnübergänge und Ausbau sind bei den Ausführungen identisch und daher kostenneutral und nicht in den Kalkulationen berücksichtigt.

Folgende Annahmen wurden für die Vergleichsrechnungen getroffen:

- Die zu verzinkenden Teile haben eine maximale Einzellänge von 16 m
- Sämtliche durch LKW zurückzulegende Transportwege wurden einheitlich mit 200 km angenommen. Das gilt für den Weg vom Stahlbauunternehmen zum Verzinkungsbetrieb, sowie vom Werk zur Baustelle. Bei der Verzinkung fiel deshalb mindestens ein zusätzlicher Transportweg im Vergleich zur konventionellen Ausführung mit einer organischen Beschichtung an.
- Die maximale Beladung eines LKW beträgt 26 t.

- Es wurde sowohl die Variante der geschraubten Stöße nach dem Feuerverzinken als auch die Möglichkeit des Verschweißens der segmentierten, feuerverzinkten Längsträger untersucht. Beim Verschweißen wurden auch die Kosten der nachträglichen Instandsetzung des Korrosionsschutzes berücksichtigt.
- Beim Verschweißen der Träger nach dem Feuerverzinken wurde zwecks Erleichterung der Einhaltung der geforderten Qualität durch definierte Arbeitsbedingungen in der Regel angenommen, dass sowohl die Schweißarbeiten als auch Aufbringung der Spritzmetallisierung mit entsprechenden Vorarbeiten im Werk geschehen [105]. Dadurch ergibt sich ein weiterer zusätzlicher Transportweg von dem Verzinkungsbetrieb ins Werk zurück. Als Variante wurden bei der Untersuchung einer konkreten Bauaufgabe angenommen, dass diese Arbeiten auf der Baustelle mit entsprechenden Schutzeinhausungen durchzuführen sind [129]. Dadurch kann zwar der weitere Transport eingespart werden, jedoch sind höhere Aufwendungen für die Schutzeinhausungen und eventuell für das Schweißen unter Baustellenbedingungen einzukalkulieren.
- Bei größeren Bauteilen, deren Länge 16 m überschreiten, sind LKW mit Teleskop-Aufliegern erforderlich. In der Regel sind hierfür höhere Transportkosten mit zunehmender Länge zu erwarten. Dies wurde durch eine in 4 Schritten abgestufte Preiserhöhung des Transports von 20 m bis 40 m bis zum Faktor 5,2 des Normalpreises berücksichtigt. Insbesondere bei Bauteillängen über ca. 30 m ist mit erhöhten Kosten durch zusätzliche Polizeibegleitung und verkehrstechnische Maßnahmen zu rechnen. Dies ist jedoch abhängig vom Einzelfall. Bei der Variante der geschraubten Stöße entfällt dieser Längenzuschlag.
- Krankkosten auf der Baustelle sind kostenneutral, da immer der komplette Längsträger (verschraubt oder verschweißt) eingehoben wird.

Die Aufschlüsselung berücksichtigter Kostenarten sind in Tabelle 7.5 bis Tabelle 7.10 aufgeführt und nach Stahlkosten, Transportweg, Korrosionsschutz und Stoß unterteilt.

Bei den Korrosionssystemen werden die Preise unterschiedlich ermittelt. Bei der Feuerverzinkung ermittelt sich dieser nach verzinktem Gesamtgewicht und bei organischen Beschichtungen nach der Oberfläche des Trägers. Dabei weisen die Walzträger bei zunehmendem Gewicht eine verhältnismäßig gleiche Oberfläche auf, was bei großen Spannweiten zu einem schlechteren Verhältnis von Oberfläche zum Gewicht führt. Um diesen Einfluss zu berücksichtigen, wird der Preis der Feuerverzinkung angepasst. Gemäß *bauforumstahl e.V.* [3] lag der Preis für die Feuerverzinkung für schwere Profile 2013 bei 200-240 €/t. Bei etwas leichteren Profilen für



kleinere Brücken wurde daher ein Wert von 240 €/t angesetzt werden. Mit zunehmender Spannweite wurde der Preis auf 200 €/t reduziert.

Der angesetzte Preis für einen Laschenstoß wurde nach einer Recherche unter Stahlbauunternehmen mit einem Durchschnittslohn und einem mittleren Preis für Material und Maschinennutzung zur Lochherstellung kalkuliert. Bei hoher Anzahl von zu bohrenden Löchern ist ein Wiederholungseffekt durch eine Abminderung der Zeit berücksichtigt worden. Aufgrund der zahlreichen unterschiedlichen Laschenstöße wurde vereinfachend mit einem Preis für einen kleinen und einem Preis für einen großen Stoß gerechnet.

Die Bestimmung der Kosten für den Stumpfstoß mit DV-Nähten bei den Profil-Reihen HE 500,550,650,700,800,900,1000 und HL 920,1000,1100 wurde mit einem marktüblichen Preis vorgenommen.

An den Stoßstellen werden zusätzliche Beschichtungsarbeiten erforderlich, die nach der Stückverzinkung aufgebracht werden müssen. Beim geschweißten Stoß ist eine Instandsetzung des Korrosionsschutzes im Bereich des Montagestoßes mit Hilfe einer Spritzverzinkung und anschließender Versiegelung erforderlich. Bei einem geschraubten Laschenstoß ist eine Reibbeiwert-erhöhende Beschichtung auf die Kontaktflächen zwischen Träger und Laschen vorzusehen. Bei beiden Varianten ist eine entsprechende Oberflächenvorbereitung durchzuführen.

In den folgenden Tabellen sind die einzelnen Kostenarten mit Preiseinheit aufgelistet:

*Tabelle 7.5: Kostenarten Grundpreis Stahl*

Stahl	
Pos	Einheit
HE Profile	€/t
HL Profile	€/t

*Tabelle 7.6: Aufschlüsselung Transportkosten*

Transportkosten	
Pos	Einheit
1 LKW bis 26 t (200 km)	€/Fahrt
1 LKW bis 24 t (200 km)	€/Fahrt
1LKW Trägerlänge $20m \leq l < 30m$	€/t
1LKW Trägerlänge $30m \leq l < 35m$	€/t
1LKW Trägerlänge $35m \leq l \leq 40m$	€/t

*Tabelle 7.7: Aufschlüsselung Feuerverzinkung*

Feuerverzinkung	
Pos	Einheit
Feuerverzinkung	€/t
Ausbessern	€/Stk
Fugen schließen	€/Stk

Tabelle 7.8: *Aufschlüsselung organische Beschichtung*

<b>organische Beschichtung</b>	
Pos	Einheit
Fugen schließen	€/Stk
Kantenschutz	€/Stk
Vorbereitung und abkleben	€/Stk
Grundbeschichtung 80 µm	€/m²
1. Zusatzbeschichtung 80 µm	€/m²
2. Zusatzbeschichtung/1.Deckbeschichtung 80 µm	€/m²
2. Deckbeschichtung	€/m²
Ausbesserung pauschal	€/Stk

Tabelle 7.9: *Aufschlüsselung Kosten geschraubter Laschenstoß*

<b>Laschenstoß</b>	
Pos	Einheit
Laschenstoß	€/Stk
<b>Zusätzliche Beschichtung der Kontaktflächen</b>	
Sweepen+Beschichten	€/m²

Tabelle 7.10: *Aufschlüsselung Kosten Schweißstoß*

<b>Schweißstoß</b>	
Pos	Einheit
Schweißstoß	€/Stk
Prüfen der Schweißnaht	€/m
<b>Zusätzliches Beschichten</b>	
Probekörper (pro Bauwerk)	€/Stk
Vorbereiten Entfernen Abdecklack	€/m²
Vorbereitung und Abkleben	€/m²
Sweepen fein	€/m²
Sweepen grop	€/m²
Verzinken	€/m²
Versiegeln des Bereiches	€/m²

### 7.2.3 Ergebnisse

Nachfolgend sind in Bild 7.10 bis Bild 7.13 die Ergebnisse der Kostenvergleiche nach *Stadie* [105] zwischen den Ausführungen „organisch beschichtet“, „feuerverzinkt mit Laschenstoß“ und „feuerverzinkt mit Schweißstoß“ grafisch dargestellt. Exemplarisch sind vier Zweifeldbrücken mit dem Regelquerschnitt RQ 10,5 (Bundesstraße) und der Stahlgüte S355 untersucht worden. Bei den kurzen Brücken mit den Längen 30 m und 36 m ist kein Stoß vorhanden. Ab 40 m ist ein Stoß eingefügt und ab 56 m sind zwei Stöße pro Trägerlinie verbaut.

Alle angegebenen Kostenanteile beziehen sich auf die Gesamtkosten der organischen Beschichtung je Beispiel (= 100%).

## 7.2 Exemplarische Kostenvergleiche

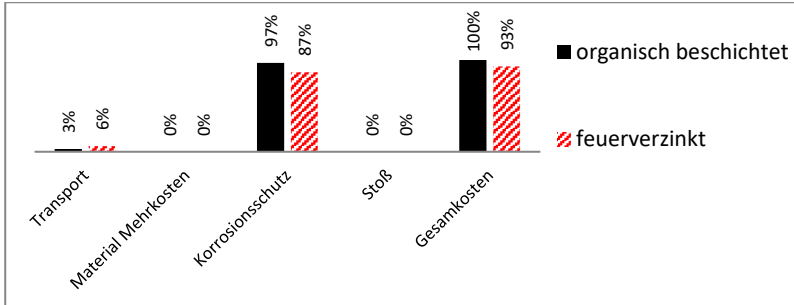


Bild 7.10: Kostenaufschlüsselung: Bundesstraße, RQ 10,5, Zweifeldbrücke, S355, Spannweite 2 x 15 m [105]

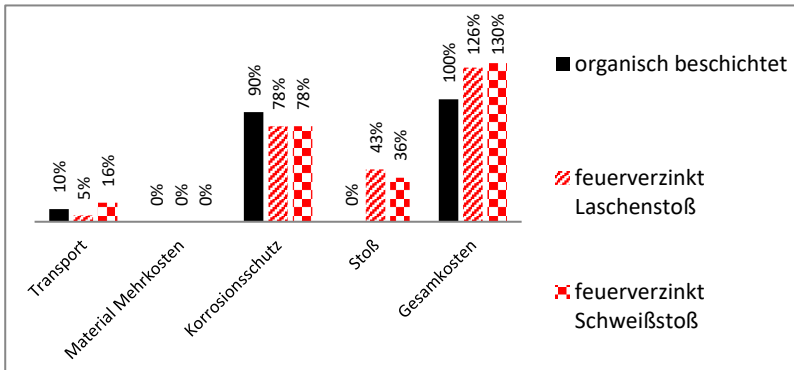


Bild 7.11: Kostenaufschlüsselung: Bundesstraße, RQ 10,5, Zweifeldbrücke, S355, Spannweite 2 x 22 m [105]

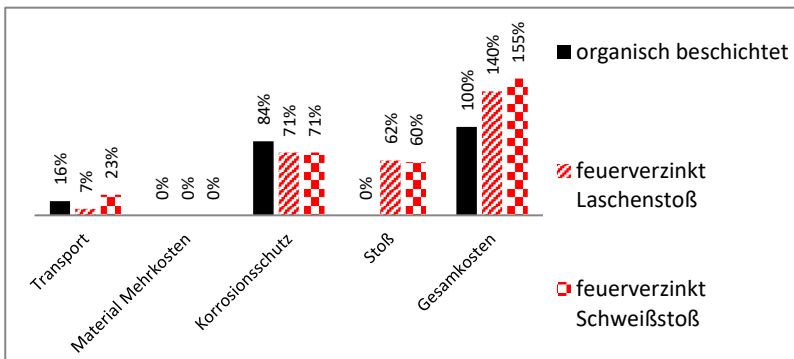


Bild 7.12: Kostenaufschlüsselung: Bundesstraße, RQ 10,5, Zweifeldbrücke, S355, Spannweite 2 x 28 m [105]

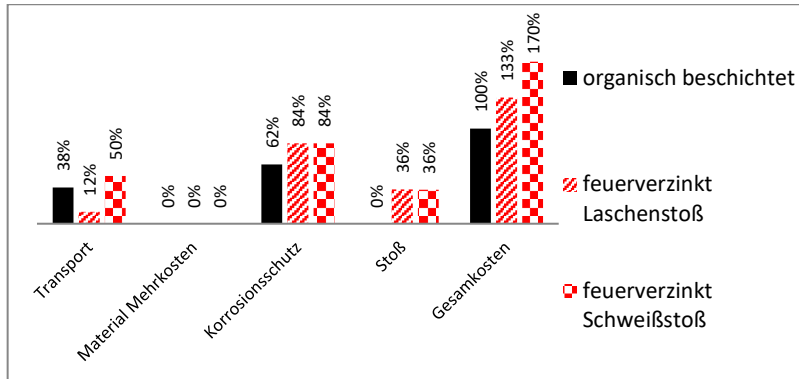


Bild 7.13: Kostenaufschlüsselung: Bundesstraße, RQ 10,5, Zweifeldbrücke, S355, Spannweite 2 x 40 m [105]

Die Auswertung aller untersuchten Brücken zeigte, dass bis zu einer Brückenlänge von 36 m (= 2 x 18 m) trotz erhöhter Transportkosten eine Einsparung gegenüber der organischen Beschichtung vorliegt. Dieser Kostenvorteil kehrt sich um, sobald ein Stoß erforderlich wird, was bei Spannweiten über 18 m der Fall ist. Durch jeden erforderlichen Stoß ergibt sich eine Preissteigerung für die Baumaßnahme. Ebenfalls war zu beobachten, dass der Kostenvorteil der reinen Feuerverzinkung ohne Stöße mit zunehmender Spannweite gegenüber der organischen Beschichtung abnahm. Bei einer Spannweite von ca. 35 m war die Feuerverzinkung in dem Vergleich teurer als die organische Beschichtung (Bild 7.14). Dies liegt vermutlich an dem schlechteren Verhältnis der unterschiedlichen Abrechnungseinheiten Oberfläche und Volumen bzw. Gewicht. Bei Veränderung der Randbedingungen bzw. der Preise für die Verzinkung je Tonne Stahlträger kann dieser Effekt auch verschoben werden.

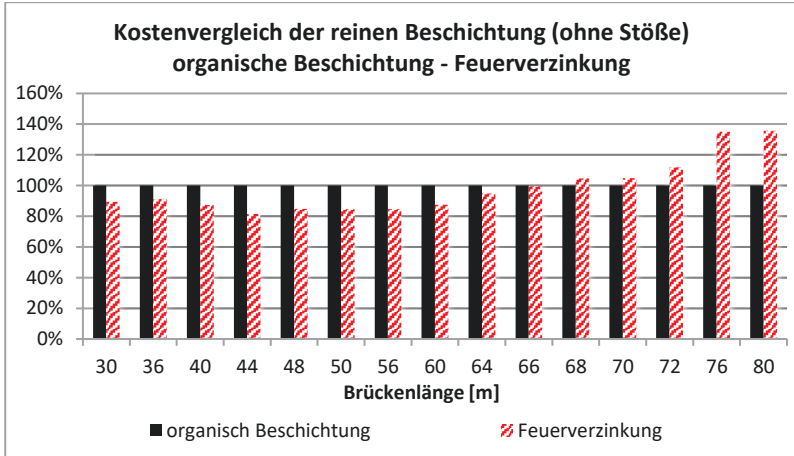


Bild 7.14: Vergleich Kosten der Beschichtung, Bundesstraße RQ 10,5 Zweifeldbrücke S355 (Basis: organische Beschichtung = 100%), Daten aus [105]

Da bei der Verwendung der Stahlgüte S460 aufgrund seiner höheren Festigkeit kleinere Profile gewählt werden können, trat der Kostenvorteil der organischen Beschichtung erst bei einer Spannweite von über 38 m auf (Bild 7.15).

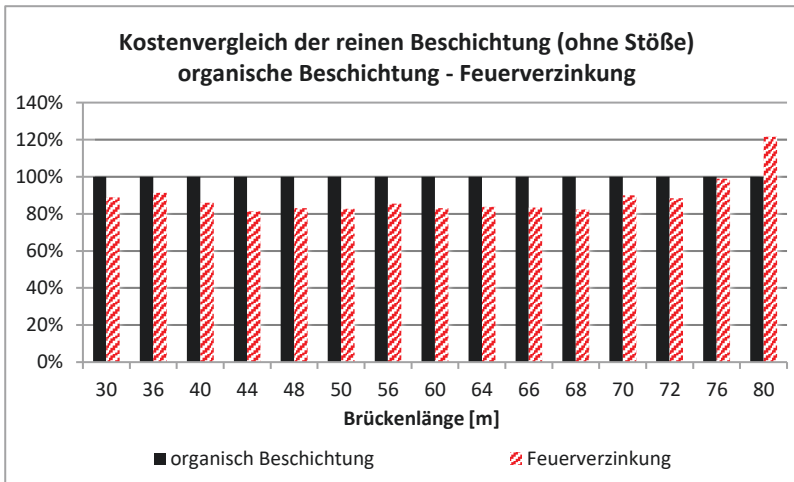


Bild 7.15: Vergleich Kosten der Beschichtung, Bundesstraße RQ 10,5 Zweifeldbrücke S460 (Basis: organische Beschichtung = 100%), Daten aus [105]

#### **7.2.4 Fazit**

Die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung [105] ergab, dass die Feuerverzinkung bei kurzen Spannweiten ein Einsparpotential bereits bei den Herstellungskosten bietet. Bei größeren Spannweiten sind zum Teil leicht höhere Erstinvestitionen erforderlich [105; 129]. Vorteile für Lebenszykluskosten wurden dabei noch nicht berücksichtigt.

Entscheidender Kostenfaktor bei der Herstellung sind die bei der Feuerverzinkung erforderlichen Stöße nach dem Verzinkungsvorgang. Bei Schweißstößen sind aufwändige Nacharbeiten zur Wiederherstellung einer adäquaten Korrosionsschutzschicht im Bereich der Schweißnaht erforderlich. Diese entfallen zwar bei geschraubten Laschenstößen, allerdings sind hierfür die Anarbeitungskosten tendenziell höher und es wird zusätzliches Material für die Laschen benötigt. Die geschraubte Variante bietet jedoch den Vorteil, dass für den Straßentransport übliche Bauteillängen zur Baustelle geschafft werden können und dort anschließend ohne Einbußen beim Korrosionsschutz verschraubt werden können.

Beim Transport der stückverzinkten Längsträgersegmente und anschließender Schweißung auf der Baustelle sind zwar die gleichen Transportkosten wie beim geschraubten Stoß zu erwarten, allerdings muss für den Stoß mit anschließenden, ausbessernden Korrosionsschutzarbeiten eine Schutzeinhausung mit definierten klimatischen Bedingungen vorgesehen werden. Alternativ könnte der Stoß im Werk ausgeführt werden, was allerdings einen zusätzlichen Transport vom Verzinkungsbetrieb zurück zum Stahlbaubetrieb und zudem anschließend – insbesondere bei größeren Spannweiten – einen Transport mit Überlänge zur Baustelle erfordert. Dadurch entstehen wiederum höhere Kosten, die allerdings sehr individuell anfallen und je nach Projekt und Standorten der Baustelle und der Fertigung variieren.

Die Ergebnisse der verschiedenen Brücken wiesen bei der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung qualitativ ein ähnliches Verhalten auf. In Bild 7.16 ist der Kostenvergleich der Varianten „organisch beschichtet“, „feuerverzinkt mit Laschenstoß“, und „feuerverzinkt mit Schweißstoß“ für die den Regelquerschnitt RQ 10,5 (Bundesstraße) als Zweifeldbrücke mit der Stahlgüte S355 dargestellt. Eine Querschnittserhöhung aufgrund der abgeminderten Ermüdungsfestigkeit war hierbei nicht notwendig. Bei den geschweißten Stößen wurde davon ausgegangen, dass sie im Werk ausgeführt werden.

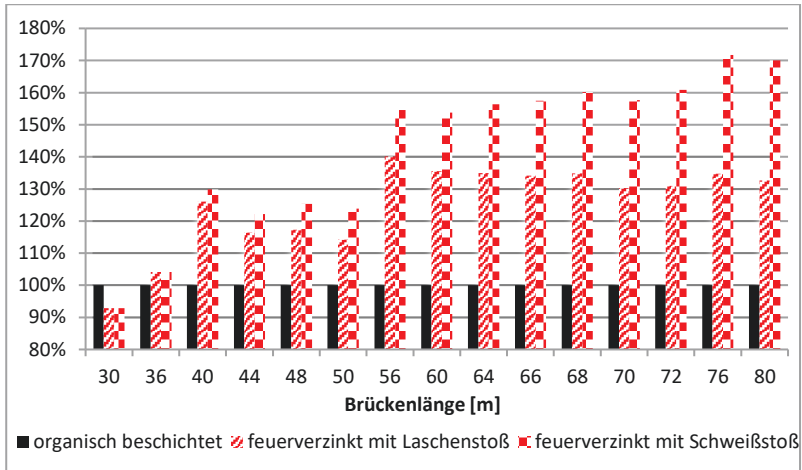


Bild 7.16: Vergleich Herstellungskosten komplette Korrosionsschutzsysteme, Bundesstraße RQ 10,5 Zweifeldbrücke S355 (Basis: organische Beschichtung = 100%), Daten aus [105]

Dagegen sind in Bild 7.17 die Auswertungen für die gleichen Brücken unter Verwendung von S460 dargestellt. Dabei waren Profilvergrößerungen bis zu einer Brückenlänge von 50 m notwendig (vgl. Bild 7.8).

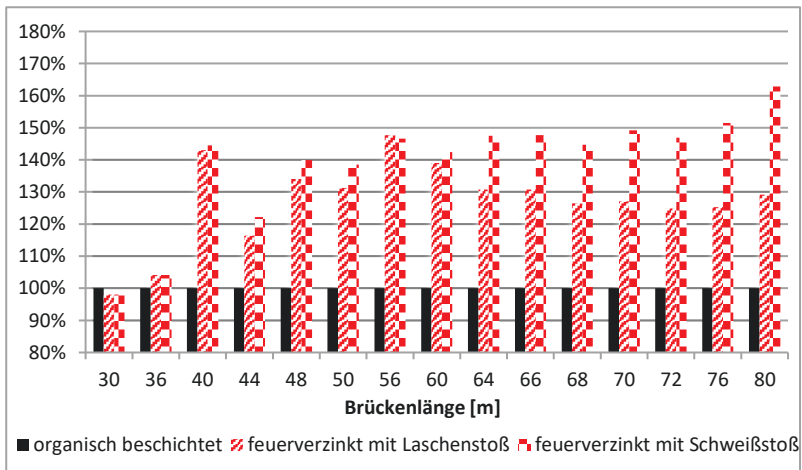


Bild 7.17: Vergleich Herstellungskosten komplette Korrosionsschutzsysteme, Bundesstraße RQ 10,5 Zweifeldbrücke S460 (Basis: organische Beschichtung = 100%), Daten aus [105]

In den meisten Fällen und insbesondere bei Spannweiten, die größer als die maximalen Zinkbadlängen sind, ist die organische Beschichtung als komplettes Korrosionsschutzsystem mit allen Neben- und Zusatzarbeiten in der Herstellung zunächst günstiger. Dies ist begründet in den zusätzlich zu treffenden Maßnahmen und Aufwendungen für die Montagestöße. Geschraubte Stöße erwiesen sich gegenüber den geschweißten Stößen im Werk zumeist vorteilhafter, dies war allerdings bedingt in den höheren Transportkosten für die Walzprofile in endgültiger Länge. Bei Baustellenschweißungen kann je nach Aufwand für die erforderliche Einhausung und je nach Standort ein Kostenvorteil erzielt werden.

Geschraubte Stöße bieten sich für feuerverzinkte Brückenträger als geeignet an. Zum einen wird der langlebige und robuste Korrosionsschutz nach der Stückverzinkung nicht mehr signifikant gestört, zum anderen überschreiten die Einzelbauteile nicht die Standard-Transportlängen. Allerdings sind auch für geschraubte Stöße nach dem Verzinken noch einige Arbeiten erforderlich, die nach dem derzeitigen Stand der Technik und Forschung nicht ausgelassen werden können. Die Kontaktflächen der Laschenverbindung sind beispielsweise für eine gleitfest-vorgespannte (GV-)Verbindung zu sweepen und anschließend mit einer Reibbeiwert-erhöhenden Beschichtung zu versehen. Alternativ wären Passschraubenverbindungen möglich, die sich allerdings aufgrund ihres schlechteren Ermüdungsverhaltens und der aufwendigen Bearbeitung auf der Baustelle durch Aufreiben der Löcher weniger eignen. Zusätzlich würde beim Aufreiben der Löcher der Korrosionsschutz im Loch entfernt.

### 7.3 Lebenszykluskosten

In den letzten Jahren wurden verschiedene Vergleichsrechnungen [60; 85; 129] zwischen organischen Beschichtungen und einer Stückverzinkung über den 100-jährigen Lebenszyklus einer Brücke durchgeführt. Eine theoretische Voraussage für ein ganzes Jahrhundert ist selbstverständlich mit einigen Unsicherheiten behaftet, allerdings hatten die Untersuchungen auch mehr zum Ziel, die grundsätzliche Eignung einer Feuerverzinkung und eventuelle Kostenvorteile zu identifizieren, zumal – insbesondere bei mittleren Spannweiten – keine signifikanten Vorteile bei der Erstinvestition (vgl. Kap. 7.2) auftreten.

Die Ergebnisse dieser Studien gleichen sich qualitativ. Durch wegfallende Instandhaltungsmaßnahmen der Feuerverzinkung im Vergleich zum 25-33-jährigen Instandsetzungszyklus der organischen Beschichtung können nicht nur direkte Kosten für die Baumaßnahmen selbst, sondern auch indirekte, externe Kosten eingespart werden. Eventuelle Mehrkosten bei der Herstellung der Brücken werden somit spätestens nach 33 Jahren eingespart [85; 129], da bei einer Stückverzinkung



mit einer Mindestschichtdicke von  $> 200 \mu\text{m}$  mit maximal einem Instandsetzungsintervall zu rechnen ist. Es ist aber auch gut vorstellbar, dass auf eine Instandsetzung der Feuerverzinkung aufgrund weiterer Luftverbesserung und leicht höherer Schichtdicken ganz verzichtet werden kann.

Setzt man den ungünstigen Fall einer erhöhten Korrosivität voraus und geht von maximal einer notwendigen Instandsetzung des Korrosionsschutzes Feuerverzinkung über die Lebensdauer der Brücke aus (vgl. Kap. 2.5.4), so wird dennoch mindestens eine Instandsetzung im Vergleich zum Schutz durch organische Beschichtungen eingespart, was in Summe zu einer Kosteneinsparung über den gesamten Lebenszyklus der Brücke führen wird.

Im Rahmen eines Forschungsprojekts der *Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)* [60] wurde beispielsweise die Nachhaltigkeit von unterschiedlichen Korrosionsschutzsystemen anhand eines realen Brückenbauprojekts untersucht. Über den gesamten Lebenszyklus – von der Herstellung, über die Nutzung bis zum Abriss – der untersuchten integralen Autobahnüberführung mit 45 m Spannweite wurde eine Ökobilanz erstellt, die Lebenszykluskosten sowie die externen Effekte ermittelt und für drei Varianten verglichen. Es handelt sich um eine Verbundbrücke mit geschweißten Profilen. Dabei wurde eine organische Beschichtung, unter der Annahme einer zweimaligen Erneuerung im Lebenszyklus der Brücke, einer Feuerverzinkung in zwei verschiedenen Schichtdicken gegenübergestellt. Hierbei wurde davon ausgegangen, dass bei geringerer Schichtdicke der Feuerverzinkung nach ca. 66 Jahren eine Instandsetzung des Korrosionsschutzes durch Aufbringen einer organischen Beschichtung erfolgen sollte.

Für die Brücke wurden die Bauwerksdaten sowie die Herstellungsprozesse erfasst. Für die Nutzungsphase sind sinnvolle Annahmen für die Instandhaltung getroffen worden. Dabei wurde die sogenannte „zustandsbestimmende Instandhaltungsstrategie“ zugrunde gelegt (vgl. Tabelle 7.11) [4; 59; 60]. Diese sieht eine Bündelung von Maßnahmen nach 33 und 66 Jahren des Lebenszyklus vor. Ebenso werden für das Ende des Lebenszyklus Annahmen für den Rückbauprozess und den Umgang mit den rückgebauten Materialien getroffen. Im Ergebnis konnte festgestellt werden, dass erhöhte Umweltwirkungen aus dem Herstellungsprozess der feuerverzinkten Brückenvariante während der Nutzungsphase kompensiert werden.

Tabelle 7.11: Verwendetes Instandhaltungsszenario: „Zustandsbestimmende Instandhaltungsstrategie“

Jahr	Instandsetzungsmaßnahme
0	Herstellung
17	Fahrbahn: Deckschicht
33	Vollerneuerung organische Korrosionsschutzbeschichtung Fahrbahn: Deckschicht + Abdichtung Kappen, Entwässerung, Schutzeinrichtungen
50	Fahrbahn: Deckschicht
66	Vollerneuerung organische Korrosionsschutzbeschichtung bzw. Instandsetzung Feuerverzinkung geringer Schichtdicke durch Aufbringung einer organischen Beschichtung Betoninstandsetzung Fahrbahn: Deckschicht + Abdichtung Kappen, Entwässerung, Schutzeinrichtungen
83	Fahrbahn: Deckschicht
100	Rückbau

Der Vergleich der Lebenszykluskosten der drei Korrosionsschutzsysteme A (organische Beschichtung), B (Feuerverzinkung ca. 300µm) und C (dünnere Feuerverzinkung + organische Beschichtung nach 66 Jahren) ist in Bild 7.18 dargestellt. Die Berechnung der Herstellungskosten zeigte in dem untersuchten Fall bereits bei der Feuerverzinkung eine Reduzierung gegenüber der Beschichtung, hinzu kamen weitere Einsparungen über die Nutzungsdauer aufgrund Wegfall von Instandhaltungsmaßnahmen und daraus resultierenden externen Kosten wie beispielsweise Staus, die ebenfalls ermittelt wurden.

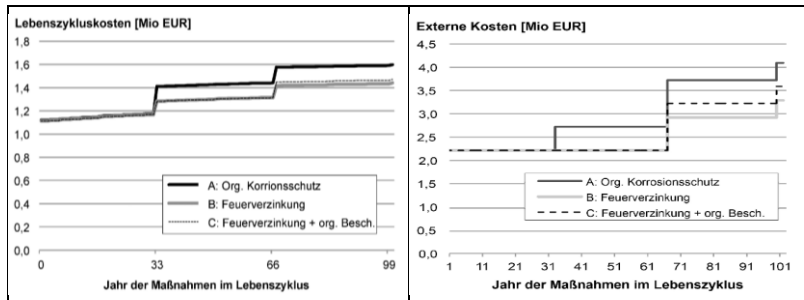


Bild 7.18: Verlauf der Lebenszykluskosten für die untersuchten Korrosionsschutzvarianten[60]

Bild 7.19: Externe Kosten über den gesamten Lebenszyklus für die drei Varianten[60]

Die durch Instandsetzungsmaßnahmen notwendigen Eingriffe in den Verkehr (z.B. geänderte Geschwindigkeiten im Bereich der Baustelle) lassen Schadstoffausstöße

und Treibstoffverbräuche ansteigen. Betrachtet man allein die externen Kosten (Umweltwirkungen aus Fahrzeugbetrieb, Fahrzeugbetriebskosten und Verspätungskosten, siehe Bild 7.19), ergeben sich vor allem Unterschiede im Jahr 66 des Lebenszyklus, in dem die zweite Vollerneuerung der organischen Beschichtung bzw. die Instandsetzung einer dünneren Zinkschicht neben weiteren Arbeiten ansteht (vgl. Tabelle 7.11).

Die Entstehung der externen Kosten in Höhe von ca. 0,7 Millionen Euro bei der feuerverzinkten Variante B (ohne Instandsetzung der Feuerverzinkung) resultiert aus der dann notwendigen Betoninstandsetzungsmaßnahmen am Überbau und wird nicht durch die Stahlträger verursacht. Insgesamt ergibt sich ein Kostenvorteil für die Feuerverzinkung (Variante B) von 20% und für Variante C (organische Beschichtung der feuerverzinkten Stahlträger im Jahr 66) von immer noch 12% bezogen auf die gesamten externen Kosten der mit einer Beschichtung ausführenden Variante A.

Diese Emissionen verursachen für die hier untersuchten Varianten jedoch nicht nur Kosten, sondern auch Umweltwirkungen, die in der Größenordnung der Emissionen des Brückenbauwerks selbst und teilweise sogar darüber liegen. Daher gilt es, nicht nur aus Gründen der Wirtschaftlichkeit, sondern auch aus Umweltschutzgründen, Instandhaltungsmaßnahmen auf ein Minimum zu beschränken, wozu der Einsatz der Feuerverzinkung als Korrosionsschutz einen entscheidenden Beitrag leisten kann.

## **7.4 Zwischenergebnis Wirtschaftlichkeit**

Die Untersuchung der Auswirkung der abgeminderten Ermüdungsfestigkeit auf die Dimensionierung von Stahlträgern bei Verbundbrücken für den Straßenverkehr hat gezeigt, dass in den meisten Fällen keine Querschnittsänderung erforderlich ist. Bei ungünstigen Kombinationen aus kurzer Spannweite, hoher Stahlgüte und hoher statischer Ausnutzung kann es jedoch erforderlich werden, größere Profile zu wählen. Diese Feststellung wurde anhand einer umfangreichen Studie an Verbundbrücken mit Walzprofilen (vgl. Kap. 7.1), aber auch an Verbundbrücken mit geschweißten Profilen [60; 98] gewonnen.

Der Vergleich der Erstinvestitionskosten bei Brücken kleiner und mittlerer Spannweiten mit Walzprofilen zeigt, dass dennoch auch mit Mehrkosten bei der Feuerverzinkung gerechnet werden muss, insofern die Spannweite die Zinkbadlängen überschreitet. Über den Lebenszyklus der Brücke betrachtet, ergeben sich jedoch deutliche Vorteile durch die Feuerverzinkung hinsichtlich der Kosten, aber auch hinsichtlich der Umwelteinwirkungen und Nachhaltigkeit. Zu letzterer existieren auch eine Studie der *TU Berlin*, vgl. [47], und eine Umweltproduktdeklaration [2].

## 8 Empfehlungen zur Konstruktion, Ausführung und Qualitätssicherung

### 8.1 Allgemeine Vorüberlegungen

Zur Anwendung der Feuerverzinkung im Brückenbau sind die aus dem Brückenbau mit konventionellen Korrosionsschutzsystemen bekannten und anzuwendenden Regeln weiterhin gültig. Die korrosionsschutzgerechte Gestaltung (z.B. nach [168]) ist bei der Planung und Ausführung zu berücksichtigen. Hinzu kommen die aus dem Stahlhochbau bekannten Normen und Richtlinien zum verzinkungsgerechten Konstruieren (z.B. [138; 172]), sowie Hinweise und Empfehlungen in einschlägigen Fachzeitschriften und sonstigen Veröffentlichungen (z.B. [23; 81]). Besondere Anforderungen für feuerverzinkte Brücken ergeben sich lediglich aus der angestrebten Schutzdauer des Korrosionsschutzes, die der kalkulatorischen Nutzungsdauer einer Brücke von 100 Jahren entsprechen soll. In Abhängigkeit von den atmosphärischen Bedingungen resultiert daraus eine erforderliche Zinkschichtdicke, die in der Regel über die normativ festgelegten Mindestschichtdicken [155] hinausgehen.

Eine weitere Anforderung ergibt sich aus der Begrenzung der Abmessungen und des Gewichts der Einzelbauteile. So können beispielsweise Brücken-Hauptträger mit einer Bauteillänge von mehr als ca. 16 m aufgrund der verfügbaren Zinkbadgrößen nicht als kompletter Träger feuerverzinkt werden. Längere Bauteile sind daher in Teilsegmenten zu fertigen und nach der Verzinkung durch Montagestöße zu verbinden. Hierfür stehen sowohl das Schweißen als auch das Schrauben als Fügemethoden zur Verfügung. Für beide Verfahren sind für den Brückenbau mit feuerverzinkten Bauteilen besondere Regeln zu beachten, die nachfolgend beschrieben werden. Die Lage der Montagestöße sollte dabei möglichst günstig hinsichtlich der Belastung sowie auch der Zugänglichkeit zu Kontroll- und Wartungszwecken angeordnet werden.

Eventuelle Beschädigungen des Zinküberzugs durch Transport, Montage oder aber nachträgliches Schweißen an verzinkten Trägern erfordert eine sichere und dauerhafte Technologie zur Ausbesserung des Korrosionsschutzes. Hierfür wurde im Rahmen des Forschungsprojekts „*Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau*“ [116] ein Verfahren entwickelt, mit dem – insbesondere an Montageschweißstößen – ein dauerhafter Schutz sichergestellt wird.

Zur Erreichung der angestrebten hohen Schutzdauer sind erhöhte Qualitätsanforderungen zu erfüllen, die sich jedoch an den bekannten Regeln der ZTV-ING [133] und DIN 1076 [140] und DIN EN ISO 1461 [155] orientieren.

Nachfolgend werden bereits veröffentlichte Hinweise und Empfehlungen zur Konstruktion, Ausführung und Qualitätssicherung kurz zusammengefasst. Ausführlichere Hinweise und Hintergrundinformationen können u.a. dem *Forschungsbericht P835* [116] oder der *bauforumstahl Entwurfshilfe* [121] entnommen werden. Ergänzt werden die Empfehlungen durch Praxiserfahrungen aus der Pilotanwendung „Feuerverzinkter Wirtschaftsweg über die Erweiterung der A44 in Hessen“. Im Rahmen des Projektes wurden Schweißstöße nach dem Feuerverzinken vorgesehen, wobei die in *P835* [116] entwickelte Reparaturtechnologie des Korrosionsschutzes durch vorab herzustellende Probekörper überprüft wurde.

## **8.2 Ausbesserung von Beschädigungen des Zinküberzugs**

Die Herstellung der Stückverzinkungsüberzüge erfolgt vollständig im Werk durch den oben beschriebenen Prozess (Kap. 2.4.4). Infolge von prozess- oder konstruktionsbedingten Fehlstellen, transport- oder montagebedingten Beschädigungen, der Notwendigkeit späterer schweißtechnischer Arbeiten an bereits verzinkten Komponenten oder im Fall einer abgetragenen Zinkschicht, z.B. infolge punktuell erhöhter Korrosion, kann eine lokale Ausbesserung der Zinkschicht erforderlich sein.

Als ein mögliches Verfahren ist hierfür gemäß DIN EN ISO 1461 [155] das thermische Spritzen mit Zink (Spritzmetallisierung/Spritzverzinkung) nach DIN EN ISO 2063 [156] anwendbar, wobei die nachfolgend dargestellten Vorgaben einzuhalten sind. Die Verwendung von anderen Ausbesserungsverfahren wird für den Brückenbau nicht empfohlen. Zinkstaubgrundbeschichtungsstoffe nach ZTV-ING [133] bzw. den TL/TP-KOR-Stahlbauten [132] Anhang E Blatt 87 bzw. Blatt 89 sind aufgrund der geforderten besonders langen Schutzdauer weniger geeignet, da diese Beschichtungen aufgrund allgemeiner Praxiserfahrung nicht die Schutzdauer von mehreren Jahrzehnten aufweisen. Des Weiteren sind Zinklote und Zinksprays für die Ausbesserung von Fehlstellen in stückverzinkten Bauteilen absolut ungeeignet.

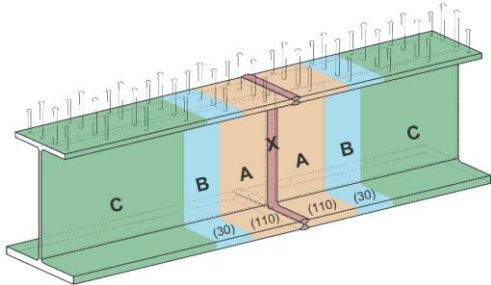
Die Ausbesserung der verzinkungsprozessbedingten Fehlstellen sollen in der Feuerverzinkerei erfolgen, die Reparatur von Transportschäden sowie die Ergänzung des Korrosionsschutzes an Montageschweißstößen können auf der Baustelle erfolgen. Die zur prozesssicheren Ausführung notwendige Baustelleneinrichtung (Einhäusung, kontrollierte relative Luftfeuchtigkeit, etc.) ist sicherzustellen.

Das Verfahren der Instandsetzung des Korrosionsschutzes an beschädigten Stellen wird exemplarisch anhand eines Montageschweißstoßes nachfolgend beschrieben, für Transport- und Montageschäden gilt es entsprechend, jedoch nicht mit den angegebenen Maßen.

## 8.3 Geschweißter Stoß nach dem Verzinken

### 8.3.1 Montageablauf und Detailausbildung

In Anlehnung und Ergänzung zu Pkt. 5.5 ZTV-ING [133], Baustellenschweißstöße, wurde ein Verfahren für den Korrosionsschutz durch Spritzmetallisierung von Montagestößen feuerverzinkter Bauteile entwickelt [116; 119]. Die Oberflächenvorbereitung und die anschließende Spritzmetallisierung im Bereich der Montagegeschweißstöße ist gemäß Bild 8.1 und nachfolgender Beschreibung auszuführen.



- X: Schweißnahtbereich
- A: durch Spritzmetallisierung auszubessernder Montagegeschweißstöße
- B: Übergangsbereich Spritzmetallisierung – Stückverzinkung
- C: unbeeinflusster Stückverzinkungsüberzug

Bild 8.1: Ausführung Montagegeschweißstoß [129]

Das Stoßen verzinkter Teilelemente zu einem Bauteil mit der geforderten Bauteillänge kann durch einen geschweißten Stumpfstoß erfolgen (Bedarfsstumpfstoß). Lage und Ausführung muss mit der Konstruktionsplanung und Bemessung abgestimmt werden.

Zur gezielten Vermeidung einer Zinkannahme an den zu schweißenden Montagestößen während der Feuerverzinkung sind diese Stellen allseitig (inklusive Stirnflächen) mit einer ausreichenden Breite (Empfehlung: ca. 100-110 mm [116; 119]) durch einen dafür geeigneten Abdecklack gemäß der Verarbeitungsvorschrift des Beschichtungstoffherstellers zu beschichten (Bild 8.2).



Bild 8.2: Träger vor dem Verzinken mit Abdecklack im späteren Stoßbereich

Die Applizierung muss auf einer sauberen, zunderfreien und trockenen Oberfläche erfolgen. Die Grenzen zu unbeschichteten Bereichen müssen geradlinig und scharf sein. Hierfür sollten die zu beschichtenden Bereiche zuvor abgeklebt werden, andernfalls erhält man einen fransigen Übergang (Bild 8.3). Mehrschichtige Ausführung sorgt für mehr Sicherheit gegen Zinkannahme.

Nach der Feuerverzinkung müssen die Träger-Einzelteile zusammengeschweißt werden. Diese Schweißstöße sollten möglichst im Werk ausgeführt werden, um optimale Umgebungs-Bedingungen für die Durchführung zu gewährleisten. Eine Ausführung auf der Baustelle, weil zum Beispiel der gesamte Träger nicht auf die Baustelle transportiert werden kann, ist ebenfalls möglich. Dabei sind die für das Schweißen erforderlichen Umgebungsbedingungen, beispielsweise durch eine Schutzeinhausung, sicherzustellen.



*Bild 8.3: Träger nach dem Zusammenschweißen mit entferntem Abdecklack (links: scharfkantiger Übergang, rechts: fransig ohne gerade Abgrenzung)*

Die intakten Zinkflächen sind vor dem Schweißen gegen Schweißspritzer und Funkenflug zu sichern. Hierfür sind die verzinkten Bereich sorgfältig abzudecken.

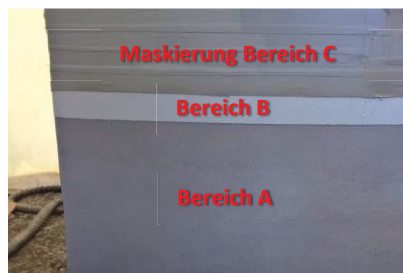
Eine eventuell notwendige Vorwärmung im Bereich des Schweißstoßes sollte möglichst mit Heizmatten erfolgen, um einen gezielten, gleichmäßigen Wärmeeintrag in das Blech sicherzustellen. Eine unplanmäßige Überhitzung der an den Schweißstoß angrenzenden feuerverzinkten Oberflächen durch eine Heizflamme ist in jedem Fall zu verhindern.

Eine nach dem Schweißen vorhandene Nahtüberhöhung ist nach Beendigung der Schweißarbeiten maschinell einzuebnen (Bild 8.3). Beim Schleifen ist die Richtung des Funkenflugs zu beachten und sicherzustellen, dass keine Funken den Zinküberzug treffen.

### 8.3.2 Oberflächenvorbereitung

Vor dem Schweißen sind die Rückstände des Abdecklacks, der zur Vermeidung der Zinkannahme appliziert wurde, im Bereich A (Bild 8.1) des Montageschweißstoßes durch partielles maschinelles Schleifen der Oberfläche (P<sub>Ma</sub>) restlos zu entfernen. Hierbei ist sicherzustellen, dass der unmittelbare Schweißnahtbereich frei von möglichen Zinkresten ist. Außerdem ist zu beachten, dass ein geradliniger Abschluss zwischen Bereich A und Bereich B entsteht (vgl. Bild 8.3).

Nachfolgend sind Maskierungen der Übergänge zwischen den Bereichen A und B sowie zwischen den Bereichen B und C, sowie optional nochmals ca. 10 mm hinter dem Übergang zwischen B und C in der Fläche C vorzunehmen. Dies ist erforderlich, um zum einen intakte Zinküberzüge vor Beschädigungen zu schützen und zum anderen saubere und definierte Übergänge zwischen den einzelnen Bereichen (Bild 8.1) gewährleisten zu können. Die Maskierung kann beispielsweise mittels eines mehrlagig aufgetragenen Gewebeklebebandes oder anderer Materialien vorgenommen werden (Bild 8.4), die sowohl mechanische Beständigkeit gegen das Strahlen als auch thermische Beständigkeit gegen die Spritzmetallisierung aufweisen. Die Maskierung wird dann nach den einzelnen Arbeitsschritten stufenweise entfernt.



*Bild 8.4: Vorbereitete Oberflächen vor dem Spritzmetallisieren, Bereich A: gestrahlt, Bereich B: gesweept, Bereich C: abgedeckter, intakter Zinküberzug*

Für den durch thermisches Spritzen auszubessernden Flächenbereich A ist stahlseitig der Vorbereitungsgrad P<sub>3</sub> gemäß DIN EN ISO 8501-3 [159] bzw. DIN EN 1090-2 [143] auszuführen. Die Oberfläche in Teilfläche A ist mit Druckluft zu strahlen nach DIN EN ISO 8504-2 [161], mindestens mit einer mittlere Rautiefe  $R_z = 85\mu\text{m}$  (G) gemäß DIN EN ISO 8503-1 [160] und mit einem Oberflächenvorbereitungsgrad Sa<sub>3</sub>. Als Strahlmittel gemäß DIN EN ISO 2063 [156] sollten Schmelzkammerschlacke, Edelkorund, Hämatit-Hartgusskies oder Kupferhüttenschlacke verwendet werden. Nach erfolgtem Strahlen wird die Maskierung zwischen Fläche A und B entfernt.

Um einen guten Anschluss zur Stückverzinkungsschicht zu schaffen, ist die an den unverzinkten Bereich angrenzende, intakte Zinkschicht (Bereich B, Bild 8.1) in Form



eines leichten Strahlens ebenfalls vorzubereiten. Als Verfahren für die Oberflächenvorbereitung im Übergangsbereich B zwischen der Spritzmetallisierung und der Stückverzinkungsschicht ist das Sweep-Strahlen für Zink anzuwenden. Hierbei wird die Zinkoberfläche durch ein sanftes Strahlen mit nichtmetallischem Strahlmittel auf einer Breite von ca. 30 mm schonend aufgeraut. Die angrenzenden Bereiche C sind weiterhin ausreichend vor Beschädigung sowie Verunreinigung zu schützen.

Die Sweep-Strahl-Parameter für das manuelle Druckluftstrahlen müssen den nachfolgenden Kriterien (gemäß „Verbände-Richtlinie Duplex-Systeme“ [136] und DIN 55633 [141]) entsprechen:

- Strahlmittel: nichtmetallische Schlacken, Korund, Chromgussgranulate, Glasbruch, Glasperlen
- Teilchengröße Strahlmittel: 0,25 bis 0,50mm
- Strahldruck an der Düse: 2,5 bis 3,0 bar
- Strahlwinkel: < 30° zur Oberfläche (Bauteilgeometrie beachten)

Der in der genannten Breite maskierte Überlappungsbereich der Feuerverzinkung (Bereich B) ist bis zu einer mittleren Rautiefe  $R_z \approx 40\mu\text{m}$  (G) zu sweepen. Der maximale Abtrag der Feuerverzinkung darf dabei nicht mehr als  $15\mu\text{m}$  betragen.

### **8.3.3 Spritzmetallisierung**

Die gestrahlten und gesweepen Flächenbereiche sind nach der Oberflächenvorbereitung innerhalb von vier Stunden durch Spritzmetallisieren zu beschichten. Die Spritzmetallisierung ist nach den Vorgaben der DIN EN ISO 2063 [156] auf den Bereich A und ca. 30 mm überlappend in den Bereich B (Bild 8.1) zu applizieren. Abweichend ist jedoch die Überzugsdicke an die Vorgabe für die Stückverzinkungsschicht ( $> 200\mu\text{m}$ ) anzupassen. Als Spritzwerkstoff ist ZnAl15 gemäß DIN EN ISO 2063 [156] zu verwenden. Die Verarbeitung des Spritzwerkstoffes kann durch Flamm- oder Lichtbogenspritzen erfolgen.

### **8.3.4 Porenschließende Versiegelung**

Nach der Spritzmetallisierung ist gemäß ZTV-ING Teil 4, Abschnitt 3 [133] zeitnah eine porenschließende Beschichtung (Versiegelung) auf die spritzmetallisierten Flächenbereiche zu applizieren. Die gemäß Datenblatt des Beschichtungsstoffherstellers für die Versiegelung angegebenen Verarbeitungsbedingungen und Schichtdicken sind einzuhalten. Die Farbgebung der Versiegelung kann frei gewählt werden, zum Beispiel RAL 9006 (Bild 8.5) oder transparent.



*Bild 8.5: Bauteilähnliche Probe mit Spritzverzinkung und Versiegelung*

Optional kann die Versiegelung überlappend in den Bereich C (Bild 8.1) ausgeführt werden. Hierzu wäre vor Applizierung die Maskierung am Übergang der Bereiche B und C (vgl. Bild 8.4) zu entfernen, so dass nur noch die ca. 10 mm in den Bereich C zurückversetzte Maskierung des Bereichs C übrig ist.

Nach der Versiegelung ist die Ausbesserung des Korrosionsschutzsystems Feuerverzinkung durch Spritzmetallisieren abgeschlossen und der verbliebene Schutz (Maskierung) der intakten Feuerverzinkung kann entfernt werden.

### **8.4 Auswahl und Bemessung geschraubter Verbindungen**

#### **8.4.1 Laschenstoß mit gleitfest-vorgespannte Verbindungen**

Für eine geschraubte Verbindung als Alternative zum geschweißten Stumpfstoß ist ein Laschenstoß empfehlenswert. Dieser kann feuerverzinkt ausgeführt werden, ohne den Korrosionsschutz an den Stoßstellen der Stahlbauteile zu beschädigen oder teilweise zu entfernen. Dadurch entfällt die Notwendigkeit, die Beschichtung an der Stoßstelle mit einer Spritzmetallisierung oder organischen Beschichtung nachzubehandeln, wodurch die Durchgängigkeit eines Korrosionsschutzsystems mit einer Schutzdauer von bis zu 100 Jahren beibehalten werden kann.



*Bild 8.6: Geschraubter Laschenstoß der Hauptträger einer Verbundbrücke in Belgien (Fotos: Voigt & Schweitzer GmbH & Co. KG)*

Für die Ausbildung und Ausführung von geschraubten Laschenstoßen sind zunächst die Regelungen der EN 1993-1-8 [148] und EN 1090-2 [143] zu beachten. Für den Einsatz im Brückenbau haben sich Passschrauben-Verbindungen oder gleitfest-vorgespannte Verbindungen etabliert (vgl. Regelung in [174]). Bei feuerverzinkten Bauteilen für Brücken sind die Löcher zu bohren und sollen aus Gründen der Eigenschaften hinsichtlich der Werkstoffermüdung insbesondere bei Scher-Lochleibungsverbindungen auch mit Passschrauben nicht gestanzt werden [123], vgl. Kap. 3.4.2.

Aufgrund besserer genereller Eigenschaften für das Ermüdungsverhalten sollten die Schrauben planmäßig vorgespannt werden. Nachteilig bei einer konventionellen Passschraubenverbindung ist der hohe Arbeitsaufwand durch Herstellen der Passverbindung. Daher ist die gleitfest-vorgespannte Verbindung in der Regel die wirtschaftlichere Lösung. Gleitfeste Verbindungen mit hochfest-vorgespannten Schrauben werden nach DIN EN 1993-1-8 [148] in die Kategorien B und C unterteilt. Für die Kategorie B muss die gleitfeste Verbindung im Grundzustand der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden, für Kategorie C im Grenzzustand der Tragfähigkeit, vgl. [148]. Gleitfeste Verbindungen werden vorzugsweise in Konstruktionen, die eine kraftschlüssige und verformungsarme Bauteilverbindung fordern, sowie bei ermüdungsbeanspruchten Konstruktionen angewendet.

Der Bemessungswert der einwirkenden Abscherkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf den Bemessungswert der Schertragfähigkeit und des Lochleibungs widerstandes nicht überschreiten.

Für eine empfohlene gleitfest-vorgespannte Schraubenverbindung der Kategorie C sind nach DIN EN 1993-1-8 [148] folgende Nachweise zu führen:

### 1. Gleitwiderstand

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{m3}} \cdot F_{p,C} \quad (8.1)$$

- mit:
- $k_s$ : Beiwert, siehe Tabelle 3.7, DIN EN 1993-1-8 [148]
  - $n$ : Anzahl der Reibflächen
  - $\mu$ : Reibbeiwert nach DIN EN 1090-2 [143] ermitteln oder nach Tabelle 3.7, DIN EN 1993-1-8 [148]
  - $\gamma_{m3}$ : Sicherheitsbeiwert
  - $F_{p,C}$ : Vorspannkraft der Schraube nach DIN EN 1090-2 [143]

### 2. Abscheren Schraube

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{m2}} \quad (8.2)$$

- mit
- $\alpha_v$ : Beiwert, siehe Tabelle 3.4 DIN EN 1993-1-8 [148]
  - $f_{ub}$ : Zugfestigkeit des Schraubenwerkstoffs
  - $A$ : Querschnittsfläche der Schraube in der Scherfuge
  - $\gamma_{m2}$ : Sicherheitsbeiwert

### 3. Lochleibung

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} \quad (8.3)$$

- mit:
- $k_1$ : Beiwert, siehe Tabelle 3.4 DIN EN 1993-1-8 [148]
  - $\alpha_b$ : Beiwert, siehe Tabelle 3.4 DIN EN 1993-1-8 [148]
  - $f_u$ : Zugfestigkeit der Fügeteile
  - $d$ : Durchmesser der Schraube
  - $t$ : Blechdicke, min [t-Bauteil, t-Lasche]

### 4. Nettoquerschnitt, ist nach EN 1993-1-1 wie folgt zu führen [147]

$$\frac{N_{ed}}{N_{net,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.4)$$

- mit:  $N_{ed}$ : Einwirkende Zugkraft

$N_{net,Rd}$ : Tragfähigkeit der Nettoquerschnittsfläche nach Gl. 6.8, DIN EN 1993-1-8 [148]

Für den Nachweis des Gleitwiderstandes sind die Vorspannkräfte der Schrauben in der Produktnorm DIN EN 1090-2 [143] geregelt oder können nach DIN EN 1993-1-8 [148] wie folgt berechnet werden.

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad (8.5)$$

mit:  $f_{ub}$ : Zugfestigkeit der Schraube  
 $A_s$ : Spannungsquerschnitt der Schraube

Einen erheblichen Einfluss auf die Gleitfestigkeit hat der Reibwiderstand des Materials. Dieser geht in die Berechnung in Form des Reibbeiwerts  $\mu$  in Gleichung (8.1) ein. Der Reibbeiwert ist abhängig von der vorliegenden Gleitflächenklasse, die wiederum abhängig von der Art der Oberflächenvorbereitung ist. Allgemein wird in die vier Gleitflächenklassen A bis D unterteilt, die in Tabelle 18 der DIN EN 1090-2 [143] dargestellt sind. Dort sind auch die entsprechend anzuwendenden Oberflächenvorbereitungen angegeben. Der Reibbeiwert für eine unbehandelte Oberfläche eines Zinküberzuges ist nicht angegeben. Unabhängig von der Gleitflächenklasse müssen die Kontaktflächen weiterhin vollständig von Verunreinigungen (z.B. Öl oder Farbreste) und Gratzen befreit werden, die einen festen Sitz der zu verbindenden Teile verhindern würden.

In einer neueren Entwurfsfassung der prEN 1090-2 (Version: Juli 2015) wurde eine zusätzliche Kategorie für feuerverzinkte und gesweepete Oberflächen mit aufgenommen. Hierfür sollte eine Haftreibungszahl  $\mu = 0,35$  angesetzt werden können. Der Normentwurf wurde jedoch nicht verabschiedet und ist deshalb auch nicht für die Bemessung heranzuziehen. Zudem führen gleitfest vorgespannte Verbindungen mit feuerverzinkten Oberflächen in der Gleitfuge unter Dauerlast zu Kriechgleitverformungen. Je nach Ausprägung der verschiedenen Phasen der Zinkschicht (von Reinzinkschicht bis hin zur raueren Mischoberfläche) kann daher der erreichbare Reibbeiwert zwischen  $\mu = 0,10$  bis  $\mu > 0,50$  variieren [51; 122].

Da eine Regelung für diese Art der Oberflächen weiterhin aussteht, müssen zwecks definierter Einstellung des Reibbeiwerts und damit sicherer Einschätzung der Tragfähigkeit der Schraubverbindung aufwändige Behandlungen der Gleitflächen vorgenommen werden. Die effektivste Maßnahme besteht dabei in der Aufbringung einer Zink-Silikat-Beschichtung (z.B. ASI gem. TL 918300 Blatt 85 [132]) mit einer Dicke von 50 - 80  $\mu\text{m}$  auf zuvor gesweepeter feuerverzinkter Oberfläche. Obwohl in der Regel hierdurch ein Reibbeiwert von  $\mu = 0,5$  erreicht wird, wurden in wissenschaftlichen Untersuchungen mit statischen und dynamischen Dauerbelastungen [51] auch leicht darunter liegende Werte ermittelt. Daher sollte für den Brückenbau

auf der sicheren Seite liegend nur von einem Reibbeiwert  $\mu = 0,4$  (Gleitflächenklasse B) ausgegangen werden.

Aufgrund von Kriecheffekten durch die zusätzlich aufgebrachte Alkali-Silikat-Beschichtung kommt es mitunter zu einem Verlust der Vorspannkkräfte in den Schrauben, abhängig von Festigkeit und Dicke der Beschichtung. Eine verringerte Vorspannkraft sorgt jedoch für eine verringerte Möglichkeit der Kraftübertragung durch Reibung. Daher wird generell empfohlen, die Vorspannung der Schrauben nach einigen Tagen nochmals zu kontrollieren bzw. neu einzustellen [80]. Ein großer Teil der Vorspannkraftverluste ist innerhalb der ersten Minuten nach dem ersten Anziehen zu beobachten. Durch wiederholtes Anziehen der Schrauben ist die Ausgangsvorspannkraft wiederherstellbar.

Für den dauerhaften Korrosionsschutz und zur Vermeidung von Spaltkorrosion ist bei einer geschraubten Laschenverbindung darauf zu achten, dass sämtliche Spalte, die kleiner als 1 mm sind, dauerhaft zu schließen sind. Bei den an den zu verbindenden Bauteilen anliegenden Laschen wird diese Mindest-Spaltbreite unterschritten, so dass eine Spaltkorrosion begünstigt wird. Beim o.g. Verfahren mit der ASI-Beschichtung ist jedoch davon auszugehen, dass die aufgebrachte Beschichtung diese Dichtung übernimmt.

### **8.4.2 Verwendung von Injektionsschrauben**

Bei GV-Verbindungen ist der Lochdurchmesser 2 – 3 mm (abhängig vom Schraubendurchmesser) größer als der Durchmesser des Schraubenschafts. Der dadurch entstehende Hohlraum stellt ebenfalls eine höher beanspruchte Stelle im Korrosionsschutzsystem dar, da langsam eintretende Feuchtigkeit nicht zügig abtrocknen kann. Insbesondere bei feuerverzinkten Bauteilen sind Schäden durch diese Lochspalte und das darin entstehende aggressive Mikroklima bekannt. Der Einsatz von Tausalzen an bspw. Verkehrswegebrücken fördert die korrosive Belastung noch zusätzlich. Eine Möglichkeit dies zu verhindern, ist die Verwendung von Injektionsschrauben. Hierbei werden die Hohlräume komplett mit einem Harz gefüllt. Injektionsschrauben können sowohl als Alternative für Passschrauben als auch für GV-Verbindungen (Kategorie B und C) eingesetzt werden [21] und sind auch Bestandteil der aktuellen Europäischen Normung (DIN EN 1993-1-8 [148]). Allerdings fordert z.B. der Deutsche Nationale Anhang DIN EN 1993-1-8 einen zusätzlichen bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis, beispielsweise in Form einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) des DIBt oder alternativ eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE).

Hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit von Verbindungen mit Injektionsschrauben liegen widersprüchliche Aussagen in der Fachliteratur vor. Die TU Delft stellte in

den 90er Jahren des letzten Jahrhunderts eine höhere Ermüdungsfestigkeit der gelochten Bleche bei hochfest-vorgespannten Injektionsschrauben-Verbindungen fest als bei Verbindungen mit Passschrauben (vgl. [21]). Neuere Untersuchungen aus dem Jahr 2010 [50] in Portugal zeigen jedoch einen Abfall der Ermüdungsfestigkeit der Injektionsschrauben im direkten Vergleich zu rohen (Standard-)Schrauben.

Aufgrund der widersprüchlichen Aussagen ist die Verwendbarkeit bei zyklisch belasteten Bauteilen, also auch bei feuerverzinkten Brücken, nicht sicher bzw. nur mit zusätzlichem Aufwand möglich.

## 8.5 Duplex-Systeme

Unter Duplex-System versteht man im Bereich des schweren Korrosionsschutzes die Kombination einer Feuerverzinkung mit einer zusätzlich applizierten organischen Beschichtung. Diese kann als Nass- oder Pulverbeschichtung ein- oder mehrschichtig ausgeführt werden.

Die Idee der Duplex-Systeme ist die Schaffung speziell abgestimmter Korrosionsschutzlösungen durch Ergänzung der Korrosionsschutzcharakteristik des einen Systems mit derjenigen des anderen. Diese Systeme finden insbesondere dort Anwendung, wo folgende Aufgabenstellungen vorliegen:

a. Erhöhung der Dauerhaftigkeit:

Hier spielen insbesondere Anwendungsbereiche eine Rolle, in denen aufgrund spezifischer, häufig lokal begrenzter Sonderbelastungen ein erhöhter Zinkabtrag zu erwarten ist, z.B. im Bereich erhöhter Chemikalienbelastung, besonderer Tausalzstreuung oder Dauerfeuchte. Durch die Kombination kann die Korrosionsschutzdauer um den Faktor 1,2 – 2,5 gegenüber der Summe der Schutzdauern der beiden Einzelsysteme erhöht werden.

b. Ästhetische Gestaltung:

Über die Vielzahl der zur Verfügung stehenden Beschichtungen kann die Möglichkeit der Farbgebung einer Konstruktion genutzt werden, ohne auf die Eigenschaften der Zinkschicht als hochwertiger Korrosionsschutz verzichten zu müssen.

Für den Brückenbau spielen ausschließlich Duplex-Systeme unter Verwendung einer Nasslack-Beschichtung eine Rolle. Je nach Aufgabenstellung kann ein mehrschichtiger Aufbau mit einer Dicke von 120 – 240 µm Dicke ausgeführt werden, wobei in der Regel die Grund- sowie gegebenenfalls die Zwischenbeschichtung im Werk und die Deckbeschichtung nach dem Einbau auf der Baustelle ausgeführt wird.

Bei der Ausführung ist darauf zu achten, dass ein auf feuerverzinkten Untergrund abgestimmtes Beschichtungssystem verwendet wird. Empfehlungen zur Systemauswahl bieten DIN EN ISO 12944-5 [169], Tab. A.7 für die Korrosivitätskategorien bis C5 und die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten ZTV-ING [133], Teil 4 Stahlbau, Stahlverbundbau. Vor Applikation der Grundbeschichtung muss eine gute und ausreichende Vorbereitung der verzinkten Oberfläche erfolgen, z.B. durch Sweep-Strahlen [136]. Es sind grundsätzlich die spezifischen Verarbeitungshinweise des Beschichtungsstoffherstellers zu beachten.

### 8.6 Kontakt mit Beton

Durch Reaktion des Zinks mit feuchtem Beton bilden sich Wasserstoff und Calciumhydroxyzinkat. Dieses Korrosionsprodukt ist unlöslich und schützt das darunter liegende Zink (vorausgesetzt, das umgebende Betongemisch hat einen pH-Wert von unter etwa 13,3). [172]

Untersuchungen haben gezeigt, dass während dieser ersten Reaktionsperiode ein Teil der reinen Zinkschicht des Überzugs gelöst wird, bis eine Passivierung des Überzugs und eine Betonhärtung einsetzen. Diese Anfangsreaktion endet jedoch mit dem Aushärten des Betons und der Bildung einer Hydroxyzinkatschicht. Untersuchungen an verzinktem Bewehrungsstahl, der aus bereits verarbeiteten Konstruktionen entnommen wurde, weisen auf eine längere Beibehaltung des passiven Zustands des Überzugs hin, auch wenn hohe Chloridgehalte in der Umgebung des Betons eine Belastung darstellen. [172]

Der Zinküberzug kann für Betonsorten mit hohem pH-Wert oder, wenn ein hoher Chlorideintrag erwartet wird, durch geschützte Nachbehandlungen passiviert werden, um ihn gegen übermäßige Wasserstoffbildung zu schützen. [172]

### 8.7 Qualitätssicherungskonzept

#### 8.7.1 Allgemeines

Zur Qualitätssicherung bei der Herstellung der Zinküberzüge ist ein mehrstufiges Konzept empfehlenswert. Damit soll sichergestellt werden, dass weder Minder-schichtdicken noch andere Qualitätseinbußen bezüglich der Dauerhaftigkeit der Verzinkung auftreten. Erhöhte Zinkschichtdicken werden zur Erreichung der angestrebten 100-jährigen Schutzdauer explizit gefordert und sind aufgrund der festgelegten Stahlsorten und der Bauteildicken auch zu erwarten.



### 8.7.2 Werkstoffauswahl

Es sollten Stähle gemäß DIN EN 10025 [154] mit Eignung zum Schmelztauchverzinken mit einer Stahlzusammensetzung mit folgender Spezifikation für den Silizium- und Phosphorgehalt verwendet werden:  $0,14 \leq \text{Si} \leq 0,35$  und  $\text{P} \leq 0,035$  Gewichtsprozent. Zudem sollte der Aluminium-Gehalt auf  $< 0,03$  % begrenzt werden. Diese Vorgaben berücksichtigen sowohl die handelsübliche Verfügbarkeit von Blechen und Walzprofilen in den für den Brückenbau üblichen Abmessungen als auch ein Vermeiden von schlechtem bzw. unerwünscht starkem Schichtaufbau. Die Zinkschichtdicke wird neben der Tauchzeit maßgeblich von den chemischen Begleitelementen im Stahl, Silizium und Phosphor, bestimmt. Daher sollten zur Vermeidung von ungleichmäßigem Aussehen die Si- und P-Gehalte bei allen verwendeten Blechen und Profilen an einem Bauwerk möglichst nahe beieinander liegen.

Insbesondere hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens sollte ein erhöhtes Zinkschichtwachstum an Schweißnähten vermieden oder zumindest reduziert werden (vgl. Kap. 5.4.4 und 6). Daher sollte auch ein Schweißzusatzwerkstoff mit einem möglichst geringen Siliziumgehalt verwendet werden, wenngleich er trotzdem höher liegen dürfte als die o.g. Vorgabe für den Grundwerkstoff.

Die Oberflächengüte der verwendeten Bleche sollte Klasse B, Untergruppe 2 oder 3 nach DIN EN 10163-2 [165], bzw. bei Walzprofilen Klasse C, Untergruppe 2 oder 3 nach DIN EN 10163-3 [166] entsprechen. Bei Untergruppe 2 ist das Reparatur-Schweißen von Defekten nach dem Walzen nach Zustimmung des Auftraggebers erlaubt, bei Untergruppe 3 gänzlich untersagt. Vor dem Hintergrund eines erhöhten Schichtwachstums auf Schweißungen und einer verminderten Ermüdungsfestigkeit bei erhöhten Schichtdicken sind Reparaturschweißungen daher unter Umständen nachteilig. Eine Zustimmung des Auftraggebers bzw. des Statikers ist daher zuvor einzuholen.

Vor dem Feuerverzinken sollte die Konstruktion nach Vorbereitungsgrad P3 gemäß DIN EN ISO 8501-3 [159] vorbereitet werden. Dabei sind bspw. unbehandelte thermisch geschnittene Kanten und Flächen unzulässig und alle geschnittenen Kanten müssen mit einem Mindestradius von 2 mm gerundet sein. Zudem müssen thermisch geschnittenen Flächen mechanisch einige zehntel Millimeter (mind. 0,2 mm) abgetragen werden, da ansonsten die Zinkannahme auf den Schnittflächen gestört ist [172] (Bild 8.7). Ein zusätzliches Strahlen der Schnittflächen kann die Zinkannahme verbessern. Auf die Rundung und das Abschleifen von gewalzten Kanten und Flächen von Profilen und Blechen kann verzichtet werden. Hierfür ist der P-Vorbereitungsgrad P2 ausreichend. Bauteile mit stark verzunderten Oberflächen oder starkem Rostansatz sollten vor dem Verzinken generell gestrahlt werden (Sa 2½), um kurze Beizezeiten in der Verzinkerei zu ermöglichen.



*Bild 8.7: Gestörte Zinkannahme an Schnittflächen mit nicht ausreichender Nachbearbeitung*

Hinsichtlich der erforderlichen Bruchzähigkeit sind in Deutschland zusätzlich zu den Anforderungen der Brückennormung [150; 151] die Anforderungen entsprechend Tabelle 3 der DASt-Richtlinie 022 [138] zu beachten.

### **8.7.3 Arbeitsproben**

Vor der Fertigung der Brückenbauteile ist es ratsam, aus dem für das jeweilige Projekt vorgesehenen Stahlwerkstoff gesonderte Arbeitsproben herzustellen. Die Arbeitsproben dienen in erster Linie zur Ermittlung der Mindest-Tauchdauer zur Sicherstellung der Mindest-Zinkschichtdicke (in der Regel  $> 200 \mu\text{m}$ ), die im Wesentlichen von Stahlzusammensetzung und Tauchdauer abhängt. Da bei den im Brückenbau üblichen Blechdicken ein relativ hoher Siliziumgehalt zu erwarten ist, dürfte jedoch die so ermittelte Tauchdauer mit der Zeit bis zur vollständigen Erwärmung des Bauteils in den meisten Fällen übereinstimmen. Schichtdicken von über  $200 \mu\text{m}$  sind bei diesen Stahlsorten die Regel. Die Obergrenze der Tauchzeiten orientieren sich an den Regelungen der DASt-Ri 022 [138]. Hierdurch soll die optimale Tauchzeit zur Erreichung der geforderten Zinkschichtdicke von  $\geq 200 \mu\text{m}$  ermittelt werden.

Zu beachten ist, dass die an den kleinteiligen Arbeitsproben ermittelte Mindesttauchdauer in den meisten Fällen am realen Brückenbauteil nicht ausreichend sein dürfte. Da die Brückenteile sehr groß sind, entziehen sie dem Zinkbad während des Eintauchvorgangs viel Hitze. Die Brenner des Zinkkessels müssen danach das Zinkbad zunächst wieder auf die Solltemperatur von ca.  $450^\circ\text{C}$  aufheizen, bevor die an den Arbeitsproben ermittelte Mindesttauchdauer beginnt. Die reale Mindesttauchdauer liegt demnach über den an den Proben ermittelten Tauchdauern und ist mit dem Verzinkungsbetrieb abzustimmen.

Falls Montageschweißstöße im Projekt vorgesehen sind, kann anhand der Arbeitsproben die fachgerechte Herstellung des Schweißstoßes einschl. der damit erforderlichen Ausbesserung durch Spritzmetallisierung geprüft und ggf. auch die farblichen Gestaltung der Versiegelung gewählt werden. An den Arbeitsproben kann auch eine etwaig gewünschte Haftfestigkeitsprüfung nach Anhang A der DIN EN ISO 2063 [156] an den Ausbesserungsstellen durchgeführt werden. Da es sich um eine zerstörende Prüfung handelt, kann diese am endgültigen Bauteil nicht mehr vorgenommen werden. Allerdings ist bei Einhaltung des in Kap. 8.2 und 8.3 beschriebenen Ausbesserungsverfahrens von einer ausreichenden Haftfestigkeit auszugehen.

Die Haftfestigkeit zwischen dem Zinküberzug und dem Grundwerkstoff muss üblicherweise nicht geprüft werden, da eine hinreichende Haftfestigkeit typisch für den Feuerverzinkungsprozess ist (vgl. DIN EN ISO 1461 [155], Abschnitt 6.4). Die Aussage wurde u.a. bestätigt durch Beobachtungen bei den Dauerschwingversuchen (vgl. Kap. 3.2) mit feuerverzinkten Bauteilproben. Trotz hoher Zinkschichtdicke (200-350 µm) wurden während Versuche keine Abplatzungen an den Versuchskörpern festgestellt. Weitere vom *Institut Feuerverzinken GmbH* untersuchten Referenzobjekte, wie z.B. die Höllmecke-Brücke im Sauerland weisen nach einer Anwendung von 27 Jahren trotz hoher Zinkschichtdicke (teilweise > 500 µm) ebenfalls keine Abplatzungen auf.

#### **8.7.4 Bauteilverzinkung und Prüfung der Schichtdicke im Werk**

Die Verzinkung der Bauteile erfolgt mit den anhand der Arbeitsproben (8.7.3) festgelegten Parametern. Die Zinkschichtdicke sollte jedoch am realen, fertig verzinkten Bauteil nochmals geprüft werden, um die Schutzdauerprognose zu verifizieren. Bei signifikanter Unterschreitung der Schichtdicke sind die Träger gegebenenfalls neu zu verzinken.



*Bild 8.8: Verzinkte Brückenträger*

Um ein repräsentatives Ergebnis der durchschnittlichen Schichtdicke je Einheit zu erlangen, müssen die Anzahl und Lage der Kontrollflächen und ihre Größe für das magnetische Verfahren entsprechend der Form und Größe des/der Bauteils/e ausgewählt werden. Bei langen Teilen muss die Kontrollfläche etwa 100 mm von Löchern und 100 mm von den Bauteilenden sowie etwa in Bauteilmitte liegen und muss den gesamten Querschnitt des Teils umfassen.

Die Anzahl und Größe der Kontrollflächen ist unter Berücksichtigung der nachfolgenden Vorgaben festzulegen:

- Die Festlegung der Kontrollflächen müssen DIN EN ISO 1461 [155] entsprechen. Bei Flächen größer 2 m<sup>2</sup> müssen mindestens 3 Kontrollflächen geprüft werden.
- Es sind entsprechend ZTV-ING [133] die Kontrollflächen in Bauwerksbereichen, bei denen eine Instandsetzung der Korrosionsschutzbeschichtung mit hohen Begleitkosten z.B. für Rüstungen oder mit nennenswerten Betriebsbehinderungen verbunden sind und an Stellen die für die örtlichen Korrosionsbelastungen charakteristisch sind (z.B. Bereiche über der Fahrbahn von tausalzbehandelten Straßen), festzulegen.

Die Kontrollflächen sind nach Art, Größe und Lage in einem Korrosionsschutzplan zu kennzeichnen. Ein Kontrollflächenprotokoll ist nach Anhang B, ZTV-ING [133] zu führen.

Der Zinküberzug an den fertigen Bauteilen wird unmittelbar im Feuerverzinkungsunternehmen im Zuge der internen Qualitätskontrolle überprüft.

Das Verladen zum Transport und die Transportsicherung sollte grundsätzlich nicht mit Ketten, sondern mit textilen Hilfsmitteln (Gurte etc.) erfolgen. Sollten Abplatzungen im Zuge des Transportes oder der Montage entstehen, sind diese mittels Spritzmetallisierung auszubessern.



*Bild 8.9: Heben mit textilen Schlingen*

### 8.7.5 Prüfungen am fertigen Bauwerk

Die Schichtdicken des intakten Zinküberzuges (Feuerverzinkung) muss auf der Baustelle nicht nochmals kontrolliert werden, da mit keinerlei Veränderung gegenüber den im Werk gemessenen Schichtdicken zu rechnen ist. Lediglich Sichtprüfungen auf Transport- und Montagebeschädigungen sind ratsam.

Die Prüfungen der Schichtdicken der Spritzverzinkung an den Montage-Schweißstößen sind nach DIN EN ISO 2178 [157] durchzuführen. Die Schichtdicken der spritzverzinkten Arbeitsproben und auch Brückenbauteile ist an mindestens 3 unterschiedlichen Stellen je Bereich (A, B und C, Bild 8.1) zu messen und auf Erfüllung der Anforderung einer Zinkschichtdicke  $\geq 200 \mu\text{m}$  zu überprüfen.

## 8.8 Prognose der (Rest-)Schutzdauer

Eine theoretische Schutzdauer bzw. Restschutzdauer bei einem bestehenden Bauwerk kann mit der Formel (8.6) nach DIN EN ISO 9224 [163] abgeschätzt werden. Diese Formel berücksichtigt den degressiven Verlauf des Zinkabtrags (vgl. Bild 2.24).

$$D_{iZn} = r_{corr,iZn} \cdot t^b \quad (8.6)$$

mit:

$r_{corr,iZn}$  die Korrosionsgeschwindigkeit des Zinks, die im ersten Jahr vorliegt, ausgedrückt in Gramm je Quadratmeter und Jahr  $[\text{g}/(\text{m}^2 \cdot \text{a})]$  oder in Mikrometern je Jahr  $[\mu\text{m}/\text{a}]$ , nach ISO 9223 [162]

$t$ : Auslagerungsdauer, ausgedrückt in Jahren

$b$ : der für Zink und Umgebung spezifische Zeitexponent, üblicherweise kleiner eins

Bei einer beispielhaft angenommenen Zinkschichtdicke von  $200 \mu\text{m}$  ergibt sich danach in einer C4-Atmosphäre mit einem nominellen Zinkabtrag von bis zu  $4,2 \mu\text{m}/\text{a}$  eine erwartete Schutzdauer von mindestens 83 Jahren (8.7).

$$\sqrt[b]{\frac{D_{iZn}}{r_{corr,iZn}}} = t = 0,873 \sqrt{\frac{200 \mu\text{m}}{\text{max. } 4,2 \mu\text{m}}} \geq 83,5 \text{ Jahre} \quad (8.7)$$

Daraus ergibt sich folgende Empfehlung: Zur Erreichung einer Standzeiterwartung in der Größenordnung der Lebensdauer einer Brücke von 100 Jahren sollte unter mäßiger Korrosionsbelastung eine Mindestzinkschichtdicke von  $200 \mu\text{m}$  erzielt werden. Unter Umständen muss dabei unter aggressiveren atmosphärischen Bedingungen eine Instandsetzung des Korrosionsschutzes nach ca. 80 Jahren erfolgen (Bild 8.10).

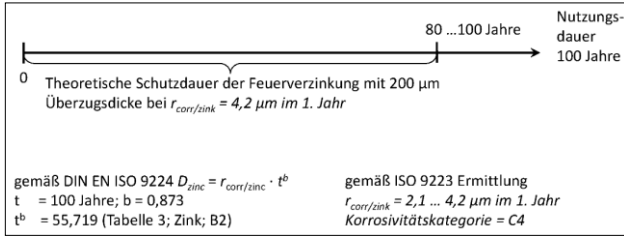


Bild 8.10: Theoretische Schutzdauer einer Feuerverzinkung (200 µm) [116]

Diese Angabe gilt als Richtwert für auf den Standort bezogene Korrosivitäten. Mikroklimatische Bedingungen können den Abtrag lokal an Teilen der Konstruktion vergrößern. Dies ist beispielsweise an Brückenunterseiten von Überführungsbauwerken der Fall, die durch eine bevorzugte Windrichtung und Sprühnebel bei regenasser Fahrbahn vermehrt mit feuchtem Streusalz benetzt werden können. Der Sprühbereich wird in der Regel mit einer Ausdehnung von bis zu 15m von der gestreuten Straße angenommen [167].

## 8.9 Wartung/Instandsetzung

### 8.9.1 Schichtdickenmessungen während der Nutzungsdauer

Regelmäßige Schichtdickenmessungen sollen an den (im Korrosionsschutzplan zu kennzeichnenden) Kontrollflächen (vgl. 8.7.4) im Rahmen der Brückenhauptprüfungen nach DIN 1076 [140] im Abstand von 6 Jahren nach dem magnetinduktiven Verfahren (ISO 2808 [173]) oder dem magnetischen Verfahren (ISO 2178 [157], auch festgelegt in ISO 3882 [158]) erfolgen. Ergänzend zu den Anforderungen nach DIN 1076 [140] ist ein Kontrollflächenprotokoll nach Anhang B, ZTV-ING [133] zu führen. Die Protokolle der Messungen sind dem Bauwerksbuch beizufügen. Auf Basis der jeweiligen fortgeschriebenen Messdaten sollte nach jeder Brückenhauptprüfung die Prognose der Schutzdauer (vgl. Kap. 8.8) aktualisiert werden.

### 8.9.2 Instandsetzungen

Kleinere Beschädigungen begrenzten Ausmaßes, die nicht über die kathodische Schutzwirkung des Zinküberzugs abgedeckt werden, können mit dem unter Kap. 8.2 und 8.3 beschriebenen Verfahren durch eine Spritzmetallisierung ausgebessert werden. Dies ist sinnvoll, insofern der Großteil der Oberflächen noch eine ausreichende Zinkschichtdicke für mehrjährige Schutzwirkung aufweist.

Sollte die Zinkschicht bis auf wenige Mikrometer abgetragen sein, so bietet sie keinen ausreichenden Schutz vor Korrosion mehr. In dem Falle kann sowohl eine kom-

plette Spritzmetallisierung oder aber eine organische Beschichtung für die Stahlbauteile des Bauwerks Beschichtung in Betracht gezogen werden. Der verbliebene Feuerzinküberzug muss dafür nicht entfernt, sondern nur entsprechend der Vorgaben des gewählten Systems – beispielsweise durch Strahlen oder Sweepen – vorbereitet werden. Das Aufbringen einer organischen Beschichtung entspricht dann einem Duplex-System (vgl. Kap. 8.5).

## 9 Zusammenfassung und Ausblick

### 9.1 Zusammenfassung

Mit der vorliegenden Arbeit wird ein Beitrag zur sicheren Anwendung der Feuerverzinkung im Brückenbau geliefert. Die Feuerverzinkung kann hierdurch für einen Großteil der Brücken im Rahmen von Neubau- und Ersatzmaßnahmen als nachhaltiger Korrosionsschutz mit erheblichen Vorteilen im Lebenszyklus eines Brückenbauwerks angewendet werden. Erfahrungen aus den letzten Jahrzehnten aus dem Hochbau, aber auch anhand von den wenigen, vorhandenen Brücken in feuerverzinkter Ausführung belegen dies.

Viele offene Fragestellungen hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens von feuerverzinktem Stahl, die die Anwendung in Deutschland bislang verhinderten, wurden in dieser Arbeit beantwortet. Eine sichere Bemessung ist nach Auswertung von hunderten neuen und alten Versuchsergebnissen für häufig auftretende Kerbdetails möglich. Planer können bekannte Bemessungsverfahren der Eurocodes weiter verwenden. Lediglich auf der Widerstandsseite sind reduzierte Kerbfälle für Konstruktionsdetails in feuerverzinkter Ausführung anzusetzen. Diese wurden praxistauglich in Form einer Kerbfalltabelle für die am häufigsten vorkommenden Details bei Brücken kleiner und mittlerer Spannweite mit offenen Profilen aufbereitet. Diese Tabelle kann ersetzend für die Kerbfalltabellen in DIN EN 1993-1-9 [149] verwendet werden, wenn die Brücke feuerverzinkt werden soll.

Die Einflussparameter auf eine Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit von feuerverzinktem Baustahl konnten mithilfe einer entwickelten Modellvorstellung und anschließender numerischer Simulation identifiziert werden. Demnach spielt u.a. die Zinkschichtdicke eine erhebliche Rolle und sollte daher auch nur so dick ausgeführt werden, wie sie für die Erreichung der angestrebten Korrosionsschutzdauer notwendig ist. Der Grundsatz „viel hilft viel“ und „mehr hilft mehr“ ist hier nicht zutreffend. Trotz der konservativen Auslegung der entwickelten Kerbfalltabelle für feuerverzinkte Konstruktionsdetails sollte sicherheitshalber auf große Überschichtdicken verzichtet werden.

Die zu erwartenden Effekte aus der Zinkschicht können bei bekannten Ermüdungseigenschaften der zugehörigen unverzinkten Konstruktionsdetails in Abhängigkeit der Schichtdicke und Beanspruchung mit einer in dieser Arbeit entwickelten Berechnungsmethode per Handrechnung abgeschätzt werden. Dies ist nicht nur hilfreich für bislang nicht experimentell untersuchte, feuerverzinkte Kerbdetails, sondern auch für die Abschätzung von etwaigen Veränderungen der Einflussfaktoren im Vergleich zu den durchgeführten Versuchen (bspw. größere Schichtdicke).



Die Abminderung der Ermüdungsfestigkeit führt nicht zwingend zur Notwendigkeit der Veränderung der Querschnitte im Vergleich zu einer konventionell organisch beschichteten Brücke. Die durchgeführten Vergleichsrechnungen belegen, dass zum Teil mit unveränderten Querschnitten gebaut werden kann. Sollte jedoch die Ermüdung bemessungsrelevant sein, sind moderate Querschnittsänderungen erforderlich. Dies führt zunächst bei der Errichtung zu erhöhten Kosten. Des Weiteren sind bei größeren Spannweiten Zusatzkosten für Montagestöße nach dem Verzinken zu erwarten, insbesondere auch für die Ausbesserung des Korrosionsschutzes bei Schweißstößen. Diese Mehrkosten werden aber im Vergleich in der Regel spätestens nach dem ersten Instandsetzungsintervall eines organischen Korrosionsschutzes wieder ausgeglichen bzw. in einen Kostenvorteil umgekehrt, da für die Feuerverzinkung mindestens eine Instandsetzung eingespart werden kann.

Mithilfe der in dieser Arbeit kompakt und – nach derzeitigem Stand – vollständig aufgeführten Bemessungs- und Konstruktionsregeln können die positiven Eigenschaften der Feuerverzinkung hinsichtlich des Korrosionsschutzes auch im Brückenbau Verwendung finden. Bei Beachtung der zusammengefassten Konstruktionsregeln, die bereits praxiserprobt und mit den Erfahrungen aus den ersten Anwendungsprojekten erweitert wurden, können Dauerhaftigkeit, Nachhaltigkeit und Kosteneffizienz durch Wegfall von aufwendigen Instandsetzungs- und Wartungsmaßnahmen gesteigert werden.

## **9.2 Ausblick**

Diese Arbeit liefert selbstverständlich nur einen Beitrag zur Anwendung der Feuerverzinkung im Brückenbau und fasst nur die bisherigen Erkenntnisse zusammen. Parallel zur Erstellung dieser Arbeit wurden bereits neue Forschungsprojekte initiiert und begonnen, die das wirtschaftliche Anwendungsspektrum erweitern und sinnvoll ergänzen können. Andere, neu aufzuwerfende Fragestellungen wurden auch noch nicht angegangen. Nachfolgend werden einige Ansatzpunkte zukünftiger Forschung aufgelistet:

- Der Kerbfallkatalog für feuerverzinkte Bauteile ist derzeit auf einige Details begrenzt. Dieser könnte durch weitere Versuche, insbesondere mit stärker gekerbten Details, mit wissenschaftlicher Absicherung erweitert werden. Zudem könnte dadurch die in dieser Arbeit entwickelte Berechnungsformel zur theoretischen Berechnung der Ermüdungsfestigkeit weiter überprüft und ggf. optimiert werden.
- Der Einsatz von feuerverzinkten Verbunddübelleisten kann im Brückenbau wesentliche Vorteile bieten, was in einem laufenden Forschungsvorhaben bereits untersucht wird. Sollte der Einfluss der Feuerverzinkung auf das Ermüdungsverhalten der Verbunddübelleisten gering sein, so wäre eventuell keine

oder nur eine moderate Anpassung notwendig. Vorteilhaft könnte sich dabei auswirken, dass die per Brennschnitt hergestellten Stahlzähne an den Schnittflächen wenig Zink annehmen, was zu einer geringen Abminderung der Ermüdungsfestigkeit führen müsste. Da die Dübel im fertigen Bauteil einbetoniert sind, sind Minderschichtdicken auch nicht im Hinblick auf den Korrosionsschutz nachteilig.

- Geschraubte Verbindungen der segmentierten Hauptträger können vorteilhaft sein, da aufwendige Maßnahmen zur Ausbesserung des Korrosionsschutzes an Montageschweißstößen entfallen würden. Der Korrosionsschutz bliebe „aus einem Guss“. Zu vermeiden sind dabei jedoch Spalte und Kehlen, die Feuchtigkeit sammeln und dementsprechend zu einem beschleunigten Abtrag der Zinkschicht neigen würden. Da allerdings noch weitere Fragestellungen hinsichtlich des Reibbeiwerts feuerverzinkter Oberflächen bei gleitfest vorgespannten (GV-) Verbindungen offen sind, ist bislang der wirtschaftliche Einsatz auch noch nicht möglich. Momentan sind die zu verbindenden Flächen bei Laschenstößen noch aufwendig mit einem Reibbeiwert-erhöhendem Beschichtungsstoff nach einer vorherigen Oberflächenvorbereitung zu versehen. Andere Schraubverbindungen mit Kopfplatten oder Passschrauben sind aufgrund teils erheblich schlechterer Ermüdungseigenschaften eher ungeeignet. Hierzu werden ebenfalls in den kommenden Jahren Antworten zu finden sein.
- Ein weiteres Feld künftiger Forschung könnte die Entwicklung einer veränderten Zinkschicht sein. Da die Länge und der Abstand der Mikrorisse in der  $\delta_1$ -Schicht erheblichen Einfluss auf die Ermüdungseigenschaften nehmen können, könnte ein Schichtdesign hilfreich sein. Zum einen müsste entweder die Schicht so duktil sein, dass keine Mikrorisse entstehen oder es würde eine Legierung entwickelt, die den Rissabstand deutlich verringert. Hierfür wäre eine systematische Analyse mit zahlreichen weiteren Versuche an unterschiedlichen Schichten unter Variation der Schichtdicke und des Beanspruchungsni-veaus (vgl. Kapitel 5) erforderlich. Während die zwei Aspekte der Dübelleiste und der geschraubten Stöße recht kurzfristig umzusetzen sein werden, ist das Schichtdesign sicherlich eher ein Langfristziel.

Abschließend kann festgestellt werden, dass lediglich die wesentlichen Grundsteine für die Feuerverzinkung im Brückenbau gelegt wurden. Dass die Anwendung grundsätzlich möglich ist, zeigen auch die bislang zwei in Deutschland auf Basis der Ergebnisse der in dieser Arbeit vorgestellten Forschung erfolgreich ausgeführten Brückenbauwerke. Dass weitere folgen werden, ist wahrscheinlich. Allerdings sind auch noch viele Fragestellungen zur Optimierung der Anwendung offen, die es in den nächsten Jahren zu lösen gilt.

## 10 Literatur

### 10.1 Fachliteratur

- [1] American Galvanizers Association. <http://www.galvanizeit.org/aga/hdg-case-studies/project-profile/sauk-river-bridge-replacement/paint>, 10 2010.
- [2] *bauforumstahl e.V., Industrieverband Feuerverzinken e.V.*: Umwelt-Produktdeklaration: Feuerverzinkte Baustähle: Offene Walzprofile und Grobbleche. [www.bau-umwelt.com](http://www.bau-umwelt.com) / <https://epd-online.com>, 24.10.2013.
- [3] *bauforumstahl e.V.*: Kosten im Stahlbau 2013. <http://www.bauforumstahl.de/upload/publications/Kosten-im-Stahlbau-2013.pdf>, 29 Juli 2013.
- [4] *Beck, T., Fischer, M., Friedrich, H., Kaschner, R., et al.*: Instandhaltungsstrategien als Basis für die ganzheitliche Bewertung von Stahl- und Verbundbrücken nach Kriterien der Nachhaltigkeit. *Stahlbau* 1, 2013. S. 3–10.
- [5] *Bergengren, Y., Melander, A.*: An experimental and theoretical study of the fatigue properties of hot-dip-galvanized high-strength sheet steel. *International Journal of Fatigue* 14, 1992. S. 154–162.
- [6] *Bettin, M.*: Einfluss der Spannweite auf die Ermüdungsbeanspruchbarkeit bei Stahl- und Verbundbrücken kleiner und mittlerer Spannweite. Diplomarbeit, TU Dortmund. Dortmund, 2012.
- [7] *Block, K., Dreier, F.*: Die Ermüdungsfestigkeit zuverlässig und kostengünstig ermitteln", *Materialprüfung*. *Materialprüfung* 40, 1998. S. 73–77.
- [8] *Block, K., Dreier, F.*: Das Ermüdungsverhalten von Dübelbefestigungen. Berlin, 2003.
- [9] *Boussac, O.*: Détermination d'un critère de résistance à la fatigue pour des aciers galvanisés à chaud. Dissertation, 1997.
- [10] *Bundesregierung, G.* DVZ, 15. Juli 2014. S. 4.
- [11] *Deacon, D.*: Feuerverzinkte Autobahnbrücke bei Stainsby Hall. *Feuerverzinken* 28, 1999. S. 27–29.
- [12] *Sanpaolesi, L., Croce, P.* (Hg.): Design of bridges: Guide to basis of bridge design related to Eurocodes supplemented by practical examples. Pisa, 2005.
- [13] *Deutsche Bahn AG*: Daten & Fakten 2013, März 2014. S. 24.

- [14] *Deutscher Ausschuß für Stahlbau* (Hg.): 18. DASt-Kolloquium in Aachen, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, et al., 2012.
- [15] *Deutsches Verkehrsforum: Umfrage: Wodurch macht sich die Verschlechterung der Infrastruktur in ihrem Alltag bemerkbar?* verkehrsforum.de, April 2014.
- [16] *Die Zeit: Bahn startet Milliarden-Sanierungsoffensive.* ZEIT ONLINE, dpa, AFP, Reuters, sig, 08.12.2014.
- [17] *Dijkstra, O. D., Wardenier, J., Hertogs, A. A.:* The fatigue behaviour of welded splices and without mouse holes in IPE 400 and HEM 320 beams. In: Harrison J.D. (Hg.): International Conference on Weld Failures, 1988. S. 357–366.
- [18] *Dixon, W. J., Mood, A. M.:* A method for obtaining and analyzing sensitivity data. *J. Am. Statistical* 43, 1948. S. 108–126.
- [19] *EGGA European General Galvanizers Association* (Hg.). Intergalva 2012: 23rd International Galvanizing Conference and Exhibition, Paris, 10.-15. Juni 2012.
- [20] Ersatzneubau Kommunale Straßenbrücken, DifU - Deutsches Institut für Urbanistik. Berlin, 2013.
- [21] European Recommendations for Bolted Connections with Injection Bolts, ECCS TC10. Brüssel, 1994.
- [22] *Evans, A. G., Hu, M. S.:* The cracking and decohesion of thin films on ductile substrates. *Acta metall.* 1989. S. 917–925.
- [23] *Feldmann, M., Pinger, T., Sedlacek, G., Tschickardt, D.:* Die neue DASt-Richtlinie zur Vermeidung von Rissbildung beim Feuerverzinken. *Stahlbau* 77, 2008. S. 734–742.
- [24] *Feldmann, M., Schäfer, D., Bleck, W., Durst, A., et al.:* Technologie und Sicherheitsgewinnung beim Feuerverzinken zum Ausbau der Marktposition des verzinkten Stahlbaus", Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V., Düsseldorf. Düsseldorf: Verl. und Vertriebsges. mbH, 2010.
- [25] *Gesella, H.:* Rissfortschritt einbetonierter Kopfbolzendübel in Verbundträgern unter nicht ruhender Beanspruchung. Diss., 2006.
- [26] *Groß, H.:* Salzablagerungen auf Korrosionsschutzbeschichtungen an Brückenuntersichten. Bonn: Typo-Druck- & Verlagsgesellschaft mbH, 1983.
- [27] *Gunreben, Y.-C.:* Brückenertüchtigung - Stand und Ausblick", in BAST Expertengespräch Stahlbrückenbau. Bergisch Gladbach, 09/2014.

- 
- [28] *Gurney, T. R.*: Fatigue Strength of Beams with Stiffeners Welded on the Tension Flange. *British Welding Journal* 7, 1960. S. 569–576.
- [29] *Gurney, T. R.*: Investigations into the Fatigue Strength of Welded Beams, Part II: High Tensile Steel Beams without Stiffeners. *British Welding Journal* 9, 1962. S. 446–454.
- [30] *Haibach, E.*: Betriebsfestigkeit: Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2006.
- [31] *Haibach, E., Olivier, R.*: Streuanalysen der Ergebnisse aus systematischen Schwingfestigkeitsuntersuchungen mit Schweißverbindungen aus Feinkornbaustahl. *Materialprüfung* 17, 1975. S. 399–401.
- [32] *Hanswille, G., Porsch, M., Üstündag, C.*: Neue Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln. *Stahlbau* 75, 2006. S. 303–316.
- [33] *Härig, S., Günther, K., Klausen, D.*: Technologie der Baustoffe: Verlag C.F. Müller, 1994.
- [34] *Harrison J.D.* (Hg.): International Conference on Weld Failures, London, 1988.
- [35] *Hechler, O., Pinger, T., Rademacher, D., Ungermann, D.*: Guidance on the Design of Hot-Dip Galvanized Members for Composite Bridges: The 8th International Symposium on Steel Bridges: TUCSA Turkish Constructional Steelwork Association, 14.-16. September 2015. S. 259–268.
- [36] *Hempel, M., Horstmann, D.*: Der Einfluß des Feuerverzinkens auf das Dauerschwingverhalten kalt gewalzter Feinbleche. *Stahl und Eisen* 82, 1962. S. 1769–1781.
- [37] *Hempel, M., Horstmann, D.*: Einfluß des Feuerverzinkens auf die Dauerfestigkeit von Stahlröhren. *Archiv für das Eisenhüttenwesen* 42, 1971. S. 909–918.
- [38] *Hobbacher, A.*: Recommendations for Fatigue Design of welded Joints and Components. Doc. XIII-2151r4-07/XV-1254r4-07, International Institute of Welding. Paris, 2008.
- [39] *Höfs, J.*: Recherche und Auswertung einer Auswahl von Ermüdungsversuchs-Ergebnissen. Diplomarbeit, TU Dortmund. Dortmund, 2013.
- [40] *Hug, S.*: Analyse und VErgleich verschiedener Auswertemethoden von Ermüdungsversuchen mit Entwicklung einer Software-Lösung. Diplomarbeit, TU Dortmund. Dortmund, 2012.
-

- [41] Iberian Conference on Fracture and Structural Integrity, 17-19 March 2010.
- [42] *Industrieverband Feuerverzinken e.V.*: Arbeitsblätter Feuerverzinken. <http://www.feuverzinken.com/wissen/arbeitshilfen/arbeitsblaetter/>, 21.11.2015.
- [43] *Industrieverband Feuerverzinken e.V.*: Feuerverzinken Special "Dauerhaftigkeit in der Praxis". Feuerverzinken 2014. S. 18–23.
- [44] *Industrieverband Feuerverzinken e.V.*: Wissensbasis. [http://www.hdg-online.net/index.php?id=2456&tx\\_hdgcategories\\_pi1\[parent\]=6&tx\\_hdgcategories\\_pi1\[sub\]=12](http://www.hdg-online.net/index.php?id=2456&tx_hdgcategories_pi1[parent]=6&tx_hdgcategories_pi1[sub]=12), 10 2010.
- [45] *Industrieverband Feuerverzinken e.V.*: Wissensbasis. [http://www.hdg-online.net/index.php?id=2429&tx\\_hdgcategories\\_pi1\[parent\]=6&tx\\_hdgcategories\\_pi1\[sub\]=12](http://www.hdg-online.net/index.php?id=2429&tx_hdgcategories_pi1[parent]=6&tx_hdgcategories_pi1[sub]=12), 10 2010.
- [46] *Industrieverband Feuerverzinken e.V.*: Wissensbasis. [http://www.hdg-online.net/index.php?id=3732&tx\\_hdgcategories\\_pi1\[parent\]=6&tx\\_hdgcategories\\_pi1\[sub\]=12](http://www.hdg-online.net/index.php?id=3732&tx_hdgcategories_pi1[parent]=6&tx_hdgcategories_pi1[sub]=12), 10 2010.
- [47] *Industrieverband Feuerverzinken e.V.*: Special: Nachhaltigkeit. Feuerverzinken, 2008.
- [48] *Industrieverband Feuerverzinken e.V.*: Feuerverzinken. Feuerverzinken 41, 2012. S. 8.
- [49] *Institut für Stahlbau, H., Schaumann, P., Kelma, S., Kleibömer, I.*: Festschrift Peter Schaumann: Gewidmet Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann zur Vollendung seines 60. Lebensjahres, TIB - Technische Informationsbibliothek Universitätsbibliothek Hannover, 2014.
- [50] *Jesus, A. de, da Silva, J., Figueiredo, M. V., Ribeiro, A. S., et al.*: Iberian Conference on Fracture and Structural Integrity. Porto, Portugal, 17-19 March 2010.
- [51] *Kammel, C., Sedlacek, G.*: Dauerverhalten von GV-Verbindungen bei verzinkten Konstruktionen im Freileitungs-, Mast- und Kaminbau. Forschungsbericht P409. Düsseldorf: Verl. und Vertriebsges. mbH, 2001.
- [52] *Katzung, W., Rittig, R., Schubert, P., Schulz W.-D.*: Ermittlung des Einflusses der Feuerverzinkungsbedingungen, insbesondere der Zusammensetzung der Zinkschmelze (Pb, Ni, Sn, Al), der Tauchdauer und des Abkühlverfahrens auf die Haftfestigkeit und das Bruchverhalten von Zinküberzügen nach DIN EN ISO 1461. Bericht 148, Gemeinschaftsausschuss Verzinken e.V. Düsseldorf, 2001.

- 
- [53] *Kouba, N. G., Stallmeyer, J. E.*: The Behavior of Stiffened Beams under Repeated Loads, Department of Civil Engineering University of Illinois. Urbana, Illinois, 1959.
- [54] *Kuhlmann, U.* (Hg.): Stahlbau Kalender 2006. Berlin: Ernst & Sohn, 2006.
- [55] *Kuhlmann, U.* (Hg.): Stahlbau Kalender 2013. Berlin: Ernst & Sohn, 2013.
- [56] *Kuhlmann, U., Dürr, A., Günther, H.-P.*: Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit höherfester Baustähle durch Anwendung der UIT-Nachbehandlung. Stahlbau 75, 2006. S. 930–938.
- [57] *Kuhlmann, U., Dürr, A., Schröter, F.*: Dillinger Hütte. [www.dillinger.de/dh/produkte/sparte/stahlbau/literatur/index-shtmlm.de](http://www.dillinger.de/dh/produkte/sparte/stahlbau/literatur/index-shtmlm.de).
- [58] *Kuhlmann, U., Euler, M., Kudla, K.*: Weiterentwicklung und Spezifizierung der Ermüdungsnachweise für Straßen- und Eisenbahnbrücken aus Stahl. Forschungsbericht Nr. 2011-11X, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf. Stuttgart, 2011.
- [59] *Kuhlmann, U., Maier, P., Silva, L. d., Gervásio, H., et al.*: Sustainable steel-composite bridges in built environment (SBRI). Luxembourg: Publications Office, 2013.
- [60] *Kuhlmann, U., Maier, P., Ummenhofer, T., Zinke, T., et al.*: Untersuchung zur Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken. Schlussbericht FE 089.0291/2013, BASt. Bergisch Gladbach, 2014.
- [61] *Kuhlmann, U., Schubart, R., Schleicher, W., Schmidt-Rasche, C., et al.*: Stahlbaunormen - Kommentar zu DIN EN 1993-2: Stahlbrücken. In: Kuhlmann, U. (Hg.): Stahlbau Kalender 2013. Berlin: Ernst & Sohn, 2013. S. 317–405.
- [62] *Kuniaki, M., Takeshi, M., Hidenobu, H.*: Fatigue test on Large-scale Welded Girder Specimens with Hot Dip Galvanizing - Fatigue Strength of Welded Joints by Hot Dip Galvanizing (Report 2). Quarterly Journal of the Japan Welding Society 21, 2003. S. 576–583.
- [63] *Kuniaki, M., Takeshi, M., Hidenobu, H.*: Stress Properties of Welded Portions by Hot Dip Galvanizing and Fatigue test - Fatigue Strength of Welded Joints by Hot Dip Galvanizing (Report 1). Quarterly Journal of the Japan Welding Society 21, 2003. S. 584–591.
- [64] Landesgartenschau (LGS) Rietberg. URL: <https://www.landesschau-rietberg.de/index.php?a=334>, 10 2010.
- [65] *Landolfo, R., Mazzolani, F. M.* (Hg.): Eurosteel 2014: 7th European conference on steel composite structures : September 10-12, 2014 Naples, Italy. Brussels: ECCS, 2014.
-

- [66] *Maaß, P., Peißker, P.* (Hg.): Handbuch Feuerverzinken. Weinheim: Wiley-VCH Verlag, 2008.
- [67] *Mang, R., Müller, H.-H. Gemeinschaftsausschuss Verzinken e.V.* (Hg.): Untersuchungen zur Anwendbarkeit feuerverzinkter Bewehrung im Stahlbetonbau. Bericht Nr. 90. Düsseldorf, 1982.
- [68] *Mangerig, I., Romen, N.*: Ermüdungsverhalten geschweißter Rohrknotten von Fachwerkverbundbrücken. Stahlbau 78, 2009. S. 925–935.
- [69] *Maurer, R., Block, K., Dreier, F.*: Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl - Bestimmung mit dem Interaktiven Verfahren. Bauingenieur 85, 2010. S. 17–28.
- [70] *Mensinger, M.*: Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau. Dissertation. Aachen, Mainz, 2000.
- [71] *Minner, H. H.*: Schwingfestigkeitserhöhung von Schweißverbindungen aus hochfesten Feinkornbaustählen StE 460 und StE 690 durch Einsatz des WIG Nachbehandlungsverfahrens. Dissertation. Darmstadt, 1981.
- [72] *Müller, J.*: Kleine Brücken - große Wirkung: Erneuerung im Bestandsnetz der Deutschen Bahn. Brückenbau - Construction & Engineering, 2015. S. 78–79.
- [73] *Neumann, A.* (Hg.): Probleme der Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen. Berlin: VEB Verlag Technik, 1960.
- [74] *Neumann, A., Müller, G.*: Biegeträger niedriglegierter Stahl, Anschweißung der Aussteifungen, Handschweißung. In: Neumann, A. (Hg.): Probleme der Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen. Berlin: VEB Verlag Technik, 1960. S. 157–162.
- [75] *Neumann, A., Müller, G.*: Biegeträger St 52, Anschweißung von Aussteifungen, Handschweißung. In: Neumann, A. (Hg.): Probleme der Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen. Berlin: VEB Verlag Technik, 1960. S. 156–157.
- [76] *Nieth, F., Wiegand, H.*: Das Verhalten von Baustählen höherer Festigkeit nach dem Feuerverzinken bei dynamischer Beanspruchung. Arch. Eisenhüttenwes 46, 1975. S. 589–593.
- [77] *Nothnagel, R., Twelmeier, H.* (Hg.): Baustoff und Konstruktion. Berlin, Heidelberg: Springer Verlag, 2013.
- [78] *Nussbaumer, A., Günther, H.-P.*: Grundlagen und Erläuterungen der neuen Ermüdungsnachweise nach Eurocode 3. In: Kuhlmann, U. (Hg.): Stahlbau Kalender 2006. Berlin: Ernst & Sohn, 2006. S. 385–480.



- 
- [79] *Pelerin, J., Hoffmann, J., Leroy, V.*: The influence of silicon and phosphorus on the Galvanisation of mild steels. *Metallverarbeitung* 35, 1981. S. 870–873.
- [80] *Peters, A.*: Experimentelle Untersuchungen zur Haftreibungszahl  $\mu$  an gleitfest vorgespannten Verbindungen mit Wetterfestem Baustahl zur Verwendung im Brückenbau. Master-Thesis, TU Dortmund. Dortmund, 2015.
- [81] *Pinger, T.*: Zur Vermeidung der Rissbildung an Stahlkonstruktionen beim Feuerverzinken unter besonderer Berücksichtigung der flüssigmetallinduzierten Spannungsrisskorrosion. Dissertation, RWTH Aachen, 2009.
- [82] *Radaj, D., Vormwald, M.*: Ermüdungsfestigkeit: Grundlagen für Ingenieure. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2007.
- [83] *Rademacher, D., Huckshold, M.*: Korrosionsschutz durch Feuerverzinken: Anwendung im Stahl- und Verbundbrückenbau. *Brückenbau - Construction & Engineering*, 2015. S. 108–112.
- [84] *Rademacher, D., Simonsen, F.*: Zum Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsbeanspruchbarkeit im Brückenbau. In: *Deutscher Ausschluß für Stahlbau (Hg.): 18. DAST-Kolloquium in Aachen*. Düsseldorf: DAST, 2012. S. 119–124.
- [85] *Rebel, A.*: Beschichtungssysteme für den korrosionsschutz von Brückenbauwerken im Wirtschaftlichkeitsvergleich. Diplomarbeit, TU Dresden. Dresden, 2014.
- [86] *Reemsnyder, H. S.*: A new specimen for fatigue testing longitudinal fillet weldments. *Proc. ASTM Vol. 65*, 1965. S. 729–735.
- [87] *Reemsnyder, H. S.*: Fatigue strength of longitudinal fillet weldments in constructional alloy steel. *Welding research supplement* 30, 1965. S. 458–465.
- [88] *Rensen, C., Eijnsbergen, J.*: Einführung in die Mechanismen des beschleunigten Schichtbildungswachstums in hochsiliziumhaltigen Stählen. *Feuerverzinken* 22, 1993. S. 36–38.
- [89] *Reumont, G., Vogt, J. B., Iost, A., Foct, J.*: The effects of an Fe-Zn intermetallic-containing coating on the stress corrosion cracking behavior of a hot-dip galvanized steel. *Surface and Coatings Technology* 139, 2001. S. 265–271.
- [90] *Ross, S. M.*: Statistik für Ingenieure und Naturwissenschaftler. München: Elsevier Verlag, 2006.
-

- [91] *Rühl, K. H.*: Die Tragfähigkeit metallischer Baukörper. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst, 1952.
- [92] *RWTH Institute of Steel Construction, Testing Laboratory of Steel, BUGH Institute for Steel and Composite Structures, CTICM Centre Technique Industrielle de Construction Métallique, et al.*: Use of high-strength steel S460: technical steel research. Final report, European Commission. Luxembourg, 2002.
- [93] *Schmeink, H., Holthaus, M., Keitel, S.*: Magnetspulverprüfung von verzinkten Stahlbaukonstruktionen. *Schweißen und Schneiden* 61, 2010. S. 717–720.
- [94] *Schmitt, V., Seidl, G., Vogel, C., Schülke, B., Koch, E.*: Untersuchungen zum verstärkten Einsatz von Stahlverbundkonstruktionen bei Brücken kleiner und mittlerer Stützweiten: Application study for an increasing share of composite bridges with small and medium span. Düsseldorf, 2005.
- [95] *Schröder, M.*: Aktuelles zum Korrosionsschutz im Verkehrswegebau. Dresden, 15.-16.10.2014.
- [96] *Schulz, W.-D., Schubert, P., Thiele, M.*: An alternativ approach to explaining the effect of silicon on the galvanizing reaction. Amsterdam, London, 2003.
- [97] *Schulz, W.-D., Thiele, M.*: Feuerverzinken von Stückgut. Saalgau/Württ: Leuze-Verlag, 2012.
- [98] *Schwär, R.*: Konstruktive Gestaltung von feuerverzinkten Stahl- und Verbundbrücken - Entwicklung von feuerverzinkungsgerechten Konstruktions- und Fertigungsdetails. Master-Thesis, TU Dortmund, 2013.
- [99] Schweizerische Fachstelle Feuerverzinken. <http://www.verzinke-reien.info/sff/templates/index.php?pid=stahlbruecken>, 10 2010.
- [100] *Sedlacek, G., Hobbacher, A., Nussbaumer, A., Müller, C., et al.*: Commentary to Eurocode 3 - EN 1993-Part 1-9 - Fatigue, RWTH Aachen. unveröffentlicht, 2007.
- [101] *Sedlacek, G., Hoffmeister, B., Trumpf, H., Kühn, B., et al.*: Composite Bridge Design for Small and Medium Spans. PRF Report No. 132/02, European Commission. Luxembourg, 2003.
- [102] *Sedlacek, G., Jacquemoud, J.*: Herleitung eines Lastmodells für den Betriebsfestigkeitsnachweis von Straßenbrücken. *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Band 430, 1984.

- 
- [103] *Sedlacek, G., Merzenich, G., Paschen, M., Bruls, A., et al. Joint Research Center - European Commission (Hg.):* Background document to EN 1991-Part 2 - Traffic loads for road bridges - and consequences for the design, 2008.
- [104] *Simonsen, F.:* Der Einfluss von zinkbasierten Korrosionsschutzsystemen auf die zyklische Beanspruchbarkeit von Bauteilen aus Stahl. Dissertation, TU Darmstadt, 2015.
- [105] *Stadie, M.:* Der Einfluss der Feuerverzinkung auf die Dimensionierung der Stahlträger und Details, untersucht an Verbundbrücken mit gewalzten Stahlträgern unter besonderer Berücksichtigung ihrer Wirtschaftlichkeit. Master-Thesis, TU Dortmund. Dortmund, 2015.
- [106] *Takeshi, M., Kuniaki, M., Hidenobu, H.:* Influence of Hot Dip Galvanizing Conditions and Steel on Fatigue Strength - Fatigue Strength of Welded Joints by Hot Dip Galvanizing (Report 3). Quarterly Journal of the Japan Welding Society 22, 2004. S. 272–281.
- [107] *Takuwa, J.:* Hot dip galvanized Bridges for Japanese Expressways, Expressway Technology Centre. Japan, 1997.
- [108] SBIC Steel Bridges: Innovation and New Challenges 2015: The 8th International Symposium on Steel Bridges, Istanbul, 14.-16. September 2015.
- [109] *Thiele, M., Schütz, A., Schulz, W.-D.:* Struktur und Eigenschaften von Zinküberzügen nach DIN EN ISO 1461 aus legierten Zinkschmelzen. Bericht 158, Gemeinschaftsausschuss Verzinken e.V. Düsseldorf, 2008.
- [110] *Thum, A., Buchmann, W.:* Dauerfestigkeit und Konstruktion. Berlin: VDI-Verlag, 1932.
- [111] *Thum, A., Erker, A.:* Gestaltfestigkeit von Schweißverbindungen. Berlin: VDI-Verlag, 1942.
- [112] *Tien, J. K., Davidson, J. M.:* Stress effects and oxidation of metals. New York, 1975. S. 200.
- [113] *Ummenhofer, T., Herion, S., Rack, S., Weich, I., et al.:* REFRESH - Lebensdauererweiterung bestehender und neuer geschweißter Stahlkonstruktionen: REFRESH - extension of the fatigue life of existing and new welded steel structures. Düsseldorf: Verl. und Vertriebsges, 2010.
- [114] *Umweltbundesamt:* Trend der Luftschadstoff-Emissionen seit 1990: Veränderung in Prozent gegenüber 1990, für die Feinstaub-Fractionen ab 1995. Deutsches Luftschadstoffinventar 1990-2011.
- [115] *Ungermann, D., Rademacher, D., Landgrebe, R., Wuttke, U., et al.:* Sustained Use of Hot-Dip Galvanizing in Steel and Composite Bridge
-

- Construction. In: EGGA European General Galvanizers Association (Hg.): 23rd International Galvanizing Conference and Exhibition, 10.-15. Juni 2012.
- [116] *Ungermann, D., Rademacher, D., Oechsner, M., Landgrebe, R., et al.*: Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau: IGF-Nr. 351 ZBG = Hot-dip galvanizing for steel and composite bridges. Düsseldorf: Verl. und Vertriebsges. mbH, 2014.
- [117] *Ungermann, D., Rademacher, D., Oechsner, M., Simonsen, F., et al.*: Design of Hot-Dip Galvanized Bridges. In: Landolfo, R., Mazzolani, F. M. (Hg.): Eurosteel 2014. 7th European conference on steel composite structures : September 10-12, 2014 Naples, Italy. Brussels: ECCS, 2014. S. 741–742.
- [118] *Ungermann, D., Rademacher, D., Oechsner, M., Simonsen, F., et al.*: Feuerverzinken im Brückenbau: Teil 1: Zum Einsatz feuerverzinkten Baustahls bei zyklisch beanspruchten Konstruktionen. Stahlbau 84, 2015. S. 2–9.
- [119] *Ungermann, D., Rademacher, D., Oechsner, M., Simonsen, F., et al.*: Feuerverzinken im Brückenbau: Teil 2: Feuerverzinkung als lebenslanger Korrosionsschutz für den Brückenbau. Stahlbau 84, 2015. S. 119–123.
- [120] *Ungermann, D., Rademacher, D., Oechsner, M., Wuttke, U., et al.*: Feuerverzinken im Brückenbau. In: Institut für Stahlbau, H., et al. (Hg.): Festschrift Peter Schaumann. Gewidmet Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann zur Vollendung seines 60. Lebensjahres: Technische Informationsbibliothek u. Universitätsbibliothek, 2014. S. 273–280.
- [121] *Ungermann, D., Rademacher, D., Pinger, T., Hechler, O. bauforum-stahl e.V.* (Hg.): Entwurfshilfe zum Einsatz von feuerverzinkten Bauteilen im Stahl- und Verbundbrückenbau. Düsseldorf, 2016.
- [122] *Valtinat, G., Albrecht, F., Dangelmaier, P. Gemeinschaftsausschuss Verzinken e.V.* (Hg.): Gleitfeste Verbindungen mit feuerverzinkten Stahlteilen und reibfesten Beschichtungen oder anderen reibbeiwert erhöhenden Maßnahmen. Bericht 122. Hamburg, 1993.
- [123] *Valtinat, G., Huhn, H. Gemeinschaftsausschuss Verzinken e.V.* (Hg.): Betriebsfestigkeit von stählernen gleitfesten Verbindungen von feuerverzinkten Bauteilen mit gestanzten Löchern und hochfesten vorgespannten Schrauben. GAV-Nr. FD 23/II, AiF-Nr. 12547/N1. Düsseldorf, 2003.

- 
- [124] *Valtinat, G., Huhn, H. Gemeinschaftsausschuss Verzinken e.V.* (Hg.): Festigkeitssteigerung von Schraubenverbindungen bei ermüdungsbeanspruchten, feuerverzinkten Stahlkonstruktionen. Bericht 149. Düsseldorf, 2003.
- [125] *van Oeteren, K. A.:* Konstruktion und Korrosionsschutz: Curt R. Vincentz Verlag, 1967.
- [126] *Vogt, J.-B., Boussac, O., Foct, J.:* Prediction of fatigue resistance of a hot-dip galvanized steel. *Fatigue Fract Engng Mater Struct* 23, 2001. S. 33–39.
- [127] *Vormwald, M., Versch, C.:* Schwingfestigkeit feuerverzinkter Baustähle. In: Nothnagel, R., Twelmeier, H. (Hg.): *Baustoff und Konstruktion*. Berlin, Heidelberg: Springer Verlag, 2013. S. 89–94.
- [128] *Weber, J. O.:* Beitrag zur betriebsfesten Auslegung von Schraubenverbindungen auf Grundlage moderner Betriebsfestigkeitskonzepte. Dissertation. Darmstadt, 2010.
- [129] *Wentzek, D.:* Wirtschaftlichkeitsvergleich und konstruktive Ausbildung von feuerverzinkten Stahl-Verbundbrücken mittlerer Spannweite. Diplomarbeit, TU Dortmund. Dortmund, 2013.
- [130] *Wilrich, P.-T., Henning, H., Graf, U.:* Formeln und Tabellen der angewandten mathematischen Statistik. Berlin, Heidelberg: Springer, 1998.
- [131] *Zinke, T., Ummenhofer, T.:* Nachhaltigkeitsanalysen von Brückenbauwerken. München, 2015.

## 10.2 Normen, Regelwerke, Richtlinien

- [132] *BAST Bundesanstalt für Straßenwesen: TL/TP-KOR Stahlbauten:* Technische Lieferbedingungen und Technische Prüfverfahren für Beschichtungsmittel für den Korrosionsschutz von Stahlbauten. Dortmund: Verkehrsblatt-Verlag. Ausgabe 02/15.
- [133] *BAST Bundesanstalt für Straßenwesen: ZTV-ING:* Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten -. Dortmund: Verkehrsblatt Verlag. Ausgabe 2010.
- [134] *Forschungskuratorium Maschinenbau (FKM):* FKM-Richtlinie: Rechnerischer Festigkeitsnachweis für Maschinenbauteile aus Stahl, Eisenguß- und Aluminiumwerkstoffe. Frankfurt/Main: VDMA-Verlag.
- [135] *Germanischer Lloyd industrial Services GmbH:* Guideline for the Certification of Wind Turbines. Hamburg. Ausgabe 2010.

- [136] *Industrieverband Feuerverzinken e.V.*: Verbände-Richtlinie Korrosionsschutz von Stahlbauten – Duplex-Systeme – Feuerverzinkung plus Beschichtung – Auswahl, Ausführung, Anwendung. Düsseldorf. Ausgabe 2000.
- [137] DASt-Richtlinie 009. *Deutscher Ausschuss für Stahlbau*: Stahlsortenauswahl für geschweißte Stahlbauten. Düsseldorf: Stahlbau Verlags- und Service GmbH. Ausgabe 2008.
- [138] DASt-Richtlinie 022. *Deutscher Ausschuss für Stahlbau*: Feuerverzinken von tragenden Stahlbauteilen. Düsseldorf: Stahlbau Verlags- und Service GmbH. Ausgabe 2009.
- [139] DIN 969. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Schwingfestigkeitsversuch bei Axialbelastung: Prüfverfahren und Auswertung der Ergebnisse. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 1997.
- [140] DIN 1076. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 1999.
- [141] DIN 55633. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Beschichtungsstoffe – Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Pulver-Beschichtungssysteme – Bewertung der Pulver-Beschichtungssysteme und Ausführung der Beschichtung. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2009.
- [142] DIN EN 988. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Zinc and zinc alloys - Specification for rolled flat products for building. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 1996.
- [143] DIN EN 1090-2. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Execution of steel structures and aluminium structures - Part 2: Technical requirements for steel structures. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2009.
- [144] DIN EN 1990. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Eurocode: Basis of structural design. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [145] DIN EN 1991-2. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [146] DIN EN 1992-1-1. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2001.

- 
- [147] DIN EN 1993-1-1. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Design of steel structures - Part 1-1 - General rules and rules for buildings. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [148] DIN EN 1993-1-8. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Design of steel structures - Part 1-8 - Design of Joints. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [149] DIN EN 1993-1-9. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Design of steel structures - Part 1-9 - Fatigue. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [150] DIN EN 1993-1-10. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Design of steel structures - Part 1-10 - Material toughness and through-thickness properties. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [151] DIN EN 1993-2. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Design of steel structures - Part 2 - Steel Bridges. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [152] DIN EN 1994-1-1. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [153] DIN EN 1994-2. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [154] DIN EN 10025-2. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Hot rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2005.
- [155] DIN EN ISO 1461. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles - Specifications and test methods. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Ausgabe 2009.
- [156] DIN EN ISO 2063. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Thermal spraying - Metallic and other inorganic coatings - Zinc, aluminium and their alloys. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2005.
- [157] DIN EN ISO 2178. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Non-magnetic coatings on magnetic substrates - Measurements of coating thickness - Magnetic method. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 1995.
- [158] DIN EN ISO 3882. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Metallic and other inorganic coatings - Review of methods of measurement of thickness. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2003.
-

- [159] DIN EN ISO 8501-3. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Preparation of steel substrates before application of paints and related products – Visual assessment of surface cleanliness – Part 3: Preparation grades of welds, edges and other areas with surface imperfections. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2007.
- [160] DIN EN ISO 8503-1. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Preparation of steel substrates before application of paints and related products - Surface roughness characteristics of blast-cleaned steel substrates - Part 1: Specifications and definitions for ISO surface profile comparators for the assessment of abrasive blast-cleaned surfaces. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2013.
- [161] DIN EN ISO 8504-2. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Preparation of steel substrates before application of paints and related products - Surface preparation methods - Part 2: Abrasive blast-cleaning. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2002.
- [162] DIN EN ISO 9223. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Classification, determination and estimation. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2012.
- [163] DIN EN ISO 9224. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Guiding values for the corrosivity categories. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2012.
- [164] DIN EN ISO 9226. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - Determination of corrosion rate of standard specimens for the evaluation of corrosivity. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2012.
- [165] DIN EN ISO 10163-2. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Delivery requirements for surface conditions of hot-rolled steel plates, wide flats and sections - Part 2: Plate and wide flats. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2005.
- [166] DIN EN ISO 10163-3. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Delivery requirements for surface conditions of hot-rolled steel plates, wide flats and sections - Part 3: Sections. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2005.
- [167] DIN EN ISO 12944-2. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Paints and varnishes - Corrosion protection of steel structures by protective paint systems - Part 2: Classification of environments. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 1998.



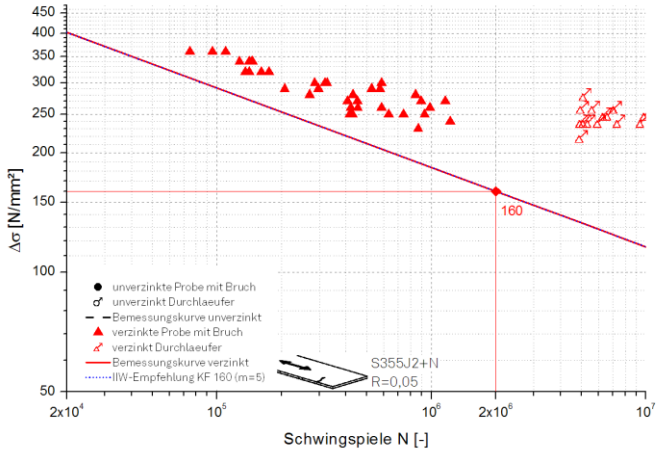
- [168] DIN EN ISO 12944-3. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Paints and varnishes - Corrosion protection of steel structures by protective paint systems - Part 3: Design considerations. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 1998.
- [169] DIN EN ISO 12944-5. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Paints and varnishes - Corrosion protection of steel structures by protective paint systems - Part 5: Protective paint systems. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2008.
- [170] DIN EN ISO 13918. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Welding - Studs and ceramic ferrules for arc stud welding. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2008.
- [171] DIN EN ISO 14577-1. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Metallische Werkstoffe - Instrumentierte Eindringprüfung zur Bestimmung der Härte und anderer Werkstoffparameter - Teil 1: Prüfverfahren. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 03-2012.
- [172] DIN EN ISO 14713. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Zinc coatings - Guidelines and recommendations for the protection against corrosion of iron and steel in structures. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2009.
- [173] DIN EN ISO 2808. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Paints and varnishes – Determination of film thickness. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2007.
- [174] DIN-Fachbericht 103. *Deutsches Institut für Normung e.V.*: Stahlbrücken. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2009.
- [175] VDI-Richtlinie 2226 (zurückgezogen). *Verein Deutscher Ingenieure VDI*: Empfehlung für die Festigkeitsberechnung metallischer Bauteile. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 1965.
- [176] VDI-Richtlinie 2230. *Verein Deutscher Ingenieure VDI*: Systematische Berechnung hochbeanspruchter Schraubenverbindungen - Zylindrische Einschraubenverbindungen. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe November 2015.
- [177] Z-1.4-165. *Deutsches Institut für Bautechnik*: Feuerverzinkte Betonstähle. Berlin: DIBt. Ausgabe 30.11.2011.

### 10.3 Software

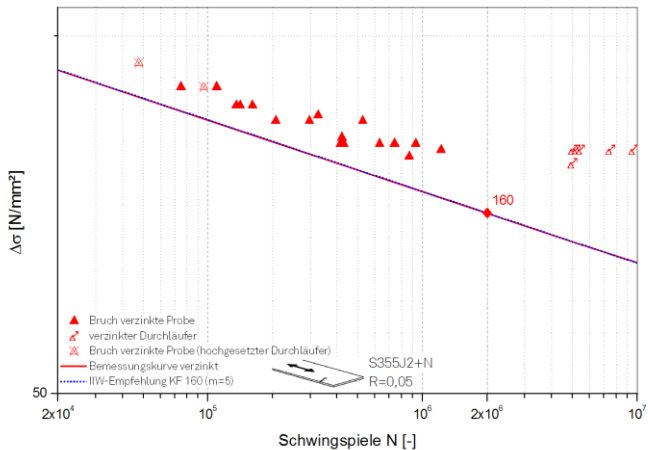
- [178] ANSYS Classic. *ANSYS Inc.* Academic Research.
- [179] ACOBRI - Composite Bridge Predesign Software. *CTICM*: ArcelorMittal Commercial Sections, 2015.

## Anhang

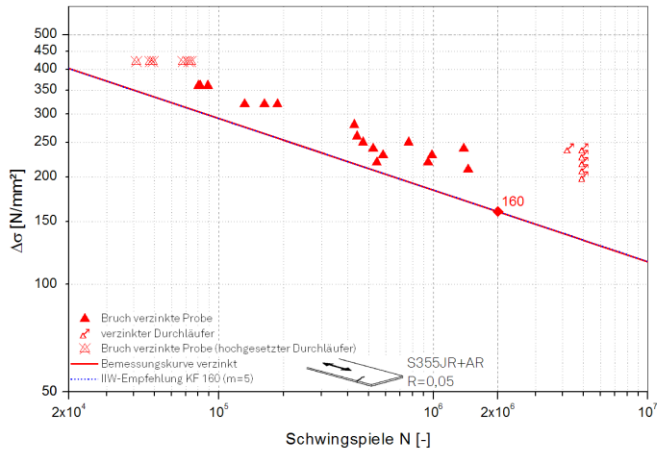
Auswertung der im Rahmen von [116] durchgeführten Versuche, gem. Background-Dokument zum EC 3-1-9 [100] und anschließende Modifizierung nach IIW-Empfehlung [38]



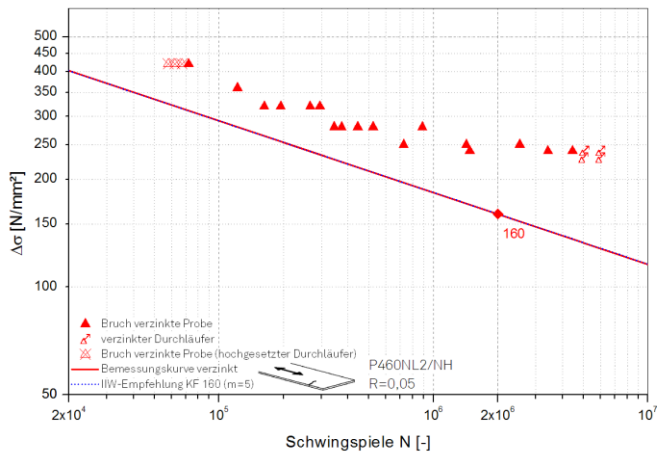
Blech, Wasserstrahlschnitt, quer zur Walzrichtung



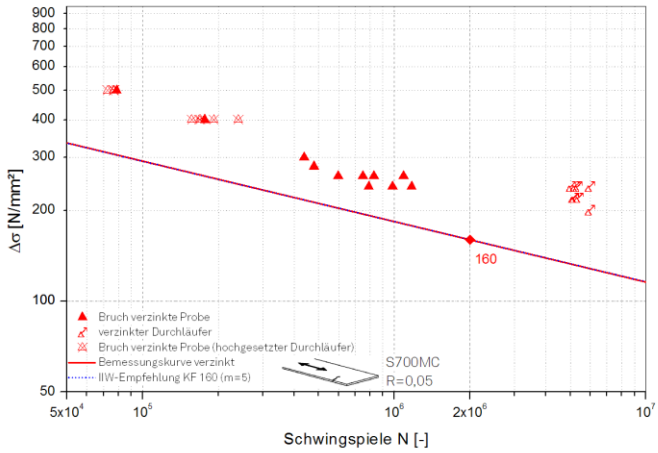
Blech, Wasserstrahlschnitt, längs zur Walzrichtung



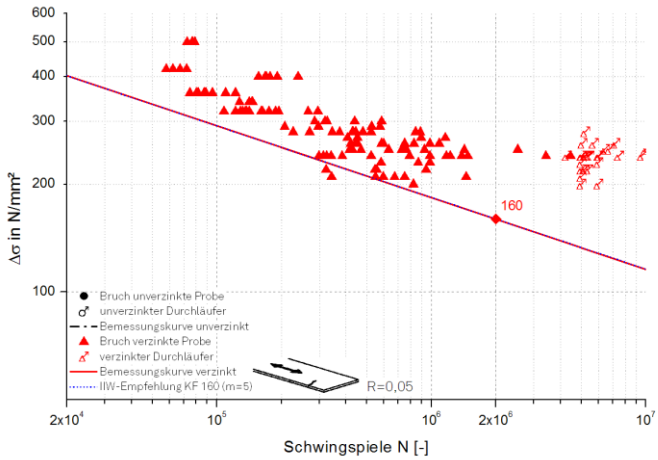
Walzprofil-Flansch, Wasserstrahlschnitt, Längsrichtung



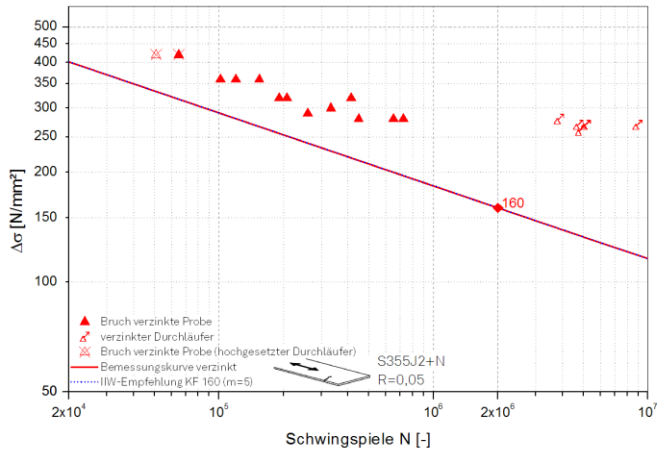
Blech, Wasserstrahlschnitt, höherfest P460



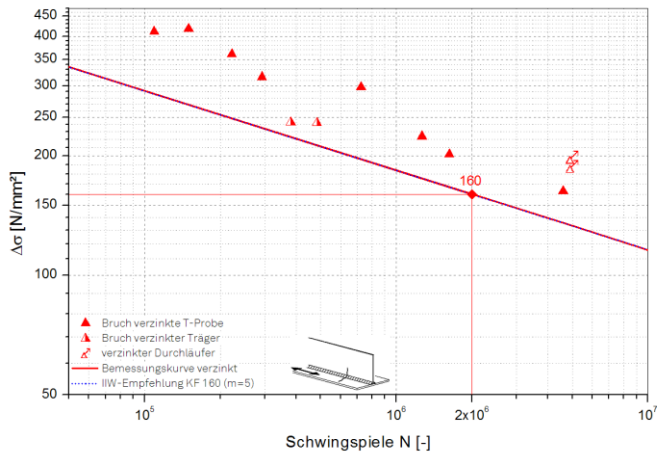
Blech, Wasserstrahlschnitt, höherfest S700



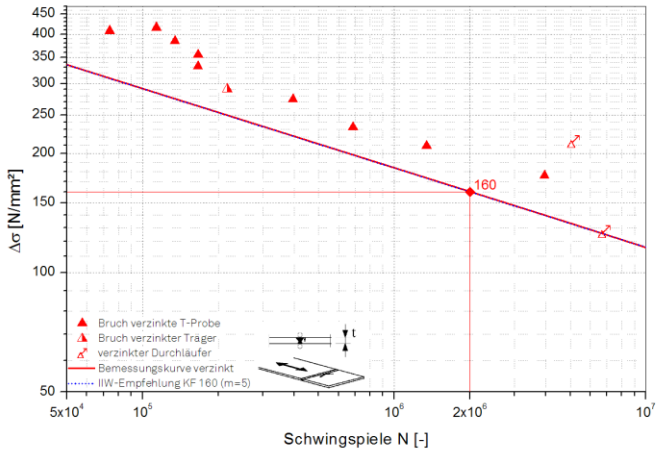
Blech, Wasserstrahlschnitt, verschiedene Stahlgüten, kumuliert



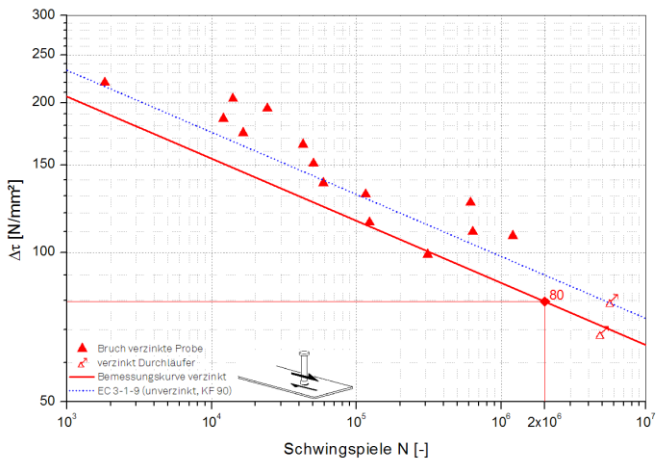
Blech, quer zur Walzrichtung, Schnittflächen gefräst



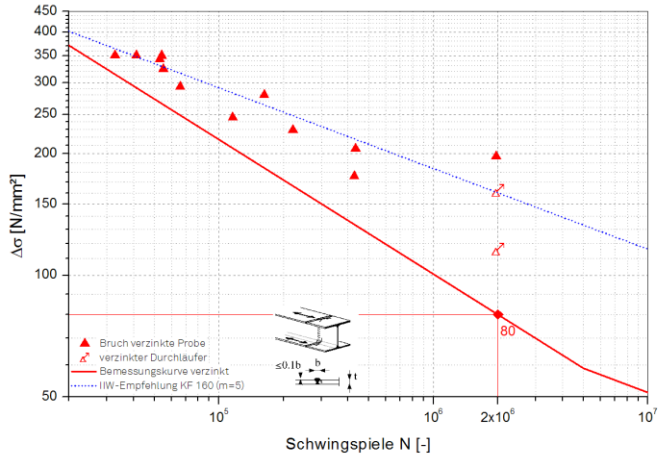
Handgeschweißte Halskehlnähte (Träger und Kleinteil, S460)



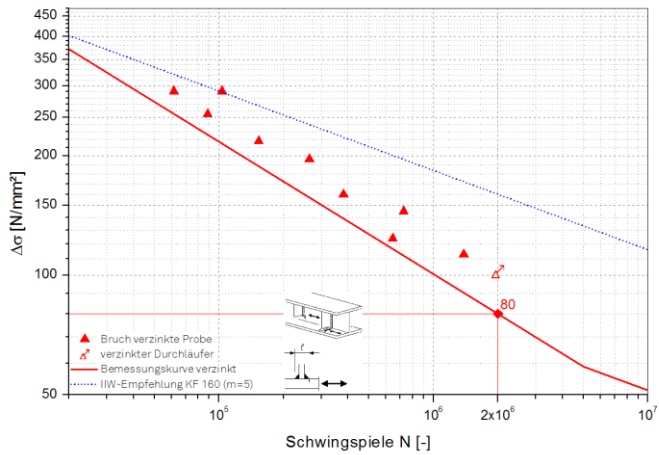
Stumpfstoß, blechen geschliffen (Träger und Kleinteil, S460)



Kopfbolzen, Schub (unverändert)



Stumpfstoß, Walzprofil, S355 (unverändert)



Quersteife in Walzprofil S355 (unverändert)







TECHNISCHE UNIVERSITÄT DORTMUND

SCHRIFTENREIHE STAHLBAU

Herausgeber: Professor Dr.-Ing. D. Ungermann

HEFT 8  
2017