

DORTMUNDER MODELL BAUWESEN

ARCHITEKT UND INGENIEUR

Svenja Holtkamp

ZUM EINFLUSS EINER FEUERVERZINKUNG
AUF DIE ERMÜDUNGSFESTIGKEIT VON
VERBUNDDÜBELLEISTEN IM
VERBUNDBRÜCKENBAU



TECHNISCHE UNIVERSITÄT DORTMUND
SCHRIFTENREIHE STAHLBAU

Herausgeber: Professor Dr.-Ing. D. Ungermann

HEFT 12
2022

Zum Einfluss einer Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit von Verbunddübelleisten im Verbundbrückenbau

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

Doktor-Ingenieur

von

Svenja Holtkamp

Vorsitzender:	Prof. Dr. Wolfgang Sonne	TU Dortmund
Hauptreferent:	Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann	TU Dortmund
Korreferent:	Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer	TU Dortmund
Tag der mündlichen Prüfung:		07.10.2022

Kurzfassung

Bei Stahlverbundbrücken kleiner und mittlerer Spannweiten werden seit einigen Jahren vermehrt Verbunddübelleisten zur Schubkraftübertragung eingesetzt. Mit ihrer erhöhten Tragfähigkeit bei gleichzeitig geringen Bauhöhen bieten sie deutliche wirtschaftliche Vorteile gegenüber einer Verbundlösung mit Kopfbolzendübeln. In den letzten Jahren wurden zudem die Grundlagen zur Nutzung eines „lebenslangen“ Korrosionsschutzes durch eine Feuerverzinkung auch bei ermüdungsbeanspruchten Brückenbauwerken durch umfangreiche wissenschaftliche Untersuchungen für zahlreiche typische Brückendetails geschaffen. Aufgrund fehlender Kenntnisse zum Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit von Verbunddübelleisten konnten die wirtschaftlichen Vorteile kombiniert mit der nachhaltigen Feuerverzinkung bislang im Brückenbau jedoch nicht genutzt werden.

In dieser Arbeit werden die Ergebnisse von vergleichenden Ermüdungsversuchen an verzinkten und unverzinkten Kleinteilproben, Push-Out Körpern und bauteilähnlichen Trägern aufgeführt, zusammengefasst und im Hinblick auf unterschiedliche Verhaltensweisen in Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit ausgewertet. Ergänzend werden die Einflussfaktoren der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit gezielt im Rahmen von numerischen Parameterstudien untersucht. Als Haupteinflussparameter wird dabei die Zinkschichtdicke identifiziert. Für die Planung der Feuerverzinkung und Festlegung des Materials der Verbunddübelleiste sollte eine möglichst geringe, für die vorhandene Korrosivität notwendige Zinkschichtdicke angestrebt werden.

Als Ergebnis aller Untersuchungen wird festgestellt, dass, wie für die unverzinkte Verbunddübelleiste in der allgemeinen Bauartgenehmigung [4] geregelt, auch für die feuerverzinkte Ausführung der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit mit dem Kerbfall 125 nach DIN EN 1993-1-9 [14] geführt werden kann. Mit der vorliegenden Arbeit wird so ein Beitrag zu einer nachhaltigen und wirtschaftlichen Bauweise im Brückenbau unter Anwendung einer Feuerverzinkung bei Verbunddübelleisten geschaffen. Eine Unterscheidung der Kerbfälle je nach Bearbeitungszustand erfolgt nicht.

Abstract

For steel composite bridges of small and medium spans, composite dowel strips have been increasingly used for shear force transmission in the last several years. With their increased load-bearing capacity and at the same time low possible overall heights, they offer significant economic advantages. In recent years, moreover, extensive scientific research has made it possible to use "lifetime" corrosion protection provided by hot-dip galvanizing even for bridge structures subjected to fatigue loads. However, a lack of knowledge on the influence of hot-dip galvanizing on the fatigue strength of composite dowel strips, prevents the application of the economic advantages of composite dowel strips combined with sustainable hot-dip galvanizing in bridge construction.

Within this work, the results of comparative fatigue tests on galvanized and non-galvanized small scale samples, push-out samples and component-like composite girders are summarized and analysed with regard to different behaviours in load-bearing capacity and fatigue strength. In addition, the influencing factors of hot-dip galvanizing are specifically investigated within the framework of numerical parameter studies. The zinc layer thickness can be identified as the main influencing parameter on fatigue strength. When planning the hot-dip galvanizing and determining the material of the composite dowel strip, the aim should be to achieve the lowest possible zinc layer thickness necessary for the existing corrosiveness.

As a result of all investigations, it is found that, as regulated for the non-galvanized composite dowel strip in the general design approval [4], the fatigue strength of hot-dip galvanized composite dowel strip can also be verified using detail category 125 according to DIN EN 1993-1-9 [14]. The present work thus contributes to a sustainable and economical bridge design with the application of hot-dip galvanizing for composite dowel strips. There is no differentiation of the detail classes depending on the machining condition of the composite dowel strips.

Vorwort des Herausgebers

Verbunddübelleisten sind aufgrund der wirtschaftlichen Fertigung und ihres herausragenden Trag- und Verformungsverhaltens im Verbundbrückenbau neben der klassischen Verdübelung mit Kopfbolzendübel etabliert. Die Nachweisregeln sollen in die neue EN1994 Normengeneration aufgenommen werden. Übergangsweise regelt eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung die Verwendbarkeit.

Gleichzeitig mit der Entwicklung der Verbunddübelleiste wurden in den vergangenen zehn Jahren intensive Forschungsarbeiten durchgeführt, um die im allgemeinen Hochbau seit langem etablierte Feuerverzinkung ebenfalls im Brückenbau als lebenslangen Korrosionsschutz zu verwenden. Bislang war die Auswirkung der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit nicht geklärt. Dies bedurfte der Verifikation. Im Ergebnis wurde festgestellt, dass die Feuerverzinkung die Ermüdungsfestigkeit bei den kerbarmen Konstruktionsdetails reduziert, hingegen mit zunehmender Kerbschärfe aufgrund ungünstiger Geometrie und/oder Schweißeinflüsse dieser Einfluss vernachlässigbar ist. Im Entwurf der neuen EN 1993-1-9 ist die Feuerverzinkung im Kerbfallkatalog enthalten, wobei bei höheren Kerbfällen eine Reduktion um eine Kerbfallklasse erfolgt, bei den niedrigeren Kerbfällen ab etwa Kerbfall 80 hingegen keine Reduktion der Ermüdungsfestigkeit erfolgt.

Es liegt nun nahe, die Attraktivität der wirtschaftlichen Konstruktion mit Verbunddübelleisten durch extrem reduzierte Lebenszykluskosten bei Verwendung der Feuerverzinkung als lebenslangem Korrosionsschutz zu steigern.

Diese Fragestellung geht Frau Holtkamp mit der vorliegenden Arbeit an, indem sie auf der Grundlage eines von ihr im Rahmen der AiF-Förderung durchgeführten Forschungsprojektes eine analytisch-numerische Verifikation der im Projekt durchgeführten Versuche hinsichtlich des Einflusses der Feuerverzinkung durchführt und für die Anwendung Empfehlungen erarbeitet.

Dazu werden in einzelnen Arbeitsschritten das Trag-, Verformungs- und Ermüdungsverhalten von Verbunddübelleisten mit und ohne Beton und mit und ohne Feuerverzinkung analysiert. Dies mit an Versuchsdaten kalibrierten numerischen Modellen, mit denen umfangreiche Parameterstudien durchgeführt wurden, die eine Aussage über den Einfluss der Dübelgeometrie und der Verzinkung auf das Trag- und Ermüdungsverhalten erlauben.

Im Ergebnis können feuerverzinkte Verbunddübelleisten im Brückenbau sicher und wirtschaftlich verwendet werden. Die hocheffiziente Verbunddübelleiste kann jetzt auch dauerhaft gegen Korrosion geschützt werden, so dass eine Instandsetzung während der Lebensdauer nicht erforderlich ist. Die Arbeit ist daher für die Praxis von außerordentlichem Wert.

Wesentliche Teile der Arbeit sind im Rahmen des Forschungsprojektes „Ermüdungsfestigkeit feuerverzinkter Verbunddübeln im Verbundbrückenbau“, FOSTA P 1042, AiF - Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V., 2019 entstanden.

Der AiF gilt ein herzlicher Dank für die finanzielle Förderung. Ebenso danke ich der FOSTA Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. für die Unterstützung bei der Durchführung des Forschungsvorhabens.

Meinem geschätzten Kollegen Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer danke ich herzlich für die Übernahme des zweiten Gutachtens und seine Unterstützung mit Anregungen und wichtigen Hinweisen.

Der Dank geht weiterhin an Herrn Prof. Dr. Wolfgang Sonne für die Bereitschaft zu der Übernahme des Vorsitzes der Promotionsprüfung.

Dortmund, im Dezember 2022

Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann

Vorwort der Verfasserin

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehrstuhl Stahlbau der Technischen Universität Dortmund und seit Verlassen der Hochschule parallel zu meiner Tätigkeit bei der KINA Ingenieurgesellschaft mbH.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungeremann für die Betreuung sowie die wertvollen Ratschläge und Hinweise, die mir dabei geholfen haben die Arbeit in dieser Form abzuschließen. Darüber hinaus möchte ich mich für die lehrreiche Zusammenarbeit und für das mir entgegengebrachte Vertrauen während meiner Zeit am Lehrstuhl bedanken.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer danke ich aufrichtig für die Übernahme des Korreferates und die sorgfältige und kritische Durchsicht meiner Arbeit. Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr. Wolfgang Sonne für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission und die angenehme Leitung meiner mündlichen Prüfung.

Zum Gelingen dieser Arbeit trugen auch meine ehemaligen Kolleginnen und Kollegen am Lehrstuhl Stahlbau bei. Sie haben mein wissenschaftliches Arbeiten mit Motivation, Freude und kompetentem Rat begleitet und hierdurch eine kreative und inspirierende Arbeitsumgebung geschaffen, die ich gerne in Erinnerung behalten werde. Ein besonderer Dank gilt dabei Frau Alena Patschin für die motivierenden und konstruktiven Diskussionen im gemeinsamen „Mädels-Büro“.

Ferner bedanken möchte ich mich bei den Mitarbeitern des Instituts für Bauforschung sowie den studentischen Hilfskräften, Bacheloranden und Masteranden für die tatkräftige Unterstützung bei den experimentellen Untersuchungen.

Ein wesentlicher Teil dieser Arbeit wurde mit finanzieller Unterstützung der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e. V. (AiF) und der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA) durchgeführt. Diesen sowie allen weiteren Projektförderern und Projektpartnern gilt mein Dank.

Ein Dank geht ebenso an meine aktuellen Kolleginnen und Kollegen bei der KINA Ingenieurgesellschaft mbH und besonders Prof. Dr.-Ing. Jens Kina, für die Geduld und Rücksichtnahme in der Zeit der Fertigstellung dieser Arbeit, sowie der konstruktiven Hinweise bei der Durchsicht meiner Arbeit.

Ganz besonders bedanken möchte ich mich bei meiner Familie und meinen Freunden. Ihre große Unterstützung, Geduld und Motivation waren entscheidend für den erfolgreichen Abschluss dieser Arbeit. Herzlichen Dank!

Essen, im Dezember 2022

Svenja Holtkamp

Inhaltsverzeichnis

SYMBOLVERZEICHNIS.....	XIII
1 EINLEITUNG	1
1.1 Anlass und Problemstellung	1
1.2 Zielstellung und Aufbau der Arbeit.....	4
2 STAND DER TECHNIK UND FORSCHUNG	7
2.1 Verbunddübelleisten	7
2.1.1 Allgemeines	7
2.1.2 Normung und Herstellung	8
2.1.3 Statische Tragfähigkeit.....	10
2.1.4 Ermüdung	19
2.2 Ermüdungsfestigkeit.....	25
2.2.1 Materialermüdung.....	25
2.2.2 Ermüdungsfestigkeit von Stahl	26
2.2.3 Ermüdungsfestigkeit von Beton.....	30
2.2.4 Experimentelle Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit	32
2.3 Feuerverzinkung	38
2.3.1 Allgemeines	38
2.3.2 Grundlagen zur Stückverzinkung bei Normaltemperatur	40
2.3.3 Kontakt mit Beton.....	42
2.3.4 Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit	45
3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN VERBUNDDÜBELLEISTEN OHNE BETON.....	53
3.1 Zielsetzung und Versuchsansatz	53
3.2 Geometrie, Vorbemessung und Herstellung	53
3.3 Versuchsmatrix.....	56
3.3.1 Versuchsserie 1.....	56
3.3.2 Versuchsserie 2.....	57
3.4 Versuchsdurchführung und Messtechnik	58
3.5 Zinkschichtausbildung	60
3.6 Definition des Versagens	64
3.7 Versuchsergebnisse	66
3.7.1 Vorversuche aus Reihe 1-2_UV mit Bearbeitung der Brennschnittfläche.....	66
3.7.2 Versuchsserie 1	70
3.7.3 Versuchsserie 2	73
3.8 Bewertung der experimentellen Ergebnisse	76

4	NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN DER KLEINTEILVERSUCHE DER VERBUNDDÜBELLEISTE OHNE BETON	82
4.1	Ziel der Untersuchungen und Hintergrund	82
4.2	Grundlagen der Modellierung	84
4.2.1	Allgemeines	84
4.2.2	Aufbau der FE-Modelle	85
4.2.3	Vernetzung und Elementtypen	87
4.2.4	Material	89
4.3	Ergebnisse der FE-Untersuchungen	89
4.3.1	Modell ohne Verzinkung	89
4.3.2	Modell mit Zinkschichten	98
4.4	Parameterstudie	100
4.4.1	Modellvereinfachung	100
4.4.2	Einfluss der Verzinkungsparameter	101
4.4.3	Einfluss der Geometrieparameter der Verbunddübelleiste	104
4.5	Zusammenfassung der numerischen Ergebnisse	106
5	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN PUSH-OUT VERSUCHEN	108
5.1	Allgemeines	108
5.2	Versuchsaufbau und Herstellung	108
5.3	Versuchsdurchführung und Messtechnik	113
5.4	Versuchsergebnisse	116
5.4.1	Statische Referenzversuche	116
5.4.2	Zyklische Versuche	120
5.5	Bewertung der experimentellen Ergebnisse	134
6	NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN DER PUSH-OUT VERSUCHE	137
6.1	Ziel der Untersuchungen und Vorgehensweise	137
6.2	Numerische Materialmodelle für Beton	138
6.2.1	Allgemeines	138
6.2.2	Elastisch-plastische Materialmodelle	139
6.2.3	Microplane	145
6.3	Modellierung der unverzinkten Push-Out Versuche	149
6.3.1	Aufbau des FE-Modells	149
6.3.2	Material	152
6.3.3	Auswertung der numerischen Untersuchungen	155
6.4	Modellierung der verzinkten Push-Out Versuche	172
6.4.1	Vorbemerkung	172
6.4.2	Aufbau des FE-Modells mit Zinkschicht	173
6.4.3	Material	176
6.4.4	Ergebnisse der FE-Untersuchungen	177

6.4.5	Parameterstudie	183
6.5	Zusammenfassung der numerischen Ergebnisse	185
7	VERBUNDTRÄGER MIT VERBUNDDÜBELLEISTE	187
7.1	Allgemeines	187
7.2	Geometrie und Herstellung der Versuchskörper	187
7.3	Versuchsdurchführung und Messtechnik	190
7.4	Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen	193
7.5	Numerische Untersuchungen der Verbundträger	197
7.5.1	Aufbau des FE-Modells	197
7.5.2	Ergebnisse der FE-Untersuchung zur Bestimmung der Hochrechnungsfaktoren	200
7.6	Aufhängung der Verbundträger	202
7.6.1	Grundlagen zur Festlegung der Aufhängung der Versuchsträger	202
7.6.2	Numerische Untersuchung zum Einfluss der Aufhängelöcher	204
8	EMPFEHLUNGEN ZUR ANWENDUNG EINER FEUERVERZINKUNG BEI VERBUNDDÜBELLEISTEN	210
9	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	213
9.1	Zusammenfassung	213
9.2	Ausblick	216
10	LITERATUR	218
	ANHANG	233

Symbolverzeichnis

Definitionen, Formelzeichen und Abkürzungen

Im Folgenden werden die wichtigsten Einheiten und Bezeichnungen dieser Arbeit aufgeführt. Zusätzlich zu den hier aufgeführten Formelzeichen werden selten benutzte Symbole im Text erläutert oder als allgemeingültig vorausgesetzt.

A	Querschnittsfläche
aBG	Allgemeine Bauartgenehmigung
abZ	allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
C	Verbundmittelsteifigkeit
C _{stat}	Statische Steifigkeit
C _{hys}	Hysteresensteifigkeit
CL	Klothoidenform / Geometrie
e _x	Größe der Dübel / Abstand der Dübel in Trägerlängsrichtung
c _o	Obere Betondeckung
c _u	Untere Betondeckung
δ	Schlupf, Relativverschiebung
DAST	Deutscher Ausschuss für Stahlbau
DMS	Dehnungsmessstreifen
E	Elastizitätsmodul
ε	Dehnung
Δε	Dehnungsschwingbreite
EC	Eurocode
FE, FEM	Finite Elemente Methode
f _b	Zweiachsale Betondruckfestigkeit
f _c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons

f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons
f_y	Streckgrenze des Baustahls
G_f	Bruchenergie
h	Dübelhöhe
h_c	Betongurtdicke
$k_{f,G}$	globaler Spannungskonzentrationsfaktor
$k_{f,L}$	lokaler Spannungskonzentrationsfaktor
LW	Lastwechsel
m	Neigung der normierten Bemessungswöhlerlinie
μ	Reibbeiwert
N	Lastwechsel; Spannungsschwingspiele
PZ	Puzzleform / Geometrie
P	Kraft im Dübel
P_{max}	Maximale Traglast
P_{Rk}	Charakteristischer Tragfähigkeit eines Dübels
σ	Spannung
σ_a	Spannungsamplitude
σ_m	Mittelspannung
σ_o	Spannung bei Oberlast
σ_u	Spannung bei Unterlast
$\Delta\sigma$	Spannungsschwingbreite
$\Delta\sigma_c$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit - Kerbfall
$\Delta\sigma_D$	Spannungsschwingbreite bei Dauerfestigkeit
R	Spannungsschwingbreitenverhältnis
R_{eH}	Obere Streckgrenze
R_m	Zugfestigkeit

$R_{p0,2}$	Streckgrenze
t	Zeit
t_w	Blechdicke
UV	Unverzinkte Versuchsprobe
V	Verzinkte Versuchsprobe
VD	einzelner Dübel einer Verbunddübelleiste
VDL	Verbunddübelleiste
WA	Wegaufnehmer
WIB	Walzträger im Beton

Einheiten

MN, kN, N	Kräfte, Lasten
mm, cm, m	Längen
$\text{mm}^2, \text{cm}^2, \text{m}^2$	Flächen
$\text{N}/\text{mm}^2, \text{kN}/\text{cm}^2$	Spannungen
$\text{mm}/\text{m}, \mu\text{m}/\text{m}$	Dehnungen
Hz	Frequenz

1 Einleitung

1.1 Anlass und Problemstellung

Verbunddübelleisten sind wegen ihrer einfachen Herstellung und der großen Tragfähigkeit eine sehr wirtschaftliche und leistungsfähige Bauweise bei Verbundbrücken, insbesondere im Bereich kleiner und mittlerer Spannweiten. Durch Verwendung eines halbierten Walzprofils mit Dübelleiste im Stahlsteg ergibt sich neben dem reduzierten Gewicht durch den Wegfall des Stahlflansches darüber hinaus die Möglichkeit sehr schlanker Querschnitte und reduzierter Bauhöhen. Durch diesen fertigungstechnischen Aspekt wird die Ökonomie der Verbundlösung noch einmal verbessert. Durch umfangreiche Forschungs- und Entwicklungsarbeit sind diese Konstruktionstypen aktuell durch eine allgemeine Bauartgenehmigung (aBG) [4] in Deutschland geregelt und ohne Sondergenehmigung für den Brückenbau einsetzbar. Im Rahmen aktueller Forschung wird zudem eine Überführung der Verbunddübelleiste in die europäische Normung angestrebt. Zahlreiche erfolgreiche Projekte, vor allem im europäischen Ausland, bestätigen dabei die praxismgerechte und wirtschaftliche Bauweise der Verbunddübelleiste [66; 133; 136; 139].

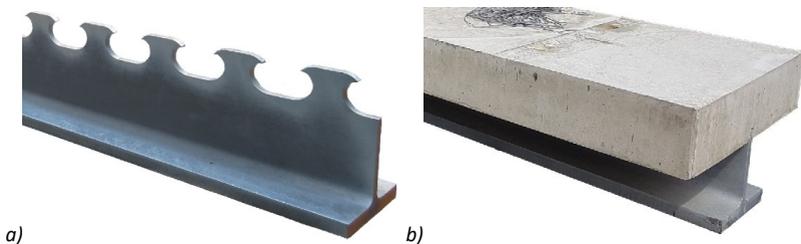


Abbildung 1-1: a) Feuerverzinkter Träger mit Verbunddübelleiste in Klothoiden-Geometrie;
b) Verbundträger mit Verbunddübelleiste

Die Verbundträger mit Verbunddübelleisten werden dabei üblicherweise, wie klassische Stahlverbundkonstruktionen in Deutschland und Europa, mit einer organischen Beschichtung gegen Korrosion geschützt. Zur Erreichung einer vorausgesetzten Nutzungsdauer der Stahl- und Verbundbrücken von 100 Jahren ist die Beschichtung allerdings systembedingt im Abstand von 25 bis maximal 33 Jahren zu erneuern. Hinzu kommt, dass ein organischer Korrosionsschutz in der Kontaktfuge von Stahl zu Beton infolge der Spaltwirkung eine Schwachstelle darstellt, sofern der reguläre Schichtaufbau nicht weit genug in die Fuge hineingezogen wird. Dies

bedeutet einen erheblichen Aufwand bei der Wartung und Erhaltung der Brückenkonstruktion bzw. aufwendige Beton- und Korrosionsschutzsanierungen im Bereich der Verbundfuge, woraus zumeist umfangreiche Verkehrsbehinderungen resultieren.

Eine Feuerverzinkung ist dagegen im Stahlhochbau bereits als sehr langlebiger und robuster Korrosionsschutz bekannt. Mit Schichtdicken einer Stückverzinkung von ca. 200 µm, die bei Walzprofilen mit üblichen Tauchzeiten gut erzielt werden, ist je nach Umgebungsbedingungen eine Schutzdauer von bis zu 100 Jahren und somit ein lebenslanger Schutz der Brückenkonstruktion möglich [149]. Im Ausland wird die Feuerverzinkung im Brückenbau bereits seit vielen Jahrzehnten erfolgreich angewendet und Zinkschichtdickenmessungen belegen hier die gute Korrosionsschutzdauer [95]. Durch die vollständige Umhüllung des Stahlbauteiles wird zudem auch das Spaltkorrosionsproblem vermieden. Die Feuerverzinkung bietet somit ein erhebliches Einsparpotenzial während der Nutzungszeit durch eine deutliche Verringerung von Wartungs- und Instandsetzungsmaßnahmen. Mit nur geringen Mehrkosten bei der Ersterstellung des Korrosionsschutzes weist die Feuerverzinkung so durch den Entfall der Instandsetzungen und den damit verbundenen Folgekosten für Konzepte zur Aufrechterhaltung des Verkehrsflusses eine deutlich günstigere Kostenbilanz und große Nachhaltigkeit über den gesamten Lebenszyklus auf als konventionelle organische Beschichtungen [149]. Ferner ermöglicht die Kombination aus Feuerverzinkung und Beschichtungssystemen (Duplex-Systeme) eine weitere Erhöhung der Schutzdauer sowie eine farbliche Gestaltungsmöglichkeit.

Die Vorteile einer Feuerverzinkung waren bis vor kurzem nicht für den Stahl- und Verbundbrückenbau nutzbar. Brückenkonstruktionen sind zyklischen Belastungen ausgesetzt, die einen Nachweis gegen Ermüdung gemäß DIN EN 1993-1-9 [14] erfordern. Feuerverzinkte Details sind jedoch in diesem normativen Nachweis nicht erfasst. Erst in den letzten Jahren wurden durch wissenschaftliche Untersuchungen die Grundlagen geschaffen, die Feuerverzinkung auch im Brückenbau nutzen zu können [128; 143; 149]. Die Untersuchungen ergaben eine teilweise Reduktion der Ermüdungsfestigkeit der verzinkten Bauteile im Vergleich zur unverzinkten Ausführung. Ursächlich hierfür wurden in der Zinkschicht vorhandene Mikrorisse ausgemacht, die bei einer Ermüdungsbeanspruchung zu Spannungsspitzen im Grundwerkstoff und so zu einem verfrühten Ermüdungsversagen führten. Für klassische Details des Stahlbaus wurde der Effekt der Reduktion der Ermüdungsfestigkeit bereits genauer untersucht und in einem Kerbfallkatalog für feuerverzinkte Details entsprechend DIN EN 1993-1-9 zusammengestellt. Da diese Ergebnisse bislang jedoch nicht in eine Bemessungsnorm übernommen wurden, ist aktuell für die

Verwendung einer Feuerverzinkung im Brückenbau eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) der jeweiligen, zuständigen Behörde erforderlichlich.

Als Hilfestellung wurden in Entwurfshilfen [150] und Berichten [24; 148] die Grundlagen und Ausführungshinweise für Brückendetails feuerverzinkter Stahl- und Verbundbrücken aufgeführt. Die Ergebnisse wurden zudem bereits erfolgreich in einem Pilotprojekt einer feuerverzinkten Stahl-Verbundbrücke an der A44 sowie bei weiteren feuerverzinkten Verbundbrücken oder bei Verstärkungsmaßnahmen realisiert, vgl. Abbildung 1-2 und [24; 98].



Abbildung 1-2: a) Pilotprojekt, feuerverzinkte Verbundbrücke an der A44 [24]; b) Feuerverzinkte Rurbrücke Grünental in Monschau [60]

Um auch die feuerverzinkte Verbunddübelbleiste im Brückenbau einsetzen zu können und so die beiden Vorteile der wirtschaftlichen Verbundbauweise und des lebenslangen Korrosionsschutzes kombinieren zu können, sind jedoch die Zusammenhänge und das Ausmaß einer Beeinflussung der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit von Verbunddübelbleisten bislang nicht ausreichend wissenschaftlich untersucht. Dies ist für die durch Brennschnitt gefertigte Verbunddübelbleiste bedeutsam, da so ohne die Möglichkeit eines Nachweises der Lebensdauer der Zugang zum Brückenbau und zu anderen nicht vorwiegend ruhend belasteten Bauwerken verhindert wird. Eine pauschale Abminderung um einen Kerbfall, wie nach [149] empfohlen wurde, kann unterdessen bei der auf Schlankheit und Bauhöhe optimierten Bauweise zu ungünstigeren Querschnittsabmessungen führen.

Dabei besteht mit zahlreichen in den nächsten Jahren zu erneuernden Straßenbrücken [97; 149] aktuell ein enormer Bedarf an wirtschaftlichen Brücken-Bauweisen. So wurde bereits auf Grundlage der ersten Forschungsergebnisse zur Ermüdungsfestigkeit der feuerverzinkten Verbunddübelbleiste [65] und den Ergebnissen aus [149; 150] mit der Elsterbrücke Osendorf bei Halle 2017 eine erste Verbundbrücke mit feuerverzinkter Verbunddübelbleiste durch eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) zur Anwendung gebracht [59; 98; 137; 148]. Die Verbunddübelbleiste wurde hier in

sicherzustellen. Dies erfordert vor allem die Zuordnung eines Kerbfalls für die verzinkte Ausführung der Dübelleiste nach DIN EN 1993-1-9 [14].

Der Fokus der Untersuchungen und Analysen dieser Arbeit lag daher auf der Ermüdungsfestigkeit von verzinkten Proben jeweils im direkten Vergleich mit dem unverzinkten Zustand und nicht auf der vertiefenden Untersuchung der Tragfähigkeit bzw. der Ermüdungsfestigkeit der Verbunddübelleiste, die in unverzinkter Ausführung bereits ausgiebig erforscht wurde.

In Kapitel 2 wird zunächst ein Überblick über den Stand der Technik und Forschung über die drei Haupt-Themenbereiche dieser Arbeit gegeben. Dies betrifft neben den Grundlagen zur Herstellung und Bemessung der Verbunddübelleiste die Ermüdungsfestigkeit der Baustoffe Stahl und Beton. Des Weiteren werden die Grundlagen zur Feuerverzinkung und deren Anwendung als Korrosionsschutz im Brückenbau aufgeführt.

Der Hauptteil dieser Arbeit besteht aus der vertiefenden Analyse eigener experimenteller Versuche, die im Rahmen eines gemeinschaftlichen Forschungsprojektes [65] an der TU Dortmund durchgeführt wurden, um den Einfluss einer Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit von Verbunddübelleisten zu identifizieren. Durch jeweils ergänzende numerische Untersuchungen erfolgte eine detaillierte Betrachtung des Zinkschichteinflusses auch für abweichende Geometrie- und Zinkparameter. Dabei erfolgte die Verifikation der Modelle jeweils anhand der experimentellen Versuchsdaten des Schlupfes, der Stahldehnungen an den Dübeln sowie der Durchbiegung.

In Anlehnung an das Bemessungskonzept der Verbunddübelleiste erfolgt dabei zunächst eine getrennte Betrachtung der beiden Traganteile aus globaler Biegung und lokaler Längskraftübertragung, der sich eine kombinierte Berücksichtigung beider Traganteile anschließt.

In Kapitel 3 werden die zyklischen Versuche an Kleinteilproben ohne Beton beschrieben, an denen der globale Traganteil der Beanspruchung untersucht wird. Es erfolgt eine Zusammenfassung und Bewertung der verschiedenen Versuchsreihen im Vergleich zur unverzinkten Dübelleiste und der Ermüdungsfestigkeit.

Die numerische Untersuchung der Kleinteilversuche erfolgt in Kapitel 4. Mit Variation von verschiedenen Einflussfaktoren der Feuerverzinkung (z. B. Schichtdicke) und der Dübelgeometrie (z. B. Dübelgröße) wird deren Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit herausgearbeitet.

In Kapitel 5 werden die experimentellen Ergebnisse der zyklischen Push-Out Versuche dargestellt und im direkten Vergleich verzinkt und unverzinkt analysiert. Es erfolgt eine Einordnung der feuerverzinkten Verbunddübelleiste in einen Kerbfall nach DIN EN 1993-1-9.

Der Einfluss des Verbundpartners Beton wird in Kapitel 6 zusätzlich in den Finite-Element-Berechnungen der Push-Out Versuche berücksichtigt. Dazu werden zunächst verschiedene Materialmodelle zur Implementierung des Betons im FE-Modell untersucht. Es werden zwei verschiedenen Modelle entwickelt, die zum einen für eine Bewertung des Einflusses der Feuerverzinkung auf die Spannungsverteilung am Dübel herangezogen werden, zum anderen für eine Parameterstudie des direkten Zinkschichteinflusses.

Die kombinierte Betrachtung beider Traganteile erfolgt anschließend in Kapitel 7 an zyklischen Trägerversuchen. Im Rahmen der abschließenden numerischen Untersuchung der Trägerversuche wird zusätzlich, zur Überprüfung der experimentellen Ergebnisse, ein möglicher Einfluss von Löchern in den Dübeln als Möglichkeit zur Aufhängung der Verbundträger während der Feuerverzinkung betrachtet.

Um eine praxisnahe Anwendbarkeit der Ergebnisse zu ermöglichen, werden in Kapitel 8 alle Aspekte zusammengefasst, die bei der Verwendung einer Feuerverzinkung bei Verbundträgern mit Verbunddübelleisten zu berücksichtigen sind. Dabei werden neben den Ergebnissen dieser Arbeit auch vorherige Forschungsergebnisse und Empfehlungen mit einbezogen.

Zum Abschluss erfolgt in Kapitel 9 eine Zusammenfassung und ein Ausblick auf weiteren Forschungsbedarf.

2 Stand der Technik und Forschung

2.1 Verbunddübelleisten

2.1.1 Allgemeines

Die Verbunddübelleiste ist ein leistungsfähiges Verbundmittel, das vor allem bei Verbundbrücken im Bereich kleiner und mittlerer Spannweiten Anwendung findet und wirtschaftliche und fertigungstechnische Vorteile gegenüber der konventionellen Schubübertragung durch Kopfbolzendübeln bietet. Vor allem bei Verwendung mit halbierten Walzprofilen mit in den Steg eingebrannten Verbunddübeln, die schubfest mit dem Beton verbunden sind, kann somit der Stahlbedarf in Bereichen reduziert werden, die nur marginal zur Steifigkeit und Tragfähigkeit beitragen. Dabei sind große Schlankheiten der Verbundkonstruktionen möglich, sodass bei Anwendung als Rahmensystem zudem große Spannweiten ohne Zwischenstützung erzielt werden können. Dadurch ergeben sich deutliche wirtschaftliche Vorteile. Auch bei Verwendung hochfester Werkstoffe besitzen die Verbunddübelleisten ein ausreichendes Verformungsvermögen, um nach DIN EN 1994-2 [17] als duktil eingestuft werden zu können. Zudem weisen sie bezogen auf die Tragfähigkeit eine hohe Ermüdungsfestigkeit auf und sind daher auch im Straßen- und Eisenbahnbrückenbau wirtschaftlich anwendbar.

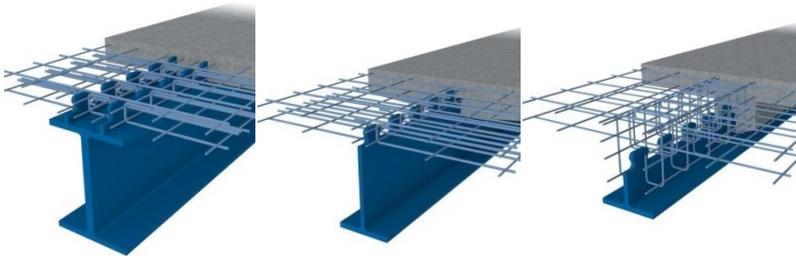


Abbildung 2-1: Querschnitte von Verbund-Fertigteil-Trägern im Brückenbau mit aufgeschweißten Verbunddübelleisten aus Grobblech, aus halbierten Walzprofilen und als externe Bewehrung in Plattenbalkenträgern [63]

Die umfangreichen Erkenntnisse zum Trag- und Ermüdungsverhalten von Verbunddübelleisten sind in zahlreichen Forschungsprojekten [63; 74; 140; 142], Veröffentlichungen [33; 34; 40; 45; 46; 48–52; 73; 74; 76; 77; 81; 85; 118; 119; 154; 155] und Dissertationen [38; 47; 75; 87; 135; 157; 160] der letzten Jahre ausführlich untersucht und beschrieben worden. In einige Brückenprojekte, vor allem im

europäischen Ausland, sind bereits Verbunddübeln zum Einsatz gekommen, z. B. bei der Verbundbrücke Pöcking [133], der VFT-WIB-Brücke bei Vigaun [136], der Eisenbahnüberführung Simmerbach [66], der Brücke über die Salzach [138; 139] und bei der Elsterbrücke Osendorf [137] auch die erste feuerverzinkte Ausführung.

In diesem Kapitel werden die Grundlagen zur Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit der Verbunddübeln dargestellt, wobei vor allem die für diese Arbeit relevante Aspekte hervorgehoben werden.

Einige in dieser Arbeit verwendete Begriffe und Definitionen in Anlehnung an [4] werden nachfolgend aufgeführt:

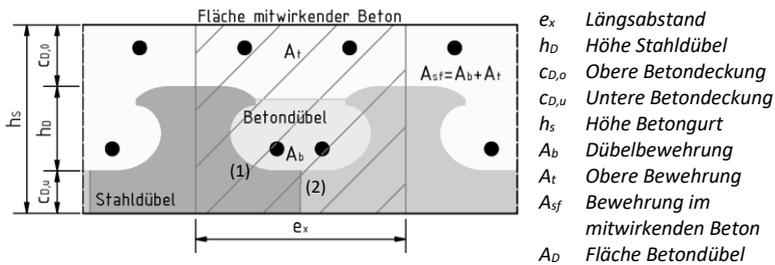


Abbildung 2-2: verwendete Begriffsdefinitionen der Verbunddübeln

Die Position am Dübel wird über die Dübelrundung (1) definiert. An der Anfangsposition der Rundung liegt der Dübelgrund (2) mit gerader Schnittfläche.

2.1.2 Normung und Herstellung

Die Tragfähigkeit im statischen und das Ermüdungsverhalten im zyklischen Lastfall ist für die Verbunddübeln in Puzzle- (PZ-) und Klothoidenform (CL-) seit 2013 zunächst in einer bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) [3] und nach Verlängerung im Jahr 2018 aktuell in einer allgemeinen Bauartgenehmigung (aBG) [4] geregelt.

Aktuell wird zusätzlich angestrebt, die Bauartgenehmigung in ein europäisches Regelwerk, eine CEN/TS (technical specification) zu überführen. Dazu wurde im Rahmen aktueller Forschung [74] an bekannten Untersuchungen ein konsistentes Bemessungskonzept der Verbunddübeln vorgeschlagen und um weitere Untersuchungen, wie z. B. Einfluss von gerissenem Beton, Zug- und kombinierte Schub-Zug-Bbeanspruchungen sowie oberflächennahe Einbaupositionen ergänzt. Parallel soll

die Verbunddübelleiste auch in die Regelungen des Eurocode 4 aufgenommen werden. Seit einiger Zeit werden daher Wissen und Hintergrundinformationen über die Verbunddübelleiste für ein „Background Document“ zum Eurocode 4 zusammengetragen [105].

Die Abmessungen der Verbunddübelgeometrien der Puzzle- (Abbildung 2-3) und Klothoidenform (Abbildung 2-4) sind in [4] in Abhängigkeit vom Skalierungsfaktor e_x , dem Dübelabstand, gegeben. So ergeben sich jeweils auf den Dübelabstand bezogene Dübelhöhen h_D , die eine einheitliche Bestimmung der Tragfähigkeit der Verbunddübelleiste ermöglichen. Die Nennmaße der Geometrien dürfen um eine Toleranz von $+2/-4$ mm von der vorgegebenen Form abweichen.

Die Klothoidenform wird teilweise auch als modifizierte Klothoidenform (MCL) bezeichnet, da die Schnittform für eine optimale Schnittführung im Vergleich zur ursprünglichen Klothoidenform modifiziert wurde. Diese wurde in Polen entwickelt, weicht jedoch teilweise in einzelnen Maßen von der in [4] gegebenen Form der Klothoide entsprechend Abbildung 2-4 ab [118; 141].

Im Rahmen dieser Arbeit werden ausschließlich Verbunddübelleisten mit Klothoiden-Geometrie nach [4] untersucht.

Die Herstellung der Verbunddübelleiste erfolgt in Anlehnung an die geforderte Ausführungsklasse über autogenes Brennschneiden oder durch ein hinsichtlich Festigkeit und Ermüdung gleichwertiges Trennverfahren. Dabei können die Leisten aus Blechen ausgeschnitten und auf die oberen Flansche von Stahlträgern aufgeschweißt oder direkt in den Steg von Walzträgern geschnitten werden. Normativ geregelt sind Baustähle der Festigkeitsklasse S235 bis S460 und Betone der Festigkeitsklassen C20/25 bis C60/75 [4].

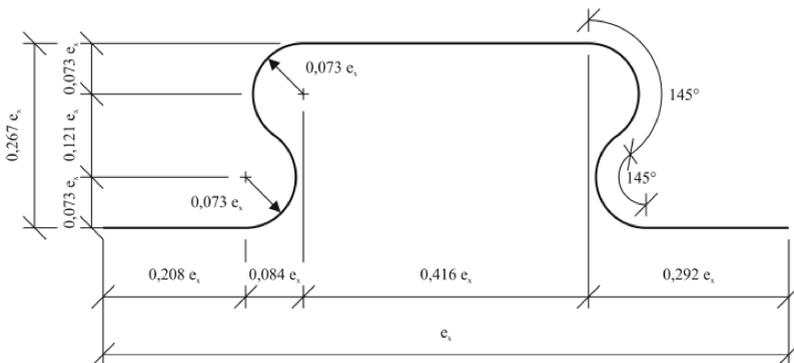


Abbildung 2-3: Puzzle-Geometrie der Verbunddübelleiste nach aBG [4]

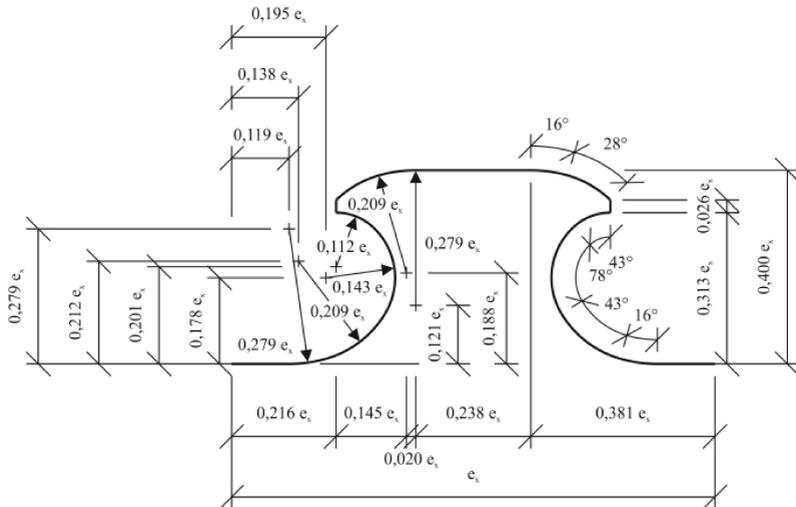


Abbildung 2-4: Klothoiden-Geometrie der Verbunddübelleiste nach aBG [4]

2.1.3 Statische Tragfähigkeit

2.1.3.1 Versagensarten

Bei Verbunddübelleisten unter statischen Lasten sind verschiedene Versagensarten bekannt. Dabei kann zwischen Beton- und Stahlversagen unterschieden werden. Ob ein Stahl- oder Betonversagen eintritt, hängt dabei stark von der Größe des Stahldübels bzw. der Ausnehmungen, der Blechdicke, der Stahlgüte und der Festigkeit des Betons ab.

Nachfolgend werden die grundlegenden Versagensformen kurz erläutert. Für eine ausführliche Darstellung wird auf [4; 34; 47; 63; 74; 75; 87; 103; 135] verwiesen.

Der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit der Verbunddübelleiste nach aBG [4] ergibt sich aus der geringsten charakteristischen Traglast des Betonversagens aus Abscheren und Ausstanzen und der Traglast für Stahlversagen, jeweils abgemindert durch einen Teilsicherheitsfaktor von $\gamma_{M2} = 1,25$. Die Bemessungswerte der Längsschubtragfähigkeit sind in Gleichungen (2-2), (2-3) und (2-10) gegeben. Dabei fließen jeweils verschiedene Faktoren in die Tragfähigkeiten ein, wie z. B. die Materialien, die Stahl- bzw. Betongeometrie oder die Bewehrungsmenge und -anordnung.

$$P_{Rk} = \min \{ P_{sh,k}; P_{po,k}; P_{pl,k} \} \quad [N/Ausnehmung] \quad (2-1)$$

2.1.3.2 Betonversagen

Bei Kombination von kleinen Ausnehmungen und großen Blechdicken kann ein zweischnittiges **Abscheren** des Betons zwischen den Verbunddübeln auftreten, vgl. Abbildung 2-5 a). Die Querbewehrung in den Betondübeln beeinflusst die Tragfähigkeit auf Abscheren, die gemäß [4] nach Formel (2-2) bestimmt wird.

$$P_{sh,k} = \eta_D \cdot e_x^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_D) \quad (2-2)$$

Es werden die folgenden Bezeichnungen verwendet, siehe auch Abbildung 2-2:

η_D	Abminderungsfaktor der Betondübelfläche [-]
$\eta_{D,PZ} = 2 - e_x/400$	(Puzzle)
$\eta_{D,CL} = 3 - e_x/180$	(Klothoide)
e_x	Abstand der Ausnehmung in Längsrichtung [mm]; $150 \text{ mm} \leq e_x \leq 500 \text{ mm}$
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm ²]
ρ_D	Bewehrungsgrad beim Versagensfall Abscheren [-]
	$\rho_D = \frac{E_s \cdot A_b}{E_{cm} \cdot A_D}$
E_s	Elastizitätsmodul für Betonstahl [N/mm ²]
E_{cm}	Elastizitätsmodul für Beton [N/mm ²]
A_b	Querschnittsfläche der Querbewehrung im Betondübel [mm ²]
A_D	Fläche des Betondübelns [mm ²]
	$A_{D,PZ} = 0,13 \cdot e_x^2$ (Puzzle)
	$A_{D,CL} = 0,2 \cdot e_x^2$ (Klothoide)

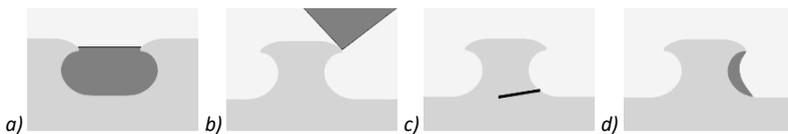


Abbildung 2-5: Versagensarten von Verbunddübelleisten: a) Abscheren, b) Ausstanzen, c) Stahlversagen, d) Teilflächenpressung

Ist der Abstand vom Verbunddübel zur oberen oder unteren Betonoberfläche (Betondeckung) gering, kann es zu der Versagensart **Ausstanzen** (Abbildung 2-5 b) kommen. Die Traglast nach Formel (2-3) ist dabei abhängig von der Höhe der Ausbruchkegel, deren Beeinflussung untereinander und der den Ausbruchkegel

durchquerenden Bewehrung. Zudem beeinflussen auch Querrisse, wie sie z. B. im Stützbereich von Durchlaufträgern vorkommen, das Ausstanzverhalten, indem sie die Größe des Ausbruchkegels reduzieren [47]. Bei einer üblichen Dimensionierung der Verbunddübelnleisten mit PZ- oder CL-Geometrie tritt der Versagensfall des Ausstanzens im Allgemeinen jedoch nicht auf [74].

$$P_{po,k} = \chi_x \cdot \chi_y \cdot 90 \cdot h_{po}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_{D,i}) \quad (2-3)$$

Es werden die folgenden Bezeichnungen verwendet, siehe auch Abbildung 2-2:

χ_x Reduktionsfaktor in Abhängigkeit vom Abstand der Ausnehmung in Längsrichtung e_x

$$\chi_x = 1,0 \quad \text{für} \quad e_x \geq 4,5 \cdot h_{po}$$

$$\chi_x = \frac{e_x}{4,5 \cdot h_{po}} < 1,0 \quad \text{für} \quad e_x < 4,5 \cdot h_{po}$$

χ_y Reduktionsfaktor in Abhängigkeit vom Abstand der Ausnehmung in Längsrichtung e_x und vom Abstand der Verbunddübelnleisten in Querrichtung e_y

Bei der Verwendung von einer Verbunddübelnleiste: $\chi_x = 1,0$

Bei der Verwendung von einer Verbunddübelnleiste: siehe [4]

h_{po} Höhe des Ersatzausbruchkegels [mm]

$$h_{po} = \min \begin{cases} c_{D,o} + 0,07 \cdot e_x \\ c_{D,u} + 0,13 \cdot e_x \end{cases}$$

$c_{D,o}$ obere Betondeckung nach Abbildung 2-2 [mm]; $c_{D,o} \geq 20$ mm

$c_{D,u}$ untere Betondeckung nach Abbildung 2-2 [mm]; $c_{D,u} \geq 20$ mm

e_x Abstand der Ausnehmung in Längsrichtung [mm]; $150 \text{ mm} \leq e_x \leq 500 \text{ mm}$

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm²]

$\rho_{D,i}$ Bewehrungsgrad beim Versagensfall Ausstanz [-]

$$\rho_{D,i} = \frac{E_s \cdot A_{sf}}{E_{cm} \cdot A_{D,i}}$$

E_s Elastizitätsmodul für Betonstahl [N/mm²]

E_{cm} Elastizitätsmodul für Beton [N/mm²]

A_{sf} Querschnittsfläche der Querbewehrung des Betongurtes [mm²], vgl. Abbildung 2-2

$A_{D,i}$ Fläche des mitwirkenden Betons [mm²]

$$A_{D,i} = h_c \cdot e_x$$

h_c Höhe des Betongurtes [mm]

Ein Ausstanzen bzw. Ausbrechen des Betons kann auch bei reiner Zugbeanspruchung der Verbunddübelleiste auftreten. Dieser Fall ist bislang jedoch nicht in der aBG [4] geregelt. Ausführliche Untersuchungen sind in [47] durchgeführt worden und in [74] zusammenfassend beschrieben. Zudem wurde in [47] ein Modellansatz für ein kombiniertes Tragverhalten unter Schub- und Zugbeanspruchung hergeleitet: Dieses wurde in [74] an zahlreichen experimentellen Versuchen vertiefend untersucht und überarbeitet. Die kombinierte Beanspruchung aus Zug und Schub kann dabei in Abhängigkeit der Geometrie und vor allem der Position der Dübelbewehrung im Hinterschnitt der Leiste zu einem Betonausbruch führen.

Ein Versagen der Verbundkonstruktion über ein Spalten des Betonkörpers entlang der Verbunddübelleiste tritt nur bei unzureichender Querbewehrung auf. Vor allem in balkenartigen Querschnitten mit Verbunddübelleisten als externe Bewehrung kann es zu einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit infolge der auftretenden Abtriebskraft kommen, sodass hier ausreichend Einfassbügel vorzusehen sind.

Ein weiteres Betonversagen ist das Überschreiten der Teilflächenpressung des Betons im Kontaktbereich zwischen Stahlleiste und Beton, vgl. Abbildung 2-5 d). Hier tritt sehr lokal eine Zerstörung des Betongefüges auf. Durch die Umschnürung dieser begrenzten Bereiche durch den umliegenden Beton wird der mehraxiale Spannungszustand aufrechterhalten. Dabei erfolgt eine Kraftumlagerung und Aufrechterhaltung der Tragfähigkeit bis zum möglichen nachfolgenden Versagen durch Ausstanzen oder Bruch zu den Kanten der Betonplatte. Daher wird Teilflächenpressung nicht als primäres Versagen definiert [33; 63; 74; 87].

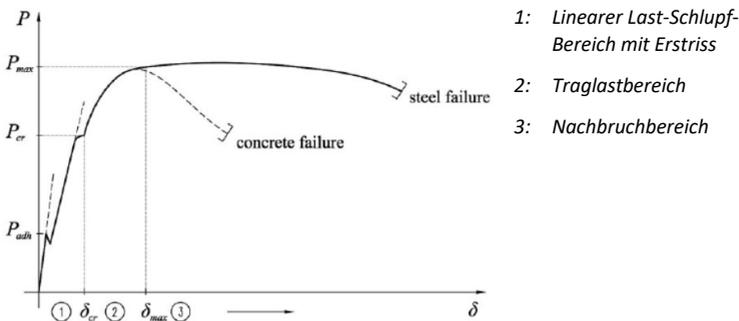


Abbildung 2-6: Idealierte Last-Verformungs-Kurve bei Push-Out Versuchen mit Beton- und Stahlversagen [135]

Dieses Tragverhalten verdeutlicht auch die Last-Verformungskurve in Abbildung 2-6. Überschreitet die Belastung bei P_{cr} die aufnehmbare Teilflächenpressung des

Betons im Kontaktbereich zwischen Stahl- und Betondübel, wird das Betongefüge zerstört. Dies bewirkt einen zusätzlichen Verformungsanteil. Die Aufrechterhaltung des mehraxialen Spannungszustandes ermöglicht jedoch unter voranschreitender Rissbildung eine Laststeigerung bis zur Traglast (Bereich 2). Das Tragverhalten im Nachbruchbereich ist bei Betonversagen von einem abfallenden Ast gekennzeichnet. Dessen Neigung und damit das Verformungsvermögen hängt von der Menge und Positionierung der eingelegten Bewehrung ab.

In [48] wurde ein Ingenieurmodell entwickelt, um die Dübelkennlinie für den Versagensfall Ausstanzen und daraus das Verformungsvermögen δ_u (Punkt 5 in Abbildung 2-7) der Verbindung mit Verbunddübelleiste zu ermitteln. Grundlage ist ein Federmodell, mit dem der elastische Schlupf δ_{el} (2-4) über die elastische Dübelsteifigkeit nach (2-5) bestehend aus der Biege- (2-6) und Schubsteifigkeit (2-7) des Stahldübels und der Betonsteifigkeit (2-8) des Betondübels bestimmt wird. Anschließend werden fünf Punkte der statischen Dübelkennlinie errechnet und multi-linear angenähert, vgl. Abbildung 2-7. Die Kurve im nichtlinearen Bereich wird über einen Skalierungsfaktor angepasst [47–50].

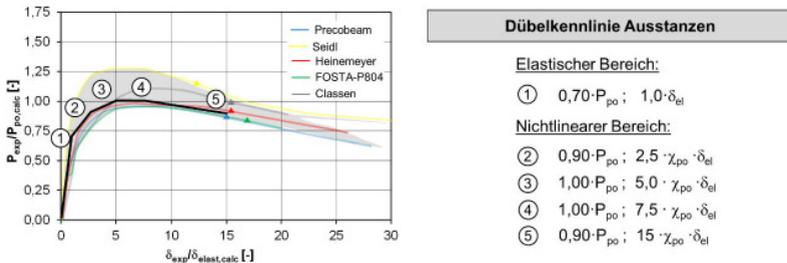


Abbildung 2-7: Dübelkennlinie von Verbunddübelleisten bei Ausstanzenversagen [47]

Nachfolgend sind die Formeln zur Bestimmung des elastischen Schlupfes δ_{el} für die Geometrie der Klothoidenleiste angegeben:

$$\delta_{el,calc} = \frac{0,7 \cdot P_{po}}{C_{el,VD}} \quad (2-4)$$

Elastische Dübelsteifigkeit:

$$C_{el,VD} = \left(\frac{1}{C_{S,flex}} + \frac{1}{C_{S,s}} + \frac{1}{C_C} \right) \quad (2-5)$$

Biegesteifigkeit des Stahldübels:

$$C_{S,flex} = \frac{E_s \cdot (0,325 \cdot e_x)^3 \cdot t_w}{4 \cdot (0,18 \cdot e_x)^3} \quad (2-6)$$

Schubsteifigkeit des Stahldübels:

$$C_{S,s} = \frac{0,29 \cdot E_s \cdot (0,325 \cdot e_x) \cdot t_w}{(0,18 \cdot e_x)} \quad (2-7)$$

Steifigkeit des Betondübels:

$$C_C = \frac{E_{cm} \cdot (0,22 \cdot e_x + t_w) \cdot (0,31 \cdot e_x)}{0,68 \cdot e_x} \quad (2-8)$$

Dabei gelten folgende Bezeichnungen:

P_{po}	Traglast für den Versagensfall Ausstanzen nach (2-3)
e_x	Abstand der Ausnehmung in Längsrichtung [mm]; $150 \text{ mm} \leq e_x \leq 500 \text{ mm}$
t_w	Blechdicke [mm]; $40 \text{ mm} < t_w \leq 60 \text{ mm}$, in Berechnung max. 40 mm anzu- setzen
E_s	Elastizitätsmodul für Betonstahl [N/mm ²]
E_{cm}	Elastizitätsmodul für Beton [N/mm ²]

2.1.3.3 Stahlversagen

Neben den beschriebenen Betonversagensarten ist bei geringer Blechdicke und niedriger Stahlfestigkeit auch ein plastisches Versagen der Stahlleiste möglich, vgl. Abbildung 2-5 c).

Ein Versagen der Stahlleiste durch ein Abscheren des Stahldübels stellt sich meist in einer kritischen Höhe ein [63; 74]. Der Riss im Stahldübel verläuft dabei in Richtung der Schubkraft. Das Modell für Stahlversagen beruht auf einem einfachen plastischen Nachweis des Stahlzahns unter Berücksichtigung der Biege-Schub-Interaktion. Über die Höhe des Stahlzahns treten verschiedene Beanspruchungen im Stahlzahn auf. Da auch der Widerstand durch die effektiv vorhandene Dübelbreite im Höhenverlauf variiert, tritt das Versagen in dem kritischen Schnitt auf, in dem das Verhältnis aus plastischem Widerstand zur Einwirkung minimal ist [63; 103].

Die Bestimmung der Lage dieses kritischen Schnittes wurde in [63] aufbauend auf vorhandenen Modellen weiterentwickelt, sodass die Modellbeschreibung die Versuchsergebnisse optimal wiedergibt. Dabei wird davon ausgegangen, dass über eine effektive Höhe der Geometrie eine konstante Spannung wirkt (vgl. Abbildung 2-8). Nur der Kraftanteil P_2 , der oberhalb des kritischen Schnittes wirkt, bewirkt eine Schub- und Biegebeanspruchung im kritischen Schnitt. Der Kraftanteil P_1 unterhalb des Schnittes wird direkt vom Stahlsteg aufgenommen. Über eine Minimalwertbetrachtung der Traglast P wird die Höhe des kritischen Schnittes nach Formel (2-9) in Abhängigkeit des Winkels α bestimmt. Unter Bezug auf die Geometrieskalierungsgröße e_x lässt sich die Bemessungsgleichung zu Formel (2-10) zusammenfassen. Der Geometriefaktor λ_{geo} wurde für die Klothoidenform zu 0,259 und die Puzzleform zu 0,286 bestimmt [63; 74; 103].

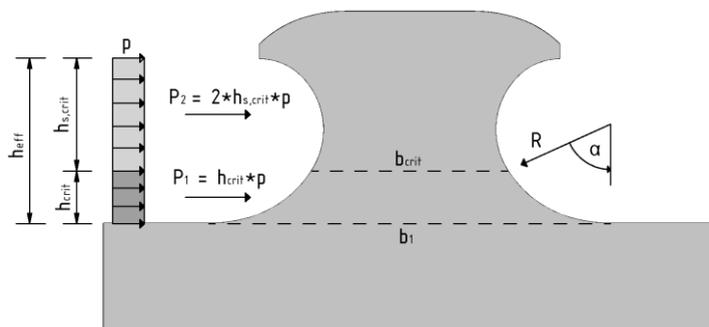


Abbildung 2-8: Definitionen zur Bestimmung des kritischen Schnittes bei Stahlversagen [81]

Die Bemessung der Tragfähigkeit auf **Stahlversagen** nach [4] erfolgt nach Formel (2-10). Dabei wurde für beide Geometrien ein mittlerer Wert von $\lambda_{geo} = 0,25$ festgelegt.

$$P_{pl,k} = \frac{h_{eff}}{h_{eff} - h_{crit}} \cdot \frac{b_{crit}^2}{\sqrt{16 \cdot h_{s,crit}^2 + 3 \cdot b_{crit}^2}} \cdot t_w \cdot f_y \quad (2-9)$$

$$\text{mit } h_{crit} = (1 - \cos \alpha) \cdot R$$

$$h_{s,crit} = \frac{(h_{eff} - h_{crit})}{2}$$

$$b_{crit} = b_1 - 2 \cdot \sin \alpha \cdot R$$

$$\begin{aligned}
 P_{pl,k} &= \lambda_{geo} \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y \\
 &= 0,25 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y
 \end{aligned}
 \tag{2-10}$$

Dabei gelten folgende Bezeichnungen:

- e_x Abstand der Ausnehmung in Längsrichtung [mm]; $150 \text{ mm} \leq e_x \leq 500 \text{ mm}$
 t_w Blechdicke [mm]; $40 \text{ mm} < t_w \leq 60 \text{ mm}$, in Berechnung ist max. 40 mm anzusetzen
 f_{yk} charakteristische Streckgrenze des Stahls [N/mm²]

In [105] werden, aufbauend auf vorherigen Untersuchungen zu Puzzle-Geometrien (vgl. z. B. [116; 118]), Untersuchungen zum Stahlversagen von Verbunddübeln in modifizierter Klothoidenform (MCL – unterschiedliche Abmessungen zu CL nach [4]) vorgestellt. Über FE-Untersuchungen wurde vor allem die Spannungsverteilung in der Stahlleiste bei verschiedenen Lastgrößen und die Kontaktspannungen untersucht. Dabei wurden zwei unterschiedliche Materialmodelle für den Stahl implementiert: Ein elastisch-ideal plastisches Materialverhalten und ein Materialverhalten mit Stahlverfestigung. Mit der maximalen Beanspruchung, bei der es im gesamten Schnitt des Dübels zu einem Überschreiten der Fließgrenze kommt, konnten die Geometriefaktoren zu $A_{ult,1} = 0,254$ ohne Berücksichtigung der Stahlverfestigung und $A_{ult,2} = 0,349$ mit Berücksichtigung der Stahlverfestigung bestimmt werden, wobei A_{ult} und λ_{geo} den gleichen Geometriefaktor beschreiben. Durch Rückrechnung der Versuchsergebnisse von Push-Out Versuchen mit Stahlversagen ergab sich mit der maximalen Traglast und Gleichung (2-10) ein Geometriefaktor von $A_{ult,test} = 0,358$, der sehr gut mit dem numerischen Geometriefaktor unter Berücksichtigung der Stahlverfestigung übereinstimmte. Das Modell ergibt somit eine sehr gute Kongruenz zum tatsächlichen Tragverhalten der Dübelleiste. Im Hinblick auf die entstehenden maximalen Hauptdehnungen empfehlen die Autoren für die Bemessung der Dübelleisten trotzdem den Geometriefaktor von 0,25 (elastisch-ideal plastisches Materialverhalten ohne Stahlverfestigung) zu verwenden, um die vorgegebenen Grenzen im GZT einzuhalten [105]. Somit stimmt dieser mit dem für [4] durch Versuche und statische Auswertung bestimmten Geometriefaktor überein.

Die in den numerischen Modellen beobachtete Spannungsverteilung führte in [105] jedoch zu einem Modellansatz, der zusätzlich zu dem Kraftanteil an der krafteinleitenden Seite des Dübels eine abstützende Kraft an der Rückseite des Dübels berücksichtigt (vgl. Abbildung 2-9). Über die Auswertung der Kontaktkräfte zwischen Stahl und Beton wurden die einzelnen Kraftanteile und deren Position

bestimmt. Dieses Modell ist jedoch nicht in die Grundlagen der Bemessung von Verbunddübeln nach [4] eingeflossen.

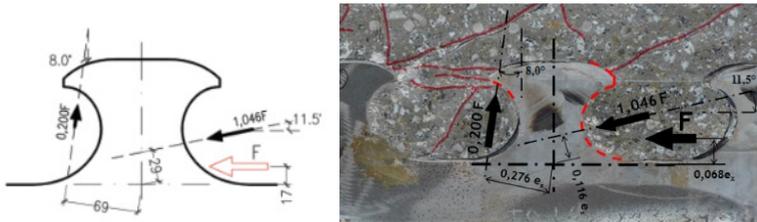


Abbildung 2-9: Resultierende Kräfte am Stahldübel (für MCL) unter Schubbelastung mit einem Lastanteil auf der kraftzugewandten Seite und einem stützende Kraftanteil an der Rückseite des Stahldübel für den GZT [119] bzw. [105]

Ein Stahlversagen ist durch einen deutlich duktileren Verlauf der Last-Verformungskurve gekennzeichnet (vgl. Abbildung 2-6). Nach Erreichen der Traglast und Überschreiten der Streckgrenze entstehen große plastische Verformungen im Stahldübel. Dies führt zu einer großen Schlupfzunahme ohne weitere Steigerung der Last. Bei Erreichen großer plastischer Verformung mit großen Relativverformungen kann es zudem zu einem Versagen des Betongefüges und einem Lastabfall kommen [34].

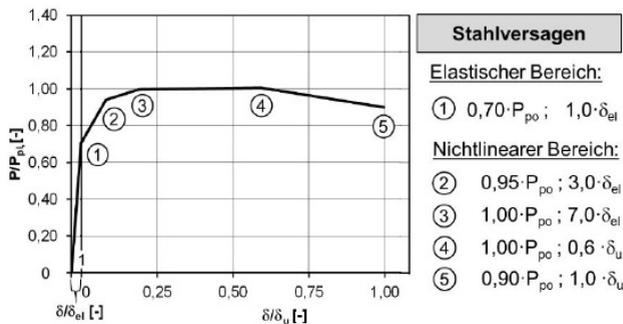


Abbildung 2-10: Dübelkennlinie von Verbunddübeln bei Stahlversagen [47]

In [47] wurde ein Modell entwickelt, um das Verformungsvermögen δ_u (2-11) einer Verbindung mit Stahlversagen in Abhängigkeit von der Höhe h_{VD} und der Breite b_{VD} des Stahldübel und der Bruchdehnung ϵ_{Bruch} des Stahls zu bestimmen. Der Anteil des elastischen Schlupfes δ_{el} errechnet sich dabei analog zum Ausstanzmodell nach

Gleichung (2-4), jedoch mit der maximalen Traglast für Stahlversagen nach (2-10). Über diese beiden Verformungsanteile können die in Abbildung 2-10 angegebenen fünf Punkte bestimmt und die Dübelkennlinie der Verbindung bei Stahlversagen multilinear angenähert werden [47; 51].

$$\delta_u = 75 \cdot h_{VD} \cdot \frac{\varepsilon_{Bruch}}{b_{VD}} \cdot \left(1 + \frac{\delta_{el}}{0,4}\right) \cdot \sqrt{\frac{b_{VD}}{h_{VD}}} \quad (2-11)$$

2.1.4 Ermüdung

Der Ermüdungsnachweis für die Verbunddübelleiste umfasst gemäß [4] die Aspekte der Betonermüdung, der Stahlermüdung und der Sicherstellung einer schubstarrten Verbundfuge, wobei auch eine gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Komponenten auftritt [81; 155].

Das Versagen auf Ermüdung gliedert sich dabei in drei Phasen (Abbildung 2-11). Phase 1 tritt in den ersten 1.000 bis 10.000 Lastwechseln auf und zeichnet sich durch einen starken Anstieg des Schlupfes zwischen Stahl und Beton aus. Dieser geht in Phase 2, die etwa 80 % der Gesamtlebensdauer beträgt, in einen geringeren, annähernd konstanten Schlupfanstieg über. Ein starker Schlupfanstieg zeichnet in Phase 3 das Versagen der Verbindung aus. Damit ähnelt das Versagen der Verbunddübelleiste sehr dem reinen Versagen bei Beton, vgl. Kapitel 2.2.3.

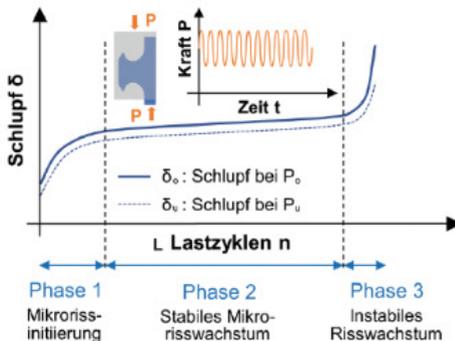


Abbildung 2-11: Phasen des Ermüdungsversagens von Verbunddübelleisten [46]

Ein zyklisches Ausstanzen, ähnlich dem statischen Ausstanzen, tritt vor allem bei hohen Oberlasten auf, ist jedoch auch abhängig von der bezogenen Mittellast, der

Betondeckung, der Dübelform und den Materialeigenschaften [45]. Bei zyklischen Lasten sind auch bei Oberlasten unterhalb der statischen Tragfähigkeit Schäden am Verbundmittel möglich. Nach [4] darf daher die Oberlast 70 % der statischen Tragfähigkeit nicht überschreiten.

Ferner kann es zu einer Herabsetzung der Tragfähigkeit kommen, wenn die Betonmatrix an der Kontaktfläche Stahl-Beton des Verbunddübels zerstört wird und das Betonmehl durch große Rissbreiten herausrieseln kann. Diese Versagensart wird in [4] durch eine Begrenzung der Rissbreite auf 0,15 mm verhindert, sofern die Verbunddübelleiste unter der charakteristischen Kombination der Einwirkungen ganz oder teilweise in der Betonzugzone liegt.

Neben diesen Arten der Betonermüdung, die direkt zum Versagen führen, kann eine unzulässige Schädigung der Betonmatrix durch zu große Teilflächenpressung eine zyklische Schlupfzunahme bewirken, die auch bei Entlastung verbleibt. Dieser inelastische Schlupf führt zu einer Lockerung der Verbundfuge, welche eine Umlagerung der inneren Schnittgrößen vom Verbund- auf den Stahlquerschnitt zur Folge hat. Zudem kann die für die Verwendung im Brückenbau erforderliche Voraussetzung der starren Verbundfuge nicht mehr eingehalten werden [77]. Durch Versuche konnte gezeigt werden, dass die aufnehmbare Betonpressung im Kontaktbereich durch die mehraxiale Beanspruchung auf die 7,5-fache einaxiale Betondruckfestigkeit anstieg. Daher sollte die Oberlast auf 55 % der mehraxialen Beanspruchbarkeit des Betons begrenzt werden, um eine zu große Schädigung des Betons zu verhindern [81]. Zur Sicherstellung einer intakten Verbundfuge und Begrenzung des inelastischen Schlupfes wurde daher in [4] die einwirkende Längsschubkraft auf den Wert P_{cyc} (2-12) begrenzt. Die Schädigung im Beton wurde dabei anhand des gemessenen Dehnungssprungs zwischen Stahlprofil und Betonquerschnitt bei Trägerversuchen bewertet [75].

$$P_{cyc} = 3,1 \cdot t_w \cdot h_D \cdot f_{ck} \quad (2-12)$$

Es werden die folgenden Bezeichnungen verwendet, siehe auch Abbildung 2-2:

t_w	Blechdicke [mm]; 40 mm < t_w ≤ 60 mm, in Berechnung max. 40 mm anzusetzen
h_D	Höhe der Ausnehmung [mm]
	$h_{D,PZ} = 0,27 \cdot e_x$ (Puzzle)
	$h_{D,CL} = 0,40 \cdot e_x$ (Klothoide)
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm ²]

Der Ermüdungsnachweis der Stahlleiste wird gemäß aBG [4] in Anlehnung an das Strukturspannungskonzept der DIN EN 1993-1-9 [14] geführt. Die einwirkende Spannungsamplitude an der höchstbeanspruchten Stelle (Hotspot) setzt sich hierbei aus einem Anteil aus der Übertragung der Längsschubkräfte (lokale Tragwirkung) und einem Anteil aus der Biegetragwirkung des Verbundträgers (globale Tragwirkung) zusammen (vgl. Abbildung 2-12). Die maximale Beanspruchung aus lokaler Tragwirkung tritt dabei bei ca. 45° für die Klothoidenform bzw. 46° bei der Puzzleform auf, wo hingegeben durch die globale Beanspruchung der Hotspot für die Klothoidenform bei ca. 8° bzw. für die Puzzleform zwischen 10° und 18° auftritt. Die Position wird ab Beginn der Rundung gemessen [63].

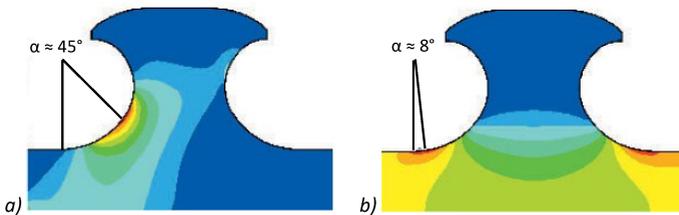


Abbildung 2-12: Lage der Hot-Spots bei a) lokaler und b) globaler Beanspruchung der Verbunddübelleiste nach [63]

Die Spannungsschwingbreite wird nach (2-13) aus der ungünstigen Überlagerung der an unterschiedlichen Positionen des Dübels auftretenden Nenn-Beanspruchungsgrößen beider Traganteile (Längsschubkraft bzw. Biegemoment) berechnet, die mittels Spannungskonzentrationsfaktoren an den Hotspot hochgerechnet werden [4].

$$\Delta\sigma = k_{f,L} \cdot \frac{\Delta V \cdot S_y}{I_y \cdot t_w} + k_{f,G} \cdot \left(\frac{\Delta N}{A} + \frac{\Delta M}{I_y} \cdot z_D \right) \quad (2-13)$$

Dabei gelten folgende Bezeichnungen:

k_f Spannungskonzentrationsfaktoren lokal (L) und global (G)

$$k_{f,L,PZ} = 8,6; \quad k_{f,G,PZ} = 1,9 \quad (\text{Puzzle})$$

$$k_{f,L,CL} = 7,3; \quad k_{f,G,CL} = 1,5 \quad (\text{Klothoide})$$

$\Delta N, \Delta V, \Delta M$ charakteristische Normalkraft-, Querkraft- und Biegemoment-Differenzen des Verbundquerschnitts an der Stelle der Ausnehmung

A Querschnittsfläche

S_y	Flächenmoment 1. Grades bezogen auf die Unterkante der Ausnehmung
I_y	Flächenmoment 2. Grades
z_D	Abstand Schwerpunkt Verbundquerschnitt – Unterkante der Ausnehmung
t_w	Blechdicke

Die Spannungskonzentrationsfaktoren k_f wurden in [63] mittels Finite-Elemente Berechnungen für die lokale und globale Tragwirkung hergeleitet und durch Dehnungsmessungen in Push-Out- und Trägerversuchen verifiziert. Die Belastung des rein elastischen Modelles für die lokale Tragwirkung wurde dabei so gewählt, dass über die Interaktion zwischen Beton und Stahl eine Schubspannung von $\tau = 1 \text{ N/mm}^2$ am Dübelgrund entsteht. Das Modell für die globale Tragwirkung bestand unter Annahme eines Zustand II im Beton allein aus der Stahlleiste, die mit einer konstanten Normalspannung von $\sigma = 1 \text{ N/mm}^2$ beansprucht wurde [33; 63].

Auch hier führte das im vorherigen Abschnitt beschriebene Modell aus [105] mit Berücksichtigung eines zweiten Kraftanteils im hinteren Dübelbereich zu ähnlichen Ergebnissen. Zudem konnten mit diesem Modellansatz auch Versagensbilder von Ermüdungsversuchen mit Rissen an der Dübelrückseite erklärt werden (vgl. Abbildung 34 in [105]).

Auf der Widerstandsseite wird je nach Bearbeitungszustand der Brennschnittfläche der Kerbfall KF125 (maschineller Brennschnitt mit seichten und regelmäßigen Brennriefen) bzw. KF140 (maschineller Brennschnitt mit nachträglicher mechanischer Bearbeitung) nach DIN EN 1993-1-9 [14] verwendet. Zur Herstellung der Verbunddübelleiste darf gemäß aBG [4] autogenes Brennschneiden oder ein hinsichtlich Festigkeit und Ermüdung gleichwertiges Trennverfahren verwendet werden.

Ferner sind nach [4] die Strukturspannungsschwingbreite auf $2 \cdot f_y$ und die Strukturüberspannung auf $1,3 \cdot f_y$ zu begrenzen.

Die Ermüdungstragfähigkeit der Verbunddübelleiste wird durch dieses Verfahren so festgelegt, dass kein Ermüdungsrisse an der Dübelleiste entstehen kann. In [73; 154] wurden dagegen weiterführende Untersuchungen durchgeführt, die auch eine Resttragfähigkeit der gerissenen Verbunddübelleiste und das Nachrissverhalten berücksichtigen. Demnach folgt auf die Rissentstehung eine ausgeprägte Rissfortschrittsphase, in der weiterhin große Tragfähigkeiten erreicht werden. Erst mit großen Risslängen fällt die Tragfähigkeit der Verbunddübelleiste so weit ab, dass die zyklische Beanspruchbarkeit unterschritten wird, vgl. Abbildung 2-13. Durch die Zunahme der Risslänge sinkt gleichzeitig die Verbundsteifigkeit, wodurch eine

Umlagerung der Beanspruchung entlang der Verbundfuge auf umliegende, weniger beanspruchte bzw. noch intakte Dübel begünstigt wird. Es wurden sowohl experimentelle als auch numerische Untersuchungen zum Risswachstum in der Stahlleiste und daraus folgender Lastumlagerung durchgeführt. Jedoch wurden in den Untersuchungen in [73; 154] keine zusätzlichen Auswirkungen aus zunehmender Betonschädigung sowie der Interaktion der beiden Schädigungen berücksichtigt.

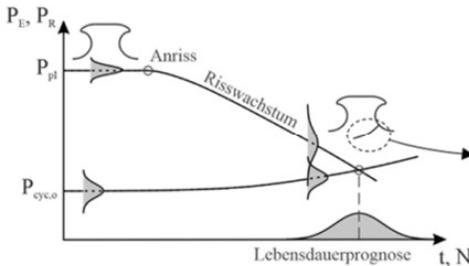


Abbildung 2-13: Entwicklung der Tragfähigkeit eines Verbunddübels über die Lebensdauer bei Berücksichtigung des Risswachstums [73]

Ein in [48; 75–77] vorgestellter Ansatz sieht eine Berücksichtigung der Betonschädigung durch zyklische Dübelkennlinien vor. In mehreren Versuchsreihen wurden die Einflüsse der Oberlast und der Schwingbreite auf die Schlupf- und Steifigkeitsentwicklung analysiert. Verschiedene geometrische Einflüsse wurden durch numerische Parameterstudien untersucht. Mit den Ergebnissen konnten Ingenieurmodelle zur Bestimmung der Zunahme des elastischen Schlupfes und der zyklischen Dübelkennlinie für eine bestimmte Lastwechselzahl entwickelt werden. Mit Hilfe der zyklischen Dübelkennlinie kann über computergestützte elastische Berechnung die ermüdungsrelevante Stahlspannung und die Lockerung der Verbundfuge über die Lebensdauer bestimmt werden.

In [45] wurde aufbauend auf den Untersuchungen aus [48; 76] ein Modell zur Bestimmung der zyklischen Schlupfentwicklung bei einem Versagen auf Ausstanzen entwickelt. Dabei werden drei Verformungsanteile berücksichtigt: der elastische Schlupf sowie der inelastische Schlupf in der ersten und zweiten Ermüdungsphase. Über einen Vergleich der zyklischen Schlupfzunahme und des statischen Verformungsvermögens (vgl. vorheriges Kapitel) lässt sich so die ertragbare Lastwechselzahl errechnen, bevor es zu einem zyklischen Ausstanzen kommt. Der Vergleich mit Versuchsergebnissen zeigte in [45] eine gute Übereinstimmung. Eine Bestimmung der ertragbaren Lastwechselzahl bei Stahlversagen ist über den Schlupfverlauf jedoch nicht möglich.

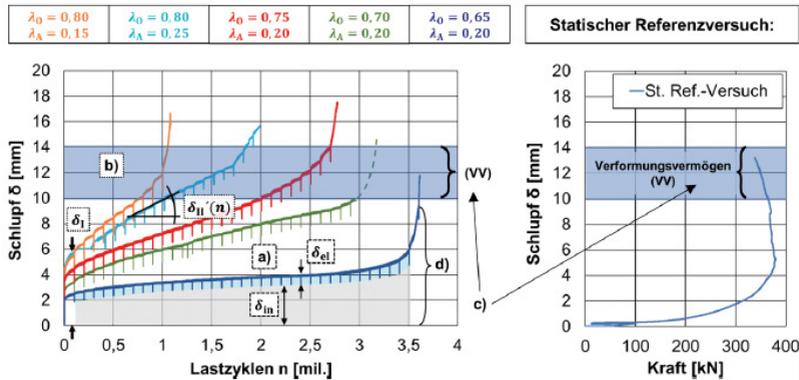


Abbildung 2-14: Verlauf von Last-Verformungs-Kurven von zyklischen Versuchen mit Stahlversagen (dunkelblau) und zyklischem Ausstanzen bei unterschiedlichen Oberlast- und Schwingspielverhältnissen [44–46]

In Abbildung 2-14 (Bezeichnung a) bis d) siehe Quelle [44–46]) ist neben den drei beschriebenen Ermüdungs-Phasen ein deutlicher Unterschied in den Kraft-Verformungs-Verläufen von Ermüdungsversuchen [44; 46] je nach Stahlversagen oder Betonversagen und dem Belastungsverhältnis zu erkennen. Während beim Stahlversagen (untere blaue Kurve) ein geringeres Schlupfwachstum zwischen Stahlleiste und Betonkörper gemessen wurde, das auch beim Versagen in hohem Lastwechselbereich unterhalb des (statischen) Verformungsvermögens der Probekörper aus dem statischen Referenzversuch lag, nahm der Schlupf vor Beginn des Versagens durch zyklisches Ausstanzen (vier obere Kurven) signifikant zu. Kurz vor Erreichen des Versagens in der dritten Ermüdungsphase entsprach der Schlupf dabei dem Verformungsvermögen der Schubverbindung. Über Versuche mit unterschiedlichen Oberlasten und Schwingbreiten, wurde der Anstieg des Schlupfes bei Betonversagen mit dem Kriechverhalten des Betons in Verbindung gebracht. Durch eine höhere Unterlast erfährt der Beton eine erhöhte Kriechverformung, sodass bei gleicher Oberlast der Versuch Dyn_D_4.2 (orange Kurve) frühzeitiger das Verformungsvermögen der Verbindung erreichte als der Versuch Dyn_D_3.1 (hellblaue Kurve) [44; 46].

Die vertiefende Betrachtung der Interaktion der Ermüdungsentwicklungen an der Stahlleiste und dem Beton bietet großes Potential zu noch wirtschaftlicheren Auslegungen von Verbunddübelleisten. In [155] wurde dazu ein Stabwerkmodell entwickelt, das über Federelemente mit zeitlich variablen, nicht-linearen und über die Trägerlänge variierenden Federsteifigkeiten auch zyklische Umlagerungseffekte

durch den inelastischen Schlupf beim Beton und das Risswachstum in der Stahlleiste berücksichtigen kann. So sollen die Kraftumlagerungen im Träger einfacher prognostiziert werden können. Jedoch bedarf es weiterer umfangreicher Forschung, um dies auch über die Lebensdauer des Verbundträgers bei wechselnder Beanspruchung sicher ermitteln und die Auswirkungen der jeweiligen Schädigungen bewerten zu können, vgl. [155]. So könnte langfristig von dem normativ geregelten Ansatz des Ermüdungsnachweises über Begrenzung der Beanspruchung zur generellen Vermeidung von Schäden abgewichen und die Vorteile der Verbunddübelleisten ausgeschöpft werden.

2.2 Ermüdungsfestigkeit

2.2.1 Materialermüdung

Größere, einmalig auftretende Beanspruchungen spielen nur eine untergeordnete Rolle für die Bauteilschädigung, sofern diese generell vom Tragwerk aufgenommen werden können. Eine fortschreitende Aufsummierung der während der Lebensdauer des Bauteiles auftretenden Schädigung durch sich oft wiederholende Belastungen kann jedoch zu einem Ermüdungsversagen des Werkstoffes führen. Eine Materialermüdung eines Bauteiles unter zyklischer Beanspruchung tritt dabei in der Regel bereits bei Beanspruchungen auf, die deutlich unterhalb der Festigkeit des Materials bei einmaliger, statischer Beanspruchung liegen.

Dabei ist sowohl für Beton als auch für Stahl das Schädigungsbild bei Ermüdungsbeanspruchung generell ähnlich. Durch die zyklische Beanspruchung entstehen Mikrorisse, die bei zunehmender Anzahl der Lastwechsel zu Makrorissen anwachsen und sich zu größeren sichtbaren Rissen verbinden. Dadurch kommt es zu einer Abnahme der Tragfähigkeit und der Steifigkeit des Bauteiles.

Somit ist es für die Bemessung von Bauteilen, die zyklischen Beanspruchungen ausgesetzt werden, wozu Brückenbauwerke durch ihre wechselnde dynamische Verkehrsbelastung zu zählen sind, entscheidend, die Ermüdungsfestigkeiten der Baustoffe zu berücksichtigen. Der Ermüdungsnachweis für Stahl ist dabei nach DIN EN 1993-1-9 [14] zu führen. Der Nachweis für Betonbauteile ist gemäß DIN EN 1992-2 [12] bzw. Ergänzungen im Nationalen Anhang [11] zu führen und basiert auf der Einhaltung zulässiger Spannungsschwingbreiten.

Im weiteren Kapitel werden die unterschiedlichen Eigenschaften der beiden Werkstoffe Stahl und Beton bei zyklischer Beanspruchung aufgeführt.

2.2.2 Ermüdungsfestigkeit von Stahl

Die Ermüdung von Stahl infolge zyklischer Beanspruchung besteht im Wesentlichen aus drei Phasen und basiert auf mikro- und makrostrukturellen Änderungen des Werkstoffgefüges. Diese werden durch örtlich sehr begrenzte plastische Verformungen ausgelöst, die aus Spannungsspitzen an Kerben oder Anrissen resultieren. Durch den veränderten Kraftlinienverlauf an der Kerbe und der Konzentration der Kraft erreichen die Spannungen sehr lokal ein Niveau wesentlich über den Nennspannungen. Während bei einer statischen Belastung die Spannungsspitzen durch Fließen des Materials ausgeglichen werden, entsteht bei zyklischer Beanspruchung in Phase I zunächst ein submikroskopischer Anriss, der durch hohe Spannungsspitzen im Kerbgrund verursacht wird. Es entwickeln sich weitere Mikrorisse, die sich im weiteren Verlauf zu einem Makroriss verbinden, der bis zu einem technisch definierten Anriss heranwächst. Daraufhin folgt in der Phase II ein stabiles Risswachstum. In der dritten Phase wächst der Anriss weiter und es kommt zu einem instabilen Risswachstum. Wenn die Schwingbruchfläche eine kritische Größe erreicht, versagt der restliche Querschnitt durch einen Restbruch [41; 58].

Es gibt zahlreiche Einflüsse, die die Ermüdungsfestigkeit von Bauteilen aus metallischen Werkstoffen entscheidend beeinflussen können. Diese Einflussgrößen können grob in die vier Bereiche Spannungsschwingbreite, Grad der Kerbwirkung bzw. Geometrie des Details, Werkstoffeigenschaften und Umwelteinflüsse (z. B. Korrosion) eingeteilt werden [41; 123]. Eine grobe Wichtung einiger einzeln betrachteter Einflussfaktoren auf die Lebensdauer im Wöhlerversuch ist schematisch in Abbildung 2-15 dargestellt.

Einige für die Beurteilung von Ermüdungsversuchen entscheidende Faktoren, wie der Werkstoff, die Versuchsmittelspannung und die Probengröße, werden z. B. in [41; 54; 58; 61; 82; 127; 128] erläutert und im Rahmen dieser Arbeit nicht näher betrachtet. Bei der Mittelspannung bzw. der Spannungsschwingbreite als Definition der Beanspruchung als Druck-, Wechsel oder Zugspannung ist jedoch ein Einfluss von Zugeigenspannungen zu beachten, sodass als Summe der Beanspruchungen aus Druckspannungen mit Eigenspannungen evtl. reine Zugspannungen vorliegen, die Rissschließungseffekte aufheben und so eine Rissentstehung und einen Rissfortschritt begünstigen. Vor allem bei einer thermischen Bearbeitung der Werkstoffe (z. B. Schweißen, thermisches Schneiden oder thermische Oberflächenverfestigung) entstehen große Eigenspannungen, teilweise im Bereich der Fließgrenze. Durch ihre Größe ist ihr Einfluss auf die tatsächliche Schwingbeanspruchung (Druck-, Zug-, oder Schwellbeanspruchung) und damit ihre Schwingfestigkeit bei hochfesten Werkstoffen größer als bei niedrigfesten Werkstoffen, zumal Eigenspannungen in höherfesten Werkstoffen in deutlich geringerem Maße wieder abgebaut werden können [58; 127]. Nach [61] hat jedoch die Zugfestigkeit des

Grundwerkstoffes keinen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit eines nicht geschweißten Bauteiles.

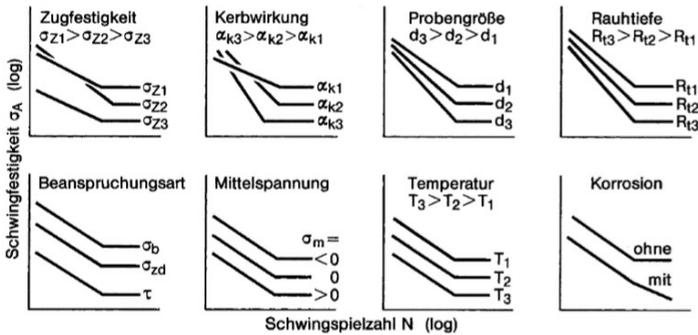


Abbildung 2-15: Einflussgrößen zur Ermüdungsfestigkeit von Proben oder Bauteilen im Wöhlerversuch nach [127]

Der Einfluss der Kerbwirkung erfolgt als örtliche Beanspruchungserhöhung durch eine oder mehrere vorhandene Kerben im ermüdungsbeanspruchten Bauteil. Kerben liegen vor bei lokalen Lasteinleitungen zwischen Bauteilen (Belastungskerben), durch Geometrieänderungen bzw. Oberflächenkrümmungen (Formkerben) oder durch Veränderungen in Werkstoffeigenschaften wie Steifigkeit, Elastizität und Festigkeit (Werkstoffkerben) [127]. Sie können zudem durch Bearbeitung der Bauteile (z. B. Schweißimperfectionen, Bohrungen, Brennschnitt) oder äußere Umwelteinflüsse durch Korrosion entstehen. Alle Kerben verursachen dabei eine Störung im Kraftfluss des Bauteiles und führen so zu einer stark örtlich begrenzten Spannungskonzentration, den sogenannten Spannungsspitzen, die eine Rissentstehung begünstigen. Dabei gilt: Je größer die Spannungskonzentration durch die Kerbe desto größer wird die Kerbwirkung eingestuft und desto geringer die Ermüdungsfestigkeit des Bauteiles [123].

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen an der Verbunddübelleiste fließt vor allem die Geometrie der Verbunddübelleiste als Einflussfaktor auf die Ermüdungsfestigkeit der Stahlleiste ein. Die Formunstetigkeit im Bereich der Rundung der Dübel stellt eine Formkerbe dar und führt zu einer Spannungskonzentration in diesem lokalen Bereich. Auch durch den Brennschnitt der Dübelleiste mit Temperatureinflüssen in der Einflusszone und die größere Rauigkeit der Brennschnittkante erhöht sich die Kerbwirkung. Die Rauigkeit der Schnittkante hängt dabei auch von der Schneidgeschwindigkeit ab [54; 85] (vgl. Abbildung 2-16 in Bezug auf den Brennschnitt einer Verbunddübelleiste). Mit reduzierter Schneidgeschwindigkeit ergibt

sich eine geringere Rauigkeit und führt somit zu einer Steigerung der Ermüdungsfestigkeit, wobei die Risse meist nicht direkt an der Schnittfläche entstehen, sondern von der Kante oder der Walzoberfläche ausgehen [54]. Durch eine nachträgliche Bearbeitung der Brennschnittkante können diese Einflussfaktoren teilweise (in Abhängigkeit vom Verfahren der Bearbeitung) reduziert werden. Eine detaillierte Beschreibung des Einflusses verschiedener Oberflächenzustände ist in [127] gegeben.

Ein weiterer zu berücksichtigender Einfluss der Kerbwirkung liegt in der Feuerverzinkung der Verbunddübelleisten. Auf diesen wird in Kapitel 2.3.4 und im weiteren Verlauf der Arbeit näher eingegangen.

Cutting speed v	Medium surface roughness R_z	Tolerances of rectangularity and inclination
350 [mm/min]	43 – 63 [μm]	0.10 [mm]
500 [mm/min]	20 – 74 [μm]	0.40 [mm]
650 [mm/min]	40 – 62 [μm]	0.25 [mm]

Abbildung 2-16: Gemessene Rauigkeiten der Brennschnittkante bei Verbunddübelleisten in Abhängigkeit der Schnittgeschwindigkeit [85]

Für Stahlkonstruktionen erfolgt der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit nach DIN EN 1993-1-9 [14]. Für Stahl- und Stahlverbundkonstruktionen, bei denen zyklische Beanspruchungen vorliegen, wird der Nachweis der Ermüdung auf Nennspannungsniveau nach DIN EN 1993-2 [15] und DIN EN 1994-2 [17] mit Hilfe der Einordnung ihrer konstruktiven Details in Kerbfälle nach DIN EN 1993-1-9 [14] geführt. Für diese Kerbfälle wurden je nach Kerbschärfe Ermüdungsfestigkeitskurven in Form von Wöhlerlinien experimentell und mittels statistischer Auswertung bestimmt. Die Wöhlerlinien werden im doppeltlogarithmischen Maßstab mit einer festen Steigung m dargestellt. Die Steigung m ist in [14] für Längsspannungsschwingbreiten zu $m = 3$ definiert, falls nicht anders angegeben. Die Wöhlerkurven geben die Grenze der aufnehmbaren Spannungsschwingspiele N bei einer vorgegebenen Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ an. Die Kerbfallbezeichnung bezieht sich dabei auf die ertragbare Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_c$ bei 2 Millionen Spannungsschwingspielen (bei einer Überlebenswahrscheinlichkeit von 97 %).

Mittlerweile ist in die Normen auch das Strukturspannungskonzept eingeflossen. Dabei handelt es sich um ein örtliches Konzept, nach dem mit der Finiten-Element-Methode (FEM) Spannungsordinaten in der Umgebung der Kerbe ausgewertet und mittels Spannungskonzentrationsfaktoren auf die potenzielle Rissstelle extrapoliert werden. Auch für diese Methode sind Wöhlerlinien für verschiedenen Details aufbereitet worden.

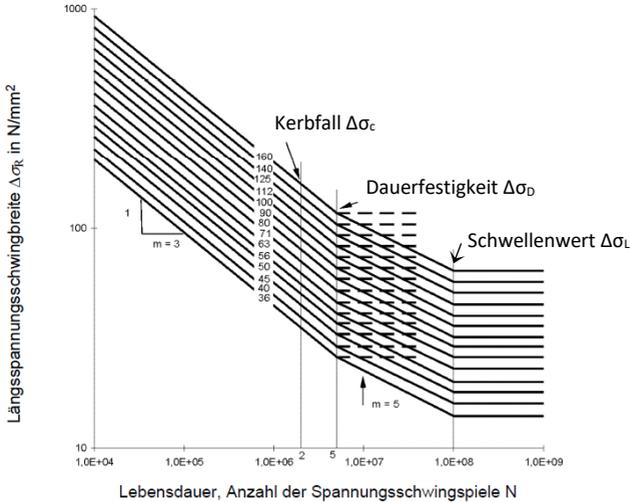


Abbildung 2-17: Bauteilwöhlerkurven nach DIN EN 1993-1-9 [14] für Längsspannungsschwingbreiten

In [61] erfolgte eine statistische Neubewertung der Kerbfälle aus DIN EN 1993-1-9 [14] durch Zusammentragung, Filterung und Neuanalyse zahlreicher Ermüdungsversuche (Grundlagenversuche der Kerbfälle und Ergänzung aktueller Forschungsergebnisse und -versuche). Als Ergebnis wurden verbesserte Kerbfalltabellen mit Ergänzung einiger fehlender Details erarbeitet, die eine wirtschaftlichere und differenziertere Bemessung auf Ermüdung ermöglichen.

Auch die beiden für diese Arbeit maßgebenden Kerbfälle der brenngeschnittenen Bleche wurden neu bewertet. Für das Detail 4 der brenngeschnittenen Bleche mit nachträglicher mechanischer Bearbeitung konnte gezeigt werden, dass die Versuchsdaten einen sehr flachen Verlauf der Wöhlerlinie abbildeten. Bei der Neubewertung der Versuche wurde die Verwendung einer flacheren Steigung der Linie mit $m = 5$ (statt $m = 3$) und dadurch die Hochstufung des Details auf Kerbfall 160 (in [14] Kerbfall 140) empfohlen. Durch die Versuchsdaten konnte zudem aufgezeigt werden, dass die Ermüdungsfestigkeit von brenngeschnittenen Kanten mit nachträglicher mechanischer Bearbeitung weniger von der Qualität des Brennschnitts beeinflusst werden, sondern von dem Einfluss der Wärmeeinflusszone. Das Versagen ging hier meist von der gewalzten Fläche aus. Anders ist dies bei Detail 5 (brenngeschnittene Bleche mit Brennriefen). Hier startete das Versagen der Proben meist an der brenngeschnittenen Fläche, wobei die Brennschnittqualität bzw. die Rauigkeit der Oberfläche sowie Eigenspannungen an der Brennschnittfläche einen

großen Einfluss auf die Ergebnisse der Ermüdungsfestigkeit hatten. Auch für dieses Detail wurde eine Hochstufung empfohlen, hier auf Kerbfall 140 (statt in [14] Kerbfall 125). Die Steigung der Wöhlerlinie lag dabei wie in [14] bei $m = 3$.

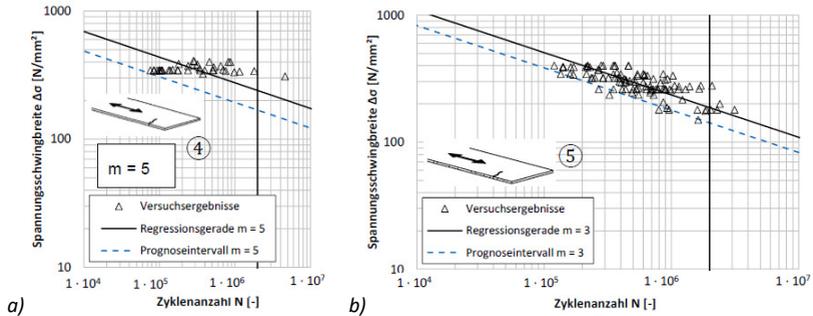


Abbildung 2-18: a) Neubeurteilung des Kerbfalldetails 4 „maschinell brenngeschnittenes Blech mit nachträglicher mechanischer Bearbeitung“; b) Neubeurteilung des Kerbfalldetails 5 „maschinell brenngeschnittenes Blech mit Brennriefen“ jeweils anhand gefilterter Versuchsergebnisse in [61]

2.2.3 Ermüdungsfestigkeit von Beton

Da das Hauptaugenmerk dieser Arbeit auf dem Ermüdungsversagen der Dübelleiste aus Stahl liegt, wird das Ermüdungsverhalten des Betons nur kurz angerissen. Eine ausführliche Darstellung zur Betonermüdung unter ein- und mehraxialer Druckbeanspruchung ist in [41; 75; 90; 96; 102; 124] aufgeführt.

Das Ermüdungsversagen ähnelt dabei grundlegend dem von Stahl. Durch die zyklische Belastung werden Mikrorisse im Betongefüge initiiert, die bei zunehmender Anzahl der Beanspruchungen zu größeren Rissen anwachsen und sich zu sichtbaren Makrorissen verbinden.

Die Betonermüdung kann bei konstanter Schwingbreite im Druckschwellbereich durch einen dreiphasigen Verlauf der Dehnungsentwicklung über die Lebensdauer beschrieben werden. In der Phase I ist das Ermüdungsverhalten durch schnell anwachsende Mikrorisse, die durch das Schwinden des Betons bereits vorhanden sind, gekennzeichnet. Diese Phase umfasst etwa 10 bis 20 % der Bruchschwingspiele. Phase II, die bis etwa 80 % der Bruchschwingspielzahl geht, zeichnet sich durch ein kontinuierliches Mikrorisswachstum aus. Erst im Bereich der letzten 20 % der Bruchschwingspiele (Phase III) kommt es zu einem instabilem Risswachstum, wobei sich Mikrorisse zu größeren Makrorissen vereinigen und ein Versagen infolge eines Ermüdungsbruchs eintritt [76; 96; 124]. Zudem kommt es zu einem

deutlichen Verlust der Steifigkeit, wobei die Zunahme der Dehnung und die Abnahme der Steifigkeit im linearen Zusammenhang stehen [90; 96; 124], vergleiche auch Abbildung 2-19. Die Steifigkeit E_s wird dabei als Sekantenmodul im Entlastungsast der Hysterese nach (2-14) bestimmt.

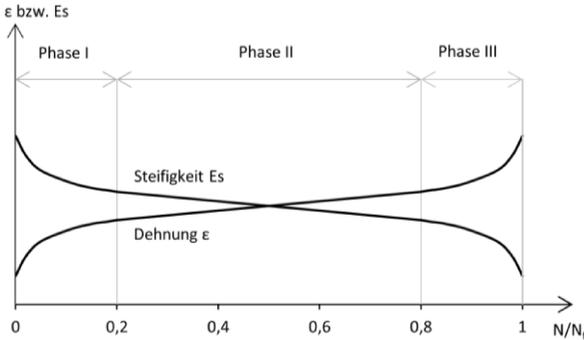


Abbildung 2-19: Schematische Darstellung der Dehnungsentwicklung des Betons bzw. des Abfalls der Steifigkeit bei Ermüdungsbeanspruchung (nach [124])

$$E_s = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{\epsilon_o - \epsilon_u} \quad (2-14)$$

Zusätzlich verändern sich im Laufe der Phasen auch weitere Eigenschaften des Betons wie z. B. der E-Modul, die Betondruckfestigkeit und der Spannungs-Dehnungs-Verlauf. Mit zunehmender Anzahl an Schwingspielzahlen nimmt dabei auch der Anteil des Kriechens im Dehnungsverlauf zu, sodass größere Gesamtdehnungen beim Erreichen des Versagens vorliegen [96].

Dabei hängt das Ermüdungsverhalten von Beton stark von der Betonzusammensetzung und damit der Betonfestigkeit, dem Belastungsniveau und der Belastungsfrequenz ab. Zudem beeinflussen wiederkehrende Ruhepausen während der Belastung der Proben und das Alter des Betons die Ermüdungsfestigkeit und die erreichbare Bruchschwingspielzahl. Die Einflüsse sind detailliert in [75; 90; 96; 124] dargestellt.

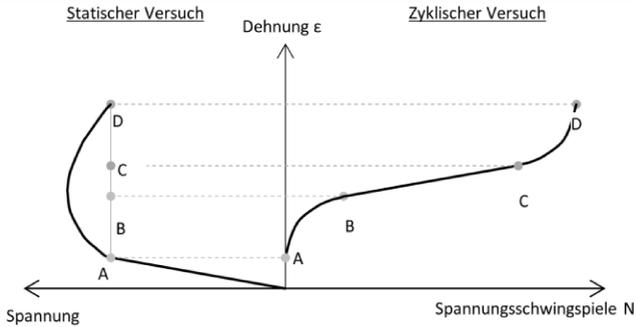


Abbildung 2-20: Zusammenhang der Dehnungsentwicklung bei statischer und zyklischer Beanspruchung (nach [90])

Auch das Vorhandensein von mehraxialen Spannungszuständen, wie sie z. B. bei Umschnürungswirkung von Bewehrung oder im Bereich der Ausnehmung der Verbunddübelsteife entstehen, beeinflusst die ertragbare Ermüdungsschwingenspielfzahl. Vor allem im Bereich niedrigerer Bruchschwingenspielfzahlen kann bei Versuchen mit Querdruck eine signifikante Vergrößerung der Bruchschwingenspielfzahl erzielt werden, im Vergleich zu Versuchen ohne Querdruck, vgl. Abbildung 2-21 für zwei-axialen Querdruck [75; 77].

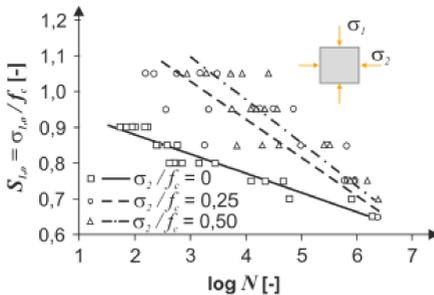


Abbildung 2-21: Wöhlerlinien bei verschiedenen Querdruckbeanspruchung bei zwei-axialer Beanspruchung [75]

2.2.4 Experimentelle Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit

Die Ermüdungsfestigkeit von Werkstoffen wird im Dauerschwingversuch bzw. im sogenannten Wöhlerversuch (benannt nach August Wöhler) ermittelt. Dabei wird eine schwingende, in ihrer Größe nicht veränderliche, meist sinusförmige

Beanspruchung aufgebracht, weshalb der Versuch auch als „Einstufenversuch“ bezeichnet wird. Die zyklischen Lasten können dabei rein im Zugbereich, rein im Druckbereich oder im Wechselbereich liegen oder als Biege- oder Schubbeanspruchung aufgebracht werden.

Die Beanspruchung erfolgt kraftgeregelt mit einer Sinusschwingung mit zuvor festgelegter, konstanter Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$, die von Ober- (σ_o) und Unterspannung (σ_u) bzw. der Spannungsamplitude σ_a abhängt. Die Bezeichnungen sind in Abbildung 2-22 dargestellt. Die Anzahl der Schwingungen pro Sekunde wird durch die Prüffrequenz f gesteuert und ist teilweise Versuchs- bzw. Versuchsaufbauabhängig.

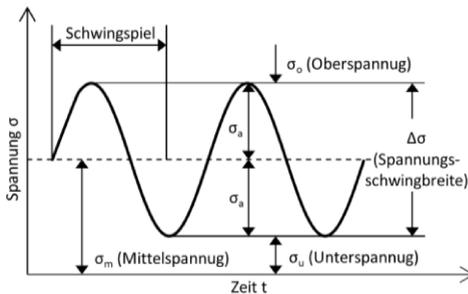


Abbildung 2-22: Parameter einer sinusförmigen Schwingbeanspruchung nach [5]

Die Mittelspannung und Spannungsamplitude berechnen sich dabei wie folgt:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_o + \sigma_u}{2} \quad (2-15)$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{2} \quad (2-16)$$

Die Spannungsschwingbreite oder auch Spannungsdoppelamplitude ergibt sich durch die Differenz der Ober- und Unterspannung:

$$\Delta\sigma = \sigma_o - \sigma_u = 2 \cdot \sigma_a \quad (2-17)$$

Das Verhältnis der Ober- und Unterspannung wird als Spannungsverhältnis R bezeichnet. Über die Angabe des Spannungsverhältnisses oder die Mittelspannung erfolgt eine Festlegung der Beanspruchung als Zugschwell-, Wechsel- oder Druckschwellbeanspruchung.

$$R = \frac{\sigma_u}{\sigma_o} \quad \text{mit Zug (+), Druck (-)} \quad (2-18)$$

Das Ende des Ermüdungsversuches ist entweder durch ein definiertes Versagen der Probe (Bruch, Anriss) oder durch Erreichen einer festgelegten Grenzwahrschwingspielzahl gegeben. Proben, die die Grenzwahrschwingspielzahl ohne erkennbares Versagen erreichen, werden als Durchläufer bezeichnet.

Mehrere Ergebnisse von Wöhlerversuchen auf verschiedenen Lastniveaus getestet und statistisch ausgewertet, ergeben in einem Diagramm mit Auftrag der Spannungsschwingsbreite $\Delta\sigma$ über die Schwingspielzahl N eine Wöhlerkurve. Dabei erfolgt die Darstellung für Stahl meist doppel-logarithmisch, wodurch sich im mittleren Bereich eine Gerade ergibt, die auch Wöhlerlinie genannt wird. Für Beton wird die Wöhlerkurve meist im halblogarithmischen Maßstab dargestellt, wobei die bezogene Unterspannung oder das Verhältnis von Unter- zu Oberspannung über die Schwingspielzahl N aufgetragen wird, um die Einflüsse der Beanspruchung auf die Ermüdung zu berücksichtigen. Die Wöhlerkurve gibt so die ertragbare Spannungsschwingspielzahl des Werkstoffes bzw. des Bauteiles bei zyklischer Beanspruchung mit festgelegter Spannungsschwingsbreite an.

Der Verlauf der Wöhlerkurve unterteilt sich jeweils in drei Bereiche, die Kurzzeitfestigkeit, die Zeitfestigkeit und die Dauerfestigkeit bzw. bei Beton die Quasi-Dauerfestigkeit.

Die Kurzzeitfestigkeit, auch low cycle fatigue oder quasi-statische Festigkeit (kurzzeitige Wechselbeanspruchungen mit hoher Lastamplitude und geringer Lastwechselzahl) hat sowohl für den Werkstoff Beton als auch für Stahl nur eine geringe Relevanz bei der Bemessung auf Ermüdung der Bauteile. Die Ermüdungsfestigkeitskurven für Stahl in [14] starten daher erst bei 10^4 Spannungsschwingspielen. Der Bruchvorgang beim Werkstoff Stahl ist im Zeitfestigkeitsbereich im Wesentlichen durch ein plastisches Fließen gekennzeichnet. Beim Werkstoff Beton ähnelt das Versagen eher dem Bruchvorgang bei einer einmaligen hohen Beanspruchung.

Im Bereich der Zeitfestigkeit oder auch high cycle fatigue (dauerhafte Wechselbeanspruchungen mit geringerer Lastamplitude und hoher Lastwechselzahl) wird für alle Proben das Versagenskriterium (Anriss oder Bruch) erreicht. Es liegt eine ertragbare Schwingspielzahl bei getesteter Spannungsschwingsbreite vor.

Die Dauerfestigkeit bezeichnet den Bereich der Spannungsschwingsbreite, in dem bei theoretisch unendlicher Wiederholung der zyklischen Beanspruchung kein Versagen der Probe auftritt. Bei Stahl wird die Grenze der Dauerfestigkeit zu 5×10^6 Schwingspielen definiert [5; 14]. Eine Dauerfestigkeit für Beton konnte bislang nicht bestimmt werden. Es können auch Ermüdungsbrüche nach mehreren hundert Millionen Schwingspielen auftreten. Zudem erschweren die hohen Streuungen der

Versuchsergebnisse sowie die sehr hohe Anzahl an Spannungsschwingspielen den Nachweis der Dauerfestigkeit. Man spricht daher bei Beton von einer Quasi-Dauerfestigkeit, wobei die Grenzschwingspielzahl bei 10^6 bzw. 10^9 definiert wird [75; 96; 102].

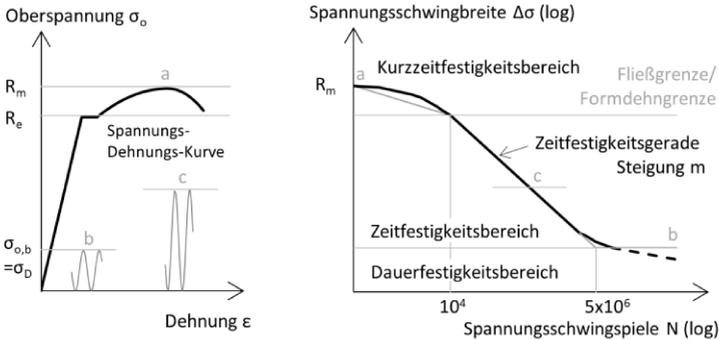


Abbildung 2-23: Wöhlerlinie für Stahl (schematische Darstellung in Anlehnung an [83])

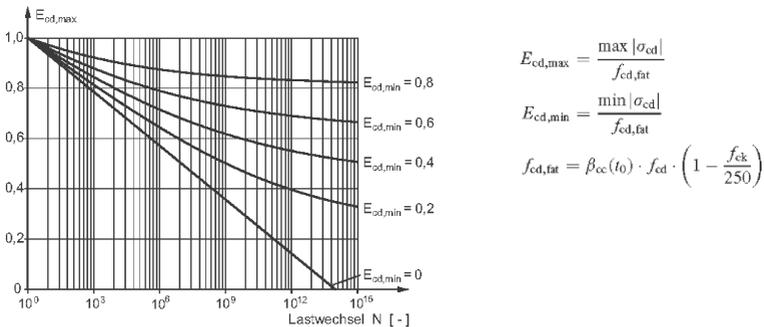


Abbildung 2-24: Wöhlerlinie für druckbeanspruchten Beton [161]

Zur Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Beton bzw. Stahlbeton gibt es keine normativen Vorgaben zu Ablauf und Beanspruchung bei experimentellen Untersuchungen [124]. Vorgaben zur Durchführung und Auswertung von Ermüdungsversuchen von metallischen Werkstoffen sind in der DIN 50100 [5] aufgeführt.

Für die Ermüdungsversuche im Rahmen dieser Arbeit, bei denen es hauptsächlich um ein zyklisches Stahlversagen der Dübelreihe ging, erfolgte die finale Auswertung der Versuchsergebnisse nach dem Verfahren im Background-Dokument zur

DIN EN 1993-1-9 [134]. Dieses Verfahren war auch Grundlage für die Auswertung der Versuche für die in DIN EN 1993-1-9 [14] angegebenen Kerbfälle. Zur Festlegung der einzelnen Versuchsbeanspruchungen und einer durchgehenden Abschätzung der Dauerfestigkeit wurde entgegen der in [5] vorgeschlagenen Verfahren das interaktive Verfahren nach Block/Dreier [36; 37] angewendet. Dieses zeigte bereits in [149] eine gute Anwendbarkeit bei Ermüdungsversuchen mit verzinkten Proben. Die beiden Verfahren werden nachfolgend kurz beschrieben.

Das interaktive Verfahren nach Block/Dreier [36; 37] ermöglicht die Bestimmung einer Ermüdungsfestigkeitsfunktion bis zur Dauerfestigkeit mit einer festgelegten Aussagewahrscheinlichkeit. Dies ist bereits mit einer geringen Anzahl an Versuchen möglich, wobei das Verfahren auf einer Auswertung von Versuchen auf möglichst unterschiedlichen Schwingbreiten und erreichten Schwingspielzahlen basiert.

Danach wird vorgeschlagen, den ersten Dauerschwingversuch mit konstanter Amplitude auf einem Spannungsniveau nahe der Fließgrenze durchzuführen. Nach diesem ersten Versuch wird die Dauerfestigkeit abgeschätzt. Die Beanspruchung der beiden nachfolgenden Versuche liegt zwischen dem Spannungsniveau des ersten Versuches und der abgeschätzten Dauerfestigkeit. Danach werden Beanspruchungen der Versuche zwischen den jeweils getesteten Niveaus angesetzt.

Der Schätzwert der Dauerfestigkeit wird zwischen den Versuchen laufend korrigiert. In die Auswertung gehen auch Versuche mit ein, die eine große Anzahl von Schwingspielzahlen ohne erkennbare Schädigung ertragen konnten. Diese werden zur Kontrolle auf höherem Spannungsniveau erneut untersucht. Erreichen diese ein Ergebnis im Streubandbereich der anderen Versuche, können die vorbelasteten Versuchskörper in den Dauerfestigkeitsbereich eingestuft werden.

Die Bestimmung der abgeschätzten Dauerfestigkeit erfolgt dabei über eine Regressionsanalyse der folgenden Gleichung (2-19). Die unbekannt Parameter a und b und die Dauerfestigkeit ΔS_D ($\triangleq \Delta \sigma_D$) werden mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate und iterativen Rechneranalysen mit Hilfe von Microsoft Excel bestimmt. Daraus ergibt sich eine Mittelwertfunktion der Schwingbreiten. Unter Berücksichtigung der Standardabweichung kann die Streuung der einzelnen Versuche entlang der Mittelwertfunktion und einer Quantil-Funktion mit festgelegter Aussagewahrscheinlichkeit bestimmt werden. Diese berechnet sich nach Gleichung (2-20).

$$\Delta S = \Delta S_D + (S_m - S_u - \Delta S_D) \cdot a^{(\lg N)^b} \quad (2-19)$$

$$\Delta S_p = \Delta \bar{S} - K_w \cdot \Delta \hat{S} \quad (2-20)$$

Dabei gelten folgende Bezeichnungen, wobei $a, b > 0$ und dimensionslos angegeben werden mit $a < 1,0$:

N	Anzahl Schwingspiele
ΔS	Schwingbreite
ΔS_D	Schwingbreite der Dauerermüdungstragfähigkeit
S_m	statische Tragfähigkeit
S_u	Unterspannung
ΔS_p	p-Quantil von ΔS
$\Delta \bar{S}$	Mittelwert der Stichprobe
K_w	p-Quantilfaktor zur Berücksichtigung der festgelegten Aussagewahrscheinlichkeit W und der Anzahl n der Versuchswerte (aus Tabellenwerken, Auszug z. B. in [86])
$\Delta \hat{S}$	Standardabweichung der Stichprobe

Mit diesen Angaben kann bereits näherungsweise die Ermüdungsfestigkeitskurve eines Systems bestimmt werden. Zeigen sich in den Versuchen große Streuungen der Ermüdungsfestigkeiten, sollten optional weitere Ermüdungsversuche durchgeführt werden.

Die Auswertung nach Background-Dokument [134] berücksichtigt nur gebrochene Proben mit Lastwechseln zwischen 10^4 und der festgelegten Grenzschwingspielzahl von 5 Millionen Lastwechseln. Durchgelaufene Proben, die 5 Millionen Lastwechsel ohne Schäden erreichen, und Proben, die vor der Zeitfestigkeit versagen, fließen nicht in die Auswertung ein. Es kann somit keine Aussage über die Dauerfestigkeit des untersuchten Details getroffen werden. Aus den einzelnen Versuchsergebnissen wird über die Spannungsschwingspiele N ($\triangleq y$) und die Spannungsschwingbreite S ($\triangleq x$) eine lineare 50 %-Regressionsgerade mit variabler Steigung b in Form der logarithmischen Geradengleichung nach (2-21) bestimmt. Mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate werden die Schätzer a und b nach Gleichung (2-22) und (2-23) berechnet.

$$\log N_i = \log a + b \log S_i \quad (2-21)$$

$$b = \frac{n \sum(x_i y_i) - (\sum x_i)(\sum y_i)}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} \quad (2-22)$$

$$\log a = \bar{y} - b \cdot \bar{x} \quad \text{mit } \bar{x} = \text{Mittelwert } x_i \quad (2-23)$$

$$\bar{y} = \text{Mittelwert } y_i$$

Die Geraden der Wöhlerkurve nach [14] werden mit Grundlage einer 95 %-igen Überlebenswahrscheinlichkeit der Proben ermittelt. Dabei wird die Standardabweichung S von der Stichprobe und die t-Student-Verteilung je nach Probenanzahl ($n \leq 30$) berücksichtigt. Zur Bestimmung wird eine parallele Gerade zur 50 %-igen Regressionskurve mit gleicher Steigung berechnet. In [14] wird die Steigung (hier $b = m$) im Zeitfestigkeitsbereich (1×10^4 bis 5×10^6 SP) konstant zu $m = 3$ und zwischen Dauerfestigkeit und Schwellwert (5×10^6 bis 1×10^8 SP) zu $m = 5$ festgelegt. Der Kerbfall wird bestimmt über die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_c$ bei 2 Millionen Lastwechseln.

2.3 Feuerverzinkung

2.3.1 Allgemeines

Die Nutzungsdauer von Stahltragwerken wird ohne einen hinreichenden Korrosionsschutz durch korrosive Einwirkungen herabgesetzt. Ein unzureichender Korrosionsschutz kann dabei zu erheblichen Kosten führen. Als Alternative zu einem Korrosionsschutz durch organische Beschichtung kann eine Feuerverzinkung verwendet werden. Eine Feuerverzinkung bietet den Vorteil, dass es sich um einen unlösbaren Korrosionsschutz handelt, der sich als Überzug verschiedenartig zusammengesetzter Eisen-Zink-Legierungsschichten durch eine wechselseitige Diffusion des flüssigen Zinks mit dem Stahl bildet. Diese Eisen-Zink-Phasen sind deutlich härter als die Oberfläche der klassischen Baustähle, sodass feuerverzinkte Bauteile gegenüber organischen Korrosionsschutzsystemen auch eine hohe Verschleiß- und Abriebbeständigkeit aufweisen [88]. Außerdem weist die Feuerverzinkung die Eigenschaft des kathodischen Korrosionsschutzes auf. Das Zink wird zur sogenannten Opferanode, sodass kleinere Beschädigungen der Zinkschicht nicht automatisch zum Verlust des Korrosionsschutzes führen [146].

Das Feuerverzinken von tragenden Stahlbauteilen im bauaufsichtlichen Bereich erfolgt in Deutschland gemäß DAST-Richtlinie 022, die 2008 bauaufsichtlich eingeführt [1] und 2016 überarbeitet [2] wurde. Sie erweitert die DIN EN ISO 1461 [19], DIN EN ISO 14713-1 [20] und DIN EN ISO 14713-2 [21] insbesondere im Hinblick auf

die Vermeidung einer Rissbildung beim Feuerverzinken. Dabei wird nicht differenziert zwischen Bauteilen, die vorwiegend ruhender Beanspruchung ausgesetzt sind und Bauteilen, die ermüdungsbeansprucht werden. So wird z. B. auch ein ermüdungsbeanspruchter Kranbahnträger nach DAST-Richtlinie 022 verzinkt.

Die DAST-Richtlinie 022 [1; 2] ist das Ergebnis umfangreicher Forschungsarbeiten [62; 67–72; 126; 131], die seit dem Jahr 2005 durchgeführt wurden. Ausgangspunkt hierfür war eine Häufung von Schadensfällen bei großen tragenden Stahlbauteilen in dem Zeitraum von 2000 (seit einer Umstellung der Zinkbadlegierungen) bis 2007. Diese Schadensfälle äußerten sich in einer Rissbildung an unterschiedlichen Detailpunkten von Stahlbauteilen während des Eintauchens bzw. Verweilens in dem schmelzflüssigen Zink. Untersuchungen von geschädigten Konstruktionen zeigten, dass für die Entstehung der Risse der Mechanismus der flüssigmetallinduzierten Spannungsrisskorrosion (engl. liquid metal embrittlement – LME) ursächlich war [68; 69; 71].

Für die DAST-Richtlinie 022 [1; 2] wurde ein vereinfachtes Nachweisverfahren entwickelt, mit Hilfe dessen die Wahrscheinlichkeit für eine Rissbildung beim Feuerverzinken von tragenden Stahlbauteilen abgeschätzt werden kann. Dabei werden besondere Anforderungen an die Planung, die Halbzeuge, die konstruktive Gestaltung und Fertigung, die Vorbehandlung vor dem Verzinken, die Zusammensetzung der Zinkschmelze und das Tauchen in die Zinkschmelze gestellt. Werden diese Anforderungen eingehalten, so erfolgt über die Definition einer Konstruktionsklasse und einer Detailklasse die Einteilung in eine Vertrauenszone, anhand derer der Umfang der zerstörungsfreien Prüfverfahren nach dem Feuerverzinken festgelegt wird, vgl. Abbildung 2-25. Werden die Anforderungen der DAST-Richtlinie 022 nicht eingehalten, so sind Verfahrensprüfungen mit anschließender zerstörungsfreier Prüfung erforderlich.

Die DIN EN ISO 1461 [19] gibt zudem Mindestzinkschichtdicken in Abhängigkeit der Blechdicken vor, um einen ausreichenden Schutz sicherzustellen. In der Praxis liegen dabei meist größere Zinkschichtdicken mit 100 µm bis 300 µm vor [148], sodass von einem langen Korrosionsschutz der Bauteile ausgegangen werden kann. Zahlreiche Auslagerungsversuche von verzinkten Proben an Brücken mit unterschiedlichen korrosiven Umgebungen konnte in [149] eine teilweise lebenslange Korrosionsschutzdauer bei Zinkschichtdicken von ca. 200 µm bestätigen.

Eine ausführliche Darstellung der zu berücksichtigenden Vorgaben in Planung und Anwendung einer Feuerverzinkung, insbesondere bei der Werkstoffwahl, der verzinkungsgerechten Konstruktion, der Detailausbildung und von geschweißten Montagestößen sind in [148] zusammengefasst.

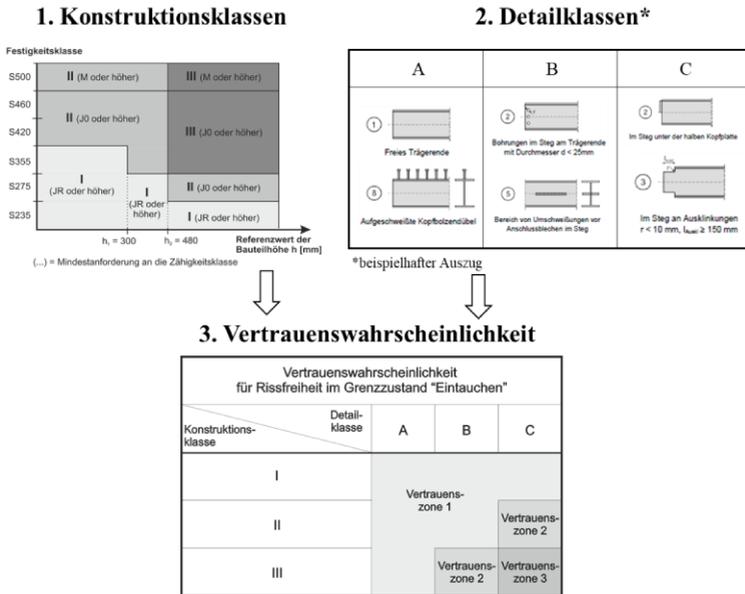


Abbildung 2-25: Vorgehensweise zur Einordnung eines Bauteiles nach DASt-Richtlinie 022 [127; 128]

2.3.2 Grundlagen zur Stückverzinkung bei Normaltemperatur

Beim Stückverzinken werden die Bauteile in ein Zinkbad mit flüssigem Zink eingetaucht. Bei der Normaltemperaturverzinkung liegt die Temperatur des flüssigen Zinkes bei ca. 450°C. Die zulässige Größe und Gewicht der Bauteile hängt dabei von der Kapazität des jeweiligen Zinkbeckens ab, sodass im Brückenbau mit größeren Abmessungen teilweise Stöße erforderlich sein können, vgl. dazu [149].

Zur Vorbereitung wird das zu verzinkende Stückgut zunächst von anhaftenden Verunreinigungen gereinigt und anschließend in einer verdünnten Mineralsäure gebeizt, um Eisenoxide von der Oberfläche abzulösen. Nach einem Spülschritt erfolgt die Aufbringung eines Flussmittels zur Unterstützung der metallurgischen Reaktion zwischen der Stahloberfläche und der Zinkschmelze. Durch den wechselseitigen Legierungsprozess des flüssigen Zinks mit den Oberflächenbestandteilen bildet sich ein Überzug aus unterschiedlich konzentrierten Eisen-Zink-Phasen (Γ , δ_1 , ζ) aus, sowie einer Reinzinkschicht η , die sich beim Herausziehen des Stückgutes auf der Zinkschicht bildet. In Abbildung 2-26 ist der typische dreiphasige Aufbau einer Zinkschicht dargestellt. Es sind Schwindungsrisse in der δ_1 -Phase und teilweise bis in die

ζ -Phase zu erkennen, die beim Verzinkungsprozess durch die unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten des Stahls und der Zinkschicht entstehen [125].

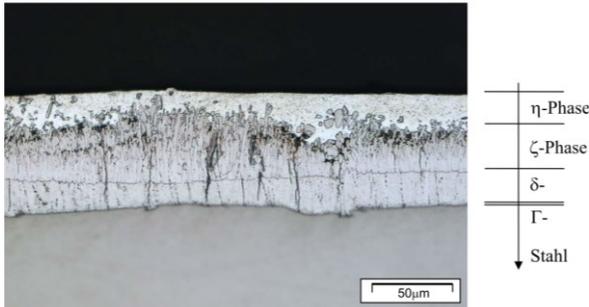


Abbildung 2-26: Typischer Aufbau einer Zinkschicht [126]

Wichtige Faktoren, die Einfluss auf Dicke und Ausprägung der Zinkschicht haben, sind unter anderem die Bauteildicke, die Zusammensetzung des Grundwerkstoffes und die Legierungsbestandteile der Zinkschmelze. Die Schmelztemperatur hat nur einen geringen Einfluss, da diese meist nur geringen Schwankungen zwischen 445°C bis 455°C unterliegt [148]. Bei Verwendung von größeren Blechdicken eines Bauteiles und der damit erforderlichen längeren Eintauchzeit in die Zinkschmelze werden größere Dicken der Zinkschicht hervorgerufen. Die Reaktion zwischen flüssigem Zink und Eisen wird jedoch maßgeblich von der chemischen Zusammensetzung des Stahls gesteuert, wobei insbesondere der Silizium- und Phosphor-, aber auch der Aluminiumgehalt des Stahls die Zinkschichtdicke beeinflusst. Zu verzinkende Baustähle können dabei in vier verschiedene Bereiche eingeteilt werden, die bezüglich ihres jeweiligen Silizium- und Phosphorgehaltes unterschieden werden. Abbildung 2-27 zeigt diesen Effekt und die Entwicklung der unterschiedlichen Zinkschichtdicken für die verschiedenen Bereiche. Bei der Verzinkung von Stahl im Sandelin-Bereich sind weitaus größere Schichtdicken zu erwarten als im Sebisty-Bereich [125; 149]. Besonders der Anteil der ζ -Phase erhöht sich mit einem höherem Siliziumanteil [126].

Die Feuerverzinkung hat zudem weitere Einflüsse auf die Bauteile. Durch die hohen Temperaturen treten während des Eintauchprozesses durch unterschiedliche Ausdehnungen Zugspannungen im Bauteil auf. Dadurch ändert sich auch die Eigenspannungsverteilung im Bauteil. Je nach Bauteilform und vorhandener Art und Größe der Eigenspannungen kann dies günstige oder ungünstige Einflüsse auf die Bauteile bei deren geplanter Nutzung (z. B. auf Ermüdung) haben. Durch den

Legierungsprozess des Zinkschichtaufbaus kann zudem die Oberfläche des Stahls durch eine Reduktion der Oberflächenrauigkeit beeinflusst werden. Diese beiden Effekte konnten auch in [149] festgestellt werden.

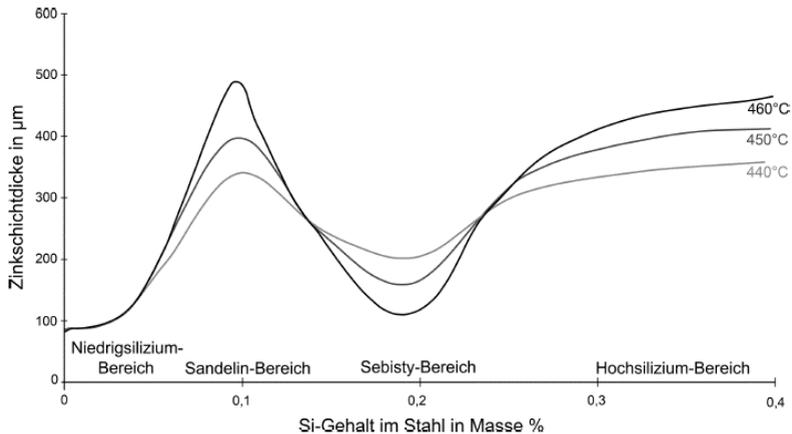


Abbildung 2-27: Einfluss des Si-Gehalts im Stahl bei einer Tauchdauer von 10 Minuten im Normaltemperaturbereich auf die Dicke der Zinkschichtüberzüge (mit Phosphor < 0,02M.-%) [149]

2.3.3 Kontakt mit Beton

Die Eigenschaften und Einflüsse des Kontaktes zwischen Beton und feuerverzinktem Stahl sind in den letzten Jahrzehnten vor allem für die aktuell in Deutschland mit aBG [23] zugelassenen feuerverzinkten Bewehrungsstähle untersucht worden.

Bei Kontakt der Zinkschicht mit dem Frischbeton, der im allgemeinen einen PH-Wert zwischen 12 und 13,6 aufweist, löst sich die äußerste Zinkschicht (ca. 2 – 10 µm) auf und bildet unter Wasserstoffbildung eine dichte festhaftende Calciumhydroxyzinkatschicht, wobei teilweise eine feste „Verlebung“ mit dem Beton entsteht [100]. Diese Korrosionsschicht ist unlöslich und schützt das darunterliegende Zink bei PH-Werten unterhalb von 13,3. Durch die Korrosionsreaktion des Zinkes wird gleichzeitig die Alkalität des Betons reduziert. Bei einem PH-Wert des Betons von kleiner 12 wird die Korrosivität des Zinkes deutlich reduziert, wodurch sich auch der Vorteil des verzinkten Bewehrungsstahles gegenüber normalem schwarzen Bewehrungsstahl im karbonatisierten Beton ergibt (Korrosion ab PH-Wert unter 11 im Vergleich zu unter 6 bei verzinktem Stahl). Durch die Wasserstoffbildung während der Deck-

schichtbildung entsteht jedoch eine größere Porenbildung im Kontaktbereich und damit eine veränderte Verbundbedingung [20; 100; 101; 109; 111; 159].

Über den genauen Einfluss des veränderten Verbundbereichs auf die Haftfestigkeit zwischen Stahl und Beton lassen sich in der Literatur unterschiedliche Ergebnisse finden. In einigen älteren Untersuchungen (vgl. Zusammenfassung in [104] von 1920 bis 1965) wird von einer Reduktion der Haftfestigkeit, in anderen Untersuchungen, auch außerhalb von Europa, wird dagegen von einer Zunahme der Haftfestigkeit berichtet [39; 104; 159].

Allerdings wurden in diesen Untersuchungen teilweise deutlich unterschiedliche Versuchsbedingungen zugrunde gelegt und zumeist chromathaltiger Beton verwendet bzw. Chromat zusätzlich hinzugegeben. Das Chromat hemmt die Zinkkorrosionsreaktion und damit die Wasserstoffbildung vor der Erstarrung des Betons. Seit den 1990er ist jedoch in Deutschland und seit 2006 europaweit durch die DIN EN 196-10 [8] eine Verwendung von chromatreduziertem Beton verpflichtend.

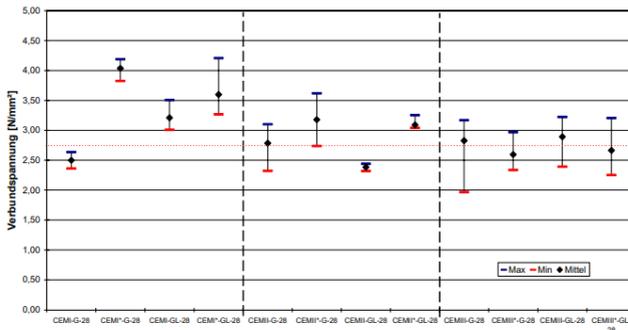


Abbildung 2-28: Verbundspannung glatter (GL) und gerippter (G) verzinkter Bewehrungsstäbe nach 28 Tagen mit chromatreduziertem Zement CEM bzw. chromathaltigem Zement CEM* [111]

In [111] wurden vergleichende Untersuchungen mit chromathaltigen und heutigen chromatreduzierten Betonen durchgeführt, vgl. Abbildung 2-28. Im Grenzbereich zwischen verzinktem Stahl und Beton konnte bei diesen Versuchen abhängig vom Zement (CEMI bis CEMIII) eine starke Porenbildung durch die Wasserstoffbildung beobachtet werden. Mit geringerem Anteil an löslichem Chromat steigt die Menge an gebildetem Wasserstoff innerhalb der ersten Stunden der Frischbetonphase vor der beginnenden Erstarrung und dadurch die wasserstoffbedingte Porenbildung an. Diese Porenbildung führt zu einer Störung des Verbundes zwischen Stahl und

Beton. Hier wurde eine teilweise deutliche Reduktion der Haftfestigkeit (Versuche mit kleinem Verschiebeweg von 0,01 mm) bei chromatreduzierten Betonen festgestellt, wobei diese nach 7 Tagen deutlich größer ausfiel als bei Proben nach 28 Tagen. Für einen chromatreduzierten CEM I treten dabei nach 7 Tagen Abminderungen der mittleren Verbundspannung von ca. 40 % auf, für alle chromatreduzierten Zemente nach 28 Tagen nur noch Abminderungen im Haftverbund von 10 - 15 %. In Abbildung 2-28 sind die Verbundspannungen für die Zemente CEM I bis CEM III dargestellt. Für die chromathaltigen Betone wurde, wie in anderer Literatur, ein verbesserter Haftverbund festgestellt. Für den Scherverbund (größerer Verschiebeweg) hat die Verbundzonenveränderung bei Proben nach 28 Tagen für einen chromatreduzierten Zement CEM I keine Abminderung ergeben, für Zemente CEM II und CEM III dagegen von ca. 30 %. Auch in zahlreichen Versuchen in [100; 101] wurde bestätigt, dass mit weit fortgeschrittener Erhärtung des Betons (Versuche nach 28 Tagen) die Verbundwirkung verzinkter und unverzinkter Betonstähle bei größeren Verschiebewegen fast identisch ausfiel. Bei Balkenendversuchen [101] (realitätsnähere Beanspruchung als bei Pull-Out Versuchen) wurde ebenfalls eine gleiche maximale Auszugslast festgestellt, jedoch bei etwas geringem Schlupfverlauf der verzinkten Betonstähle.

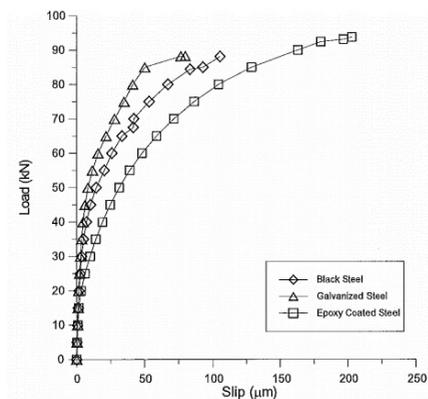


Abbildung 2-29: Last-Schlupf-Verhalten von schwarzen, beschichteten und verzinkten Betonstählen (150mm Verbundlänge) [101]

In metallographischen Untersuchungen der verzinkten Proben [111] wurden zudem unregelmäßige Schichtausbrüche beobachtet (vgl. Abbildung 2-30), die überwiegend oberhalb der Eisen-Zink-Legierungsschichten auftraten, teilweise jedoch bis in das Grundmaterial reichten. Diese Schichtausbrüche wurden auf die beim

Ausbetten der Stäbe einwirkenden Kräfte zurückgeführt, wodurch Zinkbereiche zwischen bereits im Ausgangszustand vorhandener Risse durch die sehr feste Verbindung der Calciumhydroxyzinkschicht auf der Zinkschicht mit der Betonsteinmatrix abgezogen wurden. In [100] wurde die These aufgestellt, dass diese feste Verbindung eine Abminderung der Verbundwirkung durch die größere Porenbildung zum Teil aufhebt.

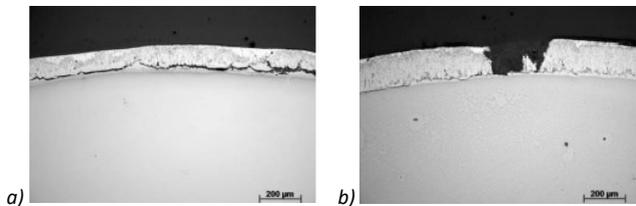


Abbildung 2-30: Mikroschliffe des Zinküberzuges an Bewehrungsstab a) im Ausgangszustand; b) nach Versuch in chromatreduziertem Beton [111]

2.3.4 Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit

Es gibt zahlreiche Forschungsarbeiten der letzten Jahrzehnte sowie aus aktueller Zeit, die einen möglichen Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit von Stahlbauteilen untersuchten.

In vielen Forschungsarbeiten wird im Allgemeinen von einer Abnahme der Ermüdungsfestigkeit infolge des Feuerverzinkens ausgegangen, wofür verschiedene Erklärungsansätze zu finden sind. Zum Teil wurde die Zinkschicht selbst als Ursache für eine Abnahme der Ermüdungsfestigkeit angesehen [89; 128; 143; 158], wobei einerseits die Dicke des Zinküberzuges [152], andererseits die δ_1 -Phase der Zinkschicht [128; 130; 143] verantwortlich gemacht wird. In einigen Untersuchungen [122; 149] wurden dagegen nahezu übereinstimmende Ergebnisse von unverzinkten und verzinkten Details erzielt, sodass bei diesen keine Abminderung der Ermüdungsfestigkeit vorlag.

Gezielte neuere Untersuchungen zum Einfluss von Mikrodefekten (z. B. dargestellt in [62; 131]) infolge der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit verzinkter Stahlteile wurden im Rahmen eines Forschungsprojektes zur DAST-Richtlinie 022 [2] durchgeführt [70]. 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 Eintauchprozesses oder durch stationär vorhandene Eigenspannungen infolge Schweißens, Walzen oder

Kaltumformung auftreten und um entsprechende Mikrorisse zu erzeugen, wurden die Proben mit einer speziellen Biegevorrichtung unter Vorspannung verzinkt. Die Ergebnisse zeigten mit zunehmender Schwingspielzahl einen deutlichen Abfall der ertragbaren Spannungsschwingbreite der verzinkten Probekörper gegenüber den unverzinkten Referenzproben. Es ist jedoch zu beachten, dass die verwendeten Schmelzen S1 und S2 Versuchsschmelzen darstellten, die aufgrund ihrer Zusammensetzung in der Praxis keine Anwendung mehr finden. Diese Versuche sind somit alleine als erste Tastversuche zu bewerten, denn ob der Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit mit aktuell üblichen Schmelzen nach DIN EN ISO 1461 [19] und DAST-Richtlinie O22 [2] ähnlich nennenswert ist, wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens 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 von ca. 10 Minuten als generelle Randbedingung zumindest dann in Frage zu stellen, wenn dies auf den Eintauchzeitraum übertragen werden soll. Dessen Spannungszyklen lassen sich trotz relativ langer Abklingphase nicht auf den gesamten Verweilzeitraum strecken. Es ist daher möglich, dass die aufgebrachte Vorspannung nicht mit den tatsächlich aufgetretenen Spannungen im Bauteil in Ordinatenhöhe und Auftretenszeit während des Verzinkungsprozesses übereinstimmte.

Weitere Untersuchungen zum Einfluss des Feuerverzinkens auf die Ermüdungsfestigkeit von Stahlbauteilen, im speziellen bei Brücken im Bereich kleiner und mittlerer Spannweiten, wurden im Forschungsprojekt „Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau“ [149] und den darauf aufbauenden Arbeiten [128; 143] durchgeführt. Die Basis der Untersuchungen waren Versuche zur Ermüdungsfestigkeit an Werkstoffproben, Kerbproben sowie für den Brückenbau typischen Kerbdetails mit den Oberflächenzuständen unverzinkt im Anlieferungszustand und NT-feuerverzinkt nach DAST-Richtlinie O22 [2]. Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche an verzinkten und unverzinkten Proben zeigten, dass bei Baustahl unterschiedlichster Stahlgüten und Ausführungen die Feuerverzinkung eine Verringerung der Ermüdungsfestigkeit bewirkt. In Abbildung 2-31 a) sind beispielhaft die zusammengefassten Ergebnisse von Kleinteil-Zugversuchen an Flachproben aus verschiedenen Stahlsorten und mit verschiedenen Schneidprozessen in einem Wöhlerdiagramm dargestellt. Unverzinkt wurden alle Proben in den Kerbfall 125 nach DIN EN 1993-1-9 [14] eingestuft. Die feuerverzinkten Proben zeigten dagegen mit einem Kerbfall von 117 (Auswertung nach Background-Document zur DIN EN 1993-1-9 [134]) eine geringere Ermüdungsfestigkeit als die unverzinkten Referenzproben. Abbildung 2-31 b) zeigt den Abfall der 50 %-igen Dauerfestigkeit aller untersuchten feuerverzinkten Proben im Vergleich zum unverzinkten Referenzzustand [143].

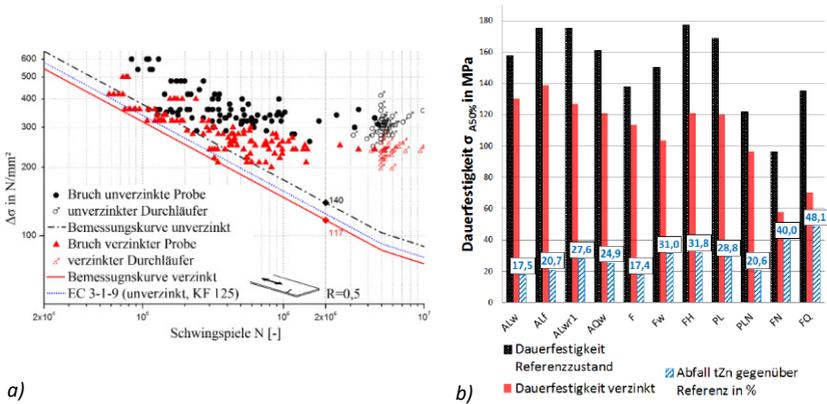


Abbildung 2-31: a) Ergebnisse von verzinkten und unverzinkten Kleinteilproben [149]; b) Abfall der 50 %-igen Dauerfestigkeit aller Versuchsserien verzinkt/unverzinkt [143]

Eine Schädigung des Grundwerkstoffes durch den Prozess des Feuerverzinkens per se konnte bei den Versuchen ausgeschlossen werden. An Proben, die zunächst feuerverzinkt und anschließend inhibiert abgebeizt wurden, konnte das Niveau der unverzinkten Probe im Anlieferungszustand wieder erreicht werden. Als ursächlich für den Abfall der Dauerfestigkeit bei den feuerverzinkten Proben wurden Schwindungsrisse in der δ_1 -Phase (und ζ -Phase) des Zinküberzugs angesehen [143; 149]. Diese Mikrorisse verursachen bei zyklischer Beanspruchung eine mikroerbbedingte Spannungsüberhöhung im Grundwerkstoff, die zu einem „Überspringen“ der Risse in den Grundwerkstoff führt und dadurch zu einer verfrühten Ermüdungsrisssinitiierung. Anhand von Mikroschliffbildern von NT-verzinkten Kerbproben, die auf einem Lastniveau getestet und bei unterschiedlichen Schwingenspielzahlen abgebrochen wurden, konnte dabei dokumentiert werden, dass kleine Ermüdungsrisse ausgehend von den Mikrorissen in der Zinkschicht in den Grundwerkstoff wachsen. Ein „Überspringen“ erfolgte dabei auch dann, wenn der Riss noch nicht durch die komplette Zinkschicht durchgerissen war [143]. In Abbildung 2-32 ist ein Mikroschliff der Zinkschicht mit einem Ermüdungsrisse ausgehend von einem Schwindriss in der δ_1 -Phase dargestellt.

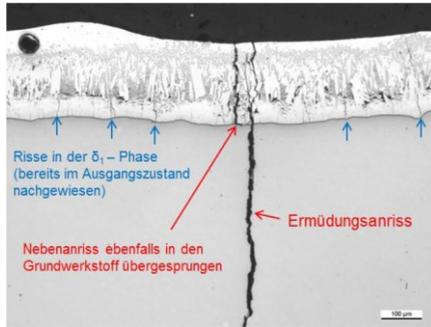


Abbildung 2-32: Mikroschliff eines Ermüdungsanrisses [149]

Eine weitere Auswertung der Versuchsergebnisse zeigte zudem eine Abhängigkeit der Dauerfestigkeit von der jeweilige Zinkschichtdicke an der versagenskritischen Stelle auf. In Abbildung 2-33 ist ein konservativer Vorschlag zur Abschätzung des Abfalls der Dauerfestigkeit von feuerverzinkten Bauteilen aus [143] dargestellt. Dabei wird zwischen dünnen Zinkschichtdicken bis 100 μm mit einem Abfall von 20 % gegenüber dem unverzinkten Ausgangszustand und Zinkschichtdicken über 100 μm (bis ca. 400 μm) mit einer linearen Abhängigkeit unterschieden. Aus diesen Abhängigkeiten wurde ein Abminderungsfaktor K_{Zink} hergeleitet, mit dem eine Abschätzung der Dauerfestigkeit feuerverzinkter Proben nach (2-24) erfolgen kann. Dabei ergeben sich durch eine Feuerverzinkung je nach Zinkschichtdicke Abminderungen der Dauerfestigkeit von 20 – 50 % im Vergleich zum unverzinkten Zustand. Jedoch fließt hier nur der Einfluss-Parameter der Zinkschichtdicke ein.

$$\sigma_{D,verz.} = K_{\text{Zink}} \cdot \sigma_{D,unverz.} \quad (2-24)$$

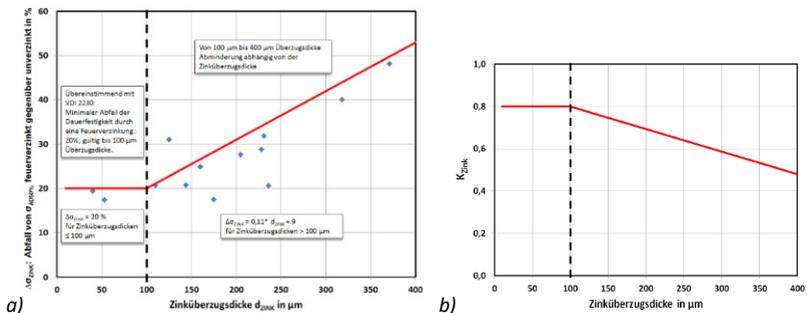


Abbildung 2-33: a) Abfall der Dauerfestigkeit in Abhängigkeit von der Zinkschichtdicke; b) Abminderungsfaktor K_{Zink} in Abhängigkeit von der Zinkschichtdicke nach [143]

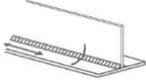
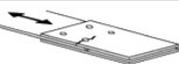
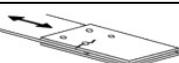
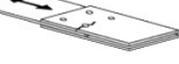
Eine Schichtdickenabhängigkeit der Dauerfestigkeit konnte auch in [128] gezeigt werden. Diese wurde hier neben den Versuchen auch im Rahmen von numerischen Betrachtungen von mikrokerbbedingten Spannungsüberhöhungen im Grundwerkstoff an den Rissspitzen in einer δ_1 -Schicht beobachtet. Dabei wurde vor allem ein Einfluss von größeren Zinkschichtdicken auf Schweißnähten herausgestellt. Daneben hat zudem das Beanspruchungsniveau (vor allem bei Maximalbelastung im Bereich der Dauerfestigkeit), die geometrische Kerbwirkung des feuerverzinkten Bauteiles und ein großer Abstand zwischen den Mikrorissen in der δ_1 -Schicht einen negativen Einfluss auf die Ermüdungsbeanspruchbarkeit. Dabei bedingen sich die Einflüsse untereinander. Bei Bauteilen mit großer Kerbwirkung, die zu höheren Beanspruchungen an der Kerbe führen, bzw. bei vorliegenden Beanspruchungen im Bereich der Streckgrenze führen hohe Zug-Beanspruchungen zu einer Zunahme von Rissen in der Zinkschicht und damit einhergehend einer deutlichen Reduktion der Spannungsspitzen. Der Einfluss der Zinkschicht auf die Ermüdungsfestigkeit wird somit geringer. Weitere Einflussfaktoren auf die Abminderung der Ermüdungsfestigkeit sind ausführlich in [128; 143; 149] beschrieben und fließen zum Teil bei den Auswertungen der Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit mit ein.

Unter Berücksichtigung verschiedener Einflussfaktoren wurde in [128] ebenfalls eine Handrechnung hergeleitet, mit der aus der versuchsgestützt ermittelten Dauerfestigkeit unverzinkter Proben die Dauerfestigkeit feuerverzinkter Proben abgeschätzt werden kann. Auch für den Zeitfestigkeitsbereich wurde eine näherungsweise Abschätzung getroffen, die jedoch einige Unsicherheiten beinhaltet, die durch Versuche abgesichert werden müssen. Für die Bemessung nach Eurocode liefert dies so, ohne umfangreiches Versuchsprogramm, keine abgesicherte Methode zur Festlegung des Kerbfalls.[128]

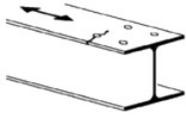
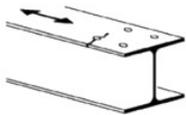
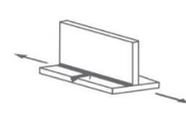
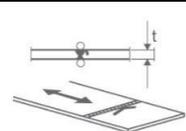
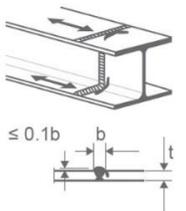
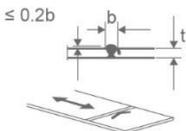
Die Ergebnisse der Forschungsarbeit aus [128; 149] wurden in einer Kerbfalltabelle festgehalten, die einen Ermüdungsnachweis nun auch für verzinkte Bauteile möglich macht. Die Kerbdetails zur Beurteilung des feuerverzinkten Grundmaterials und der Konstruktionsdetails sind dabei in [149] für einige bestimmte Details untersucht und erfasst worden. Sie wurde durch Auswertung weiterer Versuchsergebnisse in [128] erweitert. In Tabelle 2.1 ist der erweiterte Kerbfallkatalog dargestellt. Die Auswertung aller Proben zeigte, dass trotz nachweislichen Abfalls der Dauerfestigkeit durch die Feuerverzinkung – im Vergleich zum unverzinkten Referenzzustand – nur eine moderate Absenkung der Wöhlerlinie nach DIN EN 1993-1-9 [14] mit Neigung $m = 3$ um maximal einen Kerbfall für höhere Kerbfälle > 100 hinzunehmen ist. Bei niedrigerem Kerbfall 80 konnte der Kerbfall sogar bestätigt werden [128; 143; 149]. Nur bei Bauteilen mit gestanzten Löchern und bei Passschraubenverbindungen mit gestanzten und gebohrten Löchern trifft diese Regel nicht zu [128]. Die Untersuchungen zeigten jedoch auf, „dass eine grundsätzliche Abminderung um einen

Kerbfall die Wirkung einer Feuerverzinkung konservativ beschreibt und für nicht explizit untersuchte Kerbfälle in erster Näherung angewendet werden kann“ [143].

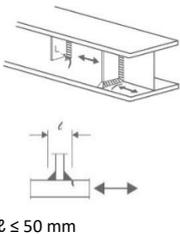
Tabelle 2.1: Erweiterte Kerbfaltabelle für feuerverzinkte Bauteile nach [128]

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 wasserstrahlgeschnittener Werkstoff mit seichten und regelmäßigen Brennriefen</p> <p>Maschinell brenn oder wasserstrahlgeschnittener Werkstoff der Schnittqualität entsprechend EN 1090. [6]</p>	Einspringende Ecken sind durch Schleifen (Neigung $\leq 4^\circ$) zu bearbeiten oder durch einen entsprechenden Spannungskonzentrationsfaktor zu berücksichtigen Keine Ausbesserungen durch Verfüllen mit Schweißgut	
100		Handgeschweißte Kehlnähte	Zwischen Flansch und Stegblech ist eine sehr gute Passgenauigkeit erforderlich.	
112		Symmetrische zweischnittige Verbindung mit hochfesten vorgespannten Schrauben Löcher gebohrt	$\Delta\sigma$ ist am Bruttoquerschnitt zu ermitteln	<p>Allgemein gilt für geschraubte Verbindungen</p> <p>Lochabstand vom Rand in Krafrichtung: $e_1 \geq 1,5 d$</p> <p>Lochabstand vom Rand senkrecht zur Krafrichtung: $e_2 \geq 1,5 d$</p> <p>Lochabstand in Krafrichtung: $p_1 \geq 2,5 d$</p> <p>Lochabstand senkrecht zur</p>
100		Symmetrische zweischnittige Verbindung mit hochfesten vorgespannten Schrauben Löcher gestanzt	$\Delta\sigma$ ist am Bruttoquerschnitt zu ermitteln	
50		Zweischnittige Verbindung mit Passschrauben Löcher gebohrt	$\Delta\sigma$ ist am Nettoquerschnitt zu ermitteln	
45		Zweischnittige Verbindung mit Passschrauben Löcher gestanzt	$\Delta\sigma$ ist am Nettoquerschnitt zu ermitteln	

2.3 Feuerverzinkung

80		Bauteile mit gebohrten Löchern unter Normalkraft	$\Delta\sigma$ ist am Nettoquerschnitt zu ermitteln	Kraftrichtung: $p_2 \geq 2,5 d$ Ausbildung nach EN 1993-1-8, Bild 3
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	 <p style="text-align: center;">Blehdickenabhängigkeit für $t > 25$ mm: $k_s = (25 / t)^{0,2}$</p>	Querstöße in Blechen und Flachstählen.	<ul style="list-style-type: none"> • Alle Nähte blecheben in Lastrichtung geschliffen. • Schweißnahtan- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließend zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen. • Beidseitige Schweißung mit ZFP. 	
80	 <p style="text-align: center;">$\leq 0,1b$</p> <p style="text-align: center;">Blehdickenabhängigkeit für $t > 25$ mm: $k_s = (25 / t)^{0,2}$</p>	Vollstöße von Walzprofilen mit Stumpfnähten ohne Freischnitte.	<ul style="list-style-type: none"> • Die Nahtüberhöhung muss $\leq 10\%$ der Nahtbreite und mit verlaufendem Übergang in die Blechoberfläche ausgeführt werden. • Schweißnahtan- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließend zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen. • Beidseitige Schweißung mit ZFP. 	
80	 <p style="text-align: center;">$\leq 0,2b$</p> <p style="text-align: center;">Blehdickenabhängigkeit für $t > 25$ mm: $k_s = (25 / t)^{0,2}$</p>	Querstöße in Blechen, Flachstählen, Walzprofilen oder geschweißten Blechträgern.	<ul style="list-style-type: none"> • Die Nahtüberhöhung muss $\leq 20\%$ der Nahtbreite und mit verlaufendem Übergang in die Blechoberfläche ausgeführt werden. • Keine Schweißnahtnachbehandlung • Schweißnahtan- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließend zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen. • Beidseitige Schweißung mit ZFP. 	

2 Stand der Technik und Forschung

80	 <p>$l \leq 50 \text{ mm}$</p>	Vertikalsteifen in Walz oder geschweißten Blechträgern.	<ul style="list-style-type: none"> • Die Schweißnahtenden sind sorgfältig zu schleifen, um Einbrandkerben zu entfernen. • Wenn die Steife, siehe Skizze links, im Stegblech abschließt, wird $\Delta\sigma$ mit den Hauptspannungen berechnet.
80 (m = 8)		Schweißnähte unter Querkraftbeanspruchung: Kopfbolzendübel in Verbundwirkung	$\Delta\tau$ wird am Nennquerschnitt des Dübels ermittelt. Schadenakkumulation ggf. nicht anwendbar [79; 84]

Insgesamt kann daher davon ausgegangen werden, dass die Feuerverzinkung grundsätzlich im Brückenbau auch bei zyklisch wechselnden Belastungen verwendet werden kann. In einer Vergleichsrechnung [149] konnte zudem aufgezeigt werden, dass eine Abminderung des Ermüdungswiderstands nicht zwingend eine Vergrößerung der Querschnitte zur Folge haben muss. Der eventuelle Mehraufwand kann zusätzlich durch die erhöhte Korrosionsschutzdauer zumindest aufgehoben bzw. in einen Vorteil überführt werden.

Die aufgeführten Kerbfälle für feuerverzinkte Bauteile sind jedoch noch nicht Bestandteil der DIN EN 1993-1-9 [14], sodass eine Anwendung aktuell nur mit Zustimmung im Einzelfall möglich ist. In den letzten Jahren wurden die Ergebnisse bereits erfolgreich in einigen feuerverzinkten Brückenprojekten eingesetzt, vgl. Abbildung 1-2 und [24; 95; 98].

3 Experimentelle Untersuchungen an Verbunddübelleisten ohne Beton

3.1 Zielsetzung und Versuchsansatz

In den bisherigen Untersuchungen zur Ermüdungstragfähigkeit von Verbunddübelleisten wurden, wie auch in Kapitel 2.1.4 dargestellt, zyklische Abscherversuche in Form von Push-Out Versuchen an Standard-Push-Out Körpern nach Anhang B der DIN EN 1994-1-1 [16] oder an neu entwickelten Single-Push-Out Körpern sowie zyklische Trägerversuche durchgeführt (z. B. [33; 41; 44; 46; 48; 63; 64; 77; 140]).

Bei den in diesem Kapitel beschriebenen Untersuchungen sollte speziell der Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdung der Stahlleiste untersucht werden. Es wurde daher ein Versuchsaufbau entwickelt, der alleine den globalen Traganteil der Verbunddübelleiste nach Gleichung (2-13) aus der Biegung des Verbundträgers berücksichtigt, der Beton wurde unter der Annahme von Zustand II (vgl. [87]) vernachlässigt. So sollte die Ermüdungsfestigkeit der reinen Stahlleiste ohne zusätzliche Einflüsse aus dem Betonkörper untersucht werden. Dem Versuchsansatz liegt zugrunde, dass durch eine zur Schwerelinie versetzte Einspannung verbunden mit einer Beanspruchung auf Zug ein Biegemoment in den Versuchsproben erzeugt wird, vgl. Abbildung 3-1. Die Probekörper bestanden aus Stahlblechen mit jeweils zwei Stahldübeln. Dadurch konnten gezielt Spannungen an der höchstbeanspruchten Stelle der Dübelrundung erzeugt werden, wobei beide inneren Rundungen gleich beansprucht wurden.

Detaillierte Darstellungen der Ergebnisse und Messdaten der durchgeführten Versuche können dem Schlussbericht des gemeinsamen Forschungsprojektes [65] entnommen werden. Die Versuche werden in diesem Kapitel erneut kurz beschrieben und im Hinblick auf den Einfluss der Feuerverzinkung vertieft ausgewertet.

Der lokale Traganteil, der über den Verbund mit dem Beton über die lokale Kräfteinleitung am Dübel übertragen wird, konnte mit diesem Versuchsaufbau nicht betrachtet werden. Dieser wurde getrennt über weitere Versuche in Form von Push-Out Versuchen untersucht, die in Kapitel 5 beschrieben werden.

3.2 Geometrie, Vorbemessung und Herstellung

Bei den zyklischen Versuchen an Kleinteilproben der Verbunddübelleiste ohne Beton wurde in einer ersten Versuchsserie zunächst die Stahlgüte und der Bearbeitungszustand variiert. In einer zweiten Serie wurden anschließend verschiedene

Verhältnisse von Ober- und Unterlast sowie unterschiedliche Lastamplituden untersucht.

Die Proben für die Kleinteilversuche wurden aus 20 mm dicken und 6 – 8 m langen Blechstreifen gefertigt, die nach der teilweisen Nachbearbeitung bzw. Feuerverzinkung auf die entsprechenden Längen der Proben mit jeweils zwei Dübeln gekürzt wurden. Eine Variation der Dübelform und Dübelgröße erfolgte nicht. Bei allen Versuchen wurde die für den Brückenbau aufgrund ihrer höheren Ermüdungstragfähigkeit vorteilhafte Klothoidenform mit einer auf eine gute Bewehrungsführung abgestimmten Dübelgröße von $e_x = 250\text{ mm}$ untersucht. Die Klothoidenform wurde mittels maschinellem Brennschnitt in der Schnittführung gemäß aBG [4] in die Bleche eingebracht. In Abbildung 3-1 sind die Abmessungen der Probekörper dargestellt.

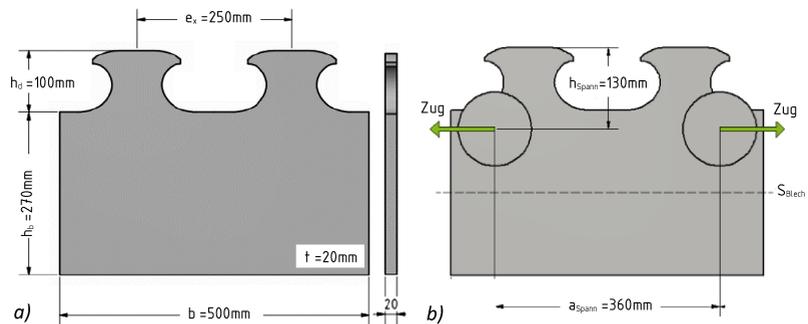


Abbildung 3-1: a) Abmessungen und Probengeometrie der Kleinteilversuche, b) Position der Spannbacken zur Beanspruchung der Kleinteilproben auf Biegung

Die Reststeghöhe der Probekörper wurde zu 270 mm festgelegt. Diese Höhe folgte aus numerischen Untersuchungen zu Vorbeanspruchungen der Verbunddübelleiste aus dem Verzinkungsprozess, die durch den Forschungspartner am Institut für Stahlbau der RWTH Aachen durchgeführt wurden. Ausführliche Details zu den numerischen Untersuchungen können im gemeinsamen Forschungsbericht [65] nachgelesen werden. Die Reststeghöhe und auch die Verzinkungsparameter wurden dabei mit dem Ansatz festgelegt, dass die ungünstigsten Beanspruchungen eines realen Trägers durch den Verzinkungsprozess als Vordehnung in den Blechen der Kleinteilversuche vorhanden sind, um die so entstehenden Eigenspannungen realistisch wiederzugeben und zu berücksichtigen. Als Ergebnis dieser Voruntersuchungen wurden die Blechstreifen mit den Dübeln nach unten (vgl. Abbildung 3-2 b), mit einem Eintauchwinkel von 0° (horizontal) und mit der nach DAST-Ri 022 [2] minimalen Eintauchgeschwindigkeit von 0,8 m/min verzinkt. Das horizontale

Eintauchen der Blechstreifen war hier maßgebend für die größten Vorbeanspruchung in den Dübeln. Mit praxisüblichen, steileren Eintauchwinkeln ergeben sich geringere und damit günstigere Beanspruchungen an den Dübeln. Die Verzinkung der Proben erfolgte bei Normaltemperatur mit Zinkbadklasse 1 nach DASt-Ri 022.

Durch den Brennschnitt und die teilweise Bearbeitung der Brennschnittfläche bzw. die Verzinkung lagen die Reststeghöhen der Probekörper effektiv zwischen 262 mm und 272 mm.

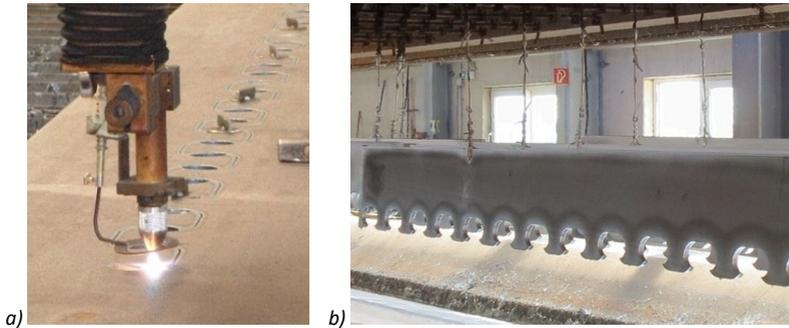


Abbildung 3-2: a) Brennschnitt der Klothoidengeometrie in Bleche, b) Feuerverzinkung der Blechstreifen horizontal hängend und mit Klothoiden-Dübeln nach unten

Abbildung 3-1 b) zeigt die Position der hydraulischen Spannbacken zur Einspannung der Probekörper in der Prüfmaschine. Die Position der Einspannung und die Größe der Zugbeanspruchung für die erforderliche Momentenbeanspruchung der Proben wurden vorab analytisch bestimmt und mit Hilfe eines numerischen Modells der Dübelleiste inklusive der Spannbacken verifiziert, vgl. Kapitel 4. Bei der Position der Einspannung über die Spannbacken musste berücksichtigt werden, dass die resultierende Zugbeanspruchung im Rahmen der Prüfkraft der Prüfmaschine lag und die Anpressfläche der Spannbacken bei hoher Positionierung im Bereich der Dübel noch ausreichend groß war.

Die Spannung an der höchst beanspruchten Stelle (Hotspot) wurde für die Oberlast in Abhängigkeit von der Zugkraft entsprechend Gleichung (3-1) berechnet (mit Z in kN). Diese berücksichtigt den globalen Traganteil aus Gleichung (2-13) und die in Abbildung 3-1 b) dargestellten Abmessungen. Mit variierenden Reststeghöhen der Probekörper und geringen Blechdickenabweichungen liegt die berechnete Spannung bei Oberlast zwischen $0,88 Z$ und $0,955 Z$.

Die Versuche zur Ableitung der Kerbfälle für brenngeschnittene Bleche in DIN EN 1993-1-9 [14] wurden mehrheitlich mit einem Schwingbreitenverhältnis von

R = 0 - 0,1 durchgeführt [134]. In den vorliegenden Versuchen wurde die Unterlast daher jeweils mit 10 % der Oberlast angesetzt, sodass sich ein Schwingbreitenverhältnis von R = 0,1 ergab.

$$\sigma_o = k_{f,G} \cdot \left(\frac{N}{A} + \frac{M}{I_y} \cdot z_D \right) \quad (3-1)$$

$$= 1,5 \cdot \left(\frac{Z}{2 \cdot 27} + \frac{-(Z \cdot 10,5)}{1/12 \cdot 2 \cdot 27^3} \cdot (-13,5) \right) \cdot 10 = 0,926 \cdot Z \quad [N/mm^2]$$

mit $k_{f,G}$ = globaler Spannungskonzentrationsfaktor

3.3 Versuchsmatrix

3.3.1 Versuchsserie 1

Die erste Versuchsserie bestand aus drei Versuchsreihen, die in Tabelle 3-1 aufgeführt sind. Es wurde der Einfluss der Stahlsorte sowie der Bearbeitungszustand der Brennschnittfläche untersucht. Für die Ermüdungsbemessung von Verbunddübeln nach aBG [4] dürfen auf der Widerstandsseite der Kerbfall 125 für maschinellen Brennschnitt mit seichten und regelmäßigen Riefen und der Kerbfall 140 für maschinell brenngeschnittenen Werkstoff mit nachträglicher mechanischer Bearbeitung gemäß DIN EN 1993-1-9 [14] angesetzt werden. Beide Bearbeitungszustände wurden untersucht. Im Rahmen der in [4] zugelassenen Stahlgüten wurde ein S355J2+N und ein S460M verwendet. Streckgrenze und Zugfestigkeit wurden den Materialzeugnissen bzw. eigenen Materialprüfungen (S355J2+N) entnommen. Zudem wurden die Versuche an unverzinkten (_UV) und feuerverzinkten (_V) Proben durchgeführt, um den Einfluss einer Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit von Verbunddübeln im direkten Vergleich unverzinkt zu verzinkt ermitteln zu können.

Tabelle 3-1: Versuchsreihen Serie 1 der Kleinteilversuche ohne Beton

Reihe	Stahlsorte	R _{p0,2} bzw. R _{eH} /R _{eL} in MPa	R _m in MPa	Bearbeitungs- zustand der Brenn- schnittfläche	Referenzkerbfall unverzinkt nach [14]
1-1	S460M	583	652	unbearbeitet *)	125
1-2	S460M	583	652	geschliffen	140
1-3	S355J2+N	400/378 438/411	542 555	unbearbeitet *)	125

*) Brennschnittfläche wurde nicht geschliffen, Kanten jedoch entgratet

Die ersten beiden Versuche wurden an der Reihe 1-2 an unverzinkten Proben durchgeführt. Mit der geschliffenen Brennschnittfläche waren hier Dehnungsmessungen direkt am Hotspot möglich (vgl. Kapitel 3.7.1), sodass die Zugkraft über eine fortlaufende Dehnungsmessung überprüft und gegebenenfalls angepasst werden konnte. Die Vorbemessung des ersten Versuches erfolgte für ertragbare 500.000 Lastwechsel gemäß KF 140 des Eurocode 3, Teil 1-9 [14] mit einer Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma \approx 225 \text{ N/mm}^2$. Aufgrund der Ergebnisse wurde die Beanspruchung des zweiten Versuches etwas angehoben. Dieser wurde mit $\Delta\sigma \approx 300 \text{ N/mm}^2$ durchgeführt, für KF 140 entspricht dies 200.000 Lastwechsel. Die jeweiligen Oberlasten wurden zunächst analytisch zu $Z_{\max,1} \approx 260 \text{ kN}$ und $Z_{\max,2} \approx 360 \text{ kN}$ bestimmt und anhand der Dehnungsmessungen während der Versuche auf $Z_{\max,1,\text{neu}} \approx 275 \text{ kN}$ und $Z_{\max,2,\text{neu}} \approx 390 \text{ kN}$ erhöht.

Die ersten drei verzinkten Versuche der Reihe 1 wurden mit einer Oberlast entsprechend $Z_{\max,2} \approx 360 \text{ kN}$ beansprucht bzw. einer theoretischen Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{\text{theor.}} \approx 300 \text{ N/mm}^2$, wobei diese entsprechend der Dehnungsmessungen der ersten Versuche real im Versuch niedriger erwartet wurde. Die weiteren Versuche der Serie wurde auf dem angehobenen Lastniveau des zweiten Vorversuches mit der ermittelten Oberlast $Z_{\max,2,\text{neu}} \approx 390 \text{ kN}$ angesetzt, dies entsprach bei den Versuchsreihen 11 und 13 für KF 125 ca. 145.000 Lastspielwechsel.

3.3.2 Versuchsserie 2

Die Versuche der Serie 2 erfolgten an Probekörpern der Reihe 3 (aus Serie 1) mit einem Material S355J2+N und einer Bearbeitung der Brennschnittkante gemäß Kerbfall 125 (Brennschnittfläche wurde nicht geschliffen, Kanten jedoch entgratet). Reihe 1-3 zeigte in der Auswertung der Serie 1 die geringsten ertragbaren Lastwechselzahlen (vgl. Kapitel 3.7.2) und wurde als ungünstigste Reihe vertieft untersucht. In der Versuchsserie 2 wurden nur verzinkte Proben untersucht.

Die Laststufen wurden in Anlehnung an das Verfahren nach Block/Dreier festgelegt, das in Kapitel 2.2.4 beschrieben wurde. Dafür wurde nach jedem Versuch eine rechnergestützte Analyse durchgeführt und die Laststufe des nächsten Versuches festgelegt. Die angesetzten Spannungsschwingbreiten und die jeweiligen Versuchslasten sind in Tabelle 3-2 aufgeführt. Versuch 2-3_V-5 wurde auf dem höchstmöglichen Lastniveau getestet, die Oberlast lag knapp unterhalb der maximalen Prüfkraft der Maschine.

Proben, die nach 5 Millionen Lastwechseln kein Anzeichen eines Versagens zeigten, wurden als Durchläufer angesehen und auf erhöhter Last erneut getestet.

Tabelle 3-2: Versuchsdaten Serie 2 der Kleinteilversuche ohne Beton

Versuch	$\Delta\sigma_{\text{theor.}}$ in N/mm ²	Z_o in kN	Z_u in kN	$N_{\text{theor.,KF125}}$
2-3_V-5	408	490	49,0	57.379
2-3_V-6	260	312	31,2	222.268
2-3_V-7	207	248	24,8	442.573
2-3_V-8	158	190	19,0	984.191
2-3_V-9	237	285	28,5	162.972
2-3_V-10	270	324	32,4	291.612

3.4 Versuchsdurchführung und Messtechnik

Die Dauerschwingversuche wurden in einer servo-hydraulischen Prüfmaschine mit einer Maximallast für dynamische Prüfungen von ± 504 kN durchgeführt. Die Proben wurden durch eine hydraulische Flachprobeneinspannung an den in Abbildung 3-1 b) dargestellten Positionen fixiert. Die zyklischen Versuche wurden kraftgeregelt mit konstanter Schwingbreite, einem sinusförmigen Belastungsverlauf und konstantem Schwingbreitenverhältnis gefahren. Die Prüffrequenz lag zwischen 3 Hz bei größerer Lastschwingbreite und 12 Hz bei niedrigerem Lastniveau.

Aufgrund der großen Reststeghöhe der Proben wurden die Versuche nicht bis zum kompletten Bruch getestet, sondern nach Auftreten eines deutlich sichtbaren Risses mit einer Länge von ca. 10-15 cm gestoppt, vgl. Abbildung 3-3 b).

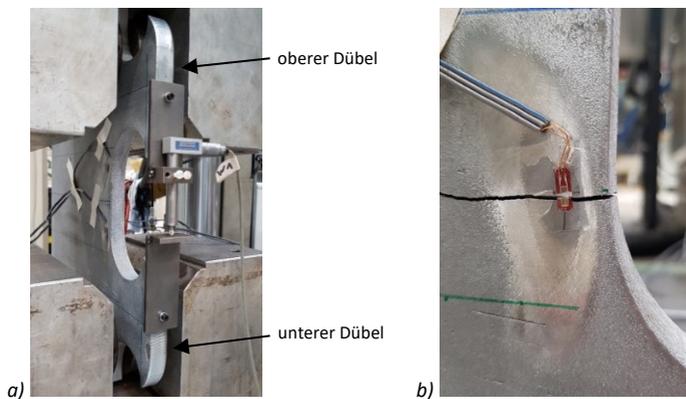


Abbildung 3-3: a) Eingespannte Kleinteilprobe in servo-hydraulischer Prüfmaschine mit Messung der Aufweitung zwischen den Dübeln, b) Riss bei Abbruch des Versuchs

Lokal an den Stahldübeln erfolgte eine Dehnungsmessung mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) mit einem Messgitter von 3 mm Länge. Die ersten beiden Versuche 1-2_UV-1 und 1-2_UV-2 wurden zur Kontrolle des FE-Modells, das in Kapitel 4 beschrieben wird, mit insgesamt acht DMS bestückt. Die Anordnung ist in Abbildung 3-4 a) zu erkennen. Es wurden die Dehnungen an der maßgebenden Achse bei 8° der Rundung (DMS 1, 2, 3, 5 und 7) und im direkten Einflussbereich gemessen. Die Dehnungsmessung erfolgte jeweils tangential zur Brennschnittkante. Durch die geschliffene Fläche der unverzinkten Proben war es zudem möglich, mittels DMS 1 die Dehnungen direkt am Hotspot zu messen (Abbildung 3-4 a). So konnte die zunächst angefahrne Oberlast über eine fortlaufende Dehnungsmessung am Hotspot überprüft und die erforderliche Maschinenkraft ggf. nachgeregelt werden.

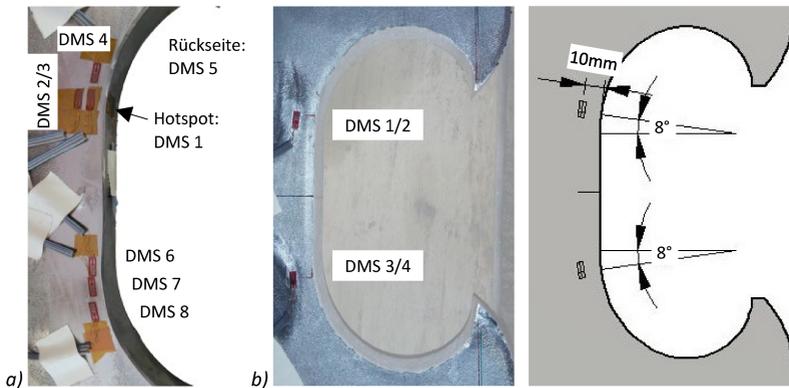


Abbildung 3-4: a) DMS auf der geschliffenen unverzinkten Brennschnittfläche von Proben 1-2_UV-1 und 1-2_UV-2 mit Hotspot bei 8° , b) Position der DMS 1 – 4 der weiteren Proben tangential zur Rundung bei 8° und 1 cm von Brennschnittkante entfernt

Für die weiteren Versuche der Serie 1 und die Versuche der Serie 2 wurde je Seite und Dübel ein DMS an der maßgebenden Stelle bei 8° der Rundung angeordnet. Dies entsprach der Position von DMS 3 in den ersten beiden Versuchen. Im eingespannten Zustand der Probe befanden sich DMS 1 und DMS 2 nach Abbildung 3-4 b). an der oberen Rundung, DMS 3 und DMS 4 an der unteren Rundung. Es wurde ein Abstand zur Brennschnittkante von 10 mm angesetzt. Da vor der Applikation der Dehnungsmessstreifen die Zinkschicht im Klebebereich entfernt werden musste, sollte so sichergestellt werden, dass beim Abschleifen der Zinkschicht die Brennschnittkante mit den für eine mögliche Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit verantwortlichen Mikrorissen nicht beeinflusst wurde.

3.5 Zinkschichtausbildung

Während des Brennschnitts verbrennen im Stahl im Bereich der Schnittfläche durch die thermische Einwirkung wichtige chemische Begleitelemente für die Zinkaufnahme, sodass diese gestört wird. Zudem kommt es zu einer Gefügeumwandlung und Aufhärtung an der Oberfläche. Es entstehen teilweise deutlich geringere Schichtdicken und es kann eine verminderte Haftfestigkeit des Zinküberzuges auftreten. Gemäß DIN EN 14713-2 [21] und DIN EN ISO 8501-3 [22] müssen thermisch geschnittene Flächen daher vor einer Feuerverzinkung nachbearbeitet und mechanisch abgeschliffen, gefräst oder abrasiv gestrahlt sowie die Kanten abgerundet werden. Durch die Nachbearbeitung werden die Brennriefen bzw. möglichst die gesamte veränderte Oberflächenschicht abgetragen und so eine gleichmäßige Zinkaufnahme gewährleistet.

Da die Brennschnittfläche der Verbunddübeln jedoch komplett im Beton liegt, ist hier auch bei niedrigerer Zinkschichtdicke ein dauerhafter Schutz gewährleistet, sodass der aufwendige Prozess des Abschleifens eingespart und so der Arbeitsaufwand deutlich reduziert werden kann.

Im Rahmen der durchgeführten Versuche sollten die beiden in DIN EN 1993-1-9 [14] vorhandenen Kerbfälle der nachbearbeiteten und der nicht nachbearbeiteten Brennschnittfläche untersucht werden. Es wurden daher deutlich unterschiedliche Zinkschichtdicken im Bereich des Brennschnitts erwartet.

Bei allen Proben der drei Versuchsreihen war nach der Feuerverzinkung bereits optisch ein deutlicher Unterschied der Zinkschicht des Grundmaterials und des Materials im Bereich der Wärmeeinflusszone (WEZ) der Brennschnittfläche zu erkennen. Die Oberfläche der Proben aus einem Stahl S460 erschien dabei im Ganzen matter, die Proben aus einem Stahl S355 besaßen vor allem in der WEZ eine glänzende und strukturierte Oberfläche.

Die gemessenen Zinkschichtdicken der drei Probenreihen sind in Tabelle 3-3 zusammengefasst und in Abbildung 3-5 mit ihrem optischen Erscheinungsbild der Brennschnittfläche dargestellt. Die Zinkschichtdicke des Grundmaterials der Bleche variierte aufgrund der unterschiedlichen chemischen Zusammensetzung der beiden Materialien mit unterschiedlichen Siliziumgehalten (von 0,2 Masse-% des S355 bis 0,324 Masse-% des S460) zwischen 210 µm bis 370 µm. Wie erwartet, wurden an den nicht bearbeiteten Brennschnittflächen (Reihe 1-1 und Reihe 1-3) geringere Zinkschichtdicken von deutlich unterhalb 100 µm gemessen. Bei Reihe 1-1 lag die Zinkschichtdicke an der Brennschnittfläche im Mittel bei 66 µm.

Unverzinkt



a) Reihe 1-1: S460, unbearbeitet



b) Reihe 1-2: S460, geschliffen

Verzinkt



c) Reihe 1-1: S460, unbearbeitet



d) Reihe 1-2: S460, (nicht ausreichend) geschliffen



e) Reihe 1-3: S355, unbearbeitet

Abbildung 3-5: Ansichten der Brennschnittkanten der Reihen 1-1, 1-2 und 1-3 in unverzinkter und verzinkter Ausführung

Der Mikroschliff in Abbildung 3-6 a), der am Institut für Korrosionsschutz Dresden im Bereich des Hotspots bei ca. 8° an der nicht versagten Dübelrundung des Probenkörpers hergestellt wurde, zeigt einen zweiphasigen Aufbau der Zinkschicht mit dünnerer δ_1 -Phase und dickerer ζ -Phase. Risse konnten nur vereinzelt festgestellt werden. Bei Reihe 1-3 wurden im Mittel 62 μm Zinkschichtdicke gemessen, wobei sich hier ein gleichmäßiger dreischichtiger Aufbau mit einer abschließenden Reinzinkschicht ausgebildet hat (Abbildung 3-6 b). Die Oberflächenrauigkeit der Proben der Reihe 1-1 und Reihe 1-3 unterschied sich vor und nach dem Verzinken kaum.

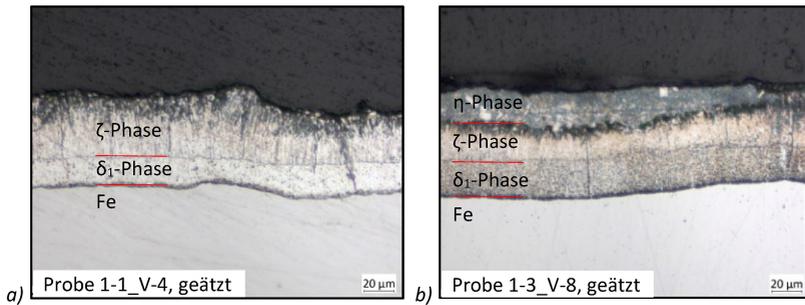


Abbildung 3-6: Mikroschliffe des Zinküberzuges an Dübelrundung bei ca. 8° mit nicht nachbearbeiteter Brennschnittfläche von a) Probe 1-1_V-4, S460M mit 2-phasigem Aufbau und b) Probe 1-3_V-8, S355J2+N mit 3-phasigem Aufbau

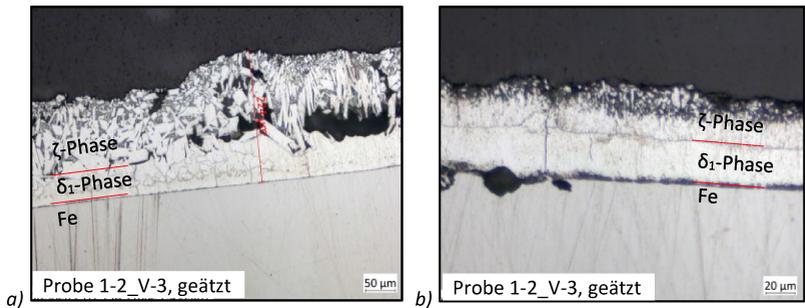


Abbildung 3-7: Mikroschliffe des Zinküberzuges an Dübelrundung bei ca. 8° mit geschliffener Brennschnittfläche von Probe 1-2_V-3, S460M mit 2-phasigem Aufbau im Bereich a) der Verdickung und b) der Vertiefung der Zinkschicht

An der geschliffenen Brennschnittfläche der Reihe 1-2 wurden erwartungsgemäß größere Schichtdicken festgestellt, jedoch entstand hier eine wellenförmige Zinkoberfläche. Es wurden stellenweise Schichtdicken von 110 μm (Vertiefung in Abbildung 3-5) bis 330 μm (Verdickung) gemessen. Die Dicke der δ_1 -Phase war dabei mit 25-30 μm in beiden Bereichen etwa gleich dick ausgebildet. Im Bereich der Verdickung lag jedoch eine deutlich größere ζ -Phase vor (Abbildung 3-7 b). Eine Reinzinkschicht war nicht vorhanden. Bei den Proben der Reihe 2 kann davon ausgegangen werden, dass die Brennschnittfläche nicht weit genug abgeschliffen worden ist. Ein unterschiedlich starker Abtrag der Brennriefen führte an der Oberfläche zu unterschiedlichem Materialgefüge und chemischer Zusammensetzung, was in der Folge eine unterschiedliche Zinkaufnahme und Ausbildungen der Zinkschicht bedingte. Die Zinkschicht hatte dadurch eine höhere Oberflächenrauheit als der Brennschnitt vor der Feuerverzinkung.

In Tabelle 3-3 sind die wichtigsten Kenngrößen der einzelnen Versuchsreihen zur Oberflächenrauigkeit, der Härte der unverzinkten Proben und der Zinkschichtdicke zusammengefasst. Die Werte sind im Mittel über alle Proben der Reihen angegeben. Eine Aufhärtung der Brennschnittfläche durch den thermischen Schnittprozess wurde an allen Proben festgestellt. Auffällig waren jedoch die Messwerte an der Brennschnittfläche von Reihe 1-3_UV, die mit einer Härte von ca. 690 HV den Grenzwert von 380 HV nach DIN EN 1090-2 [6] deutlich überschreiten. Eine Ursache hierfür kann der erhöhte Kohlenstoffanteil des S355J2+N sein, der zu einer stärkeren Aufhärtung an der Brennschnittfläche führte.

Tabelle 3-3: Mittlere Messgrößen der drei Versuchsreihen mit Angaben am Brennschnitt (BS) und Grundwerkstoff (GW)

Versuch	Material	Kerfall (unverz.)	Oberflächenrauigkeit		Zinkschichtdicke in μm		Härte in HV	
			R_a in μm	R_z in μm	BS	GW	BS	GW
1-1_UV	S460	125	5	59	-	-	302	145
1-2_UV		140	2	10	-	-	206	166
1-3_UV	S355	125	6	28	-	-	687	146
1-1_V	S460	125	8	43	66	352	-	-
1-2_V		140	10	66	168	364	-	-
1-3_V	S355	125	5	27	62	211	-	-

3.6 Definition des Versagens

Da bei den vorliegenden Versuchen kein Versagen durch Bruch der Probe herangezogen werden konnte, wurden bei der Versuchsauswertung drei verschiedene Versagensdefinitionen überprüft. Zum einen wurde die fortlaufende Dehnungsmessung der DMS 1 cm unterhalb der Brennschnittkante ausgewertet. Mit dem Anriss bzw. dem Risswachstum erfolgte eine Steifigkeitsänderung im Blech. Dadurch fanden Umlagerungen statt, die an den Messstellen gemessen werden konnten. Bei einer Zunahme der Dehnung auf Höhe des DMS konnte somit davon ausgegangen werden, dass es bereits zu einer geringfügigen Schädigung im Bereich der Brennschnittkante gekommen war. Zum anderen wurde die zwischen den Dübeln gemessene Aufweitung betrachtet. Bei Entstehung eines Risses sollte eine Zunahme der Aufweitung in den Messdaten erkennbar werden. Zudem konnte bei einigen Versuchen ein erster Anriss optisch festgestellt und dokumentiert werden. Da der genaue Zeitpunkt eines ersten Versagens der Proben schlecht abzuschätzen ist, war dies leider nicht bei allen Proben möglich. Teilweise hatten die dokumentierten Risse auch bereits eine Länge von einigen Millimetern bis zu Zentimetern erreicht.

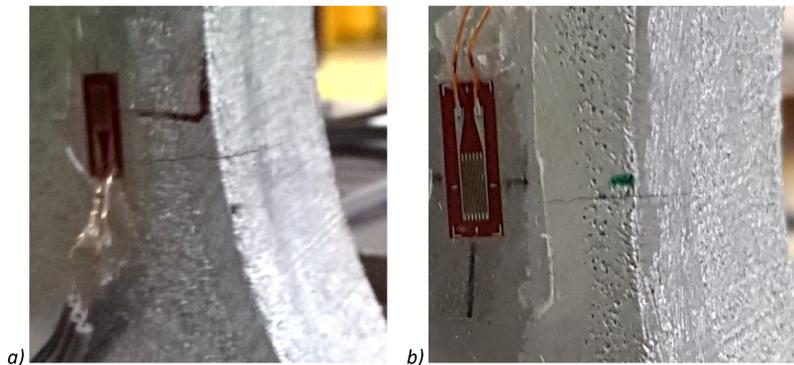


Abbildung 3-8: Dokumentierter Riss an Blechkante (noch nicht ganz bis Blechmitte durchgehend) bei a) Versuch 1-2_V-2 bei 537.500 LW, Versagen der Probe definiert zu 501.640 LW und b) Versuch 1-2_V-5 bei 704.000 LW, Versagen der Probe definiert zu 672.180 LW

Beispielhaft werden nachfolgend anhand von Versuch 1-2_V-2 alle drei Definitionen überprüft. Abbildung 3-9 zeigt die Dehnungsverläufe am unteren Dübel. Die Zunahme der Dehnungen an DMS 3 erfolgte zunächst langsam und ist sowohl bei Ober- als auch bei Unterlast erkennbar. Die Dehnungen stiegen kontinuierlich bis zu einem Maximalwert an, bevor sie stark abfielen. Bei 539.420 Lastwechseln

wurden an DMS 3 die maximalen Dehnungen gemessen. Kurz vorher wurde bei 537.500 LW ein sehr kleiner Riss dokumentiert (Abbildung 3-8 a). Der sichtbare Riss lag etwas unterhalb der Messachse (8°) bei ca. 12° und befand sich nur an der vorderen Kante. Er ging nicht über die gesamte Blechdicke und hatte eine Länge etwa bis zur Messstelle. Mit weiterem Rissfortschritt kam es zu einer Umlagerung der Kräfte, sodass am DMS neben der Rissfläche geringere Beanspruchungen gemessen wurden. An DMS 4, auf der nicht gerissenen Blechseite, wurden dagegen zunächst leicht geringere Dehnungen gemessen. Erst mit Rissfortschritt durch die gesamte Blechdicke kam es hier zu einer Dehnungszunahme. Diese stieg bei DMS 4 sehr steil an, da der Riss direkt durch den DMS verlief.

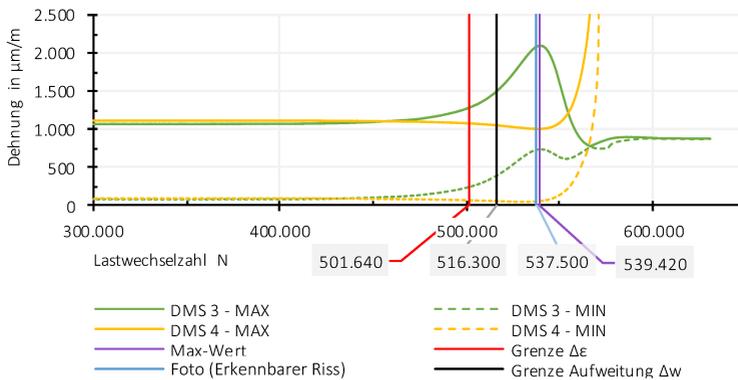


Abbildung 3-9: Dehnungen am unteren Dübel von Versuch 1-2_V-2 mit Auswertung der Lastwechselzahl für die untersuchten Versagenskriterien

Zudem wurde eine Versagensdefinition über eine Zunahme der Aufweitung zwischen den beiden Dübeln angesetzt. Der Verlauf der gemessenen Aufweitung bei Oberlast (MAX) und Unterlast (MIN) ist in Abbildung 3-10 dargestellt. Als Versagenskriterium wurde eine Zunahme der Aufweitung der Dübel von $\Delta w = 0,005$ mm untersucht. Dies entspricht einer sehr geringen Steigerung von ca. 1,5 %, die bei 516.300 LW erreicht wurde. Die Rissentstehung musste also kurz zuvor stattgefunden haben. Für die Dehnungsbegrenzung wurde daher angenommen, dass bei einer am DMS messbaren Dehnungszunahme von $\Delta\varepsilon = 20$ %, dies entsprach in diesem Versuch einer Aufweitung von ca. 0,0024 mm, eine Schädigung an der Brennschnittfläche vorhanden ist. Diese Dehnung trat bei 501.640 LW auf und wurde als Versagenszeitpunkt festgelegt. Vom definierten Versagen bis zum festgehaltenen Riss und der maximalen Dehnung lagen somit ca. 38.000 LW.

Über alle Versuche betrachtet ergab das Versagenskriterium über 20 % Dehnungsänderung die zuverlässigste Auswertemethode, da die anderen Kriterien teilweise nicht eindeutig ausgewertet werden konnten. Die ausgewerteten Lastwechselzahlen der verschiedenen Kriterien befanden sich zudem meist innerhalb einiger 10.000 Lastwechsel, vgl. auch Abbildung 3-8. Für die finale Auswertung aller Versuche im Hinblick auf die ertragbare Lastwechselzahl wurde daher das Kriterium über die Betrachtung der Dehnungsänderung angewendet.

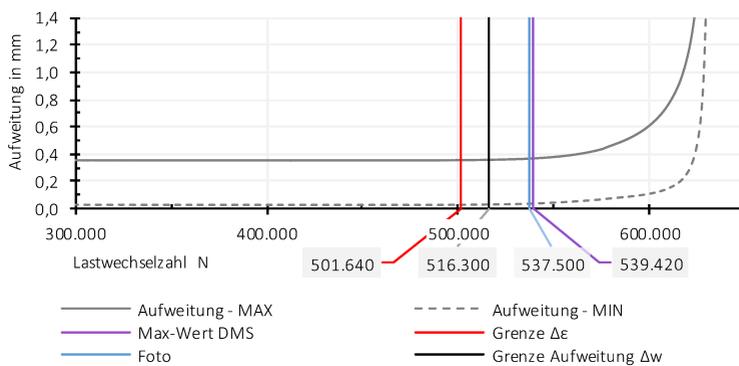


Abbildung 3-10: Aufweitung zwischen den Dübeln von Versuch 1-2_V-2 mit Auswertung der Lastwechselzahl für die untersuchten Versagenskriterien

3.7 Versuchsergebnisse

3.7.1 Vorversuche aus Reihe 1-2_UV mit Bearbeitung der Brennschnittfläche

Die beiden unverzinkten Versuche der Reihe 2 mit geschliffener Brennschnittkante wurden zur Überprüfung des Versuchsaufbaus und zur Bestimmung eines Hochrechnungsfaktors der DMS-Messungen aller Versuche an den Hotspot zu Beginn durchgeführt. Während der statischen Vorbelastung der Proben wurde über eine kontinuierliche Auswertung der gemessenen Dehnungen am Hotspot (DMS 1) die zuvor berechneten Ober- und Unterlasten verifiziert. Die Versuche wurden dadurch mit einer etwas angehobenen Ober- / Unterlast von $Z_{\max} = 275 \text{ kN}$ / $Z_{\min} = 27,5 \text{ kN}$ bei Versuch 1-2_UV-1 und mit $Z_{\max} = 390 \text{ kN}$ / $Z_{\min} = 39,0 \text{ kN}$ bei Versuch 1-2_UV-2 durchgeführt.

Abbildung 3-11 b) zeigt die Dehnungsverläufe der DMS 2, DMS 5 und DMS 7 von Versuch 1-2_UV-2 bei einer Belastung bis zur Oberlast $Z_{\max} = 390 \text{ kN}$. Alle drei DMS befanden sich an gleicher Position der Rundung jeweils am oberen oder unteren

Dübel. Die gute Übereinstimmung der Dehnungen zeigt, dass beide Dübel im inneren Rundungsbereich die gleiche Beanspruchung erfahren haben. Der Versuchsansatz der Probekörper mit zwei Dübeln auf Biegung mit der festgelegten Einspannung konnte somit bestätigt werden. Die Abnahme der Dehnungen von DMS 1 am Hotspot bei 8° über DMS 2 (bei 8° der Rundung 5 mm unterhalb der Brennschnittkante) zu DMS 3 (10 mm unterhalb der Brennschnittkante) ist in Abbildung 3-11 a) zu erkennen.

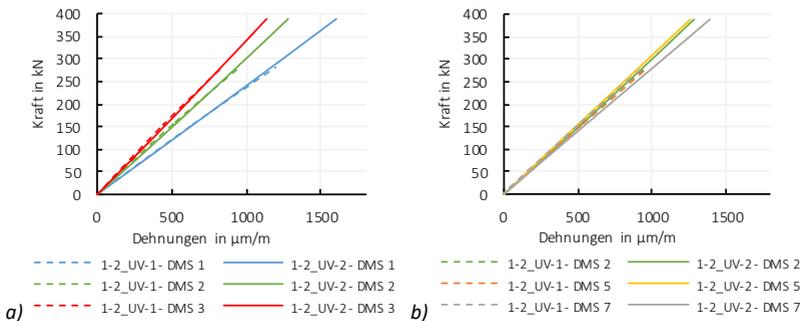


Abbildung 3-11: a) Dehnungen an Hotspot (DMS 1) und 5 mm (DMS 2) bzw. 10 mm (DMS 3) unterhalb der Brennschnittfläche; b) Vergleich der DMS-Dehnungen mit gleichen Positionen an oberem und unterem Dübel

Über den DMS 1 am Hotspot konnte zudem direkt ein Hochrechnungsfaktor von der Messstelle der weiteren Versuche (hier DMS 3) auf die höchstbeanspruchte Stelle ausgewertet werden. In Abbildung 3-12 a) ist das Verhältnis der Dehnungen der beiden DMS über den Verlauf eines Zyklus bei Versuch 1-2_UV-2 dargestellt. Hier fallen über den Lastverlauf, vor allem bei geringeren Lasten, sehr starke Schwankungen auf. Da die Dehnungen bei niedrigen Lasten nur geringe Unterschiede aufweisen, bei hoher Oberlast jedoch deutliche Unterschiede festzustellen sind (Abbildung 3-12 b), wirken sich Abweichungen in den Lastbereichen unterschiedlich aus. Im hohen Lastbereich der Oberlast schwankt der Hochrechnungsfaktor dabei zwischen 1,41 und 1,42, bei Unterlast zwischen 1,4 und 1,45. Eine Hochrechnung über Faktoren bei Ober- und Unterlast war somit nicht zielführend.

Über den Versuchsverlauf betrachtet, ergab sich jedoch für das Dehnungsschwingbreitenverhältnis ein sehr konstanter Verlauf. Das Verhältnis der gemessenen Dehnungsschwingbreiten von DMS 1 zu DMS 3 ist in Abbildung 3-13 dargestellt. Der Hochrechnungsfaktor der Messwerte 10 mm unterhalb der Brennschnittkante auf

den Hotspot wurde so für die weiteren Versuche im Mittel zu $k_{f,Hotspot} = 1,41$ festgelegt. Dieser Faktor kann auch im FE-Modell in Kapitel 4.3 bestätigt werden.

Für eine Hochrechnung von DMS 2, der 5 mm unterhalb der Brennschnittkante angeordnet ist, auf den Hotspot liegt ein Faktor von 1,25 vor. Der in [63] numerisch bestimmte Faktor zur Hochrechnung der dort verwendeten Messstellen mit 1,24 konnte somit in diesen Versuchen ebenfalls bestätigt werden.

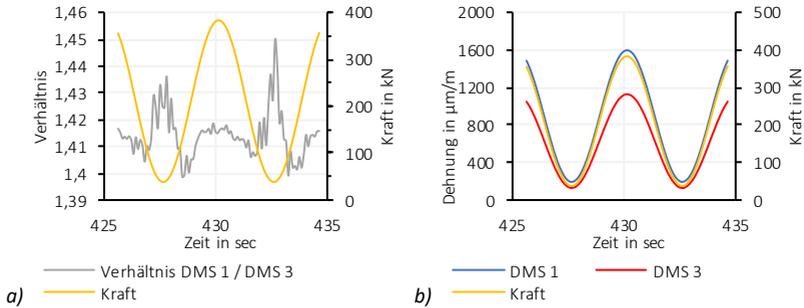


Abbildung 3-12: a) Verhältnis der Dehnung von DMS 3 (weitere Messstellen) zu DMS 1 (Hotspot) und b) Dehnungen von DMS 1 und DMS 3, jeweils von Versuch 1-2_UV-2 über den Belastungsverlauf eines Zyklus

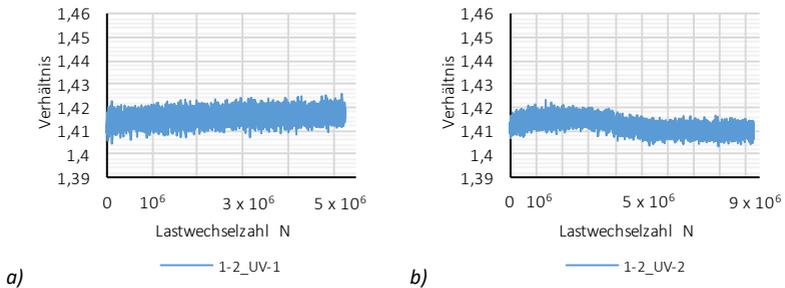


Abbildung 3-13: Verhältnisse der Dehnungsschwingbreite von DMS 3 (weitere Messstellen) zu DMS 1 (Hotspot) über den Versuchsverlauf von a) Versuch 1-2_UV-1 und b) 1-2_UV-2

Die Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgte mit der auf den Hotspot hochgerechneten Spannungsschwingbreite nach Gleichung (3-2) und der zugehörigen ertragenen Lastwechselzahl bei definiertem Versagen. Die am DMS gemessenen

Dehnungen wurden dafür mit Hilfe des hookeschen Gesetzes in Spannungen umgerechnet.

$$\Delta\sigma = (\sigma_{oben} - \sigma_{unten}) = E \cdot k_{f,Hotspot} \cdot (\varepsilon_{oben} - \varepsilon_{unten}) \quad (3-2)$$

Beide Versuche der Reihe 2 in unverzinkter Ausführung zeigten konstante Spannungsschwingbreiten über die gesamte Versuchslaufzeit (Abbildung 3-14). Diese lagen etwa 7 - 8 % unterhalb der analytisch bestimmten Schwingbreite. Hier spielen jedoch auch minimale Unterschiede in vorhandenen Blechdicke und –höhe der Probekörper, bzw. geringe Abweichungen in der DMS- und der Einbaupositionierung eine Rolle. Versuch 1-2_UV-1 wurde nach 5 Millionen Lastwechseln, Versuch 1-2_UV-2 nach 9 Millionen Lastwechseln (trotz Lasterhöhung nach Ergebnis des ersten Versuchs) ohne Schäden abgebrochen. Mit Erreichen der Grenzschnwingspielzahl für einen Durchläufer von 5 Millionen Lastwechseln, flossen beide Versuche entsprechend [134] nicht in die Auswertung ein.

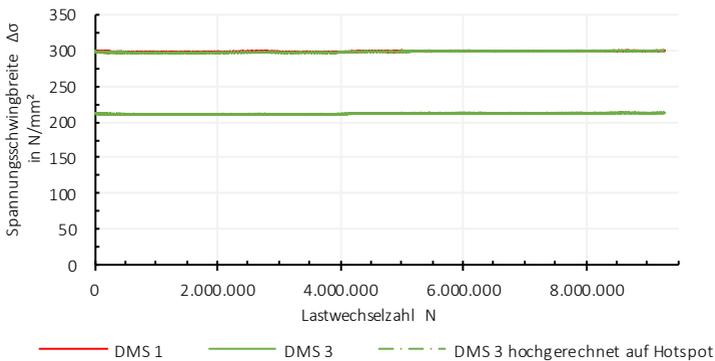


Abbildung 3-14: Spannungsschwingbreite DMS von Versuch 1-2_UV-2

Tabelle 3-4: Ergebnisse Vorversuche Versuchsreihe 1-2_UV (\$460M, mit Bearbeitung)

Versuch	Z _{max} in kN	σ _{max,theor.} in N/mm ²	Δσ _{theor.} in N/mm ²	Δσ _{Hotspot} in N/mm ²	N _{theor.,KF140}	N _{Δε = 20 %}	Rissstelle
1-2_UV-1	275	259	233	217	537.080	> 5.000.000	-
1-2_UV-2	390	361	325	300	203.260	> 9.000.000	-

3.7.2 Versuchsserie 1

Die Auswertung der Spannungsschwingbreite erfolgte über die Hochrechnung der Messwerte auf den Hotspot mit Hilfe des zuvor bestimmten Spannungskonzentrationsfaktors $k_{f, \text{Hotspot}} = 1,41$. Dabei wurde der Mittelwert aller 4 DMS-Messwerte verwendet. Bei gleicher Maschinenkraft variierten die auf den Hotspot hochgerechneten vorhandenen Spannungsschwingbreiten nur geringfügig. Geringe Schwankungen der Beanspruchungen können dabei auch aus minimalen Abweichungen im Einbau oder der Positionierung der DMS resultieren.

Die Ergebnisse aller Ermüdungsversuche der Versuchsserie 1 sind in Abbildung 3-15, getrennt je Versuchsreihe, in einem Wöhlerdiagramm dargestellt. Tabelle 3-5 fasst alle Ergebnisse mit Belastung, erreichter Lastwechselzahl und Rissstelle zusammen. Auffallend ist, dass bei allen Versuchsreihen die Proben deutlich höhere Lastwechselzahlen erreichten, als nach DIN EN 1993-1-9 [14] für den Kerbfall 125 bzw. Kerbfall 140 bestimmt wurden.

Die Einordnung der Ergebnisse der Versuchsreihe 1, mit einem Stahl S460M und ohne nachträgliche Bearbeitung der Brennschnittfläche, ist in Abbildung 3-15 a) dargestellt. Die Proben wurden mit zwei verschiedenen Lastschwingbreiten getestet und erreichten jeweils sehr ähnliche auf den Hotspot hochgerechnete gemessene Spannungsschwingbreiten. Diese lagen bei den verzinkten Proben mit ca. 290 N/mm^2 etwas unterhalb der berechneten 300 N/mm^2 , bzw. mit $310 - 316 \text{ N/mm}^2$ etwas unterhalb von 325 N/mm^2 . Bei gleicher Lastschwingbreite wurden bei den unverzinkten Proben etwas geringere Spannungsschwingbreiten am Hotspot gemessen als bei den verzinkten Proben. Die beiden unverzinkten Referenzproben (schwarze Kreise) erzielten jedoch ähnliche Lastwechselzahlen wie die verzinkten Proben (rote Kreise), wobei jeweils eine verzinkte und unverzinkte Probe die definierte Grenze eines Durchläufers mit 5 Millionen Lastwechsel ohne Anzeichen einer Schädigung erreichten. Die zweite unverzinkte Probe lag im oberen Streubereich der verzinkten Proben mit Lastwechselzahlen zwischen ca. 376.000 bis 689.000 LW. Die Risse traten sowohl am oberen oder unteren Dübel oder sogar an beiden Dübeln auf (vgl. Tabelle 3-5), lagen aber alle im Bereich des berechneten Hotspots.

Die Einordnung der Ergebnisse der Ermüdungsversuche der Versuchsreihe 2 mit nachträglicher Bearbeitung der Brennschnittfläche ist in Abbildung 3-15 b) dargestellt. Bei gleicher Maschinenkraft lagen die auf den Hotspot hochgerechneten vorhandenen Spannungsschwingbreiten bei etwa 300 N/mm^2 . Nur bei zwei verzinkten Proben (1-2_V-4 und 1-2_V-5) wurden mit im Mittel 319 N/mm^2 bzw. 322 N/mm^2 höhere Spannungsschwingbreiten erreicht, wobei hier jeweils bei den zwei DMS auf einer Blechseite höhere Beanspruchungen von bis zu 340 N/mm^2 gemessen wurden. Da die Risse jedoch nicht an den Kanten bei diesen DMS auftraten, können

die Unterschiede aus minimaler Abweichung im Einbau oder der Positionierung dieser DMS resultieren. Im Mittel über die beiden anderen DMS wurden auch hier Schwingbreiten von 300 N/mm^2 bzw. 308 N/mm^2 gemessen.

Die gemessenen Schwingbreiten der Reihe 2 lagen generell etwas unterhalb jener der anderen beiden Reihen. Da die DMS über eine Schablone geklebt wurden, kann dies ein Effekt der etwas abweichenden Form der Proben mit geschliffener Brennschnittfläche sein. Während die beiden unverzinkten Referenzproben (schwarze Quadrate) die festgelegte Durchläufergrenze erreichten, vgl. Kapitel 3.7.1, versagten alle verzinkten Proben (rote Quadrate) zwischen 399.170 und 872.820 Lastwechseln. Bei allen Proben trat das Versagen am unteren Dübel, größtenteils im direkten Bereich des Hotspots bei 8° auf. Nur bei Versuch 1-2_V-4 erfolgte der Riss etwas höher auf der Rundung bei $\sim 21^\circ$, sodass die Dehnungszunahme am DMS verzögert auftrat. Damit wurde auch die definierte 20 %-Dehngrenze später erreicht. Die Auswertung über das Versagenskriterium mit einer Zunahme der Dübelaufweitung von $0,005 \text{ mm}$ ergab jedoch nur eine etwas geringere ertragbare Lastwechselzahl von 848.320 LW (gegenüber 872.820 LW).

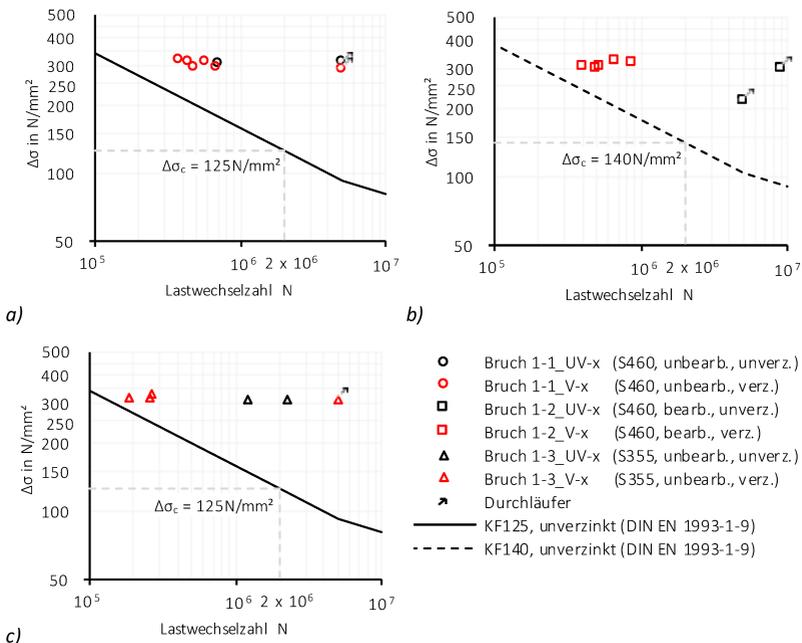


Abbildung 3-15: Ergebnisse der Versuchsserie 1 dargestellt im Wöhlerdiagramm mit a) Versuchsreihe 1, b) Versuchsreihe 2, c) Versuchsreihe 3

3 Experimentelle Untersuchungen an Verbunddübeln ohne Beton

Tabelle 3-5: Ergebnisse Versuchsserie 1

Versuch	Z_{\max} in kN	$\sigma_{\max, \text{theor.}}$ in N/mm ²	$\Delta\sigma_{\text{theor.}}$ in N/mm ²	$\Delta\sigma_{\text{Hotspot}}$ in N/mm ²	$N_{\text{theor., KF125/140}}$ (für $\Delta\sigma_{\text{Hotspot}}$)	$N_{\Delta\epsilon = 20\%}$	Rissstelle
1-1_UV-1	390	361	325	307	135.000	706.620	unten, ~7°
1-1_UV-2				309	132.400	> 5.000.000	-
1-2_UV-1	280	259	233	217	537.080	> 5.000.000	-
1-2_UV-2	390	361	325	300	203.260	> 9.000.000	-
1-3_UV-1				311	129.860	2.253.260	unten, ~5°
1-3_UV-2				313	127.390	> 5.000.000	-
1-3_UV-3				310	131.120	1.196.120	unten, ~8°
1-1_V-1	360	333	300	294	153.710	477.020	unten, ~11°
1-1_V-2				291	158.520	688.760	oben, ~6°
1-1_V-3				290	160.160	> 5.000.000	-
1-1_V-4	390	361	325	312	128.620	580.520	unten, ~8°
1-1_V-5				316	123.790	375.920	oben, ~5°
1-1_V-6				310	131.120	437.920	unten, ~8° oben, ~8°
1-2_V-1				303	197.280	399.170	unten, ~8°
1-2_V-2				300	203.260	501.640	unten, ~12°
1-2_V-3				304	195.340	527.170	unten, ~5°
1-2_V-4				319 (300)	169.060	872.820	unten, ~21°
1-2_V-5				322 (308)	164.380	672.180	unten, ~8°
1-3_V-1				319	120.330	256.520	unten, ~15°
1-3_V-2				314	126.170	> 5.000.000	-
1-3_V-3				318	121.470	183.720	oben, ~12°
1-3_V-4				319	110.700	265.820	oben, ~3°

Die Einordnung der Ergebnisse der Ermüdungsversuche der Versuchsreihe 3 mit einem Stahl S355J2+N und ohne nachträgliche Bearbeitung der Brennschnittfläche ist in Abbildung 3-15 c) dargestellt. Auch bei dieser Reihe unterscheiden sich die gemessenen und hochgerechneten Spannungsschwingbreiten zwischen den unverzinkten (schwarze Dreiecke) und verzinkten Proben (rote Dreiecke) geringfügig, wobei die verzinkten Proben, bis auf einen Durchläufer, deutlich früher versagten. Im Vergleich der Reihen wurden bei den verzinkten Proben dieser Reihe mit 183.720 - 265.820 LW die geringsten ertragbaren Lastwechselzahlen erzielt.

3.7.3 Versuchsserie 2

Versuchsreihe 3 mit einem Stahl S355J2+N und ohne nachträgliche Bearbeitung der Brennschnittfläche zeigte im Vergleich der verzinkten Reihen in Serie 1 die ungünstigsten Ergebnisse, daher wurde diese Reihe für die weiteren Untersuchungen in Serie 2 ausgewählt. In Serie 2 wurden nur verzinkte Proben mit möglichst unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten zwischen Zeitfestigkeit bzw. Grenze der Prüfmaschine und der abgeschätzten Dauerfestigkeit der Proben getestet. Die genaue Festlegung der Lastniveaus erfolgte, wie vorab beschrieben, mit Hilfe des interaktiven Verfahrens nach Block/Dreier [36; 37] und einer durchgehenden Auswertung der Versuchsergebnisse.

Table 3-6: Ergebnisse Versuchsserie 2

Probe	Z_{\max} in kN	$\sigma_{\max, \text{theor.}}$ in N/mm ²	$\Delta\sigma_{\text{theor.}}$ in N/mm ²	$\Delta\sigma_{\text{Hotspot}}$ in N/mm ²	$N_{\text{theor., KF125}}$ (für $\Delta\sigma_{\text{Hotspot}}$)	$N_{\Delta\epsilon = 20\%}$	Rissstelle
2-3_V-5	490	453,7	408	408 (414)	55.050	121.320	oben, ~12°
2-3_V-6	312	288,9	260	250 (255)	235.580	724.120	unten, ~8°
2-3_V-7	248	229,6	207	202 (206)	446.850	> 5.000.000	-
2-3_V-7 *	346	320,4	288	285 (290)	160.160	382.320	oben, ~9°
2-3_V-8	190	175,9	158	157 (160)	953.670	> 5.000.000	-
2-3_V-8 *	346	320,4	288	289 (298)	147.610	622.120	oben, ~17°
2-3_V-9	285	263,9	237	230 (236)	297.183	> 5.000.000	-
2-3_V-9 *	346	320,4	288	282 (291)	158.520	460.520	oben, ~10°
2-3_V-10	324	300,0	270	267 (275)	187.830	> 5.000.000	-

* Durchläufer auf höherem Lastniveau erneut getestet

Die festgelegten Lastgrößen und die Ergebnisse der Versuche sind in Tabelle 3-6 zusammengefasst. Da in Serie 2 aufgrund der unterschiedlichen Belastungsstufen kein direkter Vergleich der Messwerte zwischen den Versuchen erfolgen konnte, wurden die hochgerechneten Spannungsschwingbreiten im Mittel über alle DMS und über den DMS mit maximaler Beanspruchung (Klammerwert) betrachtet. Beide unterschieden sich nur geringfügig und führten in der abschließenden Auswertung zu vernachlässigbaren Unterschieden.

Versuch 2-3_V-5 wurde auf dem höchstmöglichen Lastniveau getestet, die Oberlast lag knapp unterhalb der maximalen Prüfkraft der Maschine bei zyklischer Beanspruchung. Aufgrund der hohen Oberlast trat jedoch sehr früh ein Abgleiten der Zinkschicht im Bereich der Spannbacken und damit ein Rutschen der Probe aus der Einspannung auf. Bei ähnlichen Lastgrößen konnte dies auch bei Versuchen in [147] beobachtet werden. Die Zinkschicht wurde daher in diesem Bereich zur Sicherstellung der Probeneinspannung abgefräst und der Versuch anschließend bei gleicher Last weitergefahren.

Mit einer Spannungsschwingbreite von 408 N/mm^2 hätten am Hotspot Spannungen etwa im Bereich der Streckgrenze der Blechcharge vermutet werden können. Da die Verläufe der Spannungsschwingbreite jedoch sehr ähnlich zu denen der Proben mit geringerer Belastung verliefen (vgl. Abbildung 3-16), kann davon ausgegangen werden, dass es zu keinen plastischen Verformungen im Hotspotbereich gekommen ist.

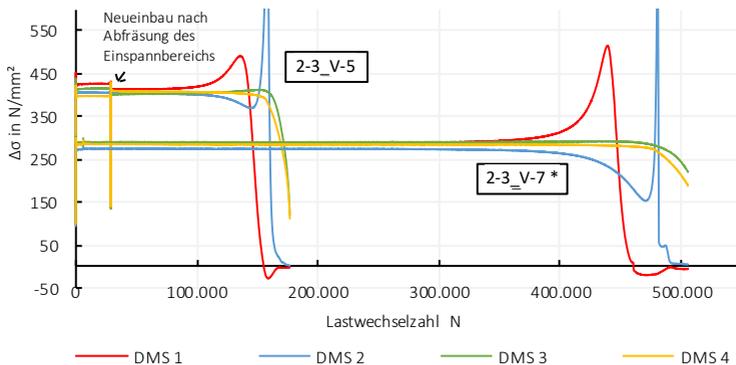


Abbildung 3-16: Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ hochgerechnet auf Hotspot von Versuch 2-3_v-5 und 2-3_V-7* (hochgesetzt) im Vergleich

Die Einordnung der Ergebnisse der Ermüdungsversuche der Serie im Zusammenhang zu den vorherigen Ergebnissen der Versuchsreihe 3 ist in Abbildung 3-17 dargestellt. Es wird jeweils die im Versuch gemessene und auf den Hotspot hochgerechnete Spannungsschwingbreite verwendet.

Betrachtet man die Ergebnisse der verzinkten Proben, versagten diese ausschließlich bei Spannungsschwingbreiten oberhalb von $\Delta\sigma \approx 250 \text{ N/mm}^2$ und bei weniger als 800.000 Lastwechseln. Alle Proben mit Beanspruchungen unterhalb dieses Lastniveaus, jedoch auch einige mit höheren Spannungsschwingbreiten, erreichten die festgelegte Grenze für einen Durchläufer von 5 Millionen Lastwechseln ohne ein Versagen. Diese Versuche (V-7*, V-8* und V-9*) wurden auf höherem Lastniveau erneut getestet und erreichten dabei Lastwechselzahlen im Bereich der anderen Versuche. Durch die vorherigen Beanspruchungen lag somit keine Vorschädigung der Proben vor.

Die Festlegung der zu testenden Spannungsschwingbreiten wurde durch den engen Spannungsschwingbreitenbereich zwischen möglicher Beanspruchung (Begrenzung durch Prüfmaschine) und Beanspruchung mit Versagen der Proben erschwert. Im mittleren Bereich mit Lastwechselzahlen zwischen 1 und 5 Millionen Lastwechseln konnten keine Brüche der verzinkten Proben erzeugt werden.

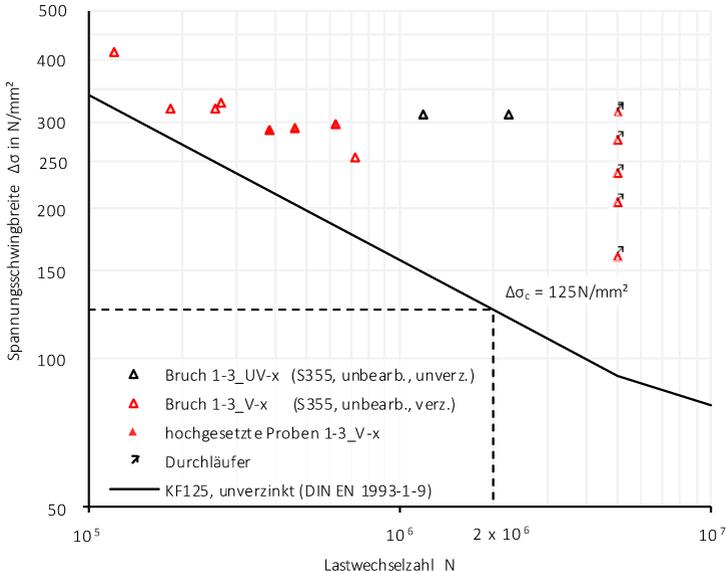


Abbildung 3-17: Ergebnisse aller Versuche der Reihe 3 aus Serie 1 und Serie 2, dargestellt im Wöhlerdiagramm

3.8 Bewertung der experimentellen Ergebnisse

Die Versuchsergebnisse wurden unter den verschiedenen Aspekten der variierten Probenparameter vertieft betrachtet. Zum einem wurde ein Einfluss der unterschiedlichen Stahlsorten und zum anderen ein Einfluss der Bearbeitungszustände der Brennschnittfläche untersucht. Das Hauptaugenmerk lag dabei auf dem Vergleich zwischen den unverzinkten und den verzinkten Proben.

Ein Vergleich der Proben der Reihen 1-1 (Kreise) und 1-3 (Dreiecke) mit Variation der Stahlsorte, dargestellt in Abbildung 3-15 a) und c), zeigt bei gleicher Beanspruchung deutlich auf, dass die Proben der Reihe 1-3 mit einem Stahl S355J2+N sowohl in unverzinkter als auch in verzinkter Ausführung geringere Lastwechselzahlen erreichten als die Proben der Reihe 1-1 mit einem Stahl S460M. Ein Einfluss der Stahlgüte auf die Ermüdungsfestigkeit wurde teilweise auch bei Versuchen in [134] erkannt. Bei der Auswertung der Versuche und Festlegung der Wöhlerkurven mit konstanter Steigung $m = 3$ sind die Unterschiede jedoch nicht in die Norm einfließen. In der DIN EN 1993-1-9 [14] wird so in der Kerbfalldefinition generell nicht zwischen Materialien unterschiedlicher Festigkeit unterschieden. Im Zuge der Neubewertung der Kerbfälle [61] konnte bei gezielten Neu-Auswertungen der Daten jedoch ein Streckgrenzeinfluss für einige nicht geschweißte Details festgestellt werden, so auch für Detail 4 der brenngeschnittenen Kante mit Nachbearbeitung. Hier trat mit steigender Streckgrenze eine zunehmende mittlere Ermüdungsfestigkeit auf. Dies deckt sich auch mit den Ergebnissen dieser Arbeit.

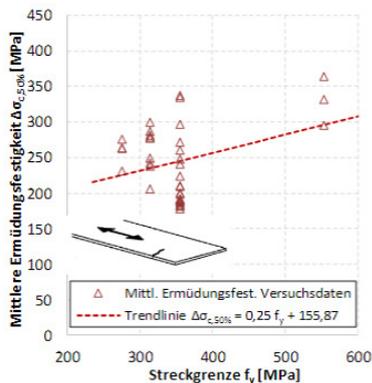


Abbildung 3-18: Streckgrenzeinfluss von Detail 4 (brenngeschnittene Kante mit Nachbearbeitung) aus DIN EN 1993-1-9, Tabelle 8.1 [61]

Ob in den Versuchsreihen dieser Arbeit die Unterschiede jedoch allein auf den Einfluss der Materialfestigkeit oder auf die unterschiedlichen Oberflächenzustände in Kombination mit dem Brennschnitt zurückzuführen sind, konnte nicht abschließend geklärt werden. Auch Unterschiede in der Qualität des Brennschnittes haben einen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit [61]. Bei den feuerverzinkten Proben könnte zu einer geringeren Ermüdungsfestigkeit zudem beigetragen haben, dass durch die geringere Grundfestigkeit bei den Proben der Reihe 1-3 bereits größere Vorbeanspruchungen durch den Feuerverzinkungsprozess vorhanden sind. Detaillierte Untersuchungen zu den Vorbeanspruchungen bei der Verbunddübelsteile durch die Feuerverzinkung sind im gemeinsamen Forschungsbericht [65] beschrieben.

Eine weitere Besonderheit konnte bei den Proben der Reihen 1-1 (Kreise) und 1-2 (Quadrate) beobachtet werden, die sich durch den Bearbeitungszustand der Brennschnittfläche unterschieden (vgl. Abbildung 3-19). Durch den Brennschnitt entstehen kleine Brennriefen an der Brennschnittfläche, die bei zyklischer Beanspruchung durch ihre Kerbwirkung zu einer reduzierten Ermüdungsfestigkeit führen können. Die Kerbwirkung wird dabei durch die ebenfalls beim Brennprozess entstehenden Druck-Eigenstressungen an der Kante etwas reduziert. Mit einem Abschleifen der Oberfläche und damit der Riefen, wird die Kerbwirkung reduziert, teilweise jedoch auch die Eigenstressungen [55]. Mit einer nachträglichen Bearbeitung der Brennschnittfläche kann so die Kerbwirkung des Details verringert und eine höhere Ermüdungsfestigkeit erreicht werden, die nach DIN EN 1993-1-9 [14] durch einen Kerbfall 140 statt Kerbfall 125 berücksichtigt wird. Durch die geringe Anzahl der unverzinkten Proben kann dies nicht eindeutig bestätigt werden, vor allem da sowohl bearbeitete als auch unbearbeitete Proben die Grenze eines Durchläufers erreichten. Bei den verzinkten Proben zeigten sich jedoch kaum Unterschiede zwischen den bearbeiteten und nicht bearbeiteten Brennschnittflächen. Hier spielen vermutlich mehrere unterschiedliche Einflüsse eine Rolle.

Einen großen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit der verzinkten Proben hat die Zinkschichtdicke am kritischen Detail. In [128] konnte gezeigt werden, dass ein linearer Zusammenhang zwischen der Zinkschichtdicke und der Spannungserhöhung am Grundwerkstoff an den Risspitzen besteht. Dieser Effekt stellt sich bis zu Zinkschichtdicken von 200 μm ein. Die unterschiedlichen Zinkschichtausbildungen der Reihen sind in Kapitel 3.5 aufgeführt. Bei den unbearbeiteten Proben der Reihe 1-1 konnten an der Brennschnittfläche Zinkschichtdicken von im Mittel 66 μm gemessen werden. An der geschliffenen Brennschnittfläche der Reihe 1-2 wurden größere Schichtdicken gemessen, die sich zudem in einer wellenförmigen Zinkoberfläche ausbildeten. So entstanden stellenweise Schichtdicken von 110 μm (Vertiefung in Abbildung 3-5) bis 330 μm (Verdickung). Welche Auswirkungen diese wellenförmige

Zinkschichtausbildung hat, wurde bisher nicht untersucht, jedoch liegt hier mit im Mittel 168 µm Dicke ein größerer Einfluss und damit eine stärkere Reduktion der Ermüdungsfestigkeit vor als bei den unbearbeiteten Proben. Zudem konnten in den Mikroschliffen der Reihe 1-2 zahlreicher Risse in der Zinkschicht ausgemacht werden als in Schliffbildern der Reihe 1-1. Da jedoch nur Mikroschliffe von einer Probe vorliegen, kann dies nicht allgemeingültig auf alle Proben übertragen werden.

Weiterhin konnte in [128] beobachtet werden, dass der Einfluss der Zinkschicht mit zunehmender Kerbwirkung abnimmt, da die Abminderung durch die Kerbe maßgebend wird.

Somit lag bei Reihe 1-1 durch die geringere Zinkschichtdicke sowohl eine geringere Spannungsüberhöhung und damit die Gefahr des Rissüberspringens in den Grundwerkstoff vor als auch ein geringerer Einfluss durch die größere Kerbwirkung. Dies lässt insgesamt darauf schließen, dass durch den Verzinkungsprozess die Vorteile der geschliffenen Kante deutlich reduziert beziehungsweise fast aufgehoben werden.

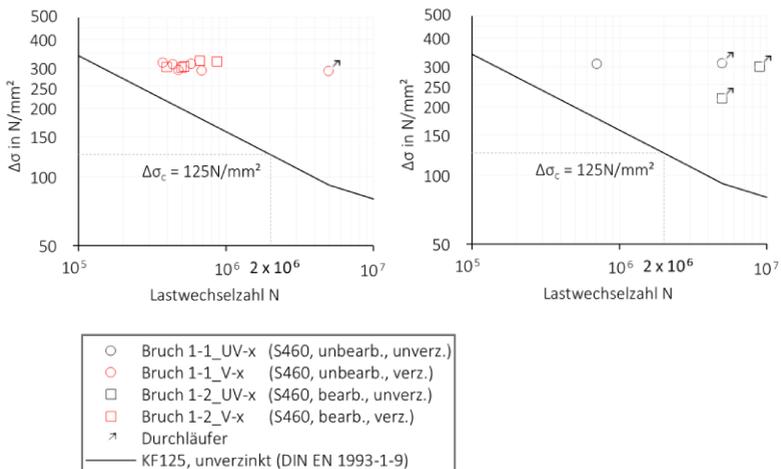


Abbildung 3-19: Ergebnisse der Versuchsreihen 1-1 und 1-2 der Serie 1 mit unterschiedlichem Bearbeitungszustand, dargestellt im Wöhlerdiagramm

Insgesamt betrachtet liegen alle Versuchsergebnisse der Versuchsserie 1 deutlich oberhalb der Wöhlerlinien des Kerbfalls 125 nach DIN EN 1993-1-9 [14] und sogar knapp oberhalb von Kerbfall 140 (Abbildung 3-20). Alle Ergebnisse liegen auch oberhalb der Empfehlung in [61] mit Ansatz des Kerbfalls 160 mit Steigung $m = 5$

für bearbeitete Brennschnittflächen bzw. Kerbfall 140 mit Begrenzung nach oben durch den Kerbfall 160 für unbearbeitete Brennschnittflächen, vgl. blaue Kurven in Abbildung 3-20.

Bis auf einzelne verzinkte Durchläufer ist dabei gut ein Abfall der Ermüdungsfestigkeit der verzinkten Proben gegenüber den unverzinkten Proben zu erkennen. Keine Verbesserung konnte die Bearbeitung der Brennschnittfläche in Verbindung mit einer Feuerverzinkung erzielen.

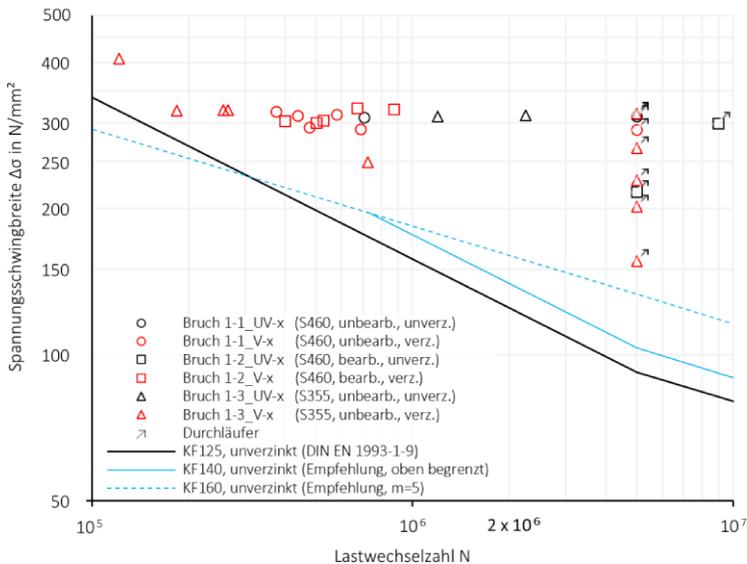


Abbildung 3-20: Ergebnisse der Versuchsreihen 1-1 bis 1-3 der Serie 1, dargestellt im Wöhlerdiagramm

In Abbildung 3-21 sind die Ergebnisse aller verzinkten Proben der Reihen 1-1, 1-3 und 2-3 dargestellt, bei denen vor der Feuerverzinkung keine Bearbeitung der Brennschnittfläche erfolgte und die unverzinkt somit in den Kerbfall 125 nach DIN EN 1993-1-9 [14] einzuordnen sind. Die Proben der Versuchsreihe 1-2 mit bearbeiteter Brennschnittfläche (unverzinkt in Kerbfall 140) wurden in der statistischen Auswertung nicht berücksichtigt. Die Auswertung erfolgte gemäß Background-Document [134], das Vorgehen wurde in Kapitel 2.2.4 beschrieben. Für die verzinkten Proben ergab sich dabei eine Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_c = 143 \text{ N/mm}^2$ bei

2 Millionen Lastwechseln und somit eine Einordnung in den Kerbfall 140. Bestimmt wurde die Wöhlerkurve dabei mit konstanter Steigung $m = 3$.

In [61] wird für die Überarbeitung des Eurocodes eine Anpassung des Kerbfalls für das Detail der unbearbeiteten Brennschnittkante mit Verwendung von Kerbfall 140 und oberer Begrenzung durch Kerbfall 160 (mit $m = 5$, Kerbfall bearbeitete Brennschnittkante) vorgeschlagen. Alle verzinkten Versuchsergebnisse der Verbunddübeln liegen oberhalb dieser Kurve und der Verlauf passt deutlich besser zu den Ergebnissen, vgl. Abbildung 3-21.

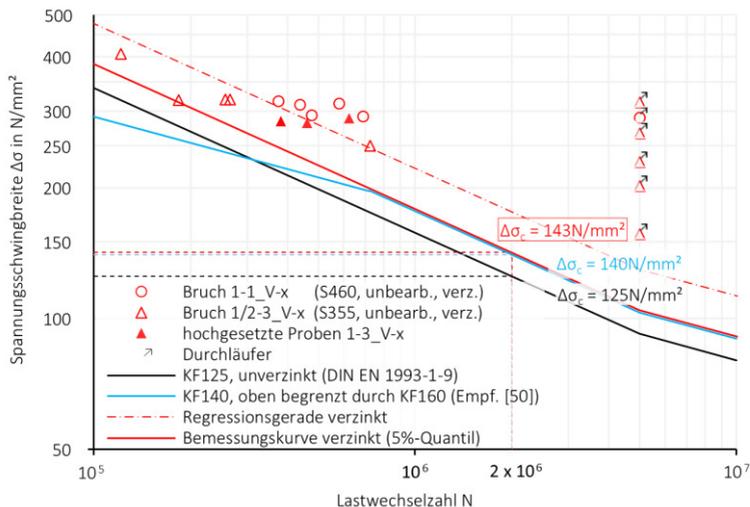


Abbildung 3-21: Versuchsergebnisse der Proben ohne Bearbeitung der Brennschnittfläche (Reihen 1-1_V-x, 1-3_V-x und 2-3_V-x), dargestellt im Wöhlerdiagramm mit Auswertung der inversen Steigung $m = 3$ und Kerbfall nach [14] bzw. [61]

In Abbildung 3-22 ist die Auswertung der verzinkten Ergebnisse gemäß Background-Dokument mit einer Steigung $m = 4,1$ dargestellt, die über die Methode der kleinsten Quadrate bestimmt worden ist. Es ist deutlich zu erkennen, dass eine flachere Steigung der Wöhlerkurve besser die Versuchsergebnisse abbildet. Dies würde auch die offenbar vorliegende höhere Dauerfestigkeit besser abbilden. Die während der Versuchsdurchführung in Anlehnung an das interaktive Verfahren bestimmte Dauerfestigkeit errechnete sich zuletzt zu $\Delta\sigma_0 = 247 \text{ N/mm}^2$ und konnte bestätigt werden, da alle Versuche mit Spannungsschwingbreiten unterhalb von $\Delta\sigma \approx 250 \text{ N/mm}^2$ als Durchläufer gewertet werden konnten.

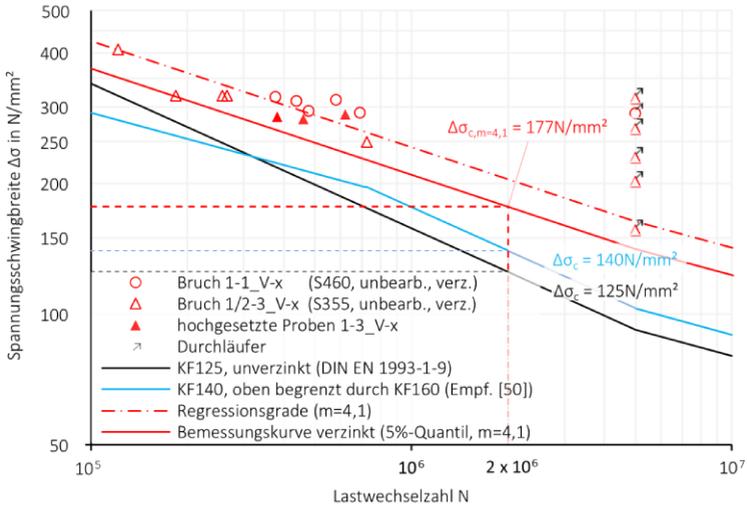


Abbildung 3-22: Versuchsergebnisse der Proben ohne Bearbeitung der Brennschnittfläche (Reihen 1-1_V-x, 1-3_V-x und 2-3_V-x), dargestellt im Wöhlerdiagramm mit Auswertung der inversen Steigung $m = 4,1$

4 Numerische Untersuchungen der Kleinteilversuche der Verbunddübelbleiste ohne Beton

4.1 Ziel der Untersuchungen und Hintergrund

Die Auswertungen der experimentellen Untersuchungen an Kleinteilproben zeigen, dass durch die Feuerverzinkung eine Reduktion der Ermüdungsfestigkeit im Vergleich zu unverzinkten Proben vorliegt.

Für eine direkte Untersuchung der Einflüsse der Zinkschicht auf die feuerverzinkte Verbunddübelbleiste wurden jedoch zu wenige vergleichende, unverzinkte Proben getestet und viele verzinkte Proben waren bei verschiedensten Belastungsgrößen als Durchläufer anzusehen. Zudem lagen in den Versuchen der Serie 2 nur Proben aus einer Herstellungsreihe, somit mit gleicher Geometrie und gleichen Verzinkungsparametern vor.

Ergänzend wurden daher Untersuchungen an FE-Modellen der Kleinteilproben mit und ohne Zinkschicht, sowie mit Rissen in der δ_1 -Phase durchgeführt. In den Grundmodellen wurden zunächst, neben den aus den Versuchen vorhandenen Materialdaten, die im Mikroschliff beobachteten Zinkschichtausbildungen angesetzt und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Im Rahmen einer Parameterstudie wurden sowohl Parameter der Zinkschicht als auch der Geometrie variiert, um den jeweiligen Einfluss einzeln und in Zusammenwirkung zu betrachten. Dabei wurde vor allem das Verhältnis aus Einfluss der Zinkschicht und der Kerbwirkung der Geometrie herausgearbeitet. Da in den experimentellen Versuchen nur eine Größe der Verbunddübelbleiste untersucht wurde, war ein Ziel der Parameterstudie herauszufinden, ob der Einfluss der Zinkschicht bei anderen Größenverhältnissen der Verbunddübelbleiste von den Versuchsergebnissen abweicht. Die Untersuchungen wurde dabei jedoch nur auf die für Ermüdung günstige Klothoidenform bezogen.

Die Parameterstudie zum Einfluss der Feuerverzinkung erfolgte dabei in Anlehnung an die numerischen Untersuchungen in [128], die an einer gekerbten Flachprobe mit Schweißnahtüberhöhung durchgeführt wurden. Die Untersuchungen berücksichtigten die jeweiligen Einflüsse von Zinkschichtdicke, Rissgeometrie, Grundspannung und Größe der Kerbwirkung auf die Spannungserhöhung im Grundwerkstoff. Die Ergebnisse zeigten, dass der Zinkschichtdicke ein entscheidender Einfluss auf die Abminderung der Ermüdungsfestigkeit durch große Spannungsüberhöhung zugeordnet werden kann, wobei die Abminderung stark abhängig von der geometrischen Kerbwirkung des jeweiligen Bauteiles und der Beanspruchungsgröße ist.

Dabei bauen die numerischen Modelle auf der Modellvorstellung auf, dass die Risse in der δ_1 -Phase der Zinkschicht eine Spannungsumlagerung der gleichmäßigen

Normalspannung aus der äußeren Beanspruchung auf die benachbarten Schichten bzw. ungünstig bei komplett gerissener Zinkschicht allein auf den Grundwerkstoff bewirken. Durch die Risse können die Dehnungen innerhalb der δ_1 -Phase nicht weitergeleitet werden. Zwischen den Rissen können die Beanspruchungen nur über die Verbundwirkung an den Grundwerkstoff übertragen werden. Dadurch baut sich an den Risspitzen ein Maximum der Normalspannung im Grundwerkstoff auf, das zu einer erhöhten Spannung im Vergleich zur Grundspannung aus der äußeren Beanspruchung und der Kerbwirkung der Probe führt, vgl. Abbildung 4-1 [128].

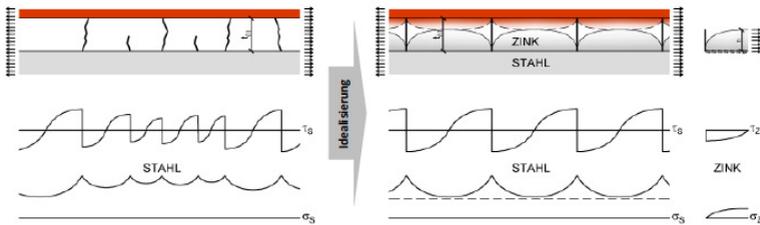


Abbildung 4-1: Schub- und Normalspannungsverläufe in Zinkschicht und Grundwerkstoff infolge von Mikrorissen in der δ_1 -Phase [128]

In [128] hat die Kerbwirkung der Probe keinen direkten Einfluss auf den absoluten Zuwachs der Spannung ergeben. Der Zuwachs war durch die Zinkschichtdicke und vor allem die Rissabstände gesteuert. Mit größer werdender Grundspannung durch die Kerbwirkung ergab sich relativ gesehen jedoch ein geringerer Spannungszuwachs durch die Zinkschicht.

Die Größe der Kerbwirkung hat zudem einen Einfluss auf die vorhandene Beanspruchungsgröße und damit ebenfalls auf den Spannungszuwachs. Die relativen Spannungszuwächse blieben mit Anstieg der Beanspruchungen zunächst konstant, der Zuwachs der lokalen Spannung am Riss war proportional zur aufgebrauchten Dehnung. Traten im Bereich der Kerben jedoch Spannungen im Streckgrenzenbereich des Grundmaterials auf, fiel der relative Zuwachs aus der Zinkschicht deutlich ab, hier wurde die Kerbwirkung des untersuchten Bauteiles maßgebend [128].

Ein weiterer Effekt durch die größere Beanspruchung aus der Kerbwirkung ist die Zunahme von Rissen, da die Spannungsüberhöhung im Grundwerkstoff abhängig von dem Rissabstand in der δ_1 -Phase ist. In [128] konnte gezeigt werden, dass mit zunehmender Rissdichte (kleinerem Rissabstand) bei Proben mit hohen Beanspruchungen die Spannungserhöhungen im Grundwerkstoff an den Risspitzen abnehmen, da sich kaum Spannungen in der Zinkschicht zwischen den Rissen aufbauen können. Umgekehrt nehmen die Spannungsspitzen bei größer werdendem

Rissabstand zu. Da sich die Rissabstände bei geringeren Beanspruchungen nicht verändern, liegen in diesem Bereich größere Spannungsspitzen im Grundwerkstoff und damit ein größerer Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit vor.

Indirekt hängt der Rissabstand zudem von der Zinkschichtdicke ab. Der maximale Abstand der Risse liegt im Ausgangszustand etwa in der Größe der Zinkschicht oder kleiner vor [128]. Bei Untersuchungen mit konstantem Rissabstand zeigte sich ebenfalls eine Abhängigkeit der Spannungserhöhung durch die Zinkschichtdicke bzw. die Dicke der δ_1 -Phase. Mit Zunahme der Schichtdicke stieg auch die Spannungserhöhung am Grundwerkstoff an, erreichte bei einer Schichtdicke von 200 μm einen Maximalwert und nahm danach wieder ab. Jedoch fließt hier ebenfalls wieder der Rissabstand ein. Mit größerer Schichtdicke können größere Beanspruchungen aufgenommen werden, die bei vorhandenen Rissen über die Verbundwirkung übertragen werden müssen und so zu größeren Spannungserhöhungen führen. Bei kleineren Rissabständen können sich zwischen den Rissen jedoch nur geringere Spannungen aufbauen, es wirkt nicht die gesamte Schicht mit und es entstehen somit geringere Spannungserhöhungen am Grundwerkstoff [128].

Durch die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen konnte in [128] die Abminderung der Dauerfestigkeit einiger dort untersuchter Kerbdetails in den experimentellen Versuchen gut nachvollzogen werden. Jedoch wurden die einzelnen Einflüsse teilweise nur getrennt mit jeweils konstanten anderen Parametern betrachtet.

4.2 Grundlagen der Modellierung

4.2.1 Allgemeines

Die FE-Untersuchung der Kleinteilversuche und die Parameterstudien erfolgten mit Hilfe des FE-Programms ANSYS Mechanical (Workbench) [168]. Die Geometrien wurden parametrisiert im Geometrieprogramm Inventor [170] erstellt und über eine interne Schnittstelle eingelesen.

Es wurden insgesamt drei verschiedene Modelle untersucht. Das Grundmodell der Versuchsproben aus S460 bzw. S355 ohne Zinkschicht wurde im zweiten Schritt durch eine Zinkschicht an der Brennschnittfläche und der Probenseitenfläche ergänzt. Die Schichtdicken wurden vereinfacht konstant über das gesamte Bauteil angesetzt.

Im dritten Modell wurden zusätzliche Risse in der δ_1 -Phase implementiert. Es wurde dabei eine gleichmäßige Verteilung der Risse in der kompletten δ_1 -Phase angenommen, kürzere Risse und durch alle Schichten durchlaufende Risse wurden durch diesen Ansatz vernachlässigt. Die in der Zinkschicht vorhandenen, schollenförmigen Risse unterschiedlicher Größe wurden in der Modellierung zu parallel zur

Belastung verlaufenden Rissen mit einem gleichmäßigen Abstand von 1mm vereinfacht, vgl. Abbildung 4-2. Beobachtungen aus Schlibfbildern zeigten, dass die Rissabstände im Normalfall etwa in gleicher Größenordnung oder kleiner als die Zinkschichtdicke vorliegen [128]. In [128] konnte gezeigt werden, dass diese Betrachtung der Rissgeometrie und der Rissabstände für eine qualitative Darstellung der Einflüsse auf die Spannungsverteilung in den Zinkschichten und dem Bereich der geometrischen Kerbe sowie der Spannungserhöhung im Grundwerkstoff an den Risspitzen gut geeignet ist. Als Einflussgrößen wurden dabei die Zinkschichtdicke, die Abstände der Mikrorisse in der δ_1 -Phase und die vorhandene Ausgangsspannung im Grundwerkstoff aufgeführt.

Die vorhandene Grundspannung war bei diesen Untersuchungen zunächst durch Beanspruchung der Proben analog zu den experimentellen Versuchen vorgegeben. Ebenso wurden die Zinkschichtdicken der Probekörper verwendet.

In der Parameterstudie wurde das Modell anschließend zur besseren Vergleichbarkeit vereinfacht und eine Einheitsbelastung angesetzt.

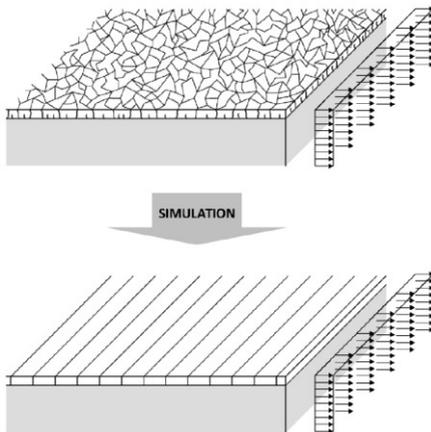


Abbildung 4-2: Idealisierung der Risse in der δ_1 -Phase für die FE-Modellierung [128]

4.2.2 Aufbau der FE-Modelle

Aufgrund der Doppelsymmetrie der Geometrie der Versuchsproben wurde lediglich ein Viertelmodell abgebildet. In Abbildung 4-3 sind die angesetzten Symmetriebedingungen an den Symmetrieflächen in Blechdickenmitte und mittig zwischen den zwei Dübeln dargestellt. Die Lasteinleitung erfolgte über die modellierten Spannbacken der Prüfmaschine in zwei Lastschritten. Im ersten Lastschritt wurde

eine Anpresskraft der Spannbacken von 36 MPa aufgebracht, die im zweiten Lastschritt konstant gehalten wurde. Im zweiten Lastschritt erfolgte zudem eine Zugbeanspruchung auf die seitliche Fläche der Spannbacken. Eine Verdrehung der Spannbacken um die x- und y-Achsen und eine seitliche Verschiebung in y-Richtung wurden als zusätzliche Lagerbedingungen analog zur vorhandenen Maschineneinspannung gesperrt. Der Kontakt zwischen den Stahlproben und den Spannbacken wurde über einen Verbundkontakt realisiert, da während des Versuches kein seitliches Herausziehen der Probe aus der Einspannung auftreten durfte.

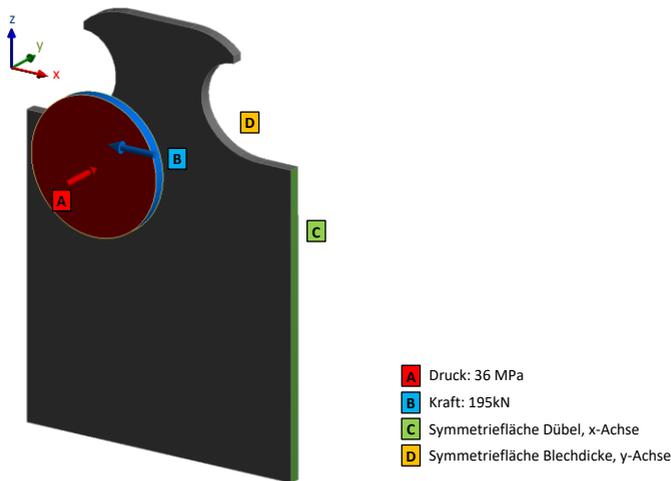


Abbildung 4-3: Grobmodell mit Doppelsymmetrie (grün, gelb/Rückseite) und Anpress- (rot) und Zugkraft (blau)

Die Zinkschichten wurden jeweils parametrisiert als einzelne Körper über einen Versatz der Schnittgeometrie um die jeweilige Dicke nach innen erstellt. Die Körper der Zinkschicht und des Grundwerkstoffes wurden anschließend im Grobmodell über die Definition einer gemeinsamen Topologie (interner Verbundkontakt) zu einem Bauteil miteinander verbunden. Alle untersuchten Modelle wurden zunächst mit zwei bzw. drei Schichten erstellt. Für die Modelle ohne Zinkschicht wurde allen Schichten das Material des Grundwerkstoffes zugewiesen.

Die Dicke der δ_1 -Phase wurde zu $t_{\delta_1} = 30 \mu\text{m}$ (vgl. Mikroschliffe in Kapitel 3.5) festgelegt und in einer Parameterstudie variiert. Da es durch die sehr dünnen Dicken der Schichten an den Rundungen der Dübelleiste mit der Detailgenauigkeit innerhalb der Geometrieprogramme von ANSYS zu Durchdringungen kam, wurden die

Schichtdicken der ζ -Phase und der η -Phase zu einer Schichtdicke mit $t_z = 100 \mu\text{m}$ zusammengefasst. Diese wird im Folgenden als ζ -Phase bezeichnet. Eine dünnere äußere Schichtdicke in Größenordnung der Gemessenen war ebenfalls aufgrund der stark gerundeten Geometrie mit Vernetzungsproblemen durch Durchdringungen der Schichten nicht möglich. Die Dicke der äußeren nicht gerissenen Schicht wird jedoch nicht als maßgebend für den Einfluss der Zinkschicht angesehen. Auch in [128] wurde der Einfluss der Zinkschicht auf die Spannungserhöhung im Grundwerkstoff allein der Schichtdicke der gerissenen δ_1 -Phase zugesprochen. Eine Studie mit dickerer äußerer, nicht gerissener Schicht der zusammengelegten ζ - und η -Phase zeigte keine Beeinflussung der Größe der Spannungserhöhung am Grundwerkstoff.

Um eine ausreichende Detailgenauigkeit der Ergebnisse zu erhalten, sollte aufgrund der dünnen Schichten eine sehr feine Netzgröße gewählt werden, die jedoch schnell zu großen Rechenzeiten führen kann. Daher wurde zunächst das oben beschriebene Grobmodell mit gröberer Vernetzung erstellt, vgl. Abbildung 4-3. Anschließend wurde ein Submodell des maßgebenden Bereiches der inneren Dübelrundung mit Hotspotstelle und den Messstellen der DMS mit einer deutlich feineren Netzgröße in Abhängigkeit der Zinkschichtdicke modelliert. Der Submodellausschnitt wurde so groß gewählt, dass die Beanspruchungen an den Randflächen keinen Einfluss auf den maßgebenden Bereich hatten. In Abbildung 4-4 ist der gewählte Bereich mit der Übertragung der im Grobmodell ermittelten Verschiebungen auf die Randflächen des Submodells dargestellt.

In den Submodellen wurde ein Verbundkontakt zwischen den Körpern definiert. Die Schicht der δ_1 -Phase wurde aus vielen kleineren Volumenkörper gebildet. Zwischen diesen Schichten wurde zur Abbildung der Risse ein reibungsfreier Kontakt angesetzt, um geometrische Durchdringungen auszuschließen, ein Öffnen zwischen den Körpern jedoch zu ermöglichen. Vereinfacht wurde in Anlehnung an [128] eine komplett gerissene δ_1 -Phase ohne weitere Risse in den anderen Schichten angenommen

4.2.3 Vernetzung und Elementtypen

Bei Grob- und Submodell wurde jeweils ein möglichst gleichmäßiges Netz aus Hexaedern erstellt. Die Diskretisierung erfolgte mit 8-knotigen Solid185-Elementen. Die globale Netzgröße in allen Grobmodellen wurde zu 2 mm festgelegt. Die Zinkschichten bestanden so an der Schnittfläche aus flachen Elementen mit ca. 2 mm Breite und Schichtdickenhöhe. Die Netzgröße der Zinkschichten im Submodell wurde für eine möglichst rechtwinklige Hexaeder-Vernetzung in Abhängigkeit der jeweiligen Schichtdicke zwischen 0,05 mm und 0,2 mm (vgl. Abbildung 4-6)

gewählt. Die Elementgröße des Stahls wurde auf 0,25 mm festgelegt. Auf eine weitere Netzverfeinerung im Submodell wurde nach einer Netzgrößenstudie verzichtet.

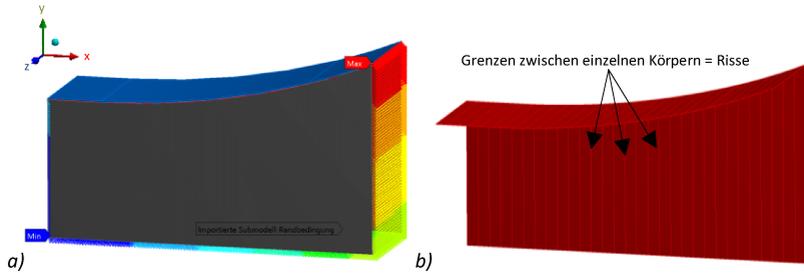


Abbildung 4-4: a) Submodell-Ausschnitt mit Verschiebungslast aus Grobmodell; b) δ_1 -Schicht des Submodells mit Rissen (ζ -Phase und Grundwerkstoff ausgeblendet)

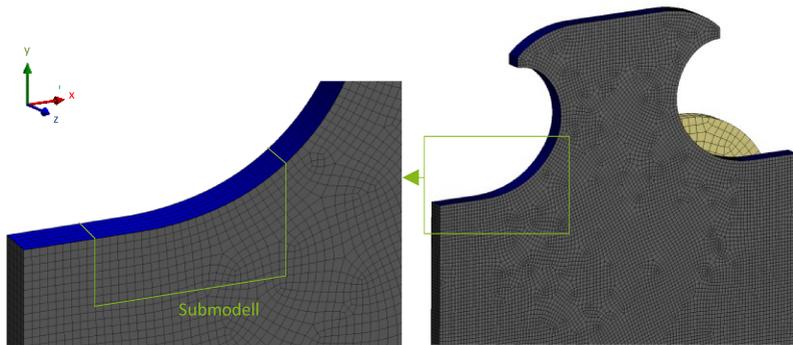


Abbildung 4-5: Vernetzung des Grobmodells mit Ausschnitt des Submodells

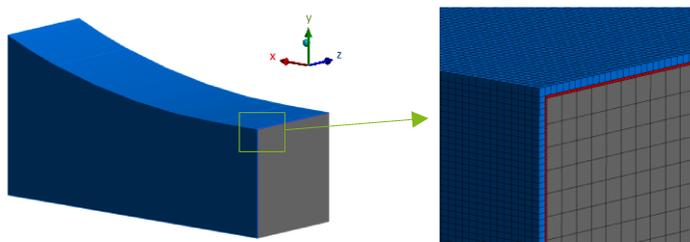


Abbildung 4-6: Vernetzung des Submodells mit Grundwerkstoff (grau) und zwei-phasiger Zinkschicht (δ_1 : rot; $\zeta + \eta$: blau)

4.2.4 Material

Für den Baustahl wurden Spannungs-Dehnungs-Beziehungen mit elastisch-plastischem Materialverhalten verwendet und idealisiert mit einem bilinearen Verlauf mit isotroper Verfestigung implementiert. Bis zum Erreichen der Fließgrenze wurde ein E-Modul von $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$ angesetzt. Für die Proben aus S460 wurde die Streckgrenze zu $f_y = 583 \text{ N/mm}^2$ festgelegt und für den Verfestigungsbereich ein Tangentenmodul von $T = 1.450 \text{ N/mm}^2$ verwendet, für die Proben mit S355 wurde die Streckgrenze zu $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$ und der Tangentenmodul zu 543 N/mm^2 festgelegt. Die Querkontraktionszahl wurde mit $\nu = 0,3$ angesetzt. Für die Spannbacken wurde ein wenig verformbares Material mit sehr hohem Elastizitätsmodul und geringer Querkontraktionszahl verwendet.

Da exakte Materialkennwerte für die einzelnen Eisen-Zink-Legierungsschichten nicht vorhanden sind und nur schwer bis gar nicht ermittelt werden können, wurden für die Materialeigenschaften der Zinkschichten Annahmen getroffen. Die Materialeigenschaften der Zinkschicht wurden in Anlehnung an die numerischen Untersuchungen von verzinkten Bauteile aus [128; 143; 149] ebenfalls mit einem bilinearen Materialverhalten implementiert. Als Streckgrenze wurde für alle drei Schichten die Streckgrenze des reinen Zinks von $f_y = 130 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Der Tangentenmodul des Verfestigungsbereichs wurde zu $T = 1.000 \text{ N/mm}^2$ festgelegt. Anstelle der Elastizitätsmodule wurden die Eindringmodule der einzelnen Schichten angesetzt. In [149] sind die Ergebnisse von Eindringprüfungen nach DIN EN ISO 14577-1 [18] von Zinküberzügen an unbearbeiteten Proben und an wasserstrahlgeschneideten Proben aufgeführt. Die bestimmten Eindringmodule und Eindringhärten lagen bei den untersuchten Zinküberzügen je Schicht in ähnlichen Größenbereichen und wurden hier auch für die brenngeschneideten Proben angesetzt. Unabhängig von der Bearbeitung der untersuchten Oberfläche, wies die δ_1 -Phase dabei jeweils eine höhere Eindringhärte bei einem niedrigeren Eindringmodul im Vergleich zum Grundwerkstoff Stahl auf. Entsprechend der Ergebnisse wurde für die δ_1 -Phase ein Eindringmodul $E_{IT} = 120.000 \text{ N/mm}^2$ angesetzt. Für die aus Modellierungsgründen (siehe oben) zusammengelegten Schichten der ζ -Phase und der η -Phase wurden der Eindringmodul der ζ -Phase mit $E_{IT} = 96.000 \text{ N/mm}^2$ verwendet.

4.3 Ergebnisse der FE-Untersuchungen

4.3.1 Modell ohne Verzinkung

Im FE-Modell lässt sich sehr gut erkennen, dass die angesetzte Belastung an der Einspannung am äußeren Rand der Dübel zu der geplanten Biegebeanspruchung der Probekörper und der maximalen Beanspruchung im Bereich der unteren Dübelrundung führt, vgl. Abbildung 4-7. Dabei verformt sich hauptsächlich der obere

Bereich der Bleche und der Dübel, der bei Maximallast von 390 kN eine Längsverschiebung von 0,17 mm erfährt.

In Abbildung 4-7 b) lässt sich im Bereich der Spannbacken eine hohe lokale Beanspruchung erkennen. Die hohen Spannungsspitzen können auf eine unzureichende Genauigkeit im FE-Netz an dieser Stelle zurückgeführt werden. Da dieser Bereich jedoch nicht näher ausgewertet wurde, wurde keine weitere Netzverfeinerung durchgeführt.

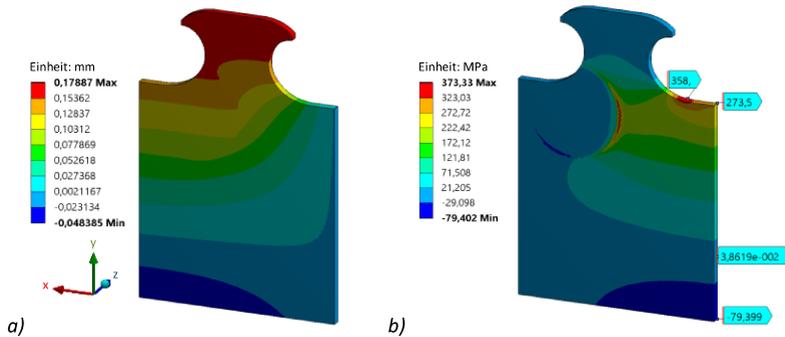


Abbildung 4-7: a) Verformung u_x in Längsrichtung bei Maximallast von 390 kN (mit geringem Versatz bei Lasteinleitung durch Spannbacken), b) Normalspannungen σ_x bei Maximallast von 390 kN

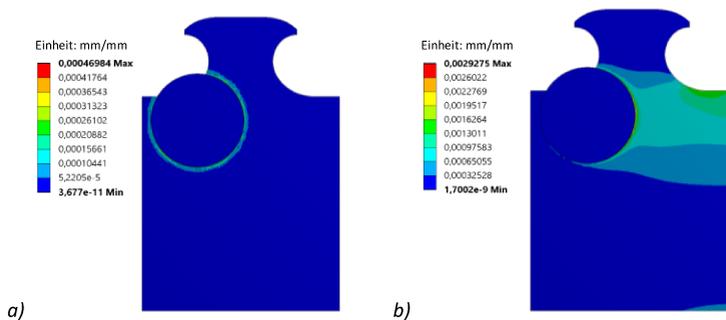


Abbildung 4-8: elastische Vergleichsdehnungen bei a) Anpressen der Spannbacken und b) Maximallast von 390 kN

Im Allgemeinen erfolgt die Auswertung von Kerbspannungsuntersuchungen über die Hauptspannung (vgl. [76]) an der maßgebenden Stelle. Da der Hauptspannungsvlauf hier durch die Einspannung beeinflusst wurde und bereits im Bereich

10 mm unterhalb der Kante (spätere Auswertestelle der Dehnungsmessungen) von der tangentialen (zur Rundung) Richtung abwich, erfolgte die Auswertung über die Normalspannung bzw. –dehnung in Koordinatenrichtung der Rundung. Am Hotspot waren die Hauptspannung und die Normalspannung über die Rundung identisch. Die Biegeverformung führte dabei im Grobmodell zu einer maximalen Hotspotspannung von $\sigma_x = 363,7 \text{ N/mm}^2$ für $Z = 390 \text{ kN}$ und $\sigma_x = 256,3 \text{ N/mm}^2$ für $Z = 275 \text{ kN}$. Mit feinerem Netz im Submodell ergab sich eine Hotspotspannung von $364,2 \text{ N/mm}^2$ im Vergleich zu $363,7 \text{ N/mm}^2$, das Grobmodell besaß somit bereits eine gute Netzgröße für die Auswertung der unverzinkten Modelle.

Die Validierung des numerischen Modells erfolgte mit den Messergebnissen der beiden unverzinkten Versuche der Reihe 2 mit geschliffener Brennschnittkante. In Abbildung 4-13 ist der Vergleich für die DMS 1-4, jeweils am oberen Dübel der beiden Versuche dargestellt. Abbildung 4-9 zeigt die ausgewerteten DMS-Stellen mit dem Hotspot an DMS 1.

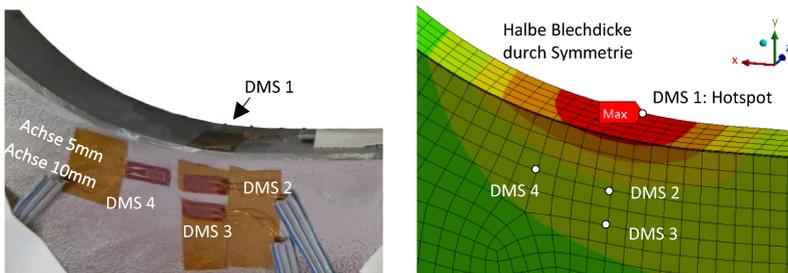


Abbildung 4-9: Lage der Messstellen im Bereich der maßgebenden Beanspruchung (DMS 5 und 7 an Position von DMS 2 auf Gegenseite bzw. anderer Dübelrundung)

Die Dehnungsverteilung im FE-Modell zeigt an allen Auswertestellen eine gute Übereinstimmung mit den Dehnungsmessungen der beiden statischen Versuche über den Belastungsverlauf bis zur jeweiligen Oberlast, vgl. Abbildung 4-10.

Abbildung 4-11 zeigt einen Vergleich der Dehnungen bei Oberlast von 390 kN an den DMS-Messstellen von Versuch 1-2-UV-2 mit dem Spannungsverlauf über die Dübelrundung für das beschriebene Modell (dunkle Kurve). Vergleichend wurden zudem Modelle mit Abweichungen in der Blechhöhe (helle Kurven) und Abweichungen in der Geometrie der Proben (mittlere Kurve) untersucht. Erwartungsgemäß traten bei dem Modell mit der vorhandenen Blechhöhe der Proben von 262 mm durch die abgeschliffene Brennschnittfläche (im Vergleich zur standardmäßig angesetzten und vorgegebenen Blechhöhe von 270 mm) bei gleicher Positionierung der Einspannung größere Beanspruchungen an der Dübelrundung auf.

4 Numerische Untersuchungen der Kleinteilversuche der Verbunddübelsteile ohne Beton

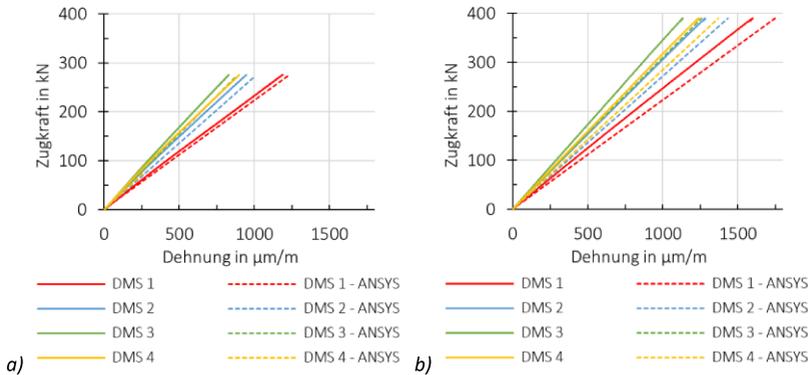


Abbildung 4-10: Vergleich der Normaldehnungen (über die Rundung ausgewertet) am oberen Dübel aus FE-Modell und a) Versuch 1-2-UV-1 bzw. b) Versuch 1-2-UV-2 bei jeweiliger Erstbelastung

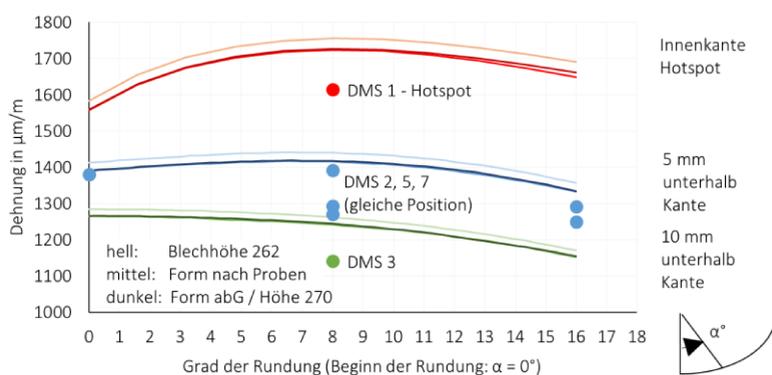


Abbildung 4-11: Vergleich der Dehnungen an den DMS-Messstellen von Versuch 1-2-UV-2 mit FE-Normaldehnungen (über die Rundung ausgewertet) bei Variation der Blechhöhe und der Probenform für eine Belastung $Z = 390 \text{ kN}$

Durch eine geringfügige Anpassung der Schnittführung durch das ausführende Stahlunternehmen wich zudem die vorhandene Geometrie der Proben vor allem im oberen Rundungsbereich der Dübel von der allgemeinen Schnittführung nach abG ab, vgl. Abbildung 4-12. Die Abweichung der Geometrie hatte daher erst ab ca. 13° der Rundung einen Einfluss auf den Spannungsverlauf im Hotspot. Für die Auswertung der DMS bei 8° konnte die Formabweichung daher vernachlässigt werden.

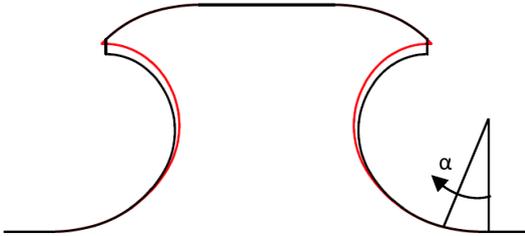


Abbildung 4-12: Abweichung der Klothoidenform der Versuchsproben (rot) von allgemeiner Geometrie nach aBG [4] (schwarz)

Insgesamt lagen an allen DMS in der Achse des Hotspots bei 8° der Rundung die gemessenen Dehnungen ca. 6 - 10 % unterhalb der numerisch berechneten Dehnung. Diese unterschied sich dabei nur minimal von der analytischen Berechnung. Das numerische Modell bildete somit in guter Annäherung die Beanspruchung der Verbunddübelleiste ab und konnte für die weitere Untersuchung verwendet werden. Dabei lagen die gemessenen Dehnungen im Vergleich zur Numerik auf der sicheren Seite.

Numerisch ließ sich so ein Hochrechnungsfaktor von DMS-Stelle 3 zum Hotspot von ca. 1,39 bestimmen. Dabei war die Auswertung sehr sensibel im Hinblick auf die Genauigkeit der DMS-Position. Eine Auswertung an der Position von DMS 3, der 1 mm nach unten versetzt angenommen wurde, ergab bereits ca. 2 % geringere Dehnungen und damit einen Hochrechnungsfaktor von 1,41. Dieser bestätigte den im Versuch bestimmten Faktor. Die Streuungen der Dehnungsmessungen aller Versuche an gleicher Position (vgl. Abbildung 4-13) lassen sich so numerisch auf geringfügige Unterschiede in der Positionierung der DMS-Klebestellen bzw. geringfügige Abweichung der tangentialen Messrichtung zurückführen.

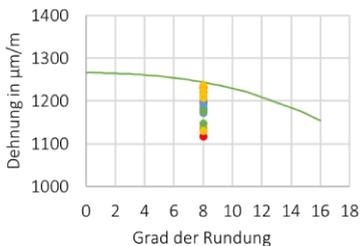


Abbildung 4-13: Vergleich aller Messungen an unverzinkten Proben mit FE-Verlauf über Rundung 10 mm unterhalb Kante

Abbildung 4-14 zeigt einen Vergleich der Normalspannungsverläufe über die Höhe der Bleche in mittlerer Symmetrieachse für verschiedene Varianten der Lastaufbringung und die jeweilige Spannung am Hotspot. Betrachtet wird zum einen die im Versuch angesetzte Belastung über die Spannbacken, wobei aus der Zugkraft und dem Versatzmoment eine veränderliche Normalspannungsverteilung resultierte. Im Weiteren wird eine konstante Zugbeanspruchung der Proben, wie sie in den bisherigen Modellen zur Untersuchung der lokalen Beanspruchung (wie z. B. in [63; 106] zur Herleitung der aBG) verwendet wurde und eine über die Höhe veränderliche Zugbeanspruchung, wie sie im realen Verbundträger vorliegen würde, aufgebracht. Dabei wurden an der seitlichen Kante die Verschiebungen in x-Richtung und an der unteren Kante die Verschiebungen in y-Richtung gesperrt. Die Last wurde jeweils so festgelegt, dass an der Blechoberkante in allen Modellen die gleiche Beanspruchung vorlag. Die konstant aufgebrachte Belastung erzeugte dabei einen realitätsnahen Verlauf ähnlich dem im Verbundträger vorliegenden. Auch die Spannungen am Hotspot waren identisch, sodass das bereits verwendete vereinfachte Last-Modell eine gute Abbildung der Spannungsverläufe wiedergibt. Durch die Belastung der Proben auf Biegung mit Lastansatz über die Spannbacken ergaben sich dagegen höhere Beanspruchungen am Hotspot. Die durchgeführten Versuche liegen somit im Vergleich zur späteren Belastung im Bauteil auf der sicheren Seite.

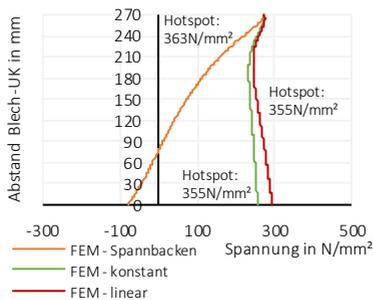


Abbildung 4-14: Vergleich der Normalspannungsverläufe bei verschiedenen Lastansätzen

Bei allen drei Modellen zeigte sich dabei jedoch ein starker Einfluss der Rundung des Dübels, die als Kerbe zu einer Spannungserhöhung am oberen Randbereich führte. Die Spannungserhöhung fiel dabei bei Versuchsbelastung etwas höher aus als bei über die Höhe konstanter Beanspruchung. In Abbildung 4-15 a) ist der Verlauf über die Höhe des Bleches bei Versuchsbelastung dargestellt. Ein Einfluss der Einspannung konnte hier ausgeschlossen werden, da auch eine Erweiterung des

Modells auf vier Dübel zu identischen Verläufen führte. Erst durch eine Verlängerung des Abstandes zwischen den Dübeln um 50 mm lag mittig (Achse 2 in Abbildung 4-15 b) ein deutlich konstanter Spannungsanteil infolge der Zugkraft vor. Dabei reduzierte sich jedoch sowohl die Hotspotspannung als auch die Spannung in der vorherigen Mittelachse. Es liegt somit bei vorhandenem Abstand der Dübel nach aBG [4] eine gegenseitige Kerbbeeinflussung der Hotspotspannungen vor. Eine Betrachtung der Hotspotspannung an einem Modell mit 2 Dübeln sollte daher am mittleren Dübelbereich ausgewertet werden und nicht am äußeren Dübel.

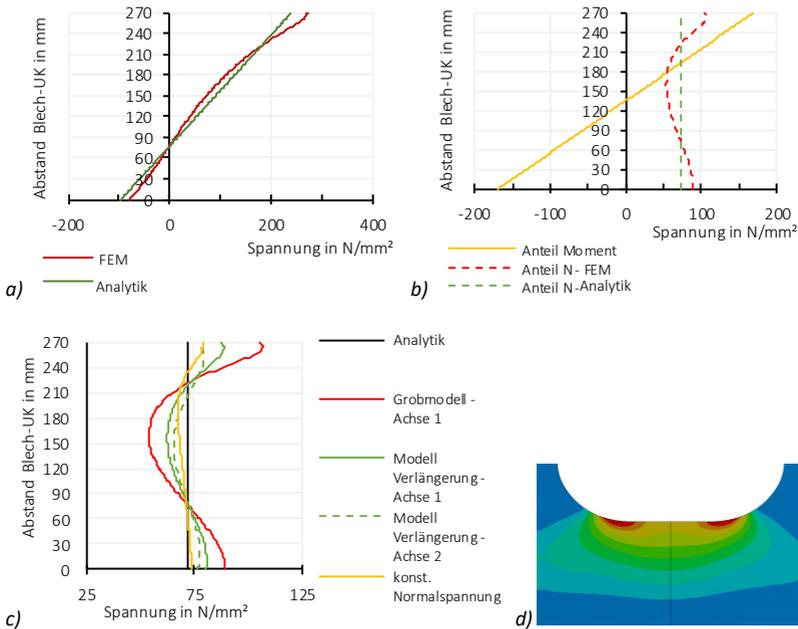


Abbildung 4-15: a) Normalspannungsverteilung über Blechhöhe infolge Zug- und Momentenbeanspruchung und b) deren anteilige Spannungsverteilungen; c) Vergleich Normalspannungsverteilung infolge Zugbeanspruchung verschiedener Modellansätze; d) gegenseitiger Einfluss der Kerbwirkung der Rundungen zwischen zwei Dübeln

Bei einer zusätzlichen Vorstudie zur Modellvereinfachung für die spätere Parameterstudie wurde zudem eine starke Abhängigkeit der Ergebnisse von der Art der angesetzten Lagerung bzw. Länge und Höhe der untersuchten Dübelleiste beobachtet. Wie oben bereits beschrieben wurde, wurde die gegenseitige Beeinflussung

der Rundungskerbene durch eine Verlängerung des geraden Blechabschnittes zwischen den Dübeln reduziert. Hier beeinflusste jedoch auch die Verlängerung im Bereich der seitlichen Festhaltung die Verteilung und Größe der Hotspotspannungen, sodass sich die Spannungen auf die inneren beiden Rundungen verteilten. Die Unterschiede sind in Abbildung 4-16 a) ohne Verlängerung und b) mit Verlängerung zu erkennen. Abbildung 4-16 b) entspricht dabei der in [63; 106] verwendeten Ausführung, die bei gleicher Blechhöhe Hotspotspannungen von ca. 1,52 erzielte. Diese Hotspotspannungen entsprechen denen in der Legende in [106] angegebenen Spannungen für die Klothoidenform. Das in Abbildung 4-16 c) verwendete Modell ließ durch die Kopplung der Verschiebung der unteren Kanten an einen Fixpunkt größere Verformungen der Randbereiche zu. Es entstand eine gleichmäßigere Verteilung der Spannungen, jedoch mit reduzierten Hotspotspannungen. Wie bereits in [63] beschrieben wurde, liegt zudem ein Einfluss der Reststeghöhe unterhalb der Dübelausnehmung vor, solange kein unterer Flansch angesetzt wird. Dabei änderten sich vor allem bei Modell c) die Spannungen mit zunehmender Reststeghöhe deutlich, sodass diese Lagerung als nicht realitätsnah angesehen wurde. Ein Vergleich der Modelle a) und b) mit einer Dübelbleiste mit Unterflansch zeigte, dass die tatsächliche Festhaltung der unteren Kante zwischen den untersuchten Lagerungen liegt.

4.3 Ergebnisse der FE-Untersuchungen

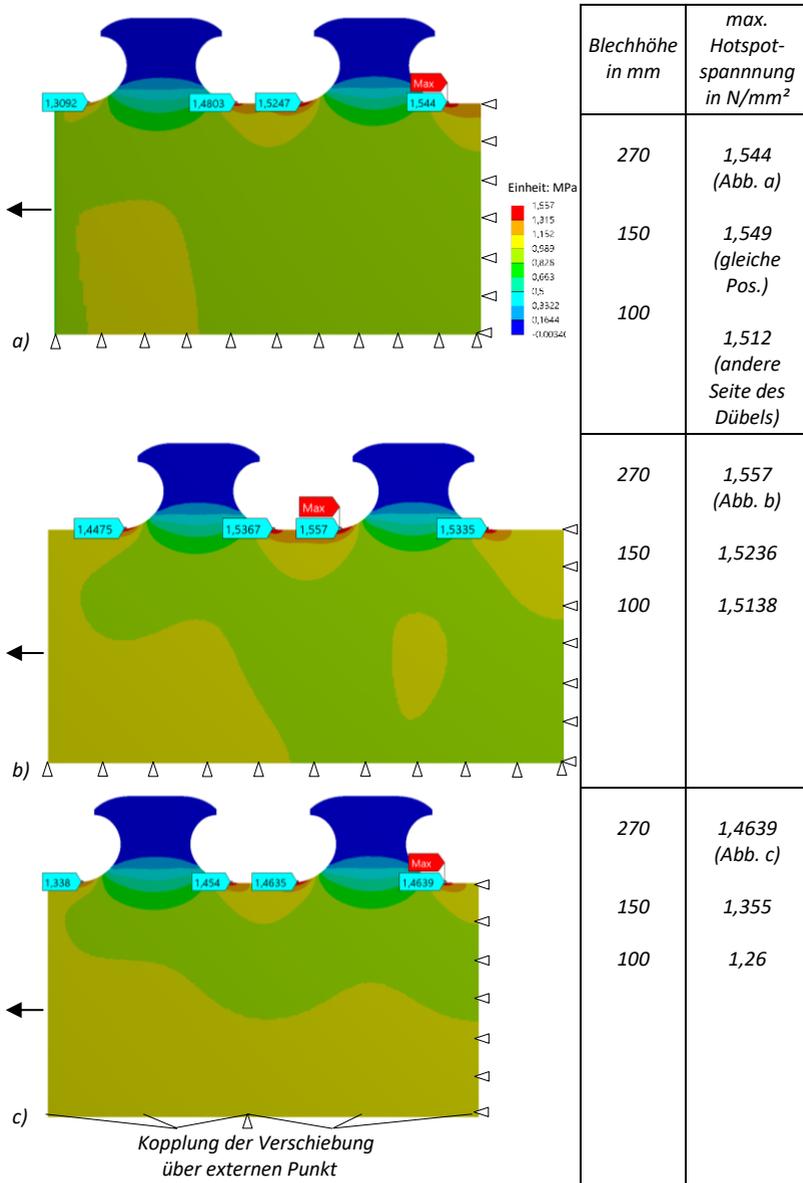


Abbildung 4-16: Hauptspannungsverteilung mit Hotspotspannungen unter konstanter Beanspruchung von 1 N/mm² für Modell a) mit zwei Dübeln; b) zwei Dübeln und Verlängerung und c) zwei Dübeln mit Kopplung an unterer Kante

4.3.2 Modell mit Zinkschichten

Bereits im Grobmodell mit modellierten Zinkschichten, jedoch ohne Berücksichtigung der Risse in der δ_1 -Schicht kann eine geringe Zunahme der Hotspotspannung beobachtet werden. Bei Versuchsoberlast treten dabei an der Stahlleiste maximal Spannungen von 368 N/mm^2 auf, die unterhalb der vorhandenen Streckgrenze des Baustahls liegen. In den Zinkschichten entstehen bei dieser Beanspruchungsgröße jedoch bereits Spannungen oberhalb der angesetzten Streckgrenze von 130 N/mm^2 , sodass hier geringe plastische Verformungen auftreten. Dies hat zudem einen Einfluss auf die Spannungsumlagerung von der Zinkschicht auf den Grundwerkstoff. Bis zu einer Last von ca. 235 kN , bei der die Spannungen in der Zinkschicht im elastischen Bereich liegen, ergibt sich ein Spannungszuwachs am Hotspot von ca. $1,1 \%$, der mit Zunahme der plastischen Dehnungen in der Zinkschicht auf $1,45 \%$ Zuwachs gegenüber dem unverzinkten Modell ansteigt.

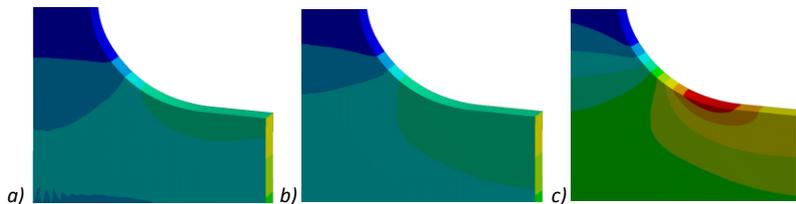


Abbildung 4-17: Hauptspannungen bei Oberlast von 390 kN am Grobmodell: a) in $\zeta+\eta$ -Schicht; b) in δ_1 -Schicht (ohne Risse); c) in Grundwerkstoff

Im Submodell und bei Ansatz der Zinkschichten und der Risse in der δ_1 -Schicht sind deutliche Spannungserhöhungen im Grundwerkstoff und geringfügig in der äußeren Zinkschicht zu beobachten, vgl. Abbildung 4-18. Gut erkennbar ist dabei ein starker Abfall der Spannungen in der δ_1 -Phase im Bereich der Risse, dies ist im Detail in Abbildung 4-19 dargestellt. Die Spannungen in der δ_1 -Phase bauen sich zwischen den Rissen bei Oberlast maximal bis zu Streckgrenze auf.

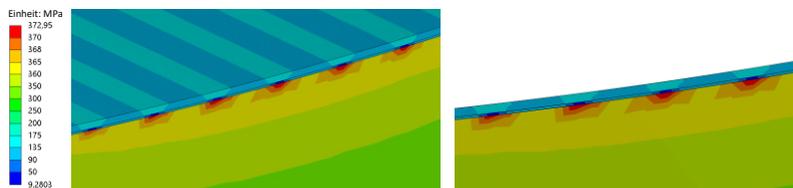


Abbildung 4-18: Hauptspannungen bei Oberlast am Submodell mit Rissen in δ_1 -Schicht und Umlagerung auf andere Schichten

Die Spannungen im Grundwerkstoff liegen zwischen den Rissen etwa im Bereich der Spannungen des unverzinkten Modells, diese Spannungen resultieren aus der Kerbwirkung der Probe. Zu den Rissen hin werden über die Verbundwirkung Spannungen aus der δ_1 -Schicht auf den Grundwerkstoff umgelagert, dies bewirkt eine Spannungserhöhung im Grundwerkstoff mit Zunahme der Spannungen zum Maximum am Riss. Mit Zunahme der Grundspannung im Bereich der Kerbe ist dabei auch die Spannungserhöhung am Mikroriss im Grundwerkstoff höher als im ungerbten Bereich, vgl. Abbildung 4-20 a).

Dieser Effekt der Spannungsumlagerung tritt auch im Stahlbetonbau bei gerissenen Querschnitten unter Zugbeanspruchung auf. Beim sogenannten „tension stiffening“ (Zugversteifung) werden die Zugspannungen im Bereich der Risse über die Verbundwirkung vom Beton auf den Betonstahl übertragen, zwischen den Rissen wirkt der Beton mit.

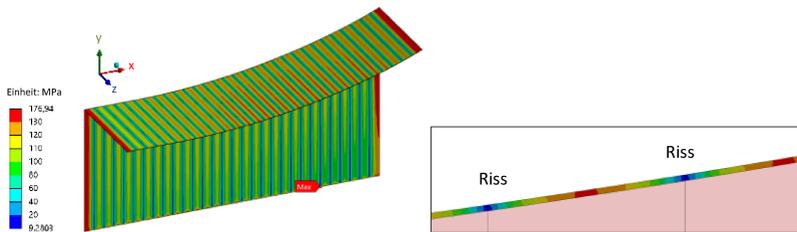


Abbildung 4-19: Hauptspannungen bei Oberlast in der gerissenen δ_1 -Schicht

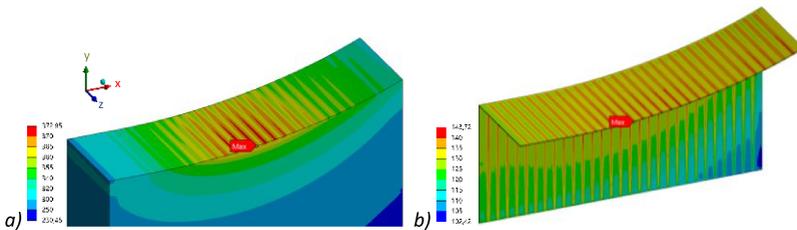


Abbildung 4-20: Hauptspannungen bei Oberlast: a) in Grundwerkstoff, b) in äußerer $\zeta+\eta$ -Schicht

Eine geringe Spannungsumlagerung erfolgt zudem von der δ_1 -Schicht zur äußeren $\zeta+\eta$ -Schicht (Abbildung 4-21 b). Bei den Spannungserhöhung an der $\zeta+\eta$ -Schicht ist dabei ebenfalls ein Einfluss aus der Kerbwirkung der Probe zu erkennen. Im Bereich des Kerbmaximums liegen die Spannungen zwischen den Rissen etwa im Bereich der Streckgrenze und bauen sich zu den Rissen hin auf. Mit größerer Entfernung

zum Hotspot werden die Grundspannungen und damit auch die Spannungserhöhungen geringer, der relative Zuwachs ist jedoch in beiden Bereichen gleich.

Die in [128] beschriebene schematische Modellvorstellung der Normalspannungsläufe in Grundwerkstoff und Zinkschicht zwischen den Rissen (vgl. Abbildung 4-1) kann ebenfalls bestätigt werden, im maßgebenden Kerbbereich der Verbunddübelleiste ist jedoch ein großer Einfluss der Grundspannung zu beobachten. Hier treten in den Zinkschichten bereits bei Lasten unterhalb der angesetzten Oberlast plastische Dehnungen auf. Es kann davon ausgegangen werden, dass bei diesen Lastgrößen ein vermehrtes Risswachstum in der δ_1 -Schicht bzw. eine Zunahme der Risslänge durch alle Zinkschichten auftritt. Da die genauen Bedingungen des Risswachstums in der Zinkschicht bislang jedoch nicht bekannt und zudem numerisch nicht abbildbar sind, wurde dies in den Untersuchungen dieser Arbeit nicht berücksichtigt. Der Einfluss eines Rissabstandes wurde in der Parameterstudie untersucht.

4.4 Parameterstudie

4.4.1 Modellvereinfachung

Die Parameterstudie wurde zur besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse an einem vereinfachten Modell der Verbunddübelleiste in Anlehnung an [63; 106] mit einer konstanten Einheitsbelastung von 1 N/mm^2 durchgeführt. Der große Vorteil der Belastung durch eine Einheitsbelastung ist die direkte Ablesbarkeit der Kerbspannungsfaktoren durch die Hotspotspannung und der eindeutige Vergleich auch bei unterschiedlichen Abmessungen der Dübelleiste. Im Rahmen der Parameterstudie wurde der Einfluss der Feuerverzinkung bei verschiedenen Geometriegrößen und Zinkschichtparameter überprüft. Der Einfluss wurde über einen reinen Vergleich der verzinkten Modelle mit den Referenzmodellen herausgearbeitet. Zur Reduzierung der Rechenzeit wurde das Grobmodell daher auf ein Modell eines Dübels entsprechend Abbildung 4-21 reduziert.

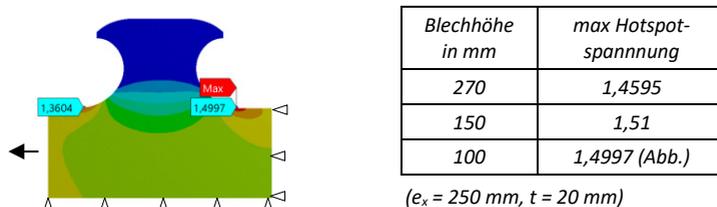


Abbildung 4-21: Hauptspannungsverteilung mit Hotspotspannungen unter konstanter Zugbeanspruchung von 1 N/mm^2 für vereinfachtes Modell mit einem Dübel der Größe $e_x = 250 \text{ mm}$

4.4.2 Einfluss der Verzinkungsparameter

Für die Einflüsse aus der Feuerverzinkung wurden neben der Dicke der δ_1 -Schicht, die Dicke der zusammengelegten äußeren Schicht $\zeta+\eta$, die Rissabstände und die Beanspruchungsgröße variiert. Die Einflüsse wurden getrennt und im Zusammenhang überprüft.

Der größte Einfluss der Zinkschichtparameter auf die Spannungserhöhung am Grundwerkstoff konnte bei der Dicke der δ_1 -Schicht beobachtet werden. Es wurden Schichtdicken von 30 μm , 100 μm , 150 μm und 200 μm untersucht und dem Referenzergebnis des unverzinkten Modells gegenübergestellt, vgl. Abbildung 4-22. Bei konstantem Rissabstand von 1 mm und konstanter Geometrie kann ein deutlicher Anstieg der Spannungen am Grundwerkstoff und damit der Kerbwirkung der Probe bei größerer Schichtdicke erkannt werden. Der relative Zuwachs steigt dabei von 2 % bei geringer Schichtdicke von 30 μm auf 16,5 % bei einer Schichtdicke von 200 μm an. Bei einem reduzierten Rissabstand von 0,5 mm bauen sich dagegen bei allen Schichtdicken geringere Spannungen im Grundwerkstoff auf, hier liegt auch der relative Zuwachs mit 0,8 % bis 3,2 % deutlich unterhalb des Einflusses bei größerem Rissabstand (vgl. auch nachfolgenden Absatz). Es ist zudem zu erkennen, dass eine Verdoppelung der Dicke der äußeren, ungerissenen $\zeta+\eta$ -Schicht keinen nennenswerten Einfluss auf die Spannungserhöhung hat. Der Einfluss resultiert somit rein aus der gerissenen δ_1 -Schicht. Der Modellansatz (vgl. 4.2.1) berücksichtigt dabei jedoch nur Risse, die auf die δ_1 -Schicht begrenzt sind, Einflüsse aus Rissen, die bis in die äußeren Schichten gewachsenen sind, wurden nicht untersucht.

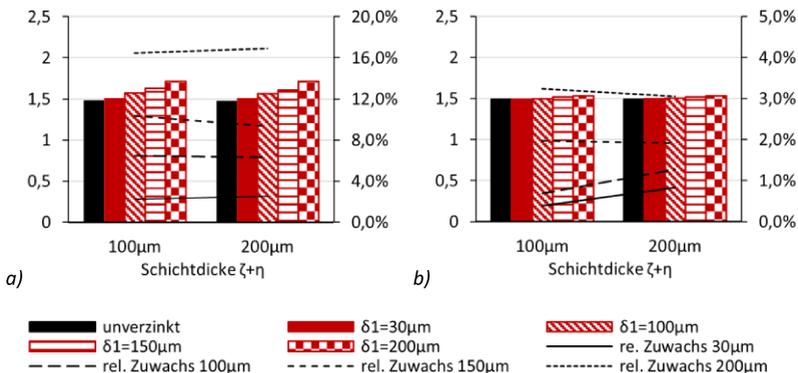


Abbildung 4-22: Ergebnisse bei Variation der Dicke der δ_1 -Schicht bei zwei verschiedenen Dicken der $\zeta+\eta$ -Schicht ($e_x = 250 \text{ mm}$, $h = 270 \text{ mm}$, $t = 20 \text{ mm}$) mit a) 1 mm Rissabstand, b) 0,5 mm Rissabstand

Während bei geringerer Dicke der δ_1 -Schicht die größten Spannungsmaxima am Stahl durch die Umlagerung an den Risspitzen im lokalen Bereich der Hotspotspannung aus der Geometrie auftreten, wirkt sich der Einfluss der größeren Schichtdicke zudem auf einen deutlich größeren Bereich der Rundung aus, vgl. Abbildung 4-23. Das Maximum entsteht hier an der Außenkante der Leiste und nicht mehr in Leistenmitte.

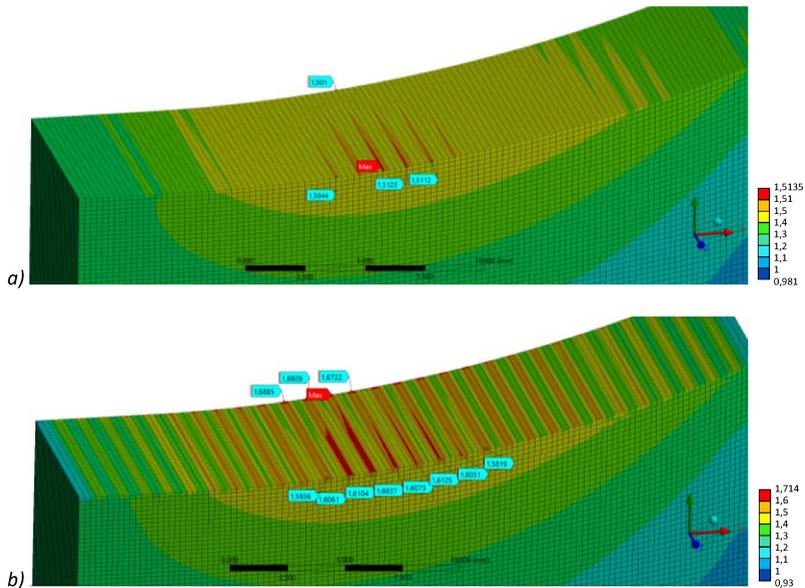


Abbildung 4-23: Spannungserhöhung am Grundwerkstoff bei unterschiedlichen Zinkschichtdicken mit a) $t_{\delta 1} = 30 \mu\text{m}$ und $t_{z+\eta} = 100 \mu\text{m}$, b) $t_{\delta 1} = 200 \mu\text{m}$ und $t_{z+\eta} = 200 \mu\text{m}$ ($e_x = 250 \text{ mm}$, $h = 270 \text{ mm}$, $t = 20 \text{ mm}$, $a = 1 \text{ mm}$)

Gemäß der mechanischen Modellvorstellung und der numerischen Ergebnisse aus [128] wird die Spannungserhöhung am Grundwerkstoff durch große Rissabstände größer, durch kleine Rissabstände nimmt die Spannung ab, da hier zwischen den Rissen kaum eine Spannung am Verbund zwischen δ_1 -Schicht und Grundwerkstoff aufgebaut werden kann. Dieser Effekt kann sehr gut auch bei den Ergebnissen der Verbunddübelleiste beobachtet werden, vgl. Abbildung 4-24. Es wurden Rissabstände von 0,5 mm, 1 mm, 2 mm und keine Risse untersucht. Bei einem engem Rissabstand von 0,5 mm entsteht dabei zunächst ein geringerer Zuwachs (0,8 %) als bei reiner Betrachtung der Zinkschicht ohne Risse und nimmt mit steigendem Abstand auf einen Zuwachs von ca. 3,3 % zu. Die Blechdicke der Verbunddübelleiste

hat für die Spannungserhöhung nur einen marginalen Einfluss. Bei größerer Reststeghöhe (Abbildung 4-25) treten dabei jedoch geringere Spannungen auf. Tendenziell steigt der relative Zuwachs mit kleinerer Blechdicke und kleinerer Reststeghöhe minimal an. Auffällig ist allein der Wert bei 20mm Blechdicke und 2 mm Rissabständen. Es konnte jedoch kein Grund für diese Abweichung herausgefunden werden.

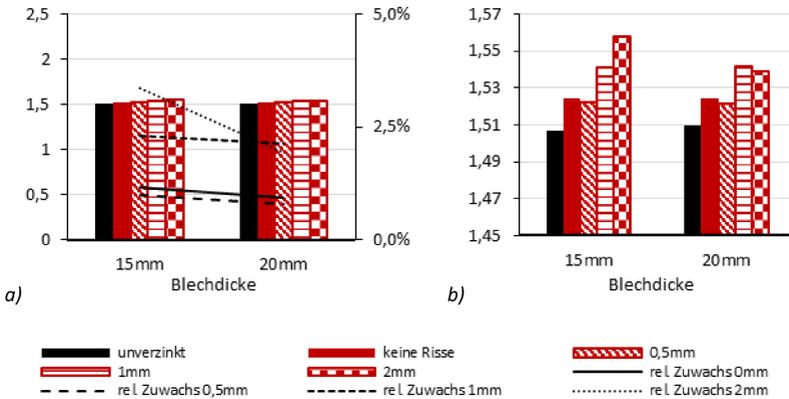


Abbildung 4-24: a) Ergebnisse bei Variation des Rissabstandes bei zwei verschiedenen Blechdicken ($e_x = 250 \text{ mm}$, $h = 150 \text{ mm}$, $t_{s1} = 30 \text{ }\mu\text{m}$, $t_{z\eta} = 100 \text{ }\mu\text{m}$), b) Auszug engerer Spannungsbereich

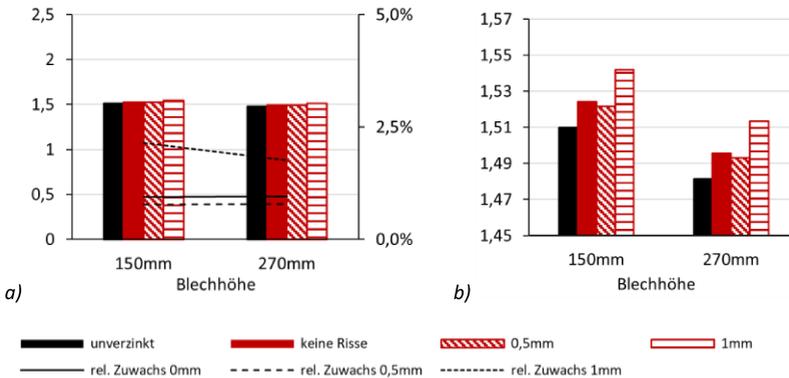


Abbildung 4-25: a) Ergebnisse bei Variation des Rissabstandes bei zwei verschiedenen Reststeghöhen ($e_x = 250 \text{ mm}$, $t = 20 \text{ mm}$, $t_{s1} = 30 \text{ }\mu\text{m}$, $t_{z\eta} = 100 \text{ }\mu\text{m}$), b) Auszug engerer Spannungsbereich

Ein Einfluss der Beanspruchungsgröße konnte bei Laststeigerung der Einheitsbelastung um das 10 fache und 100 fache nicht beobachtet werden, die Spannungen stiegen konstant um den gleichen Faktor. In diesen Lastbereichen liegt die Spannung in den Zinkschichten noch im elastischen Bereich, es erfolgt eine gleichmäßige Lastzunahme auf den Grundwerkstoff. Erst bei Spannungen in der Zinkschicht oberhalb der Streckgrenze erfolgt eine größere Lastumlagerung in das noch elastische Grundmaterial. Bei diesen Lastgrößen tritt jedoch gleichzeitig ein vermehrtes Risswachstum in der δ_1 -Schicht auf, wodurch mit den kleineren Rissabständen auch der Spannungszuwachs wieder abnimmt. Eine Lastabhängigkeit der Einflüsse der Zinkschicht liegt somit nicht vor.

Bei Verwendung der geringeren Festigkeit der Reinzinkschicht nach Kapitel 4.2.4 für die gesamte äußere, zusammengesetzte Zinkschicht können zwischen den Rissen geringere Beanspruchungen auf diese Schicht umgelagert werden, sodass sich ca. 1,5 % größere Spannungserhöhungen am Grundwerkstoff ergeben. Da sich jedoch zunächst immer eine ζ -Schicht ausbildet bevor sich die Reinzinkschicht auflagert, tritt dieser Effekt bei realen Proben nicht auf.

Betrachtet man insgesamt den Zuwachs der Spannungen am Grundwerkstoff aus den Verzinkungsparametern, fällt dieser bei der Verbunddübelbleiste geringer aus, als in [128] für die gekerbte Schweißprobe ermittelt werden konnte. Dort wurde bei Variation der Kerbwirkung der Schweißnahtüberhöhung ein relativer Zuwachs von im Mittel 15 % berechnet. Bei gleicher Dicke der δ_1 -Schicht von 100 μm und Rissabstand von 1 mm tritt bei der Verbunddübelbleiste nur ein Zuwachs der Spannungen am Grundwerkstoff von 6 % auf. Auch der Spannungszuwachs aus dem Einfluss der Dicke der δ_1 -Schicht lag in [128] deutlich über dem an der Verbunddübelbleiste aufgetretenen Zuwachs.

Dies bestätigt, dass die für Ermüdung günstige Klothoidenform bei der hier untersuchten globalen Beanspruchung ebenfalls positiv für die Einflüsse aus der Feuerverzinkung ist. Ob dies für alle Geometriegrößen Gültigkeit hat, wird nachfolgend untersucht.

4.4.3 Einfluss der Geometrieparameter der Verbunddübelbleiste

Zur Betrachtung des Einflusses der Geometrie der Verbunddübelbleiste wird die Dübelgröße e_x (200 mm, 250 mm, 300 mm), die Reststeghöhe h (100 mm, 150 mm und 270 mm) und die Blechdicke t (10 mm, 15 mm, 20 mm) variiert, sowie die Geometrie nach Probenform (vgl. Abbildung 4-12) untersucht. Die Parameter der Zinkschicht wurden konstant gehalten, mit einer Dicke der δ_1 -Schicht von 30 μm , der ζ -Schicht mit 100 μm und einem Rissabstand von 1 mm.

Die Ergebnisse in Abbildung 4-26 a) zeigen auch im unverzinkten Zustand einen Zuwachs der Hotspotspannung sowohl mit Zunahme der Dübelgröße als auch mit Zunahme der Blechdicke, jedoch schwankt sie hier zwischen 1,47 und 1,49. Die Kerbspannungen durch die Risse in der δ_1 -Schicht sind bei einer Dübelgröße von 150 mm nahezu unabhängig von der Blechdicke, bei größeren Dübelgrößen werden die absoluten Spannungsüberhöhungen mit Zunahme der Blechdicke geringer. Dies bedeutet, dass der relative Zuwachs durch die Effekte der Zinkschicht mit Zunahme der Blechdicke vor allem bei größeren Dübeln geringer wird. Der maximale Spannungszuwachs tritt hier bei einer Dübelgröße von 300 mm und einer Blechdicke von 10 mm mit 3,9 % auf.

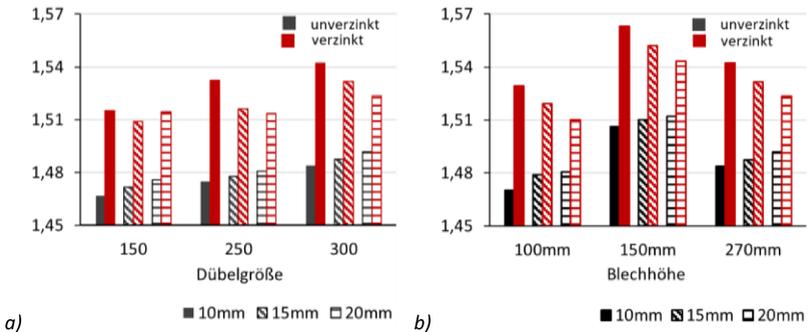


Abbildung 4-26: Ergebnisse bei Variation von a) Dübelgröße und Blechdicke (mit $h = 270$ mm, $t_{\delta_1} = 30 \mu\text{m}$, $t_{\zeta+\eta} = 100 \mu\text{m}$, $a = 1$ mm), b) Reststeghöhe und Blechdicke (mit $e_x = 300$ mm, $t_{\delta_1} = 30 \mu\text{m}$, $t_{\zeta+\eta} = 100 \mu\text{m}$, $a = 1$ mm)

Ein Blechdickeneinfluss ist ebenfalls in Abbildung 4-26 b) mit konstanter Dübelgröße zu erkennen. Die Hotspotspannungen im unverzinkten Zustand nehmen mit steigender Blechdicke zu, die Spannungserhöhung aus den Effekten der Zinkschicht ab. Zudem ist zu erkennen, dass die maximalen Kerbspannungen sowohl unverzinkt als auch verzinkt mit einer mittleren Reststeghöhe von 150 mm auftreten und bei höherem Reststeg wieder abnehmen. Der relative Spannungszuwachs über die Reststeghöhe ist je Blechdicke und auch je Dübelgröße (Abbildung 4-27) jedoch nahezu konstant und liegt im Maximum bei ca. 4 % bei minimaler untersuchter Blechdicke $t = 10$ mm und maximaler Dübelgröße $e_x = 300$ mm.

Bei Ansatz der geringfügig von der Normschnittführung abweichenden Geometrie der Versuchsproben entstehen im Vergleich zur Probenform etwas geringere Beanspruchungen sowohl im unverzinkten Zustand am Hotspot als auch durch den

Zuwachs aus den Rissen der δ_1 -Schicht. Der relative Spannungszuwachs ist dagegen bei der Probenform mit geringer Blechdicke mit 4,4 % am größten.

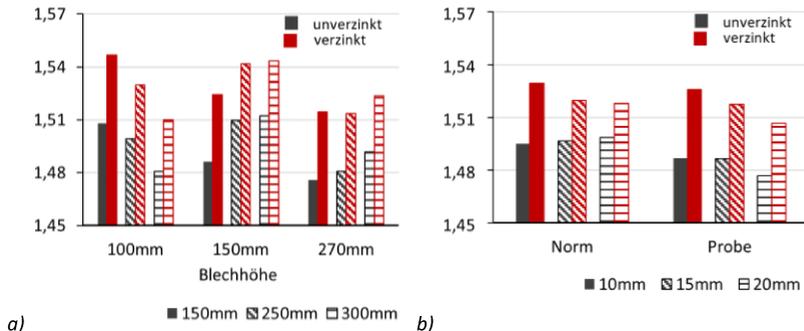


Abbildung 4-27: Ergebnisse bei Variation mit a) Dübelgröße und Reststeghöhe (mit $t = 20 \text{ mm}$, $t_{\delta 1} = 30 \text{ }\mu\text{m}$, $t_{z+\eta} = 100 \text{ }\mu\text{m}$, $a = 1 \text{ mm}$), b) Schnittführung der Dübelbleiste (mit $e_x = 250 \text{ mm}$, $h = 270 \text{ mm}$, $t_{\delta 1} = 30 \text{ }\mu\text{m}$, $t_{z+\eta} = 100 \text{ }\mu\text{m}$, $a = 1 \text{ mm}$)

4.5 Zusammenfassung der numerischen Ergebnisse

Für die FE-Untersuchung der Kleinteilversuche wurden Grobmodelle der Probekörper entsprechend der experimentellen Versuche aus Kapitel 3 mit und ohne direkter Modellierung einer Zinkschicht entwickelt und durch Submodelle der maßgebenden Bereiche ergänzt.

Die FE-Modelle konnten die versuchstechnisch gemessenen Beanspruchungen der Verbunddübelbleiste in guter Annäherung abbilden. Numerisch wurde dabei eine große Sensibilität der Messergebnisse der Dehnungen auf geringfügige Ungenauigkeiten in der Positionierung der DMS-Klebestellen bzw. geringfügige Abweichung der tangentialen Messrichtung festgestellt. Der Hochrechnungsfaktor von den DMS-Positionen an den Hotspot, der für die Auswertung der experimentellen Untersuchungen in 3.7 ermittelt wurde, konnte bestätigt werden.

Für eine ergänzende Untersuchung der Einflüsse der Zinkschicht auf die feuerverzinkte Verbunddübelbleiste wurde eine Parameterstudie durchgeführt, in der sowohl Parameter der Zinkschicht als auch der Geometrie variiert wurden, um den jeweiligen Einfluss einzeln und in Zusammenwirkung zu untersuchen.

Insgesamt betrachtet dominierten die Einflüsse aus den Verzinkungsparametern, die zu einer relativen Spannungserhöhung am Grundwerkstoff von 6 % führten,

gegenüber der Variation der Geometrieparameter mit einer relativen Spannungserhöhungen am Grundwerkstoff von 2 % - 4 %.

Die maximalen absoluten Kerbspannungen sowie der maximale relative Zuwachs aus den Effekten der Zinkschicht traten bei der Normgeometrie mit großer Dübelgröße und geringer Blechdicke in Kombination mit einer großen Schichtdicke der δ_1 - und der $\zeta+\eta$ -Schicht und großen Rissabständen auf.

Ein minimaler Einfluss liegt bei großer Dübelgröße mit abweichender Geometrie der Proben, großer Blechdicke und in Verbindung mit geringen Schichtdicken und geringen Rissabständen vor.

Der maßgebliche Einfluss der Zinkschichtdicke, wie er sich deutlich bei den Versuchsproben mit unterschiedlicher Bearbeitung der Brennschnittfläche gezeigt hat, konnte so numerisch bestätigt werden.

5 Experimentelle Untersuchungen an Push-Out Versuchen

5.1 Allgemeines

Ergänzend zu den in Kapitel 3 beschriebenen Kleinteilversuchen ohne Beton, die das globale Tragverhalten der Verbunddübelleiste abbilden, wurden zyklische Abscherversuche in Anlehnung an die Standard-Push-Out Versuche nach Anhang B.2 der DIN EN 1994-1-1 [16] durchgeführt. Bei diesen wurden durch die „Dübelwirkung“, der Übertragung der Längsschubkräfte zwischen Beton und Stahlleiste, die Einflüsse aus der lokalen Beanspruchung berücksichtigt. Da auch in diesen Versuchen ein direkter Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit des Stahls untersucht werden sollte, waren verzinkte und unverzinkte Proben Grundlage des Versuchsprogramms.

Detaillierte Darstellungen der Ergebnisse und Messdaten aller eigenen Versuche können dem Schlussbericht des gemeinsamen Forschungsprojektes [65] entnommen werden. Die Versuche werden in diesem Kapitel erneut kurz beschrieben und im Hinblick auf die Entwicklungen der Schlupf-, Steifigkeits- und Dehnungsverläufe vertieft ausgewertet. Hauptaugenmerk liegt dabei auf dem Vergleich der Ergebnisse der unverzinkten und der verzinkten Versuche.

5.2 Versuchsaufbau und Herstellung

Die zyklischen Versuche erfolgten an Push-Out Körpern in Anlehnung an die Geometrie der Standard-Push-Out Versuche mit Kopfbolzendübeln nach [16]. Je Versuch wurden zwei Probekörperhälften getestet, bei denen jeweils eine Dübelleiste mit zwei vollen und einem halben Dübel einbetoniert wurde, vgl. Abbildung 5-1. Ein weiterer halber Dübel lag oberhalb des Betonkörpers, hier erfolgte die Lasteinleitung. Die Probekörper wurden dabei nach aBG [4] auf ein mögliches Stahlermüdungsversagen ausgelegt. Das Versuchsprogramm orientierte sich hinsichtlich des Materials der Verbunddübelleiste und dem Bearbeitungszustand der Brennschnittfläche an den Eigenschaften der Reihe 3 (S355) der Kleinteilversuche mit Verbunddübelleisten, die in Serie 1 die ungünstigsten Ergebnisse erzielten, vgl. Kapitel 3.7.2.

Die Grundabmessungen der Verbunddübelleiste mit Dübelgröße, Blechdicke und Reststeghöhe und die Fertigung entsprachen den in Kapitel 3.2 beschriebenen Angaben ($e_x = 250$ mm, $t = 20$ mm, $h = 270$ mm). Blechdicke und Dübelgröße wurden konstant gehalten. Die Stahlleisten wurden aus Blechen der Chargen mit S355 (Tabelle 3-1) gefertigt. Dabei lagen geringfügig abweichende Materialkennwerte der

Blechchargen vor, aus denen die unverzinkten und verzinkten Proben geschnitten wurden, vgl. Tabelle 5-1. Um eine Vergleichbarkeit der Bedingungen zu gewährleisten, erfolgte die Herstellung der Blechstreifen, sowie die Feuerverzinkung der Proben, parallel zur Herstellung der Kleinteilproben sowie der Träger (Abbildung 3-2).

Tabelle 5-1: Materialkennwerte S355 aus Zugversuch

Unverzinkte Proben	Verzinkte Proben
$f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	$f_y = 438 \text{ N/mm}^2$
$f_u = 542 \text{ N/mm}^2$	$f_u = 555 \text{ N/mm}^2$
$E_s = 214.000 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 208.000 \text{ N/mm}^2$

Die Betongurte bestanden aus Beton der Festigkeitsklasse C50/60. Mit Betondeckungen zur Verbunddübelleiste von 60 mm (c_o) bzw. 50 mm (c_u) besaßen die Gurte eine Dicke von 210 mm. Die Breite der Betonkörper wurde zu 650 mm festgelegt. Neben einer Längsbewehrung mit je 6 Längseisen $\varnothing 10$ oben und unten wurden geschlossene Brillenbügel $\varnothing 12/8$ im Bereich der Leiste und geschlossene Bügel $\varnothing 12/5$ im unteren Auflagerbereich eingebaut. In jede Dübelausnehmung wurde zudem eine Zulagebewehrung mit zwei Eisen $\varnothing 12$ eingelegt. Für die Bewehrung wurde normalduktiler Betonstahl der Güte B500B verwendet. Die Bewehrungsführung ist in Abbildung 5-1 dargestellt.

Tabelle 5-2: Betonzusammensetzung C50/60

Wassermenge	0,47
Zementgehalt (CEMI 52,5R)	408 kg/m ³
Wassergehalt	179 kg/m ³
Zuschlag 8/16	537 kg/m ³
2/8	716 kg/m ³
0/2	543 kg/m ³
Luftporen	1,5 %

Da die Versuchskörper je aus zwei einzelnen Probekörpern bestanden, konnte die Betonage in horizontaler Lage mit „stehender“ Dübelleiste (Abbildung 5-2 a), entsprechend der Herstellung von Verbundträgern, durchgeführt werden. Die

Betonage erfolgte in vier Chargen mit jeweils 6 Probekörperhälften. Es wurde Ort-beton, hergestellt jeweils mit der in Tabelle 5-2 aufgeführten Betonmischung, aus der an die Experimentierhalle angrenzenden Betonierhalle verwendet und mit Innenrüttler verdichtet. Die Probekörper und die Materialproben lagerten zum Erhärten nebeneinander an der Luft. Die Durchführung der Versuche wurde frühestens 28 Tage nach der Betonage begonnen, sodass ein vollständiges Aushärten der Betongurte sichergestellt war. Im Mittel über die Versuchsdauer (Materialprobe vor und nach jedem Versuch) lag die charakteristische Festigkeit $f_{c,cube}$ zwischen 53 N/mm^2 und 59 N/mm^2 . Der E-Modul wurde nur bei der letzten Probenreihe bestimmt und lag bei 28.660 N/mm^2 .

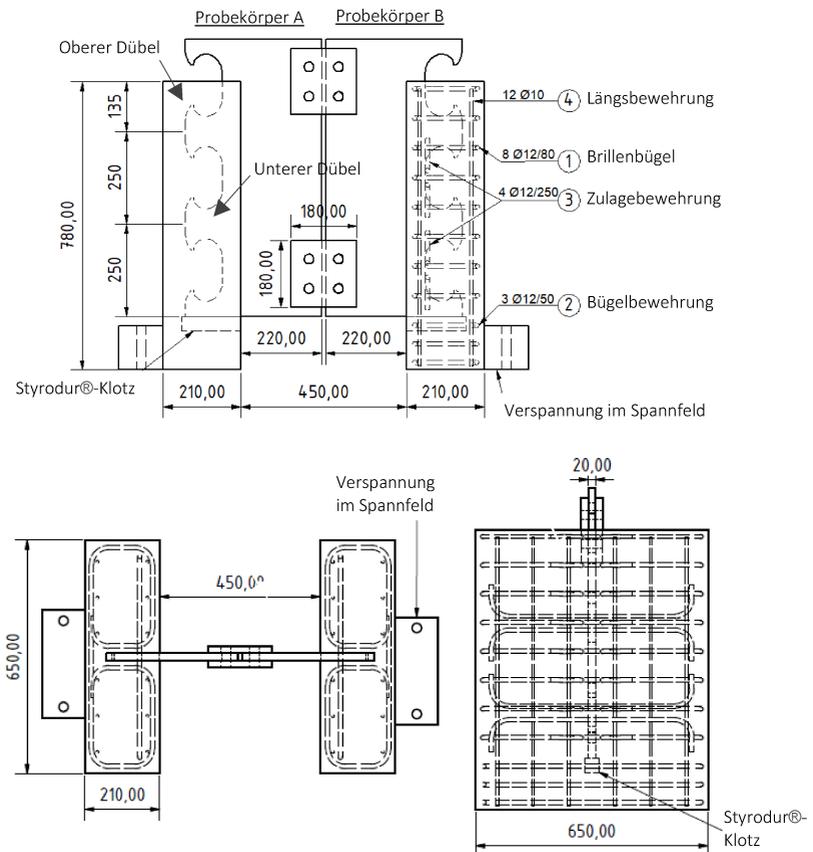


Abbildung 5-1: Aufbau und Bewehrungsskizze der Push-Out Versuche

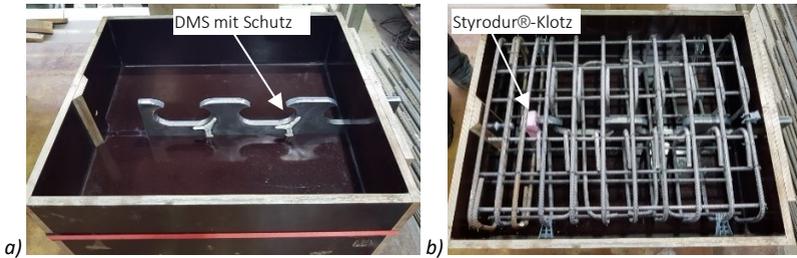


Abbildung 5-2: a) Dübelleiste mit applizierten und geschützten DMS in Schalungskörper; b) mit Bewehrungskorb und Styrodur®-Klotz

Die verzinkten und unverzinkten Dübelleisten wurden vor dem Einbau mit Dehmesstreifen bestückt. Abbildung 5-2 b) zeigt eine in die Schalung eingebaute Dübelleiste mit applizierten und geschützten DMS (hier: weiterentwickelter Schutz, vgl. Abbildung 5-6) und die eingelegte Bewehrung (c). Unterhalb des untersten halben Dübels wurde zur Behinderung der direkten Kraftübertragung der Kante in den Beton ein Styrodur®-Klotz (rosa) angeordnet.

Die beiden Probekörperhälften A und B wurden über eine gleitfest vorgespannte Schraubverbindung mit zwei Laschenpaaren zu einem Versuchskörper verbunden, vgl. Abbildung 5-3. Eine gleichmäßige Kräfteinleitung in beide Probekörper wurde über eine gelenkige Verbindung zwischen Prüfzylinder, steifem Lasteinleitungsträger und aufgesetzten massiven Lasteinleitungsklotzen realisiert. Die Lasteinleitung erfolgte dabei aus der Mitte heraus versetzt im Bereich der Schubverbindung. Eine mittige Lasteinleitung entsprechend [16] hätte alternativ durch Zusammenschweißen der Bleche oder anschweißen an einen Hilfsträger realisiert werden können. Durch die Verzinkung der Bleche wäre dies jedoch mit einem deutlich erhöhten Vorbereitungsaufwand zur Schweißbarkeit der Verbindungsbereiche verbunden gewesen. Durch die vorgegebene Blechhöhe der Stahlleiste (zur gezielten maximalen Vorbeanspruchung aus dem Verzinkungsvorgang, vgl. [65]) hätte eine mittige Belastung zudem einen großen Versatz zur Verbundachse bedeutet. Mit der Positionierung der Lasteinleitung näher zur Verbundfuge resultierten so kleinere Versatzkräfte, wodurch zudem die Verdrehung der Probekörper reduziert wurde. Zusätzlich wurde die Verdrehung durch im Spannungsfeld verspannte Stahlblöcke seitlich neben den Betongurten begrenzt, vgl. Abbildung 5-1 oder Abbildung 5-3. Zur horizontalen Ausrichtung und gleichmäßigen Lagerung der Versuchskörper wurden diese zunächst unter der Lasteinleitungskonstruktion ausgerichtet, an dieser befestigt, angehoben und anschließend in ein Mörtelbett abgesetzt.

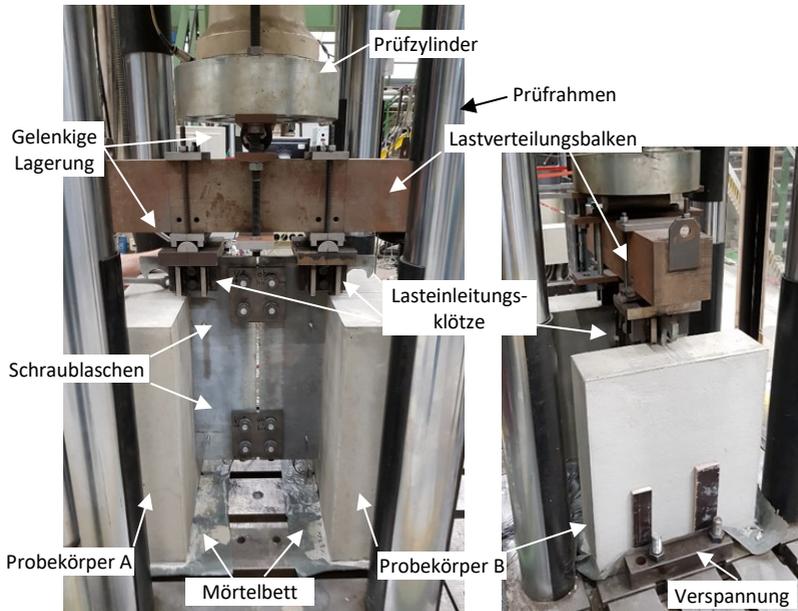


Abbildung 5-3: Versuchsaufbau der Push-Out Versuche

Die dargestellte Verbindung der Verbunddübelleiste weist nach [4] eine minimale charakteristische Traglast $P_{Rk} = 313,4 \text{ kN/Dübel}$ ($\cong 1254 \text{ kN}$ bei 4 vollen Dübeln) auf, begrenzt durch ein Ausstanzversagen. Die charakteristische Traglast für Stahlversagen liegt bei 475 kN/Dübel bzw. 1900 kN für die Verbindung mit 4 Dübeln. Ein Primärversagen der Stahlleiste war, durch die Festlegung des gleichen Materials, der Dübelgröße sowie der gleichen Blechdicke entsprechend den Kleinteilversuchen aus Kapitel 3, nicht erzielbar. Zur Überprüfung der rechnerisch bestimmten Traglast wurden jeweils ein verzinkter und ein unverzinkter statischer Versuch durchgeführt.

Die maßgebenden Begrenzungen bei Ermüdungsbeanspruchung ergaben sich nach [4] zu folgenden Belastungen (Gesamtlast für den Probekörper mit Ansatz von vier Dübeln bzw. Stahldehnung je Dübel):

Betonversagen:

$$P_{cyc} = 1116 \text{ kN}$$

$$P_{B,grenz} = 0,7 * P_{Rk} = 877,5 \text{ kN}$$

Stahlversagen:

$$\Delta\sigma_{grenz} = 760 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{o,grenz} = 494 \text{ N/mm}^2$$

5.3 Versuchsdurchführung und Messtechnik

Die Push-Out Versuche erfolgten in einer servo-hydraulischen Vier-Säulen-Prüfmaschine. Die Maximallast für statische Lasten lag bei ± 2500 kN, für dynamische Prüfungen konnten Lasten bis zu ± 2000 kN angefahren werden.

Zur Bestimmung der vorhandenen Tragfähigkeit der Verbindung wurde statisch Versuche durchgeführt. Das Vorgehen entsprach dabei dem Standart-Push-Out Versuch nach DIN EN 1994-1-1, Anhang B [16]. Zur Lösung des Haftverbundes an der Verbundfuge wurden zunächst 25 Lastwechsel mit Ober- und Unterlasten zwischen 5 % und 40 % der zu erwartenden Bruchlast kraftgeregelt gefahren. Anschließend wurde die Belastung weggeregelt mit einer gleichmäßigen Geschwindigkeit von 0,3 mm/min so lange gesteigert, bis die Last nach Erreichen der Maximallast auf unter 90 % der Maximallast P_{\max} abgefallen ist. Die charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} des Versuchskörpers ergibt sich gemäß [16] aus der um 10 % abgeminderten kleinsten Versuchslast P_{\max} , das Verformungsvermögen δ_u der Verbindung über den Schlupf δ bei der Last P_{Rk} . Da das Hauptaugenmerk auf den Ermüdungsversuchen lag, wurde abweichend von [16] jedoch nur je ein unverzinkter und ein verzinkter Versuch durchgeführt, sodass die charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} aus der Versuchslast des jeweiligen Versuchskörpers bestimmt wurde.

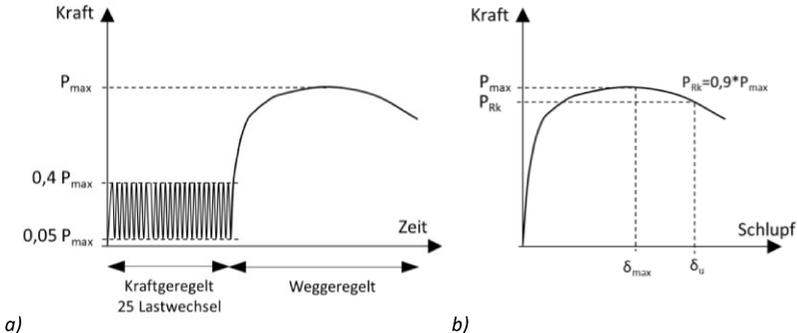


Abbildung 5-4: a) Versuchsablauf der statischen Push-Out Versuche nach DIN EN 1994-1-1 [74]; b) Auswertung der Tragfähigkeit

Bei den zyklischen Versuchen wurden zunächst die jeweilige Oberlast angefahren und analog zum statischen Versuch kraftgeregelt 25 Zyklen zur Haftlösung gefahren. Die zyklische Belastung erfolgte anschließend jeweils kraftgeregelt mit konstanter Schwingbreite, einem sinusförmigen Belastungsverlauf und einem konstantem Schwingbreitenverhältnis. Die Prüffrequenz lag größtenteils bei 3 Hz, bei

größerer Lastschwingbreite musste diese jedoch teilweise auf 0,3 Hz reduziert werden und konnte bei niedrigerem Lastniveau auf max. 6 Hz angehoben werden. Die Schwingbreiten der ersten zwei unverzinkten und zwei verzinkten Versuche wurden so festgelegt, dass nach Vorbemessung entsprechend Formel (2-13) mit lokaler Beanspruchung die gleichen Lastwechselzahlen am Hotspot auftraten, die in den Kleinteilversuchen der Serie 1 an den Hotspots unter globaler Beanspruchung vorlagen. So wurde eine maximale Maschinenkraft von 940 kN als Oberlast und 94 kN als Unterlast angefahren. Die weiteren Versuchsbelastungen erfolgten für Spannungsschwingbreiten im Bereich der Versuche aus Serie 2, vgl. Kapitel 3.3. Die gefahrenen Oberlasten sind in Tabelle 5-3 angegeben.

Alle 250.000 Lastwechsel wurde für jeweils 1000 Lastwechsel die Unterlast um 10 % abgesenkt, um durch eine veränderte Rissfortschrittgeschwindigkeit bei möglichen vorhandenen Rissen Rastlinien zu erzeugen. Durch diese sollte eine Bestimmung des Risszeitpunktes ermöglicht werden. Die Unterbrechung zur Absenkung der Last stellt eine Pause der zyklischen Beanspruchung dar, die einen Einfluss auf die ertragbaren Spannungsschwingspiele des Betons haben kann. Nach [90] liegt der Einfluss jedoch nur bei ca. 1,5 bis 5 %. Da die Versuche alle mit der gleichen festgelegten Unterbrechung durchgeführt wurden und primär ein Ermüdungsversagen der Stahlleiste ermittelt werden sollte, hat die Belastungspause damit keinen nennenswerten Einfluss auf die Vergleichbarkeit der Ergebnisse.

Maschinenkraft und –weg und die Anzahl der gefahrenen Zyklen wurden über die gesamte Dauer des Versuches fortlaufend gemessen und dokumentiert. Aufgrund der großen Datenmengen durch die langen Versuchsdauern der Ermüdungsversuche wurden die kompletten Zyklen nur für einige tausend Lastwechsel zu Beginn aufgezeichnet. Anschließend wurden alle 2000 Lastwechsel je zwei komplette Zyklen bzw. alle 200 Lastwechsel die Spitzenwerte jedes Zyklus dokumentiert. Die gestaffelte, aber kontinuierliche Messung auch über den Zeitraum des, je nach Prüffrequenz, täglichen Stopps und Neustarts des Versuches zur Rastlinienerzeugung hatte den Vorteil der vereinfachten Auswertung. Durch die Speichersequenz wurde jedoch teilweise die Lastabsenkung nicht aufgezeichnet und es war keine Bestimmung der statischen Steifigkeit bei Wiederbelastung möglich.

Analog zu den Kleinteilversuchen in Kapitel 3 wurden Dehnungsmessungen im Bereich der Dübelrundung durchgeführt. Es wurden vier Dehnmessstreifen je Dübel in einem Abstand von 10 mm zur Brennschnittfläche angesetzt. Bei den verzinkten Proben wurde ebenfalls zunächst die Zinkschicht im Bereich der Klebung abgeschliffen. Die Anordnung mit jeweiliger Bezeichnung ist in Abbildung 5-5 (links) bzw. Abbildung 5-6 a) dargestellt, wobei die DMS-Positionen 4 und 8 bei 8°, 3 und 7 bei 24°, 2 und 6 bei 48° und 1 und 5 bei 72° der Dübelrundung lagen. Anfänglich wurden die DMS im Einzelnen jeweils mit einer Wachsschicht, einer Kautschukmasse und einer

abschließenden 2-Komponenten-Harzschrift zum Schutz gegen die hohen Beanspruchungen im Beton versehen, vgl. Abbildung 5-6 a). Ab der zweiten Herstellungscharge der Probekörper wurde vor allem der Schutz der Kabel optimiert. In Abbildung 5-6 b) ist der verbesserte Schutz dargestellt, bei dem die Kabel nicht mehr direkt im Beton lagen. Diese wurden in einen größeren Kautschukbereich um die DMS mittig zusammengeführt und durch Gummi-Dichtungsprofile an der Stahlleiste entlang aus dem Beton geleitet. Durch den verbesserten Schutz konnte das Problem der DMS-Ausfälle, das bei den Probekörpern der ersten Charge (Versuche V1 bis V3) vermehrt auftrat und auch aus anderer Literatur (z. B. [63; 121]) bekannt ist, komplett beseitigt werden.

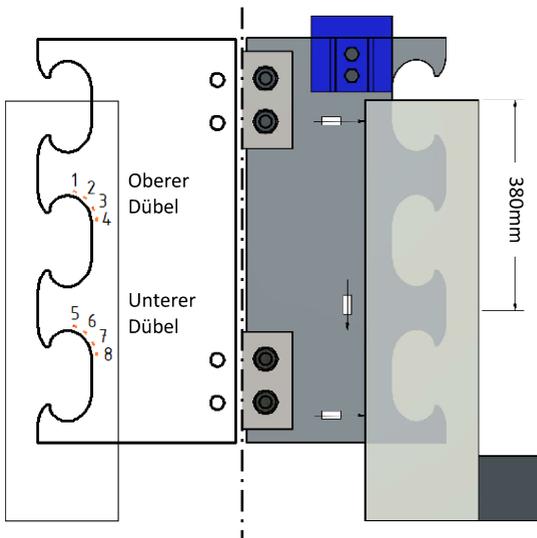


Abbildung 5-5: DMS-Positionen zur Dehnungsmessung am Stahldübel und Positionen der Wegaufnehmer zur Messung von Schupf bzw. Schiefstellung, jeweils beide Probekörper

Mit Hilfe zweier induktiver Wegaufnehmer im oberen und unteren Bereich der Betonkörper nahe der Schubverbindung wurde das Aufklaffen der Fuge bzw. eine Schiefstellung der Probekörper dokumentiert, vgl. Abbildung 5-5 (rechts). Zusätzlich wurde über jeweils einen Wegaufnehmer in Höhe des unteren Dübels der Schlupf zwischen Stahl und Beton an jeder Probekörperhälfte gemessen.

Die kontinuierliche Schlupfmessung wurde zudem zur Festlegung des Versuchsabbruches herangezogen. Ein starker Schlupfanstieg ging einher mit großem

Steifigkeitsverlust der Verbindung, sodass von einem Versagen ausgegangen werden konnte. Die Grenze eines Durchläufers wurde zu 5 Millionen Lastwechseln festgelegt. Probekörper, die bei dieser Grenze keine Anzeichen eines Versagens zeigten, wurden somit als Durchläufer gewertet und in der Auswertung nicht berücksichtigt.

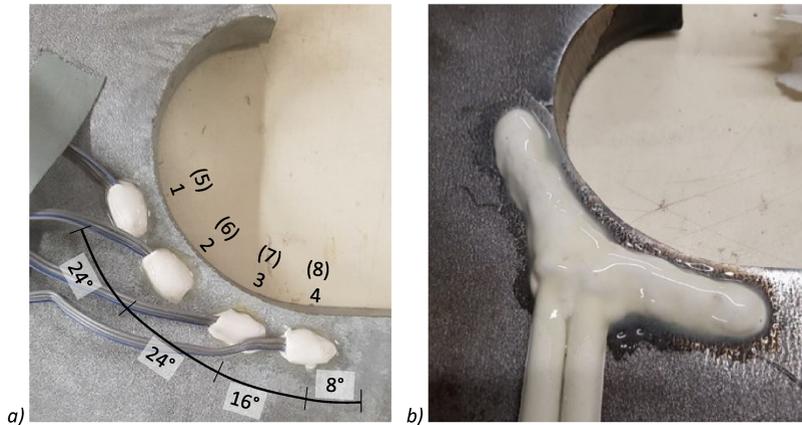


Abbildung 5-6: a) Position der DMS an Rundung mit anfänglichem Schutz der DMS der Versuche V1, V2 und V3; b) weiterentwickelter, verbesserter Schutz der DMS und der Kabel

Nach den Versuchen wurden die Versuchskörper mittels Betonsägeschnitt entlang der Stahlleiste aufgeschnitten. Die Probekörperhälften wurden auf Risse im Beton und in der Stahlleiste untersucht. Bei Rissen im Stahl wurde dieser Bereich aufgetrennt und die Rissfläche auf Rastlinien untersucht.

5.4 Versuchsergebnisse

5.4.1 Statische Referenzversuche

In Abbildung 5-7 sind die Last-Schlupf-Kurven des unverzinkten und des verzinkten statischen Push-Out Versuches dargestellt. Beide Versuche erzielten eine deutlich höhere Tragfähigkeit als vorab gemäß aBG [4] berechnet wurde, wobei die maximale Tragfähigkeit der Versuchskörper mit der vorhandenen Maschinenkraft von ca. 2500 kN nicht erreicht werden konnte. Aufgrund der flacher werdenden Verläufe kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die maximale Last ca. zwischen

2600 kN und 2800 kN erreicht worden wäre. So würde sich die charakteristische Tragfähigkeit der Verbindung entsprechend DIN EN 1994-1-1, Anhang B [16] mit 90 % der maximalen Versuchslast zu ca. 2300 – 2500 kN ergeben und damit deutlich oberhalb der nach aBG bestimmten Tragfähigkeit von 1254 kN für ein Ausstanzversagen bzw. 1900 kN für Stahlversagen liegen.

Aufgrund des Ergebnisses des Versuches V2 wurde die Vorbelastung bei Versuch UV1 erhöht, sodass die Oberlast wieder bei ca. 40 % der abgeschätzten Tragfähigkeit lag. Inwiefern dies die abweichende Traglastkurve beeinflusst hat, kann nicht beurteilt werden.

Beide statischen Versuche zeigen im Gesamtverlauf ein ähnliches Last-Schlupf-Verhalten. Auffällig ist jedoch, dass bei Versuch V2 zunächst größerer Schlupf vorliegt als bei Versuch UV1. Erst ab einer Last von ca. 1600 kN wechselt das Verhalten. Der Endschlupf bei Versuch UV1 liegt nach Entlastung mit ca. 7 mm deutlich höher als bei Versuch V2 mit ca. 4 mm.

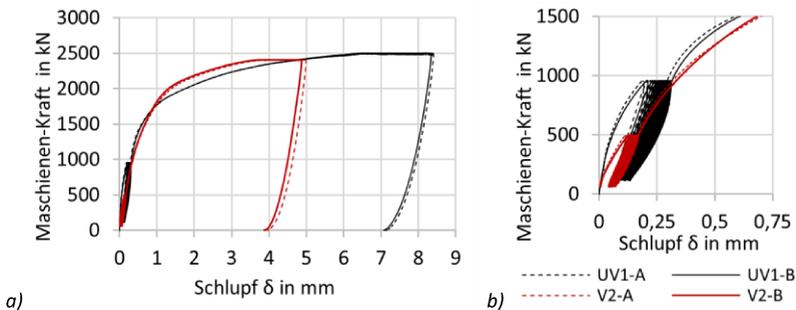


Abbildung 5-7: a) Kraft-Schlupf-Kurven des statischen Versuches UV1 (unverzinkt) und V2 (verzinkt); b) Ausschnitt mit Bereich der 25 Lastwechsel

In Abbildung 5-8 sind die Dehnungsverläufe der statischen Versuche UV1 und V2 für beide Probekörper dargestellt. Ausgeblendet wurden die Dehnungen der Erstbelastung und der ersten 25 Zyklen. Die maximalen Dehnungen treten bei beiden Versuchen im oberen Bereich der Rundung zwischen DMS 1 und DMS 2 auf. Die Dehnungsverläufe verlaufen ähnlich, wobei beim verzinkten Versuch teilweise geringere Dehnungen bei gleicher Last auftreten. Eine Zuordnung zwischen der tatsächlichen Verbundkraft an dem einzelnen Dübel und der Gesamt-Maschinenkraft kann jedoch nicht eindeutig erfolgen, da durch den Versuchsaufbau des Push-Out Versuches eine ungleichmäßige Schubkraftverteilung über die zwei Dübel mit erhöhter Kraft an lastnahem Dübel vorliegt. Hier spielt das Versatzmoment aus der

Belastung zur Schubfuge eine Rolle. Dabei wird in [47] für die Push-Out Versuche nach [16] eine Verteilung von 60 % zu 40 % auf die oberen Dübel angegeben. Durch die relative steife Leistengeometrie und die Lasteinleitung näher zur Verbundfuge wird im Rahmen des hier gewählten Versuchsaufbaus das Versatzmoment reduziert und damit die Lastverteilung auf die Dübel beeinflusst. Teilweise erfährt dabei der untere Dübel eine gleiche bis größere Beanspruchung.

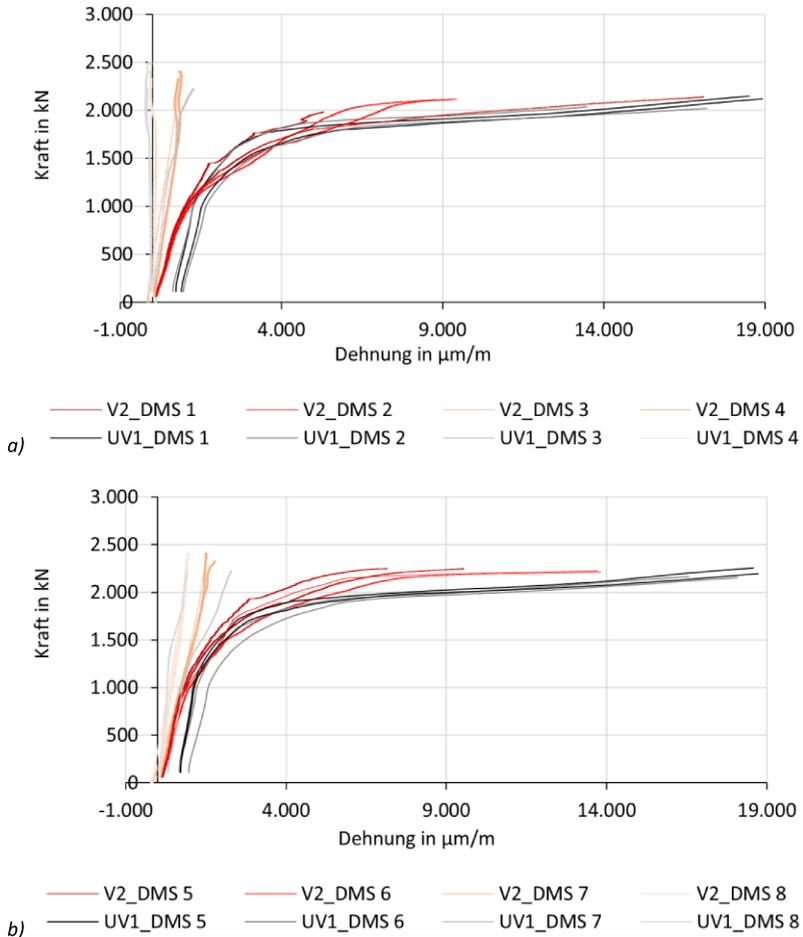


Abbildung 5-8: Dehnungsmessung der statischen Versuche UV1 und V2, a) oberer Dübel, b) unterer Dübel

Die Sägeschnitte der beiden statischen Versuche zeigten ein vergleichbares Rissbild des Betons. Bei Versuch UV1 konnte an beiden Probekörpern ab ca. 2000 kN eine größere Rissbildung im Bereich über der Leiste beobachtet werden (Abbildung 5-9 a). Nach dem Sägeschnitt wurde ein größerer horizontaler Riss zwischen den Dübelspitzen sichtbar, der bei Probekörper B ausgeprägter vorlag, vgl. Abbildung 5-9 b). Ausgehend von der lastabgewandten Seite bildete sich von den Spitzen aus ein Ausstanzkegel nach oben, der bei weiterer Laststeigerung wahrscheinlich zu einem Ausstanzversagen geführt hätte. Bei Versuch V2 lagen am Ende des Versuches nur vereinzelte kleine Risse außen auf der Betonoberfläche vor (Abbildung 5-10 a). Nach dem Sägeschnitt der beiden Probekörper wurde ebenfalls ein beginnender Ausstanzkegel zwischen den Dübeln festgestellt werden (Abbildung 5-10 b).

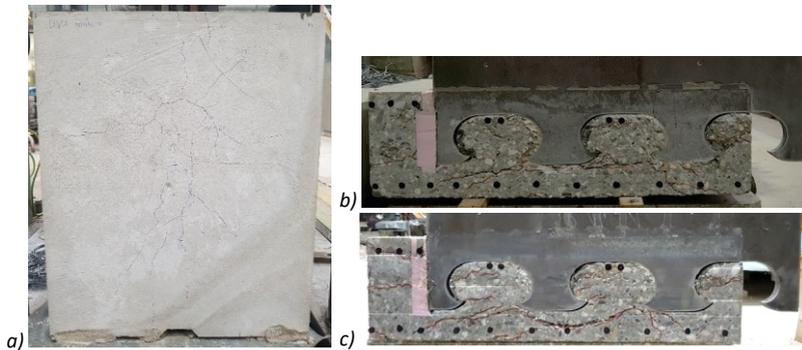


Abbildung 5-9: Rissbilder des statischen Versuches UV1: a) äußere Risse an Probekörper A; b) Sägeschnitt Probekörper A; c) Sägeschnitt Probekörper B

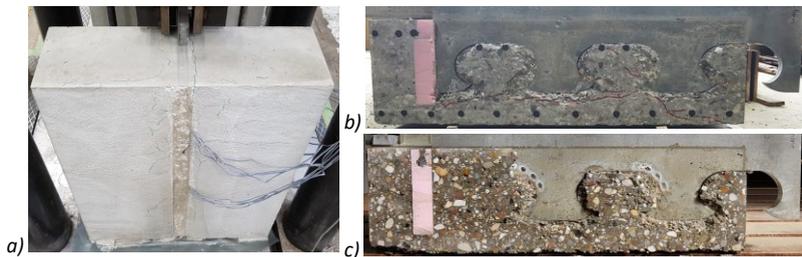


Abbildung 5-10: Rissbilder des statischen Versuches V2: a) äußere Risse an Probekörper B; b) Sägeschnitt Probekörper A; c) Sägeschnitt Probekörper B

Weiterhin wurde nach den Sägeschnitten der statischen Versuche UV1 und V2 verdichteter Beton in der Ausrundung der lastabgewandten Seite der Klothoidendübel festgestellt. In Abbildung 5-11 ist ein Dübel der verzinkten Leiste nach dem Heraustrennen dargestellt. Hier lag eine große Verdichtung des Betons vor, die zu einer Anhaftung des Betons an der Dübelrundung führte (trotz großer mechanischer Erschütterungen beim Heraustrennen). Auf der Dübelrückseite trat jeweils ein Spalt zum Beton auf. Dieser war bei Versuch V2 weniger ausgeprägt, hier lag weniger Endschlupf vor (vgl. Abbildung 5-7). Die Stahldübel selbst zeigten bei beiden Versuchen nur sehr geringe plastischen Verformungen, Risse konnten hier nicht festgestellt werden.

Da bei diesen beiden Versuchen bereits die maximale Maschinenkraft erreicht wurde, wurde auf weitere statische Versuche verzichtet, zumal der Fokus der Untersuchungen auf den Ermüdungsversuchen lag.



Abbildung 5-11: Herausgetrennte Dübelleiste nach Versuch V2 mit verdichtetem Beton

5.4.2 Zyklische Versuche

Der Ablauf der zyklischen Push-Out Versuche gliederte sich, wie bereits beschrieben in drei Phasen. Zunächst wurden alle Versuche statisch auf eine Gesamtlast von 500 kN belastet, dies entspricht ca. 125 kN/Dübel, bei gleicher Verteilung auf alle vier Dübel. Anschließend wurden 25 Lastwechsel als Trapezbelastung gefahren und die Last abschließend auf die jeweiligen Mittellast gefahren. In der dritten Phase folgte die eigentliche zyklische Belastung auf unterschiedlichen Lastniveaus.

Wie in Abbildung 5-12 zu erkennen ist, ergibt sich bereits bei Erstbelastung ein unterschiedliches Schlußpfverhalten zwischen unverzinkten und verzinkten Versuchen. Bei den unverzinkten Versuchen zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Schlußpfkurven. Lediglich für Versuch UV2-B liegt eine Abweichung vor, die sich durch eine größere Schiefstellung des Versuchskörpers B begründen lässt. Bei den verzinkten Versuchen ist eine größere Anfangsverformung zu erkennen, einhergehend mit einer größeren Streuung der Schlußpfkurven.

Trotz Streuung ist in Abbildung 5-12 b) keine Beeinflussung des Schlupfes aus der Klebung und dem unterschiedlichen Schutz der DMS zu beobachten. Bei den Versuchen V1 und V3 (und dem statischen Versuch V2) wurde die anfängliche Schutzvariante verwendet, in allen anderen Versuchen die weiterentwickelte Variante, vgl. Abbildung 5-6.

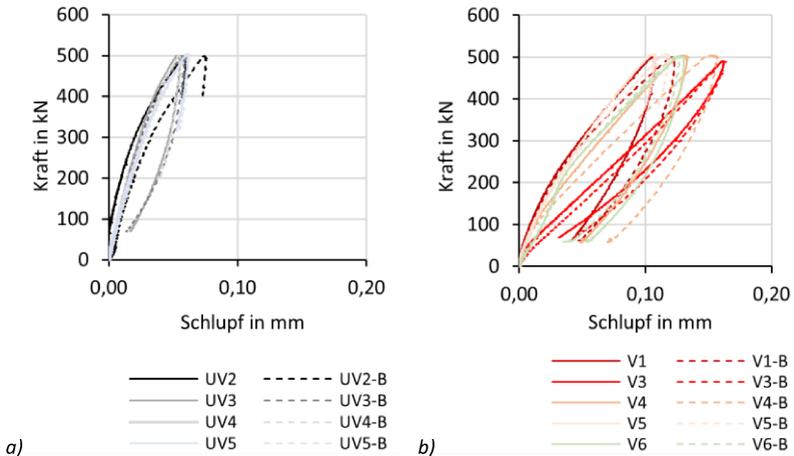


Abbildung 5-12: Kraft-Schlupf-Kurven bei erster statischer Beanspruchung der a) unverzinkten Versuche und b) verzinkten Versuche

Auch im Verlauf der ersten 25 Lastwechsel zeigt sich eine deutlich größere Verschiebung der Kraft-Schlupf-Kurve des verzinkten Versuchs, vgl. Abbildung 5-13 a). Es liegt bereits anfänglich eine geringere Steifigkeit vor. Mit Belastung auf Oberlast ist so bereits eine ca. 25 % größere Verschiebung in der Verbundfuge aufgetreten.

Der Schlupf entsteht dabei im Kontaktbereich des Betons zwischen den Stahldübeln. Im relativ kleinen direkten Kontaktbereich vor dem Dübel tritt durch die Kraftübertragung eine hohe Teilflächenbelastung des Betons auf, die zu einer Zerstörung des angrenzenden Betongefüges führt. Solange der umschließende Beton intakt ist, kann das „Betonpulver“ nicht durch Risse entweichen. Bei Belastung wird dieses komprimiert und es baut sich ein mehraxialer Spannungszustand auf. Die Belastung wird dabei gleichmäßig auf die umliegenden Betonbereiche umgelagert.

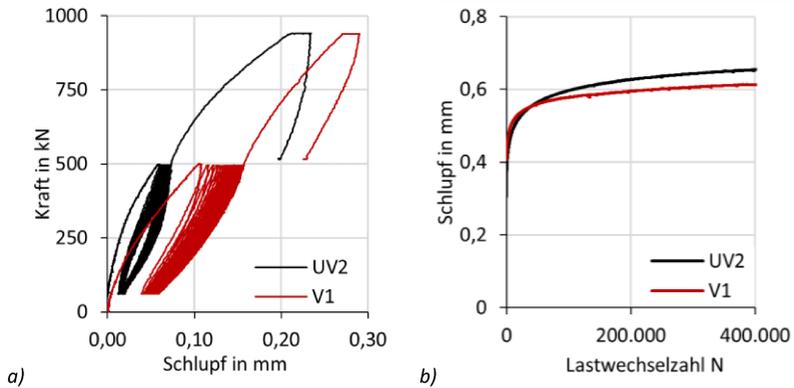


Abbildung 5-13: a) Kraft-Schlupf-Kurven bei erster statischer Beanspruchung und 25 Zyklen im Vergleich unverzinkt/verzinkt; b) Schlupfverlauf zu Beginn der zyklischen Belastung im Vergleich unverzinkt/verzinkt

Bei Betrachtung der Kontaktfläche des Betons zur verzinkten Stahlleiste in Abbildung 5-14 ist eine veränderte Betonoberfläche mit Porenbildung zu erkennen. Wie in Kapitel 2.3.3 beschrieben, tritt diese vermehrte Porenbildung an der Oberfläche der Verbundzone durch den Kontakt der Zinkschicht mit dem frischen Beton während des Aushärtens auf. Dies führt zu einer Störung der Verbundfuge und teilweise zu einer Reduzierung des Haftverbundes.



Abbildung 5-14: Oberflächenbeschaffenheit Beton an Kontaktfläche zu Stahl bei a) unverzinktem Versuch UV2, b) verzinktem Versuch V1

Inwiefern sich gleichzeitig auch die Festigkeit des oberflächennahen Betons verändert, wurde bisher nicht untersucht. Die Schlupfverläufe legen jedoch nahe, dass hier durch den hohen lokalen Druck der Lastübertragung der Verbunddübelstange

anfänglich eine größere Schädigung des oberflächennahen, porenbehafteten Betons vorhanden ist, als bei den unverzinkten Versuchen. Die frühzeitige Schädigung führt so zu einem gleichmäßig anliegenden Kontakt im Bereich der Verbundfuge, wobei der geschädigte Beton als „dämpfendes Betonkissen“ [41] zu einer gleichbleibenden Lastverteilung über den Dübel beiträgt und zu einer langsameren Fortsetzung des Schädigungsprozesses führt.

In Abbildung 5-16 ist der gemessene Schlupf bei Oberlast für beide Versuchskörperhälften der unverzinkten und der verzinkten Versuche über die zyklische Belastung dargestellt. Bei allen Versuchen ist über die Versuchsdauer eine Schlupfentwicklung mit zwei bzw. bei Versagen drei Phasen zu erkennen. Phase 1 verzeichnet ein vermehrtes Mikrorisswachstum mit einem anfänglich starken Schlupfzuwachs, der in einen geringen nahezu konstant ansteigenden Schlupf in Phase 2 übergeht. Mit steigender Lastwechselzahl wird der Beton im Lasteinleitungsbereich zusätzlich zunehmend geschädigt (zyklische Betonermüdung) und verdichtet. Zusätzlich zum elastischen Anfangsschlupf entsteht so ein bleibender, inelastischer Schlupf (vgl. Abbildung 5-15), der zu einer Umlagerung der Beanspruchung in der Verbundfuge und im Verbundquerschnitt führt.

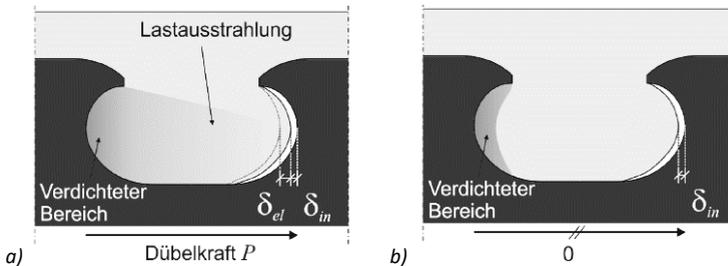


Abbildung 5-15: elastischer und inelastischer Schlupf bei a) Belastung und b) Entlastung [75]

Qualitativ sind die Verläufe über die Versuchsdauer vergleichbar. Geringfügige Unterschiede zwischen den Verläufen lassen sich auf eine geringe Schiefstellung und damit unterschiedliche Beanspruchung der beiden Versuchskörperhälften zurückführen. Auffällig ist dabei auch hier, dass bei den verzinkten Versuchen unabhängig von der Oberlast ein größerer Schlupf vorliegt als bei den unverzinkten Versuchen. Allerdings erfolgt eine deutlich schnellere Stabilisierung des anfänglichen Schlupfwachstums und der Übergang in die zweite Phase erfolgt früher als bei den unverzinkten Versuchen, vgl. auch Abbildung 5-13 b) mit Darstellung der ersten 400.000 LW im Vergleich. Erkennbar ist zudem eine Zunahme des Schlupfes bei größerer Oberlast. Eine große Oberlast führt dabei zu einer größer ausgeprägten

Mikrorisschädigung des Betongefüges im Kontaktbereich, sodass ein deutlich größerer elastischer Schlupf beim ersten statischen Anfahren der Oberlast zu erkennen ist und die erste Phase der Betonermüdung (bis zum Übergang zu Phase 2 mit konstanter Steigung) länger andauert. Dies ist sowohl für die unverzinkten als auch die verzinkten Versuche erkennbar und entspricht dem in [77] dokumentierten Verhalten. Dabei weichen jedoch zwei Verläufe bei Oberlast von 940 kN ab. Bei gleicher Oberlast sind hier jeweils ein verzinkter und ein unverzinkter Versuch vergleichbar, mit einer Schlupfdifferenz zwischen den beiden Paaren von ca. 0,12 mm.

Bei Versagen der Proben tritt die Phase 3 mit exponentiell ansteigendem Schlupf auf. Dieser Schlupf kann bei Betonversagen aus einem instabilen Risswachstum oder bei Stahlversagen aus einem Riss in der Leiste und dadurch zunehmender Dübelverformung resultieren.

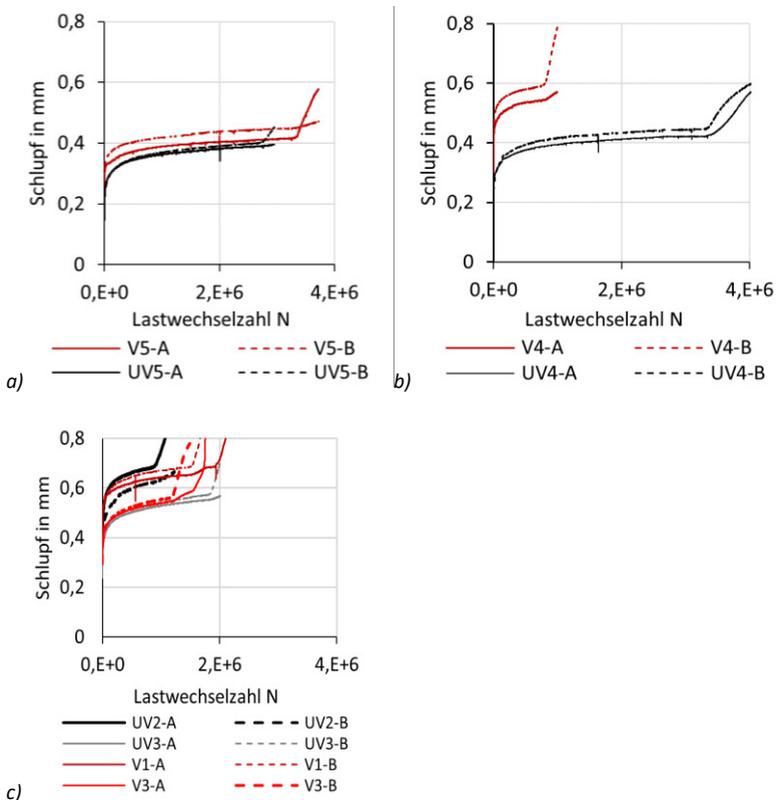


Abbildung 5-16: Schlupfverlauf bei Oberlast von a) 760 kN; b) 820 kN und c) 940 kN

Des Weiteren wurde für alle Versuche die zyklische Verbundmittelsteifigkeit oder auch Hystereseensteifigkeit C_{hys} bestimmt. Diese wird über das Verhältnis von Kraft P zu Schlupf δ bei Ober- und Unterlast mit $(P_O - P_U) / (\delta_O - \delta_U)$ berechnet. Die Steifigkeit in den einzelnen Hysterese zu verschiedenen Lastwechselzahlen ist in Abbildung 5-17 und Abbildung 5-18 im Vergleich für unverzinkte und verzinkte Versuche ausgewertet.

Bei dem unverzinkten Versuch fällt deutlich die Steifigkeitsabnahme der Hysterese im Versuchsablauf auf, vgl. Abbildung 5-17 a). Mit Zunahme der Lastwechsel ändert sich zudem die Form der Hysterese Schleifen. Zu Beginn liegen bei dem unverzinkten Versuch Hysterese in einer bauchigen, ovalen Form mit größerer Steifigkeit vor. Hier ist das Entfestigungsverhalten bedingt durch geringere plastische Anteile etwas schwächer ausgeprägt. Die Hystereseform ändert sich mit Zunahme der Lastwechsel zu einer leicht konvexen Form.

Der Inhalt der Hysterese fläche gibt dabei den irreversiblen Anteil der Energie oder auch die sogenannte Verlustarbeit an. Sie entspricht der aufgebrauchten Energie, die nach Entlastung nicht zurückgeführt werden kann. Dabei ändert sich die Verbindung von einem anfänglich labilen Zustand (bauchige Hysterese) zu einem stabilen Zustand (geringerer Abstand zwischen Be- und Entlastungskurve mit geringer Verlustenergie). Mit engerem Abstand der Be- und Entlastungskurven liegt somit eine effektivere Kraftübertragung in der Verbindung vor. Es ist ein stabilisierter Zustand erreicht, wenn sich die Form der Hysterese nicht mehr verändert [94; 129].

Die seitliche Verschiebung der Hysterese erfolgt durch die kontinuierliche zyklische Betonerermüdung mit zunehmender Mikrorissbildung infolge der Verformung. Bei den in Abbildung 5-17 ablesbaren Versuchsergebnissen stellt sich bei Versuch UV2 eine größere seitliche Verschiebung dar als bei dem verzinkten Versuch V1. Dies variierte innerhalb der Versuchsreihen.

Bei der Darstellung der Hysterese des verzinkten Versuches in Abbildung 5-17 b) zeigt sich ebenfalls, dass die größte Schädigung in der Verbundfuge bereits in der ersten Belastung erfolgt. Die Hysterese des verzinkten Versuches weisen von der Erstbelastung an bereits eine geringere Steifigkeit durch die anfänglich größere Schädigung mit Verschiebung in der Verbundfuge auf. In Abbildung 5-18 ist deutlich zu erkennen, dass die Hysterese steifigkeit der verzinkten Versuche über den weiteren Versuchsablauf fast konstant ist. Auffallend ist aber, dass sich über die Versuchsdauer auch die Form der Hysterese kaum verändert, vgl. Abbildung 5-17 b). Die Hysterese weisen dabei eine leichte Linkskrümmung auf, die Steifigkeit nimmt somit bei Belastung etwas stärker zu und fällt bei Entlastung ab. Der geringe Abstand der Be- und Entlastungskurve zeigt, dass sich bereits zu Beginn der zyklischen Belastung ein stabiler Zustand der Verbundfuge einstellt und über den

Versuchsverlauf kaum ändert. Es tritt somit eine gleichmäßige Beanspruchung in der Verbundfuge der verzinkten Versuche über den Versuchsablauf auf.

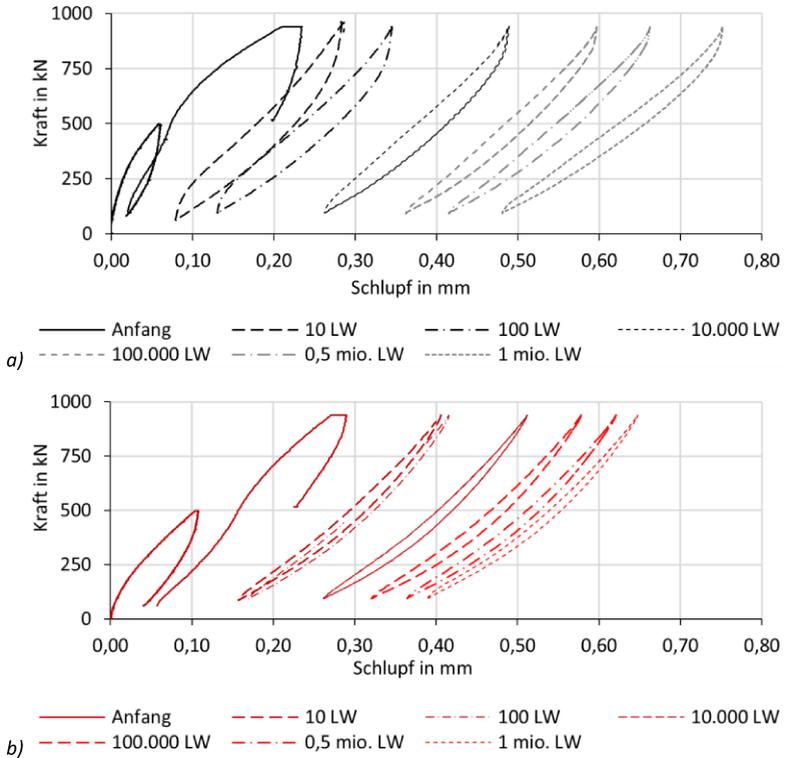


Abbildung 5-17: Entwicklung der Hysteresen im Versuchsverlauf für a) unverzinkten Versuch UV2; b) verzinkten Versuch V1

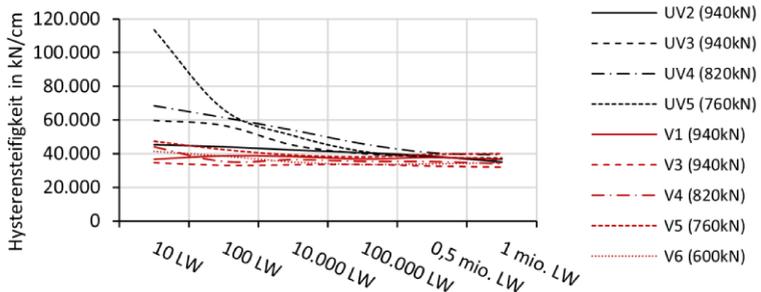


Abbildung 5-18: Vergleich der Hystereseensteifigkeiten

Bei den verzinkten Versuchen ist die gleichmäßigere Lastverteilung auch an den Dehnungsmessungen erkennbar, vgl. Abbildung 5-19. Hier erfolgt nur anfänglich eine sehr geringe Zunahme gefolgt von einem leichten Abfall. Anschließend liegt eine konstant bleibende Dehnung über den gesamten Versuchsverlauf vor, die die oben beschriebene Vermutung der gleichmäßigeren Lastverteilung über den Dübel durch die Zinkschicht bestätigt.

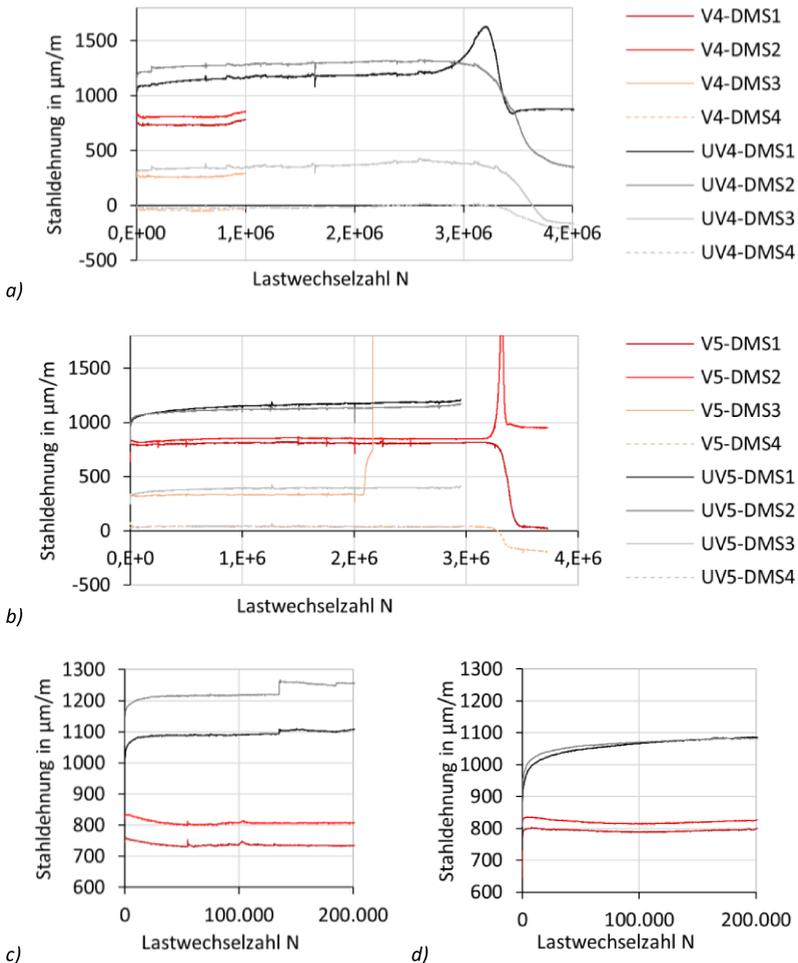


Abbildung 5-19: Dehnungsverläufe an oberem Dübel des Probekörpers A bei a) Oberlast 820 kN; b) Oberlast 760 kN; c) Ausschnitt Anfangsbereich der DMS 1 und DMS 2 bei Oberlast 820 kN; d) bei Oberlast 760 kN

Bei den unverzinkten Versuchen ist durch die langsamere Anfangsschädigung und Stabilisierung der Verbundfuge ebenfalls ein größerer Anstieg der Dehnungen in den ersten 10.000 LW sowie ein weiterer leichter Anstieg über die Versuchsdauer erkennbar. Dabei ist nur ein sehr geringer Einfluss der Größe der Oberlast auf die Dehnungen zu erkennen. Bei beiden Konfigurationen treten teilweise etwas größere Beanspruchungen bei DMS 2 auf als am oberen DMS 1, sodass der Hotspot und damit der Rissausgangspunkt knapp oberhalb von 48° erwartet wird.

Abbildung 5-20 zeigt eine Gegenüberstellung der gemessenen Dehnungen bei einer Last von 500 kN als Mittelwert aller verzinkten und unverzinkten Versuche. Hier ist ebenfalls sehr gut die gleichbleibende Beanspruchung der verzinkten Dübelreihe über die Versuchsdauer und der Dehnungsanstieg der unverzinkten Versuche zu erkennen. Bei gleicher Last treten so bei den unverzinkten Versuchen größere Dehnungen auf.

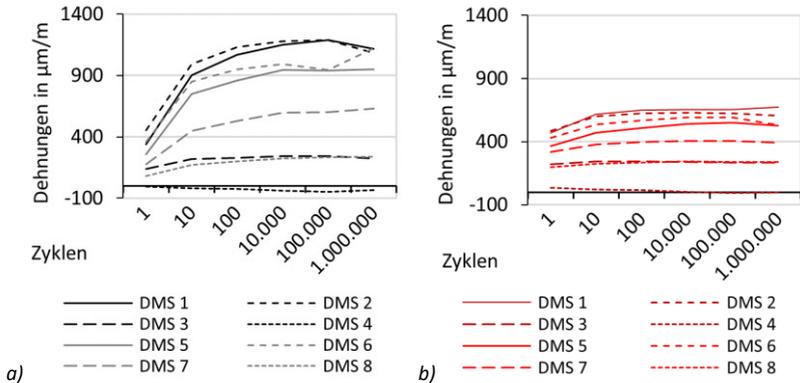


Abbildung 5-20: Vergleich der Dehnungsentwicklung für a) unverzinkte Versuche; b) verzinkte Versuche (abgelesen bei 500 kN)

In Abbildung 5-21 a) und b) sind die Dehnungsverläufe von DMS 2 bei Oberlast und bei Unterlast dargestellt. Auffällig ist hier, dass bei den unverzinkten Versuchen auch die Dehnungen bei Unterlast deutlich größer auftreten als bei den verzinkten Versuchen. Die geringeren Dehnungen bei kleinerer Last werden hier ebenfalls in der Dämpfung durch die zerstörte Betonrandzone der verzinkten Versuche vermutet.

Durch die unterschiedlichen Verhältnisse der Dehnungen bei Ober- und Unterlast ergaben sich fast identische Dehnungs- bzw. Spannungsschwingbreiten, die verzinkten liegen etwas oberhalb der unverzinkten Schwingbreiten. Zur Auswertung

wurden dabei die gemessenen Dehnungen an DMS 2, der jeweils in 10 mm Abstand zur Kante geklebt war, unter Berücksichtigung der unterschiedlichen E-Module in Spannungen umgerechnet. Mit Hilfe der in Kapitel 6.3.3 bzw. 6.4.4 numerisch bestimmten Hochrechnungsfaktoren wurden die Spannungsschwingbreiten auf den Hotspot extrapoliert. Mit Hochrechnungsfaktoren von $k_{f, \text{Hotspot}} = 1,81$ für die unverzinkten Versuche und $k_{f, \text{Hotspot}} = 1,825$ für die verzinkten Versuche ergaben sich sehr geringe Unterschiede, die auch in den Versuchsergebnissen zu erkennen waren.

Die Auswertung der Spannungsschwingbreite der Versuche ergab eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen experimentellen und theoretischen Werten, vgl. Tabelle 5-3.

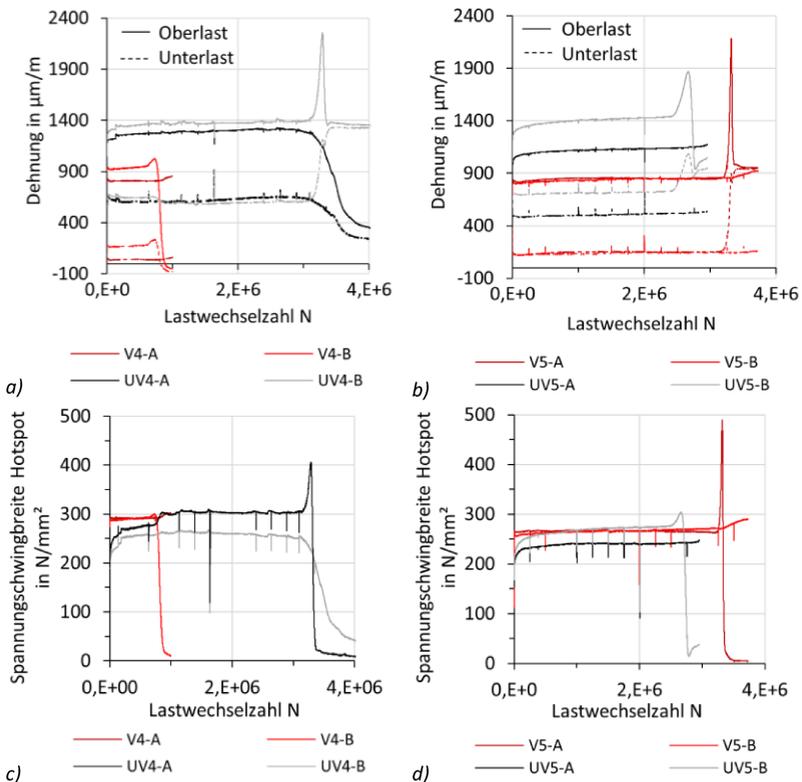


Abbildung 5-21: Dehnungen an DMS 2 bei Ober- und Unterlast im Vergleich verzinkt/unverzinkt für a) Oberlast 860 kN, b) 760 kN; Spannungsschwingbreite am Hotspot für c) Oberlast 860 kN, d) 760 kN

Während des Versuches wurde ein starker Anstieg des Schlupfes, der gleichzeitig einen Abfall der Verbundmittelsteifigkeit bedeutet, als Abbruchkriterium aufgrund des Versagens der Verbundfuge gewertet. Da die Steifigkeit der Verbindung für die Tragfähigkeit entscheidend ist, wurde der Abfall der Verbundmittelsteifigkeit auch in der Auswertung der Abscherversuche als eines der Versagenskriterien herangezogen. Eine Änderung der Schlupfswingbreite bzw. der Hysteresensteifigkeit kann jedoch erst erkannt werden, wenn die Schädigung bzw. der Riss bereits die Steifigkeit des Versuchskörpers beeinflusst. Ein Ermüdungsriss in der Stahlleiste, entscheidend für die Bewertung der Ermüdungstragfähigkeit der Stahlleiste, ist sehr wahrscheinlich bereits früher aufgetreten. Für die Auswertung der Push-Out Versuche wurden daher ebenfalls die ertragbaren Lastwechsel bei Erreichen einer Dehnungsänderung an den DMS von 20 %, ähnlich den Kleinteilversuchen in Kapitel 3.6 herangezogen. Traten die Risse im Dübel zwischen den beiden oberen DMS 1 und DMS 2 auf, lagen die Dehnungsänderung teilweise geringer, sodass hier der Maximalwert der Dehnungen herangezogen wurde. Bei der Auswertung über den Abfall der Steifigkeit der Versuchskörper durch die Zunahme des Schlupfes ergaben sich geringfügig größere ertragbare Schwingspielzahlen als bei Auswertung der Dehnungsänderungen. Nach dem Riss konnte innerhalb des Systems eine Umlagerung stattfinden, wodurch die Schlupfzunahme erst verzögert messbar war.

Die beiden Auswertemethoden sind am Beispiel von Versuch UV4 in Abbildung 5-22 dargestellt. Hier kann mit Auswertung der Dehnungsänderung ein erster Riss an Probekörper A vermutet werden, kurz danach ein Riss an Probekörper B. Der erste Steifigkeitsabfall als Indikator eines Versagens tritt jedoch an Körper B kurz vor einem Abfall an Körper A auf.

Eine Überprüfung der Anrisszeitpunkte über Rastlinien, die über die Absenkung der Unterlast und damit Veränderung der Rissfortschrittgeschwindigkeit erzeugt werden sollten, konnte nicht erfolgen, da an den Rissflächen keine Rastlinien zu erkennen waren.

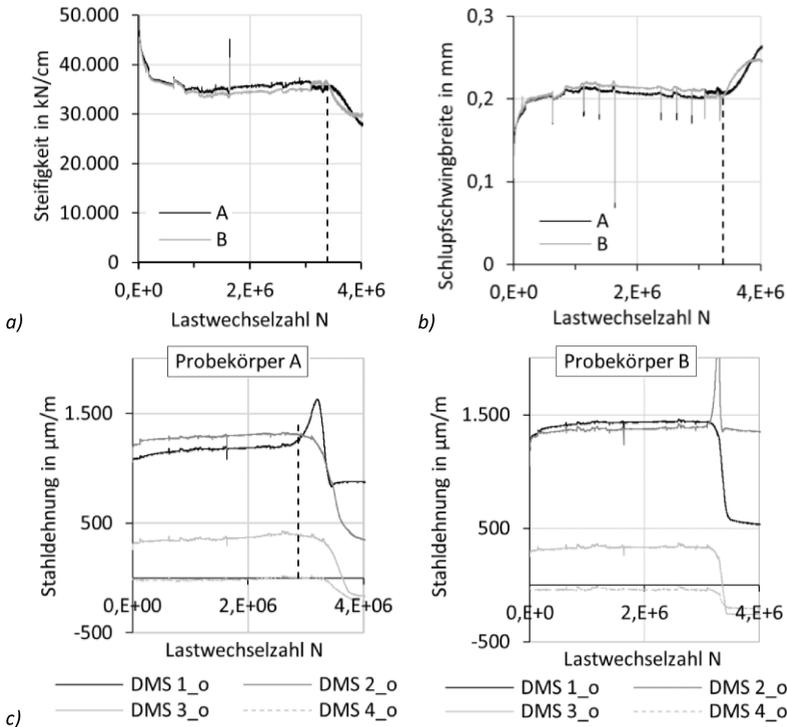


Abbildung 5-22: Versuchsergebnisse Versuch UV4 mit Auswertung der Lastwechselzahl über a) Schlupf; b) Hysteresensteifigkeit; c) DMS-Dehnungen an oberem Dübel

Die beiden ersten durchgeführten zyklischen Versuche V1 und V3 wurden auch nach dem ersten Auftreten einer Schlupfzunahme weiter beansprucht, bis eine erneute überproportionale Schlupfzunahme auftrat, wie in Abbildung 5-23 a) für Versuch V1 zu erkennen ist. Dargestellt ist die Schlupfschwingbreite aus der Differenz des Schlupfes bei Oberlast und bei Unterlast. Betrachtet man das dazugehörige Rissbild des Probekörpers B in Abbildung 5-23 c) wird deutlich, dass mit größer werdenden Rissen eine Lastumlagerung stattgefunden haben muss, die zu einer erhöhten Beanspruchung an der Dübelrückseite des im stehenden Versuchskörpers oben gelegenen Dübels (vgl. Abbildung 5-1) und zum Zeitpunkt des zweiten Steifigkeitsabfalls zu einem weiteren Riss im hinteren Bereich des unteren Dübels geführt hat. Zudem traten vermutlich kurz vor Ende des Versuches Risse in der hinteren Spitze beider Dübel auf. Für Versuch V1 konnte keine Auswertung der Dehnungen erfolgen, da hier zu viele DMS frühzeitig ausfielen. Der Schutz der DMS der nachfolgenden Versuche wurde daher angepasst (Kapitel 5.3).

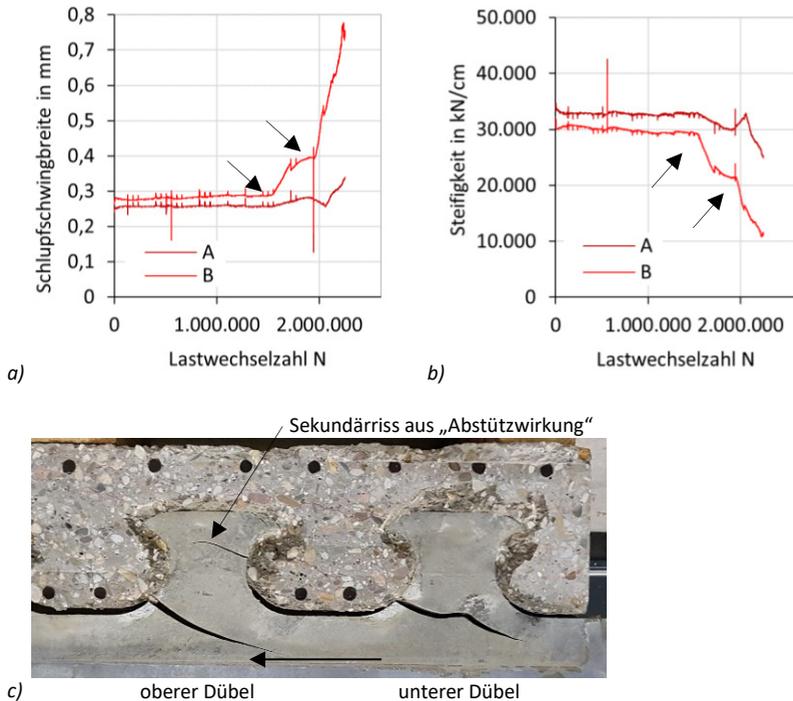


Abbildung 5-23: Versuchsergebnisse Versuch V1 mit a) Schlupfswingbreite und b) Hysteresensteifigkeit; c) Rissbild nach Sägeschnitt Probekörper B

Nachfolgend sind die Ergebnisse der Push-Out Versuche tabellarisch zusammengestellt. Neben der jeweiligen Oberlast und der theoretisch ermittelten Spannungsschwingbreite ist die gemessene Spannungsschwingbreite (Abbildung 5-21 c und d) angegeben, die auf den Hotspot hochgerechnet wurde. Zusätzlich sind die mit vorhandener Hotspotspannung ertragbare Lastwechselzahl N_R nach [14], die Betondruckfestigkeit $f_{c,cube}$, die ermittelte Hysteresensteifigkeit C_{cyc} nach ca. 400.000 LW, die Gesamtlastwechselzahl $N_{R,max}$ (ermittelt nach beiden oben beschriebenen Auswerteverfahren) sowie die Rissposition an der Rundung der Dübel angegeben.

Auffallend ist, dass bei allen Versuchen die Proben deutlich höhere Lastwechselzahlen erreichten, als nach DIN EN 1993-1-9 [14] für den Kerbfall 125 bestimmt wurden. Bei allen Versuchen trat ein Riss in der Stahlleiste an einem oder sogar beiden Dübeln auf, sodass hier von einem Versagen der Stahldübel, wie in Abbildung 5-23 dargestellt, ausgegangen werden kann.

Tabelle 5-3: Versuchsergebnisse zyklische Abscherversuche unverzinkt und verzinkt

	P _o in kN	$\Delta\sigma_{\text{theor.,HS}}$ in N/mm ²	$\Delta\sigma_{\text{HS,max}}^{*1}$ in N/mm ²	N _{R,KF125} -	f _{c,cube} in N/mm ²	C _{cyc.} ^{*2} in kN/cm	N _{R,max} Steif. ^{*3} /Dehn. ^{*4}	Riss
UV2	940	308,8	212/303	140.400	57,8	34360/30630	895.000 (A) 810.000 (A)	A-o, ~40° B-o, ~21°
UV3			319/307	135.000	58,9	34300/33400	1.883.000 (B) 1.785.600 (B)	B-o, ~52°
UV4	820	269,4	262/305	217.200	59,0	36000/35800	3.390.000 (B) 3.056.600 (A)	A-o, ~63° B-o, ~52° + ~34°(h)
UV5	760	249,7	240/272	194.110	59,4	34400/39700	2.760.000 (B) 2.596.000 (B)	A-o, ~51° B-o, ~41°
V1	940	308,8	331/326	112.750	55,0	32700/30100	1.540.000 (B)	B-o, ~49° B-u, ~44°
V3			321/334	104.850	57,5	29400/30700	1.190.000 (B) 1.180.000 (B)	B-o, ~52° B-u, ~38°
V4	820	269,4	291	158.500	54,7	31700/31200	796.000 (B) 725.500 (B)	B-o, ~56°
V5	760	249,7	267	205.200	55,9	35900/33200	3.290.000 (A) 3.259.000 (A)	A-o, ~51°
V6	600	197,1	224	347.500	53,0	31700/30400	>5.000.000 ^{*5}	-

*1 gemessene Spannungsschwingbreite an Hotspot von Probekörper A/B, abgelesen im konstanten Bereich

*2 Zyklische Verbundmittelsteifigkeit Probekörper A/B, abgelesen bei 400.000 LW

*3 Auswertung über Abnahme der Verbundmittelsteifigkeit, () = zuerst versagter Probekörper

*4 Auswertung über Dehnungszuwachs an DMS, () = zuerst versagter Probekörper

*5 Nach Erreichen der Durchläufergrenze wurde die statische Festigkeit getestet und erreicht

Die Ergebnisse aller Ermüdungsversuche der Push-Out Versuche sind in Abbildung 5-24 in einem Wöhlerdiagramm dargestellt. Insgesamt betrachtet liegen alle Versuchsergebnisse der Push-Outs deutlich oberhalb der Wöhlerlinien des Kerbfalls 125 nach DIN EN 1993-1-9 [14]. Alle Ergebnisse liegen auch oberhalb der Empfehlung in [61] mit Ansatz des Kerbfalls 160 mit Steigung $m = 5$ für bearbeitete Brennschnittflächen bzw. Kerbfall 140 mit Begrenzung nach oben durch den Kerbfall 160 für unbearbeitete Brennschnittflächen, vgl. blaue Kurven in Abbildung 5-24.

Deutlich zu erkennen ist, dass innerhalb einer Laststufe die Spannungsschwingbreite der verzinkten Versuche oberhalb der der unverzinkten Versuche liegt. Dabei ist jedoch kein direkter Einfluss der Ermüdungsfestigkeit zu erkennen: teilweise versagten die verzinkten Proben früher, teilweise die unverzinkten Proben.

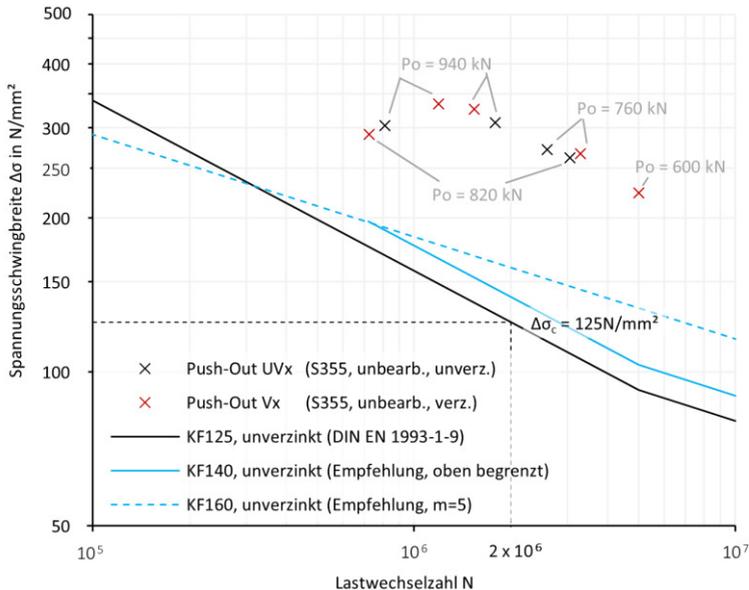


Abbildung 5-24: Ergebnisse der Push-Out Versuche, dargestellt im Wöhlerdiagramm

5.5 Bewertung der experimentellen Ergebnisse

Das Hauptaugenmerk der Untersuchungen der Push-Out Versuche lag auf dem Vergleich zwischen den unverzinkten und den verzinkten Proben.

Es konnte sowohl bei den statischen als auch den zyklischen Versuchen ein unterschiedliches Beanspruchungsverhalten der Verbunddübelreihe in unverzinkter und verzinkter Ausführung beobachtet werden. Dies resultierte, neben einem geringeren Schlupf (außer bei Erstbelastung), in einer gleichmäßigeren Belastung an der Dübelrundung mit geringeren Beanspruchungen der verzinkten Dübelreihe bei Oberlast. Die Ursache wird in einer frühzeitigen Schädigung der beeinflussten Betonkontaktfläche und „dämpfender“ Wirkung des zerstörten Betonmehls vermutet. Da jedoch auch mit niedriger Belastung bei Unterlast geringere Beanspruchungen am Dübel vorlagen ergab sich eine ähnlich bis etwas größere Spannungsschwingbreite als bei den unverzinkten Verbunddübelreihen. Im Rahmen der zyklischen Versuche führte dies zu keinem erkennbaren Einfluss der Feuerverzinkung im Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit.

In Abbildung 5-25 sind die Ergebnisse der Push-Out Versuche im Zusammenhang mit den Ergebnissen der verzinkten Kleinteilversuche dargestellt. Ausführung und

Stahlsorte der Push-Out Versuche entsprachen dabei denen der Serie 1-3 der Kleinteilversuche, eine Bearbeitung der Brennschnittfläche erfolgte nicht. Die Versuche konnten unverzinkt somit in den Kerbfall 125 nach DIN EN 1993-1-9 [14] eingeordnet werden. Die Auswertung erfolgte gemäß Background-Dokument [134], das Vorgehen wurde in Kapitel 2.2.4 beschrieben. Für die verzinkten Proben ergibt sich eine Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_c = 129 \text{ N/mm}^2$ bei 2 Millionen Lastwechseln und somit ebenfalls eine Einordnung in den Kerbfall 125. Bestimmt wurde die Wöhlerkurve dabei mit konstanter Steigung $m = 3$.

In hellgrün ist die Auswertung der verzinkten Ergebnisse gemäß Background-Dokument jedoch mit einer Steigung $m = 4,3$ dargestellt, die über die Methode der kleinsten Quadrate bestimmt worden ist. Es ist deutlich zu erkennen, dass diese flachere Steigung der Wöhlerkurve die Versuchsergebnisse besser abbildet. Hier ergibt sich eine Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_c = 172 \text{ N/mm}^2$ bei 2 Millionen Lastwechseln.

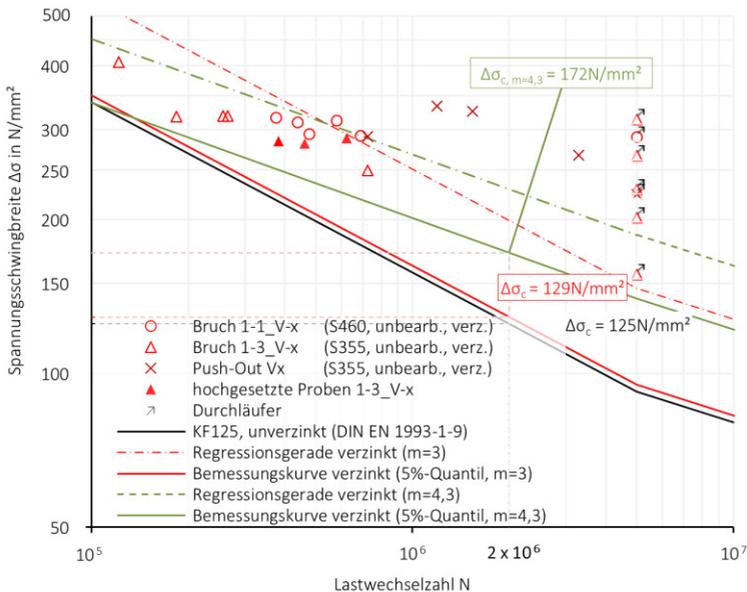


Abbildung 5-25: Versuchsergebnisse aller verzinkten Versuche (Push-Out und Kleinteil), dargestellt im Wöhlerdiagramm mit Auswertung der inversen Steigung $m = 4,3$

Alle Versuchsergebnisse der verzinkten Verbunddübelreihe liegen jedoch weit oberhalb beider Bemessungskurven und auch oberhalb der in [61] bei der Überarbeitung des Eurocodes vorgeschlagenen Kurve des Kerbfalls 140 für brenngeschnittene Bauteile. Auffällig ist dabei, dass die feuerverzinkten Push-Out Versuche bei gleicher Beanspruchung deutlich höhere Lastwechselzahlen erreichten als die Kleinteilversuche. Hier kann eine deutlich größere Kerbschärfe der unteren Dübelrundung (Hotspot bei globaler Beanspruchung bei ca. 8° der Rundung) festgestellt werden gegenüber der Rundung im oberen Dübelbereich mit einem Hotspot bei lokaler Beanspruchung bei ca. 50° der Rundung.

6 Numerische Untersuchungen der Push-Out Versuche

6.1 Ziel der Untersuchungen und Vorgehensweise

Bei den experimentellen Push-Out Versuchen wurde sowohl bei den statischen als auch den zyklischen Versuchen ein unterschiedliches Beanspruchungsverhalten der Verbunddübelleiste in unverzinkter und verzinkter Ausführung beobachtet. Dies resultierte neben einem unterschiedlichen Schlupfverhalten auch in einem abweichenden Verhalten der Verbundfuge. Im Rahmen von numerischen Untersuchungen sollten daher Einflussparameter erkannt werden, die eine Auswirkung auf die unterschiedliche Lastverteilung am Dübel sowie die Beanspruchungsgrößen haben.

Die numerische Modellierung der Push-Out Versuche erfolgte mit dem Finite Element Programm ANSYS in der Version 2020R1 [168]. In ANSYS wurden in den letzten Jahren bzw. Jahrzehnten mehrere Materialmodelle für den Werkstoff Beton implementiert, denen verschiedene Ansätze zur Berücksichtigung der Schädigung zugrunde liegen.

Ein Augenmerk lag daher zunächst auf der Untersuchung der unterschiedlichen Materialmodelle des Werkstoffes Beton bei der Modellierung der Push-Out Versuche. Dabei wurden sowohl Schwierigkeiten in der Modellierung, Einflüsse verschiedener Materialparameter als auch Unterschiede in den Ergebnissen herausgearbeitet. Verschiedene Einflüsse der Modellierung in Bezug auf den Versuchsaufbau wurden ebenfalls betrachtet. Die Verifikation der numerischen Untersuchungen des Tragverhaltens der Push-Out Versuche erfolgte dabei mit den statisch durchgeführten Versuchen der unverzinkten Verbunddübelleisten aus Kapitel 5.4.1.

Anschließend wurde ein Einfluss der Zinkschicht auf das Tragverhalten und die Lastverteilung der Push-Out Versuche untersucht. Da es bei den Untersuchungen zu großen Problemen bei der Berechnung mit implizit modellierter Zinkschicht im direkten Kontaktbereich zum Beton gekommen ist (siehe auch Kapitel 6.4), wurden die Einflüsse zunächst am zuvor entwickelten Modell ohne Zinkschicht durch Anpassung verschiedener Parameter an den Kontaktflächen wie Reibbeiwert und Kontaktsteifigkeit untersucht. Eine Abschätzung des Einflusses dieser Parameter erfolgte über einen Vergleich mit den Versuchsergebnissen der statischen, verzinkten Push-Out Versuche. Die Modelle wurden zudem im Hinblick auf die Festlegung von Kerbspannungsfaktoren bzw. Hochrechnungsfaktoren der DMS-Messstellen auf den Hotspot für die Ermüdungsversuche ausgewertet. Die Hochrechnungsfaktoren waren im Rahmen des Forschungsprojektes [65] zunächst an einem vereinfachten numerischen Modell der Push-Out Versuche ohne Berücksichtigung der

Bewehrung ermittelt worden. Da die Bewehrung jedoch einen großen Einfluss auf den mehraxialen Spannungszustand im Bereich der Lasteinleitung und damit indirekt auf die Lastverteilung an den Dübeln hat (vgl. [75]), wurden die Spannungskonzentrationsfaktoren in dieser Arbeit am verifizierten Modell erneut überprüft.

Zur detaillierten Untersuchung des Einflusses der Zinkschicht wurde anschließend ein weiteres Modell entwickelt, bei dem ohne direkte Modellierung des Betonkörpers eine gleiche Beanspruchung in der Verbunddübelleiste erzeugt werden konnte. An diesem Modell konnte eine Zinkschicht modelliert und so ein Einfluss von Rissen in der δ_1 -Schicht untersucht werden.

Eine Problematik erschwerte jedoch die exakte Vergleichbarkeit der Dehnungen der Stahlleiste aus den numerischen Modellen mit denen der Versuche. So erfolgte die Lastverteilung auf die beiden Dübel ungleichmäßig. Diese Problematik ist bei Push-Out Versuchen (Standard-Abscherversuche) bekannt und ergibt sich aus dem Versatz zwischen Lasteinleitung und Lagerung der Proben und dem daraus resultierenden Moment. Bei Verbunddübelleisten wird dies zusätzlich durch die größere Steifigkeit der Verbundmittel sowie durch eine zusätzliche Ausmitte der Last bis zum Lastübertragungspunkt (in den Beton) bei ca. der Mitte der Dübelhöhe verstärkt. Über die genaue Lastverteilung der Kraft auf die Dübel und die ebenfalls entstehenden Querdruckkräfte gibt es unterschiedliche Ansätze. Einige Modellvorstellungen für Abscherversuche mit Kopfbolzendübel sind ausführlich in [75] beschrieben worden. Eine unterschiedliche Lastverteilung auf die Dübel und damit die zugehörige jeweilige Stahldehnung an den einzelnen Dübeln kann versuchstechnisch nicht bestimmt werden. Es wurden daher die Daten verglichen, bei denen die resultierende Last an der Lagerung des Betons im numerischen Modell mit der im Versuch aufgebrachten Last übereinstimmte.

6.2 Numerische Materialmodelle für Beton

6.2.1 Allgemeines

Die numerische Implementierung des Betons mit seinen stark nicht-linearen Eigenschaften mit unterschiedlichem Zug-Druckverhalten und Berücksichtigung von Verfestigung und Entfestigung ist sehr komplex. Es gibt diverse verschiedene Materialmodelle, die in zahlreichen Forschungen und Veröffentlichung mit unterschiedlichen FE-Programmen verwendet wurden und gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen erzielten.

Numerische Untersuchungen an der Verbunddübelleiste wurde vornehmlich mit dem Software-Programm Abaqus durchgeführt (z. B. [47; 74; 75; 87; 103; 116; 117; 142; 154]), teilweise mit ANSYS (z. B. [63; 87]) oder anderen Programmen (z. B. [87;

121; 142]). Im Rahmen dieser Arbeit wurde die numerische Modellierung der Push-Out Versuche mit dem Programm ANSYS [168] durchgeführt. In ANSYS stehen verschiedene Möglichkeiten der Definition der Betoneigenschaften zur Verfügung [165]. Neben elastisch-plastischen Materialmodellen, wie z. B. Drucker-Prager und Menetrey-William, gibt es mit dem Microplane-Modell ein Verfahren, das das konstitutive Materialgesetz auf mehreren Mikroebenen an jedem Integrationspunkt formuliert. Die verwendeten Materialmodelle werden nachfolgend kurz beschrieben.

6.2.2 Elastisch-plastische Materialmodelle

Die elastisch-plastischen Materialmodelle beruhen auf einer Aufteilung der Dehnungsvektoren in einen elastischen und einen plastischen Anteil. Das elastisch-plastische Materialverhalten wird durch eine Fließbedingung (Fließfläche), ein Fließgesetz und ein Ver- bzw. Entfestigungsgesetz definiert. Dabei beschreibt die Fließfläche die Grenze des elastischen Bereichs und die Fließregel die Entwicklung der plastischen Dehnungen im Druck- und Zugbereich.

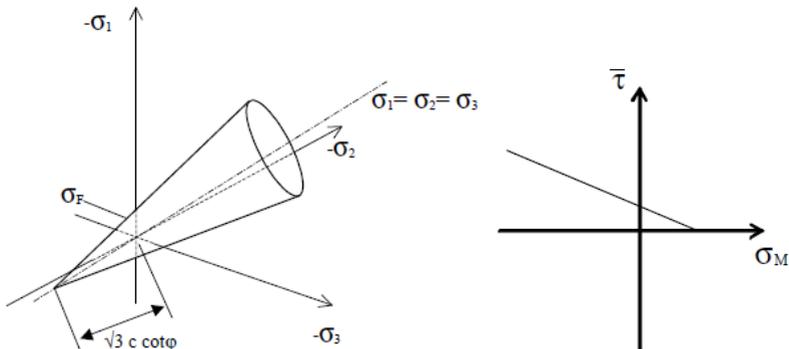


Abbildung 6-1: Fließbedingung nach Drucker-Prager, dargestellt im 3D-Stressraum und in Meridianebene [166]

Das ursprüngliche Drucker-Prager-Materialmodell wurde 1952 von Drucker und Prager [57] entwickelt, um das Materialverhalten von Boden zu beschreiben. Mit verschiedenen Anpassungen und Varianten ist es zudem gut in der Lage, das Materialverhalten von Fels, sowie Beton und anderen porösen Materialien abzubilden. Die Drucker-Prager Fließbedingung berücksichtigt dabei die Abhängigkeit der Festigkeit vom hydrostatischen Druck über einen in der Meridianebene linearen

Ansatz, der sich im Spannungsraum unter dreiaxialer Beanspruchung als Konus darstellen lässt, vgl. Abbildung 6-1. Mit der Fließbedingung wird dabei sowohl eine Volumenänderung des Materials über den hydrostatischen Spannungsanteil als auch ein gestaltändernder, deviatorischer Spannungsanteil berücksichtigt.

In der Geomechanical Toolbox von ANSYS [165; 168] wird für das Drucker-Prager Materialmodell des Betons eine Kombination von zwei Drucker-Prager Fließflächen verwendet, eine Fließfläche für Druckbeanspruchungen und eine Fließfläche für Zug- bzw. Zug-Druckbeanspruchung. So lässt sich das Drucker-Prager Modell auch im Zug- und im Zug-Druck-Bereich gut an die reduzierte Zugtragfähigkeit des Betons anpassen, vgl. Abbildung 6-2.

Die Fließflächen für Druck (c) und Druck-Zug / Zug (t) sind über folgende Gleichung gegeben:

$$f_{DPc} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} + \beta_c \sigma_m - \sigma_{yc} \Omega_c \quad (6-1)$$

$$f_{DPt} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} + \beta_t \sigma_m - \sigma_{yt} \quad (6-2)$$

Dabei ist σ_e die effektive von-Mises-Spannung und σ_m die hydrostatische Spannung. Die Parameter β_c und β_{ct} und σ_{yc} und σ_{yt} lassen sich durch die drei bekannten Betonfestigkeitswerte R_c (einaxiale Druckfestigkeit), R_b (zweiachiale Druckfestigkeit) und R_t (Zugfestigkeit) sowie Ver- und Entfestigungsfunktionen für Druck Ω_c und Zug Ω_t definieren.

$$\beta_c = \frac{\sqrt{3}(R_b - R_c)}{2R_b + R_c} \quad (6-3)$$

$$\beta_t = \frac{\sqrt{3}(R_c \Omega_c - R_t \Omega_t)}{R_c \Omega_c + R_t \Omega_t} \quad (6-4)$$

$$\sigma_{yc} = \frac{R_b R_c}{\sqrt{3}(2R_b - R_c)} \quad (6-5)$$

$$\sigma_{yt} = \frac{2R_c \Omega_c R_t \Omega_t}{\sqrt{3}(R_c \Omega_c + R_t \Omega_t)} \quad (6-6)$$

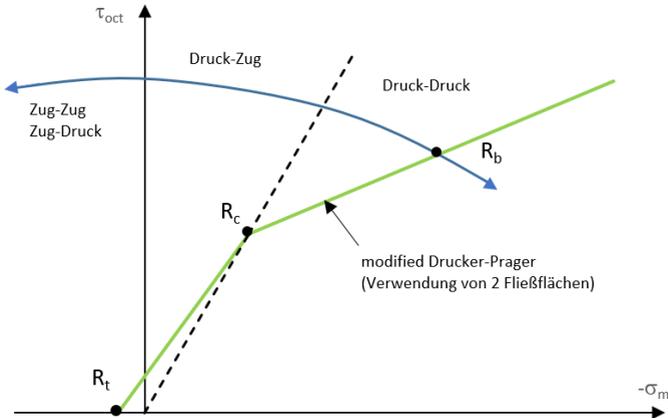


Abbildung 6-2: Modifiziertes Drucker-Prager Modell mit 2 Fließflächen (nachgezeichnet nach [132; 167])

Das Materialmodell nach Menetrey und William [120] basiert auf einer Fließfläche nach William-Warke [153], die im Gegensatz zur Drucker-Prager-Fließfläche nicht nur die erste Invariante des Spannungstensors und die zweite Invariante des Spannungsdeviators, sondern auch die dritte Invariante des Spannungsdeviators, den Lodewinkel, berücksichtigt. Abbildung 6-3 zeigt, dass die Fließfläche nach William-Warke im deviatorischen Schnitt einen fast dreiecksförmigen Verlauf annimmt, sodass anders als bei Drucker-Prager kein konstanter Abstand von der hydrostatischen Achse vorliegt. In Meridianebene ergibt sich so eine Formulierung durch elliptische Kurven. Im Materialmodell nach Menetrey-William wird diese Fließfläche zusätzlich mit einem Versagenskriterium gekoppelt, wodurch sich parabolisch gekrümmte Meridiane ergeben [99]. Dadurch lassen sich insbesondere in Bereichen mit starker Querdehnbehinderung, zum Beispiel im Lasteinleitungsbereich, die dreiaxialen Beanspruchungen besser darstellen [144].

Die Fließfunktion nach Menetrey-William ist in Formel (6-7) dargestellt, wobei (ξ, ρ, θ) die Spannungskoordinaten nach Haigh-Westergaard nach Formel (6-10)-(6-12) beschreiben.

$$f_{MW} = \frac{c_2}{c_3} (\sqrt{2}\xi + r\rho) + \rho^2 - \frac{1}{c_3} \quad (6-7)$$

Dabei sind c_2 und c_3 Funktionen, die sowohl von den Materialparametern R_c , R_b und R_t sowie den Ver- und Entfestigungsfunktionen für Druck Ω_c und Zug Ω_t abhängig

sind. Die Haigh-Westergaard-Spannungskordinaten werden durch die erste Invariante des Spannungstensors, und die zweite und dritte Invariante des deviatorischen Spannungstensors beschrieben.

$$c_2 = \frac{1}{\sqrt{6}} \left(\frac{1}{R_c \Omega_c} - \frac{1}{R_b \Omega_b} + \frac{R_b \Omega_b - R_t \Omega_{tc}}{(R_c \Omega_c)^2} \right) \quad (6-8)$$

$$c_2 = \frac{3}{2} \frac{1}{(R_c \Omega_c)^2} \quad (6-9)$$

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{3}} I_1 \quad (6-10)$$

$$\rho = \sqrt{2 J_2} \quad (6-11)$$

$$\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{\sqrt{J_2^3}} \quad (6-12)$$

Werden nur die Grundmaterialparameter des Drucker-Prager-Modells (R_c , R_b , R_t) und des Menetrey-William-Materialmodells (R_c , R_b , R_t , ψ) definiert, wird bei der numerischen Berechnung von ANSYS ein rein elastisch-ideal plastisches Materialverhalten berücksichtigt. Zusätzlich können die Fließflächen der beiden Materialmodelle mit Funktionen der Verfestigung, Entfestigung und Dilatanz gekoppelt werden.

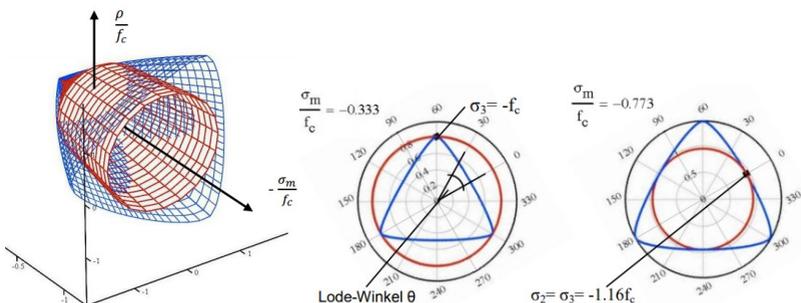


Abbildung 6-3: Vergleich der Fließflächen nach Drucker Prager (rot) und William-Warneke (blau) [144]

Die Dilatanz wird als Verhältnis der Volumendehnung zur Scherdehnung definiert und beschreibt die Volumenänderung infolge der Scherbeanspruchung des Betons. Dabei ist das Querdehnverhalten abhängig vom Spannungszustand. Das Dilatanzverhalten wird innerhalb der nicht-assozierten Fließgesetze über die Dilatanzfaktoren δ_c und δ_t im Materialmodell nach Drucker-Prager bzw. über den Dilatanzwinkel ψ im Materialmodell nach Menetrey-William berücksichtigt.

Das nichtlineare Verhalten des Betons wird über eine Funktion mit Verfestigung und linearer oder exponentieller Entfestigung oder über Ansätze der Bruchenergie gesteuert. Die Ansätze für Druck- und Zugbeanspruchung für linearen und exponentiellen Ansatz sind in Abbildung 6-4 dargestellt, wobei diese für das Materialmodell nach Drucker-Prager und nach Menetrey-William gelten. Die genauen Funktionen für Druck Ω_c und Zug Ω_t können [132; 165] entnommen werden.

Für die exponentielle Entfestigung im Zugbereich wird die Bruchenergie berücksichtigt. Diese kann ohne vorliegende, experimentelle Ergebnisse aus Zugversuchen näherungsweise gemäß Modell Code 1990 [43] über eine Abhängigkeit zum Größtkorn d_{max} nach Formel (6-19) oder gemäß Modell Code 2010 [35] nach Formel (6-20) bestimmt werden. Hierbei ist G_{F0} der Grundwert der Bruchenergie und f_{cm} die mittlere Druckfestigkeit in N/mm^2 . Um eine Netzunabhängigkeit zu gewährleisten wird die Bruchenergie unter Berücksichtigung des Rissbandmodells nach [27; 28] über die effektive Elementlänge normalisiert, vgl. Kapitel 6.2.3.

$$G_F = G_{F0} * (f_{cm}/f_{cm0})^{0,7} \quad \text{in N/mm} \quad (6-13)$$

mit $f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$

$$G_{F0} = 0,025 \text{ Nmm/mm}^2 \quad \text{für } d_{max} = 8\text{mm}$$

$$G_{F0} = 0,03 \text{ Nmm/mm}^2 \quad \text{für } d_{max} = 16\text{mm}$$

$$G_{F0} = 0,058 \text{ Nmm/mm}^2 \quad \text{für } d_{max} = 32\text{mm}$$

$$G_F = 73 * f_{cm}^{0,18} \quad \text{in N/m} \quad (6-14)$$

6 Numerische Untersuchungen der Push-Out Versuche

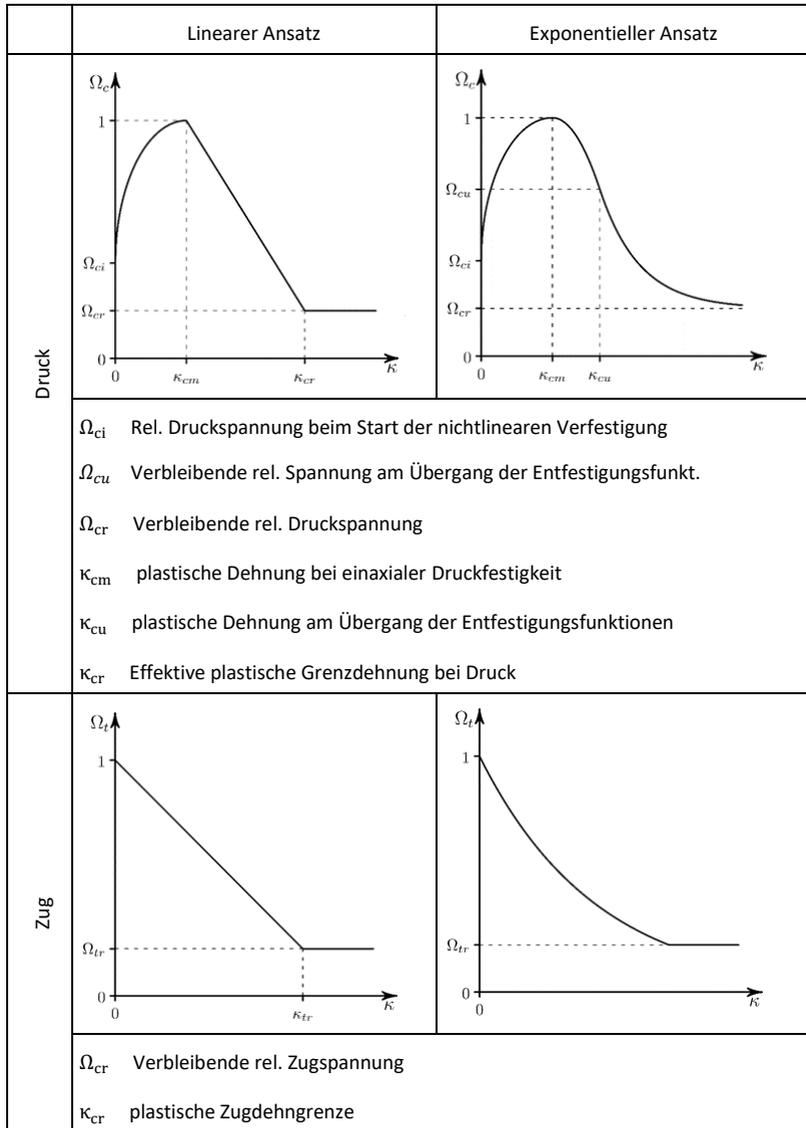


Abbildung 6-4: Ver- und Entfestigungsfunktionen des Drucker-Prager Modells und des Menetrey-William Modells für Druck Ω_c und Zug Ω_t [165] mit Definition der Eingangsparameter

Nachfolgend sind einige Empfehlungen und Formeln zur Bestimmung der Eingangparameter aufgeführt:

	$\Omega_{ci} = 0,3 - 0,4 *$	[9; 56; 166]
	$\Omega_{cu} = 0,5 - 0,85$	[56; 166; 167]
Druck	$\Omega_{cr} = 0,1 - 0,2$	[165–167]
	$\kappa_{cm} = \varepsilon_{c1} - \frac{R_c}{E} < 0,02$	[56; 166; 167]
	$\kappa_{cu} = \varepsilon_{cu2} - \Omega_{cu} \frac{R_c}{E}$	[166; 167]
Zug	$\Omega_{tr} = 0,1 - 0,2$	[165–167]
	$G_{ft} = 50 - 150 \text{ Nm/m}^2$	[166; 167]
MW	$\frac{R_t}{\sqrt{2}R_c} < \tan \psi \leq \frac{1}{\sqrt{2}}$	[165]
DP	$\delta_c = 1,0$	[167]
	$\delta_t = 0,1 \text{ bis } 0,3 ; 0,25$	[132; 166; 167]; [166; 167]

*) Empfehlung ist 0,33 [166], wobei sich nach [35; 43] etwas höhere Startwerte ergeben. In [92; 93] wurden sogar Werte von 0,75 angesetzt, in [91] dagegen wurde durch eine inverse Parameterbestimmung ein deutlich geringerer Wert von 0,138 ermittelt.

6.2.3 Microplane

Das Microplane-Modell basiert ursprünglich auf einem Ansatz von Taylor [145] zum plastischen Fließen von Metallen und wurde in den 1980er Jahren zunächst von Bazant [27; 28; 31] weiterentwickelt. Seitdem gab es zahlreiche optimierte Ansätze und Variationen des Modells mit verschiedenen Ansätzen zur Aufteilung der Dehnungen und Spannungen und einer Vielzahl konstitutiver Gesetze, darunter auch mit Kopplung von Schädigungs- und Plastizitätsmodellen.

Die Grundidee des Microplane-Modells ist es, die konstitutive Modellierung der Materialeigenschaften in Bezug auf Tensoren und deren Invarianten, wie beim zuvor beschriebenen Drucker-Prager oder Menetrey-Williams Materialmodell, aufzugeben und das Spannungs-Dehnungs-Verhältnis des Materials in Bezug auf Spannungs- und Dehnungsvektoren auf vielen einzelnen Mikroebenen, den Microplanes, zu formulieren. Dabei wird eine kinematische Abhängigkeit benutzt, über die die normalen Dehnungen auf der Mikroebene als Projektionen des makroskopischen Dehnungstensors berechnet werden. Die konstitutiven Gesetze werden so auf einer Vielzahl von Mikroebenen eines Materialpunktes formuliert, die willkürlich im Raum ausgerichtet sind. Durch einen Homogenisierungsprozess wird das komplexe Zusammenspiel der einzelnen Mikroebenen zu einer Antwort auf der makroskopischen Ebene zusammengebracht, vgl. Abbildung 6-5. In früheren Microplane-Modellen (z. B. [25; 26; 29; 31; 42; 53]) erfolgte die Homogenisierung auf Grundlage der virtuellen Arbeit, wurde jedoch in späteren Modellen zu einer Homogenisierung auf Basis des Energieprinzips weiterentwickelt (z. B. [107; 108; 113; 115; 162]). Dabei wird angenommen, dass die Integration aller freien Energien der Mikroebenen ψ^{mic} eines Materialpunktes der freien Helmholtz Energie ψ^{mac} auf der Makroebene entspricht.

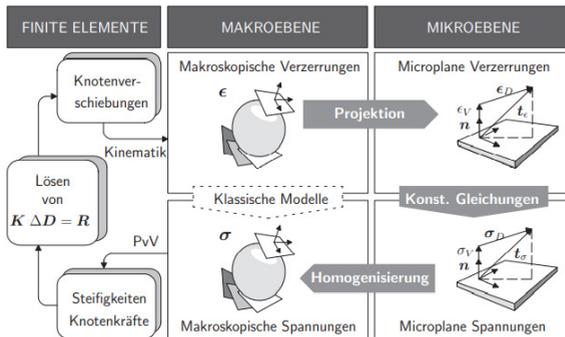


Abbildung 6-5: Microplane Theorie [113]

In ANSYS [165] sind zwei verschiedene Entwicklungen der Microplane-Materialmodelle auf Basis des Energieprinzips implementiert, das „Elastic Damage Microplane“-Modell, in regulierter und nicht regulierter Form und das regulierte „Coupled Damage-Plasticity Microplane“-Modell.

Das „Elastic Damage Microplane“-Modell basiert auf dem von [108; 113; 114] vorgeschlagenen Modellansatz, der, anders als andere Microplane-Modelle, eine rein

volumetrisch-deviatorische Aufteilung der Dehnungen auf insgesamt 42 Mikroebenen berücksichtigt. Dadurch werden die volumetrischen und deviatorischen Verhalten auf der Mikro- sowie der jeweiligen Antwort auf der Makroebene vollständig entkoppelt betrachtet, wodurch sich eindeutige Zusammenhänge zwischen der Mikro- und Makroebene aufstellen lassen. Diese können über zwei elastische Konstanten auf der Mikroebene bestimmt werden, durch die auch der makroskopische E-Modul und die Querdehnzahl ausgedrückt werden können.

Das Microplane Modell wurde zudem um eine Schädigung auf Mikroebene erweitert, um so das anisotrope Materialverhalten des Betons auf der Makroebene abbilden zu können [108; 113]. Die Schädigung wird über eine einzelne Schädigungsvariable auf Mikroebene definiert, wodurch der kohäsive Reibungseinfluss bzw. dessen volumetrische Abhängigkeit bei der Modellierung des Betons berücksichtigt werden kann [113].

Die Funktion der mikroskopischen freien Energie ψ^{mic} wird dafür neben den volumetrischen und deviatorischen Dehnungen ϵ_V und ϵ_D um einen Schädigungsparameter d^{mic} ergänzt.

$$\psi^{\text{mic}}(\epsilon_V, \epsilon_D, d^{\text{mic}}) = (1 - d^{\text{mic}})\psi^{\text{mic}}(\epsilon_V, \epsilon_D) \quad (6-15)$$

Der Schädigungsparameter wird über die Schädigungsentwicklung entsprechend folgender exponentielle Gleichung definiert:

$$d^{\text{mic}} = 1 - \frac{\gamma_0^{\text{mic}}}{\gamma^{\text{mic}}} \left[1 - \alpha^{\text{mic}} + \alpha^{\text{mic}} \exp \left(\beta^{\text{mic}} (\gamma_0^{\text{mic}} - \gamma^{\text{mic}}) \right) \right] \quad (6-16)$$

Dabei fließen auf Mikroebene die drei Parameter β^{mic} (Definition der Entfestigungsentwicklung), α^{mic} (Definition der maximal möglichen Degradation) und γ_0^{mic} (Schädigungsstartwert; äquivalente Dehnung, bei der die Materialschädigung beginnt) ein.

Als Geschichtsprameter wird γ^{mic} festgelegt, der die in der Belastungsgeschichte maximale äquivalente Dehnung η^{mic} wiedergibt. Zur Berücksichtigung des unterschiedlichen Verhaltens des Betons auf Zug- und Druckbeanspruchung wird die äquivalente Dehnung über eine modifizierte von-Mises-Funktion beschrieben [115; 162; 165]:

$$\eta^{\text{mic}} = 3k_0\epsilon_V + \sqrt{(3k_1\epsilon_V)^2 + 3/2k_2\epsilon_D \cdot \epsilon_D} \quad (6-17)$$

$$\eta^{\text{mac}} = k_0I_1 + \sqrt{k_1^2I_1^2 + k_2J_2} \quad (6-18)$$

Dabei ist I_1 die erste Invariante des Dehnungstensors und J_2 die zweite Invariante des deviatorischen Dehnungstensors. Die Konstanten k_0 , k_1 und k_2 können über die Materialparameter der Querkontraktionszahl ν und dem Verhältniswert k zwischen einaxialer Druckfestigkeit f_c und Zugfestigkeit f_t über folgende Beziehungen bestimmt werden [115].

$$k_0 = k_1 = \frac{k-1}{2k(1-2\nu)} \quad (6-19)$$

$$k_2 = \frac{3}{k(1+\nu)^2} \quad (6-20)$$

Um eine netzunabhängige Lösung des Modells für das lokale Versagen durch Entfestigung des Materials zu gewährleisten, wird im regulierten „Elastic Damage Modell“ eine Regularisierung durch eine kinematische Erweiterung der Materialformulierung verwendet. Der Ansatz dahinter besteht darin, den Riss nicht diskret, sondern über eine Breite verschmiert zu betrachten und so eine Lokalisierungszone der Entfestigung anzusetzen, vergleichbar dem Rissbandmodell nach [27; 28]. Dies ermöglicht eine Berücksichtigung der räumlichen Wechselwirkung einzelner Materialpunkte und deren Schädigung.

Das in ANSYS implementierte regulierte „Elastic Damage Microplane“-Modell beruht dabei auf einer Erweiterung der Microplane-Formulierung um räumliche Gradienten mit höherwertigen Ansätzen, wobei wie in [162] beschrieben, die Erweiterung mit einem höherwertigen äquivalenten Dehnungsgradienten erfolgt (anders als eine Gradientenerweiterung des Dehnungstensors wie in [108; 113]).

Zusätzlich wird im regulierten „Elastic Damage Microplane“-Modell die Größe des Einflussbereichs durch den zu definierenden Gradientenparameter c , bzw. die interne charakteristische Länge l über die Beziehung $c = l^2$ vorgegeben. Leukart konnte an numerischen Modellbeispielen aufzeigen: „Die ermittelten Last-Verchiebungsdiagramme verdeutlichen, dass mit zunehmendem Gradientenparameter die Traglast und die Duktilität der Materialantwort zunehmen.“ ([113], S. 98) Zudem zeigte sich, dass der Parameter von dem betrachteten Versagensproblem abhängig ist und auch unterschiedliche Parameter gute Übereinstimmung bei identischen Versuchen ergaben. (vgl. [162]) Die Größe des Gradientenparameters c kann über verschiedene experimentelle Methoden identifiziert werden [165], wobei nur die Methode der Kalibrierung über Kraft-Verformungskurven nach [110] keine zusätzlichen Versuche benötigt. Diese Methode wird daher auch in den nachfolgenden Untersuchungen in Kapitel 6 angewendet.

Da durch die verwendete Gradientenerweiterung ein extra Freiheitsgrad pro Knoten erforderlich ist, erfordert das Materialmodell in ANSYS die Verwendung von

CPT21x Elementen, bei denen extra Freiheitsgrade freigeschaltet werden können [165]. Zudem ergibt sich eine nichtsymmetrische Steifigkeitsmatrix der Elemente, sodass ein unsymmetrischer Solver verwendet werden sollte [162; 165].

Das zweite in ANSYS implementierte Materialmodell, das regulierte „Coupled Damage-Plasticity Microplane“-Modell, basiert auf einer Modellweiterentwicklung von [163; 164], bei dem das Microplane-Modell mit einem Plastizitätsmodell nach Drucker-Prager kombiniert wurde. Dieses Modell wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht verwendet. Für weitere Informationen wird auf [165] verwiesen.

6.3 Modellierung der unverzinkten Push-Out Versuche

6.3.1 Aufbau des FE-Modells

Die Geometrie der Push-Out Körper mit Stahlleiste und Betonkörper wurde parametrisiert im Geometrieprogramm Inventor [170] erstellt und über eine interne Schnittstelle in ANSYS-Workbench eingelesen. Unter Ausnutzung der Doppelsymmetrie wurde lediglich ein Viertelmodell der Versuchsprobengeometrie abgebildet, sodass die Rechenzeit des Modells verringert werden konnte. Die angesetzten Symmetriebedingungen an den Symmetrieflächen in Blechdickenmitte der Leiste und mittig zwischen den die beiden Probenhälften verbindenden Laschen sind in Abbildung 6-6 a) dargestellt.

Die Klothoidenleiste wurde entsprechend den Versuchsproben (vgl. Kapitel 5.2) mit einem Dübelabstand $e_x = 250$ mm, einer Steghöhe von 270 mm und einer halben Blechdicke von 10 mm, der Betonkörper mit einer Höhe von 775 mm, einer Breite (unter Symmetrieansatz) von 325 mm und einer Dicke von 210 mm modelliert. Es wurde die in Abbildung 4-12 dargestellte von der aBG leicht abweichende Geometrie der Klothoidenform der Versuchsproben angenommen. Die Lasteinleitung erfolgte über das Lastverteiblech des im Versuchsaufbau vorhandenen Lasteinleitungsklotzes über eine mittig aufgebrachte externe Verschiebung. An der unteren Aufstandsfläche des Betonkörpers wurde eine feste Lagerung angesetzt. Die Modellierung der seitlichen Abstützung im Spannungsfeld konnte so entfallen. Der Kontakt zwischen Lasteinleitungsblech und Leiste bzw. Laschen und Leiste erfolgte über einen Verbundkontakt. Zwischen Beton und Verbunddübelleiste wurde ein reibungsbehafteter Kontakt sowohl an den Stirnflächen und an der Seitenfläche definiert. Der Reibbeiwert wurde zu $\mu = 0,3$ angesetzt. Einflüsse aus abweichenden Reibbeiwerten werden in Kapitel 6.3.3.1 untersucht. Der im Versuch hinter der Stahlleiste angebrachte Styrodur®-Klotz, der eine direkte Kraftübertragung zwischen Leistenende (letzter halber Dübel) und Beton verhindern soll, wurde zur Vereinfachung

der Berechnung im Modell nicht berücksichtigt. Der Einfluss des Widerstandes wurde als vernachlässigbar gering eingeschätzt.

Die Bewehrung wurde über die klassische Methode als diskrete Bewehrungselemente eingefügt. Dafür wurden im ANSYS-internen Geometrieprogramm die Bewehrungsstäbe und -bügel durch Linienkörper erstellt. Da bei der verwendeten Methode die Knoten der Bewehrungselemente und der Betonelemente übereinstimmen müssen, wurde der Betonkörper entlang der Bewehrungselemente in einzelne, kleinere Körper zerschnitten. Über eine gemeinsame Topologie wurden Beton und Bewehrung anschließend zu einem vollständig miteinander verbundenen Körper definiert. Auf eine Berücksichtigung der genauen Modellierung des Verbundverhaltens zwischen Bewehrung und Beton wurde im Rahmen dieser Arbeit verzichtet, da das Hauptaugenmerk der Untersuchung auf dem Tragverhalten zwischen der Leiste und dem Beton lag.

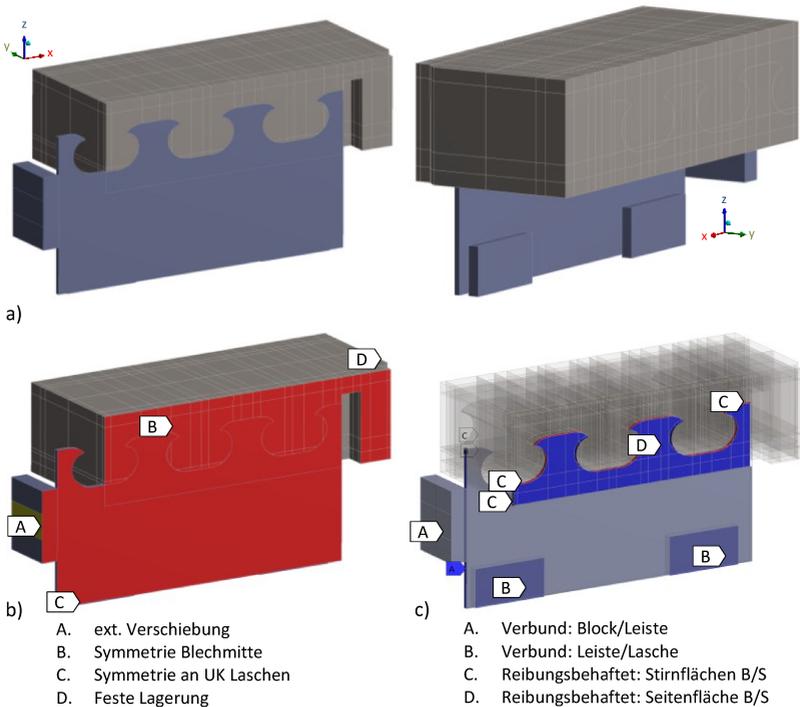


Abbildung 6-6: a) Viertelmodell des Push-Out Körpers; b) Symmetriebedingungen, Belastung und Festhaltung; c. Kontaktflächen

Durch die erforderliche Auftrennung des Betonkörpers ergab sich jedoch ein erhöhter Modellierungsaufwand bei der Netzgenerierung. Eine alternative netzunabhängige Einbettung der diskret modellierten Bewehrungselemente in die Betonelemente kann über eine Definition von Hilfselement (MESH200) und anschließender Kopplung mit den Grundelementen über Bewehrungselemente (REINF) realisiert werden. Dies würde die Einschränkungen der Netzgenerierung durch die Aufteilung des Betonkörpers umgehen.

Eine neue Funktion ab der ANSYS-Version 2020R2 ermöglicht die direkte Definition der Linienkörper als Bewehrung. Es erfolgt eine interne Zuordnung über Mesh200-Elemente und die Kopplung mit dem Basiskörper über REINF-Elemente. Jedoch war diese Methode nicht mit den Grundelementen des Typs CPT215 kompatibel, die für das verwendete „Elastic Damage Microplane“-Betonmodell erforderlich sind. Im Modell waren zudem auch Bewehrungselemente vorhanden, die durch den Ausschnitt des nicht modellierten Styrodur®-Klotzes führten. Hier war somit kein Basisselement vorhanden, sodass eine Lücke in den Bewehrungselementen entstand.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde daher trotz des erhöhten Modellierungsaufwands die zuerst beschriebene Methode zur Implementierung der diskreten Bewehrung verwendet.

Die Diskretisierung erfolgte über Volumenelemente mit linearer Ansatzfunktion. Es wurde jeweils ein möglichst gleichmäßiges Netz aus Hexaedern erstellt. Für die Leiste, die Laschen und das Lasteinleitungsblech wurden 8-knotige Solid185-Elemente verwendet. Für den Betonkörper wurden je nach angesetztem Materialmodell ebenfalls Solid185-Elemente (Drucker-Prager und Menetrey-Williams) bzw. CPT215-Elemente (elast. Microplane) verwendet. Über die Keyoption 18 lassen sich bei den CPT215-Elementen die für das Microplane-Materialmodell erforderlichen (vgl. Kapitel 6.2.3) zusätzlichen Freiheitsgrade pro Knoten freischalten. Die Bewehrung wurde als Balkenelemente mit dem Elementtyp Beam188 definiert.

Die globale Netzgröße lag zwischen 10 mm und 15 mm mit mindestens 2 Elementen über die Blechdicke. Im Kontaktbereich zwischen Stahl und Beton wurde eine Netzverfeinerung auf ca. 5 mm vorgenommen. Durch die Definition der gemeinsamen Topologie von Bewehrung und Beton erhielten die Kanten der Betonkörper und die Linien der Bewehrung eine identische Vernetzung. Das erstellte Netz ist in Abbildung 6-7 dargestellt. Zur besseren Sichtbarkeit der eingebetteten Bewehrung sind einige Betonelemente im vorderen Bereich ausgeblendet.

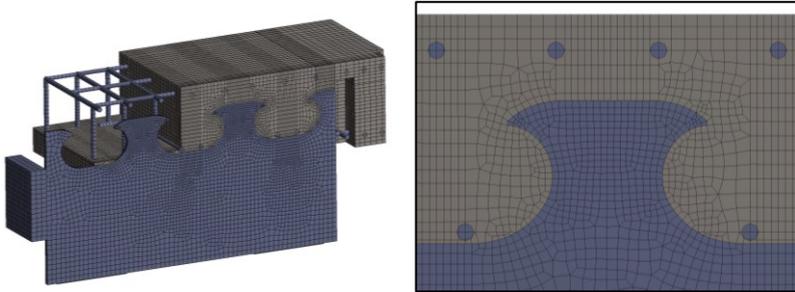


Abbildung 6-7: Vernetzung der Push-Out Körper

6.3.2 Material

6.3.2.1 Stahl

Die spezifischen Materialkennwerte des Baustahl S355 wurden als gemittelte Daten aus Zugversuchen mit Materialproben der unverzinkten Push-Out Versuche ermittelt. Es wurden Spannungs-Dehnungs-Beziehungen mit elastisch-plastischem Materialverhalten verwendet und idealisiert mit einem bilinearen Verlauf bzw. einem multilinearen Verlauf mit isotroper Verfestigung implementiert. Für den multilinearen Materialansatz des Baustahls wurden die Spannungen und Dehnungen aus den Zugversuchen in wahre Spannungen und Dehnungen umgerechnet.

Die Materialkennwerte des Bewehrungsstahls wurden DIN EN 1992-1-1, NA [9] entnommen und mit charakteristischer Streckgrenze von 500 N/mm^2 und einem Tangentenmodul von 550 N/mm^2 ebenfalls als bilinearer Verlauf angesetzt. Die Materialkennwerte und Spannung-Dehnungsbeziehungen sind in Abbildung 6-8 dargestellt.

Da die Laschen aus den gleichen Blechen zugeschnitten wurden, wurde für diese ebenfalls das Material der Leiste verwendet. Für den Lasteinleitungsblock wurde ein hochfestes Material mit Streckgrenze und Tangentenmodul von 1000 N/mm^2 festgelegt.

6.3 Modellierung der unverzinkten Push-Out Versuche

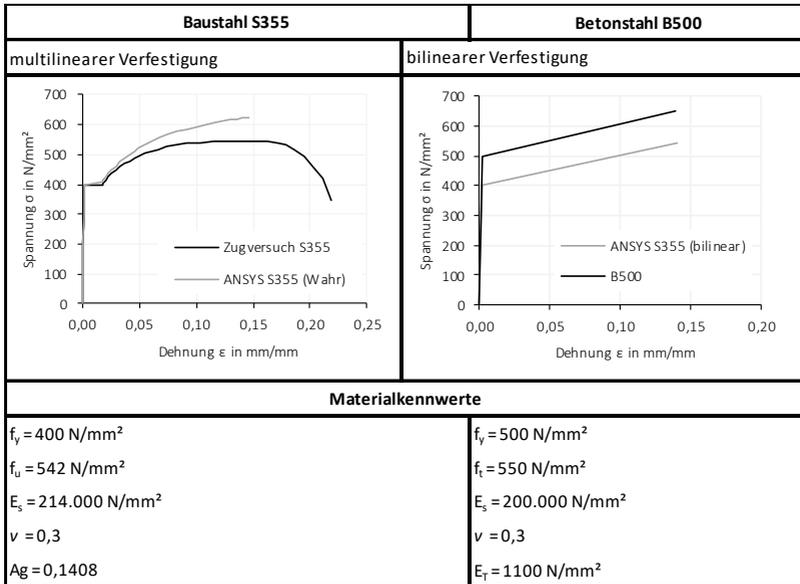


Abbildung 6-8: Materialkennwerte Baustahl und Betonstahl

6.3.2.2 Beton

Für die numerische Modellierung der Push-Out Versuche ist vor allem die Wahl des richtigen Betonmodells entscheidend, sodass sowohl das stark nichtlineare und unterschiedliche Verhalten bei Druck- und Zugbeanspruchung sowie Schädigung, Verfestigung und Rissbildung abgebildet werden können. Im Bereich des Betons vor den Dübeln entstehen große dreiaxiale Druckbeanspruchungen, während in anderen Bereichen große Spaltzugkräfte auftreten. Beide müssen durch das verwendete Materialmodell abgedeckt werden.

In ANSYS [168] stehen für die Modellierung von Beton verschiedene Materialmodelle zur Verfügung. Im Rahmen der Untersuchung der Push-Out Versuche wurden drei der Modelle untersucht, das Drucker-Prager-Materialmodell, das Menetrey-William-Materialmodell und das „Elastic Damage Microplane“-Materialmodell. Die Grundlagen der Materialmodelle und der erforderlichen Materialparameter sind ausführlich in Kapitel 6.2 beschrieben worden.

Die Druckfestigkeit und der E-Modul wurden entsprechend der Druckversuche der Proben in Kapitel 5.4 angesetzt. Die weiteren Materialparameter wurden berechnet bzw. im Rahmen von Empfehlungen gewählt.

Für die Materialmodelle nach Drucker-Prager und Menetrey-William wurde sowohl ein rein Elastisch-Plastisches Materialverhalten ohne Ver- und Entfestigung als auch eine exponentielle Verfestigungs- bzw. Entfestigungskurve gewählt. Die verwendeten Material- und Modellparameter sind in Abbildung 6-9 dargestellt. Die Eingabe der Materialparameter erfolgte über die in den technischen Daten von ANSYS Workbench vorhandenen Materialmodelle.

Die Modellparameter für das „Elastic Damage Microplane“-Materialmodell sind ebenfalls in Abbildung 6-9 aufgeführt. Der Parameter c wird über eine Kalibrierung der Ergebnisse mit den Kraft-Verformungskurven der Versuche ermittelt. Als Grundlage wird das Maß der charakteristische Länge nach [30] mit $l_{char} = 2,7 - 3,0 \cdot d_a$ verwendet. Über die Beziehung $c = l^2$ und mit einem Größtkorn $d_a = 16 \text{ mm}$ ergibt sich ein Gradientenparameter c von 1870 mm bis 2300 mm. Die Zuordnung der Materialparameter erfolgte über Commando-Objekte mittels APDL-Befehle. Die verwendeten Befehle sind im Anhang aufgeführt.

Materialkennwerte Beton				
Grunddaten				
f_c in N/mm ²	48,2			
f_{cb} in N/mm ²	57,8			
f_t in N/mm ²	4,1			
E_{cm} in N/mm ²	28660			
ν	0,2			
	Drucker-Prager	Menetrey-William		elastic Damage Microplane
δ_t	0,25	-	k	12,05
δ_c	1	-	k0	0,7625
ψ in °	-	30	k1	0,7625
K_{cm}	0,00077		k2	0,177
K_{cu}	0,0021		α	0,96
Ω_{cu}	0,33		β	10
Ω_{ci}	0,85		γ	0,000143
Ω_{cr}	0,2		c	2200
Ω_{tr}	0,1			
G_{tr} in Nm/m ²	100			

Abbildung 6-9: Materialkennwerte Beton nach Drucker-Prager, Menetrey-William bzw. „Elastic Damage Microplane“-Modell

Wie bereits in einigen Literaturquellen [63; 75] gezeigt wurde, ist für die Modellierung der Ermüdungsversuche der Verbunddübelleiste ein linear-elastisches Materialverhalten des Betons ausreichend. Durch die Begrenzung der Oberlast für

Ermüdungsbeanspruchungen [4] entstehen nur geringe bleibende Verformungen des Betons und er verhält sich nahezu linear-elastisch. Die verwendeten Materialmodelle des Betons wurden daher genauer im linear-elastischen Bereich untersucht und verglichen.

6.3.3 Auswertung der numerischen Untersuchungen

6.3.3.1 Untersuchung der Einflüsse von Modellparametern

Verschiedene Parameter der verwendeten Betonmodelle lassen sich nicht durch Materialversuche oder Formeln herleiten, sie müssen an Versuchskurven der Bauteile kalibriert werden.

Die Einflüsse dieser Parameter wurden anhand der Kraft-Schlupfkurven der Verbindung und den Dehnungen an der Stahlleiste untersucht. Zudem wurden die Einflüsse einiger Randbedingungen der Modellierung, z. B. der Kontaktsteifigkeit zwischen Stahl und Beton, der Lagerung des gesamten Probekörpers und des Stahl-Materialmodells betrachtet. Die untersuchten Modelle werden im nachfolgenden Kapitel im Hinblick auf die beste Vergleichbarkeit mit den Versuchsergebnissen bewertet. Für die Untersuchung der Einflüsse wird *ceteris paribus* jeweils ein Parameter geändert.

Als Belastung der Probekörper wurde eine Verschiebung von 12 mm angesetzt, dies entspricht einer Größe etwas oberhalb des in den Versuchen gemessenen Schlupfes. Die Last wurde in mindestens 140 Substeps, also mit einer maximalen Lastgröße von 0,086 mm aufgebracht, um zu große Laststeigerungen im Kontaktbereich und damit Konvergenzprobleme zu vermeiden.

Bei Anwendung des Microplane-Materialmodells hängt das Verhalten des Betons maßgeblich von den Parametern α^{mic} und β^{mic} , die das Schädigungsverhalten des Betons beschreiben und dem Gradientenparameter c ab. Der Parameter α^{mic} definiert die maximal mögliche Degradation des Betons, der Parameter β^{mic} die Entwicklung der Entfestigung. In Abbildung 6-10 ist der Einfluss der beiden Parameter auf den Verlauf des Schädigungsparameters d^{mic} dargestellt. Dabei nähert sich mit größerer werdendem α^{mic} der Schädigungsparameter d^{mic} dem maximalen Wert 1 an. Die Steigung der Schädigungskurve wird durch β^{mic} beeinflusst, wobei vor allem bei größeren Werten von α^{mic} unterschiedliche Schädigungsverläufe vorhanden sind, bei kleinem α^{mic} hat der Parameter β^{mic} nur einen minimalen Einfluss auf die Schädigung des Betons.

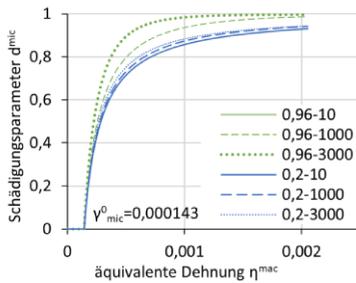


Abbildung 6-10: Vergleich des Schädigungsverlaufes in Abhängigkeit der Parameter α^{mic} (0,2; 0,5; 0,96) und β^{mic} (10; 1000; 3000)

Abbildung 6-11 und Abbildung 6-12 zeigen den Einfluss des Schädigungsverlaufes auf das Schlupfverhalten des Push-Out Körpers (a) und die Dehnungen an den DMS-Positionen am oberen Dübel (b). Der Verlauf der Kraft-Schlupf-Kurven ist bis zu einer Kraft von ca. 2200 kN (ca. 550 kN/Dübel) unabhängig vom Wert des Parameters α^{mic} , wobei sich bereits bei ca. 2000 kN eine typische Abflachung der Kurve mit Steifigkeitsverlust einstellt. Mit steigendem Parameter α^{mic} (mit gleichbleibenden Parametern $\beta^{mic} = 100$; $c = 2200$, Kont. = 8000 N/mm²) reduziert sich jedoch die maximale Tragkraft der Verbindung um ca. 8 % bei deutlich geringerem Schlupfverhalten. Durch die höhere mögliche Schädigung des Betons fällt die Tragfähigkeit zudem schneller und deutlicher ab. Bei $\alpha^{mic} = 0,2$ entstehen geringere Schäden und damit geringere Verformungen im Beton, wodurch jedoch höhere Beanspruchungen in der Stahlleiste resultieren. Diese führen anteilig zu einem größeren Schlupfverhalten der Verbindung.

Mit steigendem Parameter β^{mic} (mit $\alpha^{mic} = 0,96$; $c = 2200$, Kont. = 8000 N/mm²) fällt auf, dass es zu einem deutlichen und frühzeitigen Betonversagen der Konstruktion mit stark reduzierter maximaler Tragfähigkeit und schnell abfallender Resttragfähigkeit kommt. Ein langsamerer Entfestigungsverlauf führt dagegen zu einer höheren Tragfähigkeit der Push-Out und zu größeren Beanspruchungen an den Stahldübeln, wobei die Dehnungen bereits frühzeitig im hohen plastischen Bereich liegen.

Wie auch am Verlauf der Schädigungskurven in Abbildung 6-10 erkennbar, führen die Kombinationen der Parameter $\alpha^{mic} = 0,2$ / $\beta^{mic} = 100$ und $\alpha^{mic} = 0,96$ / $\beta^{mic} = 10$ zu fast identischen Schlupf- und Dehnungsverläufen (vgl. grüne Kurven in Abbildung 6-11 und Abbildung 6-12).

6.3 Modellierung der unverzinkten Push-Out Versuche

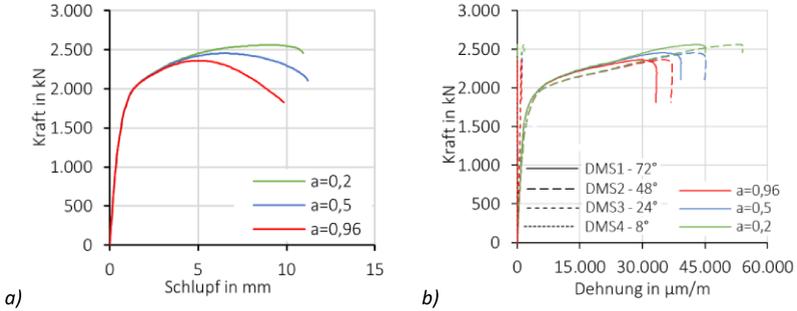


Abbildung 6-11: a) Kraft-Schlupf-Kurve bei Variation des Parameters α^{mic} ; b) Dehnungsverlauf an DMS-Stellen des oberen Dübels bei Variation des Parameters α^{mic}

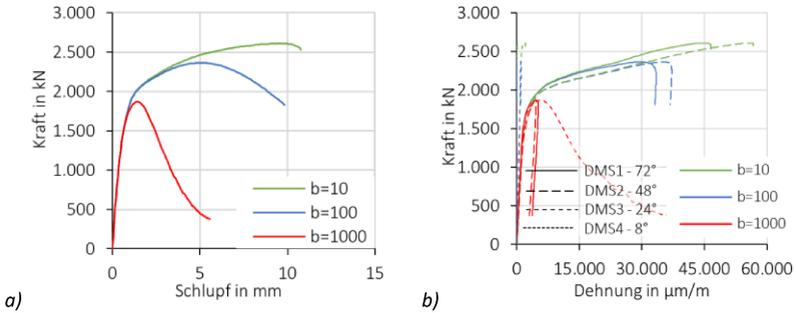


Abbildung 6-12: a) Kraft-Schlupf-Kurve bei Variation des Parameters θ^{mic} ; b) Dehnungsverlauf an DMS-Stellen des oberen Dübels bei Variation des Parameters θ^{mic}

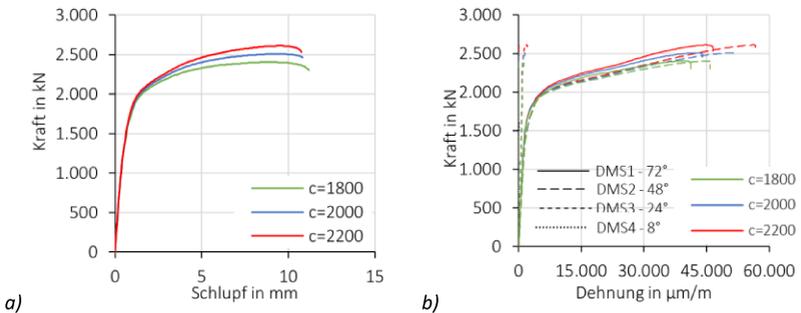


Abbildung 6-13: a) Kraft-Schlupf-Kurve bei Variation des Parameters c ; b) Dehnungsverlauf an DMS-Stellen des oberen Dübels bei Variation des Parameters c

Der Gradientenparameter c beeinflusst die Größe des Bereiches, in dem es durch die Beanspruchung zu einer Schädigung des Betons kommt (vgl. Kapitel 6.2.3). Eine Variation des Parameters im zuvor bestimmten Wertebereich führt zu unterschiedlich ansteigenden Traglastkurven ab dem abknickenden Ast bei ca. 2000 kN mit Abweichungen der maximalen Traglast von ca. 4 % bei ähnlichem Schlupfverhalten. Der Einfluss auf die Dehnungen am Stahldübel ist gering.

Der Reibbeiwert in dem Kontaktbereich zwischen Stahlleiste und Betonkörper hat große Auswirkung auf die Kontaktübertragung in der Verbundfuge. In [105] konnte gezeigt werden, dass mit größerem Reibbeiwert geringere Spannungen an der Verbunddübelleiste resultieren und sich das Maximum in der Höhe des Dübels verschiebt. In numerischen Untersuchungen der Verbunddübelleiste (z. B. [47; 63; 105]) wurde zumeist ein Reibbeiwert von $\mu = 0,3$ bis $\mu = 0,35$ angesetzt. In der Literatur werden jedoch Reibbeiwerte von Stahl auf Beton zwischen $\mu = 0,2$ bis $\mu = 0,5$ angegeben [7; 32; 56; 151].

Die Ergebnisse der Parameteruntersuchung des Einflusses eines Reibbeiwertes von 0,2, 0,3 und 0,5 auf das Schlupfverhalten und die Dehnungen am Stahldübel sind in Abbildung 6-14 dargestellt. Die anderen Beiwerte wurden jeweils konstant gewählt (mit festem $\alpha^{\text{mic}} = 0,96$; $\beta^{\text{mic}} = 10$; $c = 2200$, Kont. = progr.).

Die Verläufe der DMS zeigen deutlich eine Zunahme der Dehnungen mit größerem Reibbeiwert, wobei diese bedingt durch eine größere Gesamtragfähigkeit der Verbindung erst bei größerer Beanspruchung auftreten. Durch die höheren Reibkräfte zwischen Stahl und Beton wird die maximale Tragfähigkeit zudem bei einem geringeren Schlupf erzielt. Auch tritt der Beginn der steigenden Schlupfzunahme, erkennbar am ersten Abfall der Steigung der Kurve in Abbildung 6-14 a), der durch eine Zunahme der Schädigung im Kontaktbereich bedingt ist, mit größerem Reibbeiwert erst bei größerer Last auf.

Abbildung 6-14 c) veranschaulicht den Vergleich der Kraftanteile in x-Richtung an den vorderen Kontaktflächen der beiden Dübel und der seitlichen Kontaktfläche zwischen Beton und Stahlleiste. Der dargestellte Anteil der Seitenfläche wird hier jedoch etwas überschätzt. Mit feinerem Netz ergibt sich ein flacherer Verlauf mit ca. 100 kN anteiliger Last bei 2000 kN Gesamtkraft. Insgesamt wird ca. 90 % der Gesamtkraft des Push-Out Modells (beider Probekörperhälften) über die vorderen Kontaktflächen der vier Dübel übertragen, nur ca. 9 % über die Seitenfläche. Jedoch werden die beiden Dübel nicht gleichmäßig beansprucht. Im geringeren Lastbereich wird ein größerer Anteil der Last am oberen Dübel (Dübel 1) übertragen. Ab ca. 1900 kN Gesamtkraft findet eine Kraftumlagerung statt und der untere Dübel erhält mehr Last. Mit steigendem Reibbeiwert ändert sich die Lastverteilung auf die Dübel nur geringfügig. Hingegen treten etwas geringere Beanspruchungen an

beiden Dübeln auf, da mit größerem Reibbeiwert die Kraftübertragung an der Seitenfläche zunimmt.

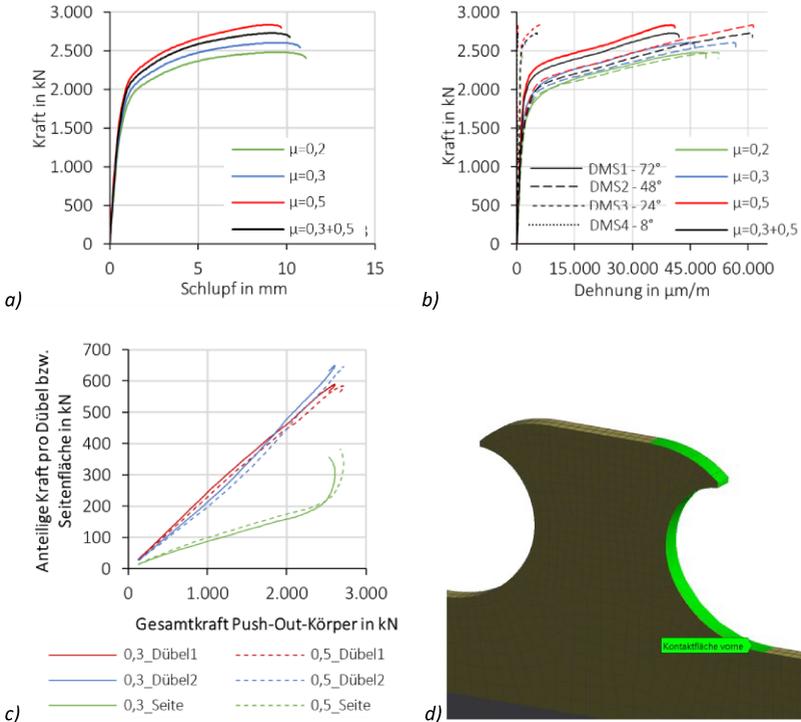


Abbildung 6-14: a) Kraft-Schlupf-Kurve in Abhängigkeit des Reibbeiwertes; b) Dehnungsverlauf an DMS-Stellen des oberen Dübels in Abhängigkeit des Reibbeiwertes; c) Kraftverteilung (Lastanteil in x-Richtung) auf vordere Kontaktflächen der Dübel bzw. Seitenfläche bei $\mu = 0,3$ und $\mu = 0,5$; d) vordere Kontaktfläche an oberem Dübel

Abbildung 6-15 zeigt die Druckverteilung über die vordere Kontaktfläche der beiden Dübel. Bei einer Gesamtkraft von ca. 1000 kN tritt die maximale Druckspannung bei beiden betrachteten Reibbeiwerten am vorderen Dübel in gleicher Größenordnung auf, jedoch liegt diese bei dem höheren Reibbeiwert von $\mu = 0,5$ in etwas geringerer Höhe des Dübels bei $0,124 \cdot e_x$ im Gegensatz zu $0,14 \cdot e_x$ bei $\mu = 0,3$. Bei einer größeren Beanspruchung von ca. 2000 kN Gesamtkraft tritt die maximalen Druckspannung bei dem kleineren Reibbeiwert von $\mu = 0,3$ bereits am unteren Dübel auf.

Vergleicht man die Lastverteilung in Abbildung 6-14 c) ist erkennbar, dass in diesem Lastbereich bei kleinerem Reibbeiwert bereits eine größere Lastumlagerung auf den unteren Dübel erfolgt.

Dies erklärt zudem die größeren Spannungen an der Kontaktfläche bei geringerem Reibbeiwert. Das Maximum der Kontaktspannung liegt bei $0,156 \cdot e_x$ ($\mu = 0,3$) bzw. bei $0,16 \cdot e_x$ ($\mu = 0,5$) etwa in gleicher Höhe des Dübels. Die in [105] beobachteten Einflüsse der Reibbeiwerte können hier nur teilweise bzw. nur bei höherer Beanspruchung bestätigt werden.

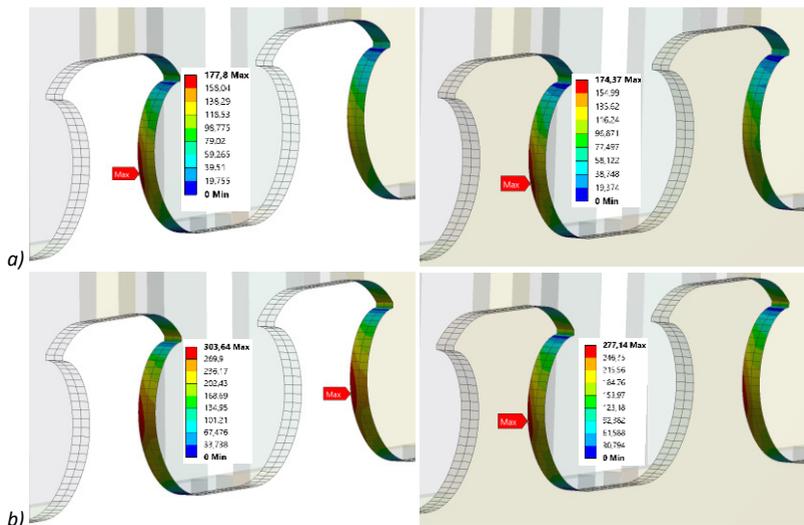


Abbildung 6-15: Kontaktdruck zwischen Stahldübel und Beton bei a) ca. 1000 kN Gesamtkraft und b) ca. 2000 kN Gesamtkraft für Reibbeiwerte mit $\mu = 0,3$ (links) und $\mu = 0,5$ (rechts)

Die Kontaktsteifigkeit des reibungsbehafteten Kontaktes zwischen Stahlleiste und Beton wurde zunächst programmgesteuert berücksichtigt, wobei eine Kontaktsteifigkeit an der Stirnfläche von $\sim 9400 \text{ N/mm}^3$ bzw. an der Seitenfläche von $\sim 7200 \text{ N/mm}^3$ berechnet wurde. Abbildung 6-16 lässt den Einfluss der Variation der Kontaktsteifigkeit erkennen, wobei jeweils beiden Kontaktflächen eine identische Steifigkeit von 5000 N/mm^3 , 8000 N/mm^3 und 11000 N/mm^3 zugeteilt wurde (mit festen Werten $\alpha^{\text{mic}} = 0,96$; $\beta^{\text{mic}} = 10$; $c = 2200$; $\mu = 0,3$).

Bei den höheren Kontaktsteifigkeiten ist sowohl beim Schlupfverhalten als auch bei den Dehnungen an den DMS kein großer Einfluss erkennbar. Mit Abnahme der

Kontaktsteifigkeit (Kont.) auf 5000 N/mm² kommt es bereits frühzeitig bei deutlich kleinerer Beanspruchung zu einer Zunahme des Schlupfs und auch der Dehnungen. Dies wird teilweise bedingt durch eine stärkere Durchdringung der Elemente im Kontaktbereich bei geringer Kontaktsteifigkeit. Die stärkere Durchdringung führt bei zunehmender Last zudem zu einer veränderten Beanspruchung an den DMS-Stellen, wie in Abbildung 6-16 b) bei DMS 1 und DMS 2 (grüne Kurve) erkennbar ist.

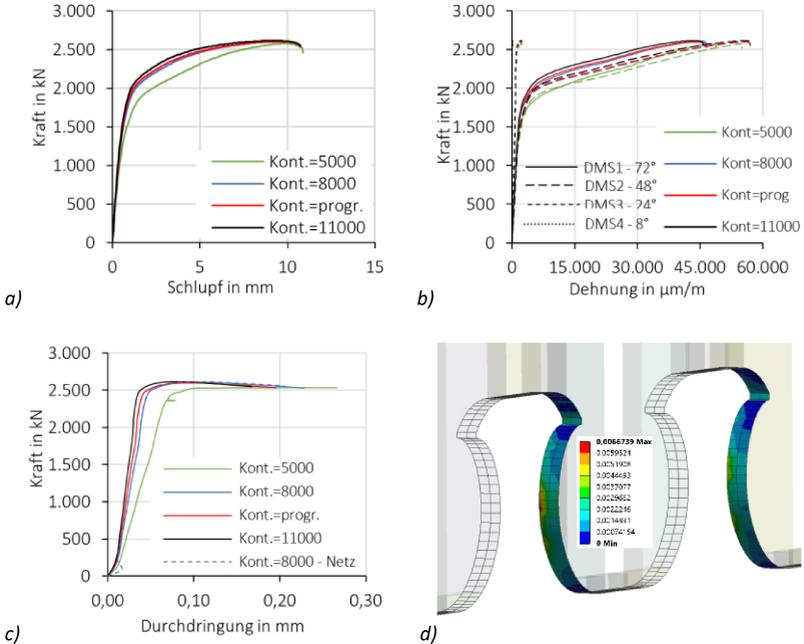


Abbildung 6-16: a) Kraft-Schlupf-Kurve in Abhängigkeit der Kontaktsteifigkeit; b) Dehnungsverlauf an DMS-Stellen des oberen Dübels in Abhängigkeit der Kontaktsteifigkeit; c) Durchdringung an Kontaktstirnfläche in Abhängigkeit der Kontaktsteifigkeit; d) Darstellung der Durchdringung am oberen Dübel bei Lastbeginn

Eine Verfeinerung des Netzes der Stahlleiste (Netzgröße an Schnittkante 2,5 mm statt 5 mm) hat dagegen kaum einen Einfluss auf die Durchdringung im Lastverlauf (vgl. Abbildung 6-16 c) bzw. das Kraft-Schlupf-Verhalten (vgl. Abbildung 6-17). Nur an DMS 2 treten mit feinerem Netz geringere Dehnungen auf.

Wie oben bereits beschrieben, ergibt sich durch das feinere Netz ein reduzierter Lastanteil, der über Reibung über die Seitenfläche übertragen wird, der im Kontext

der Gesamtkraft einen realistischeren Wert liefert. An der Lastverteilung auf die Dübel ändert sich durch die Netzverfeinerung nichts.

Da die Unterschiede insgesamt gering sind, die Netzverfeinerung jedoch zu einer deutlichen Zunahme der erforderlichen Rechenzeit (ca. drei- bis vierfach) führt, wird das in Abbildung 6-7 dargestellte gröbere Netz verwendet.

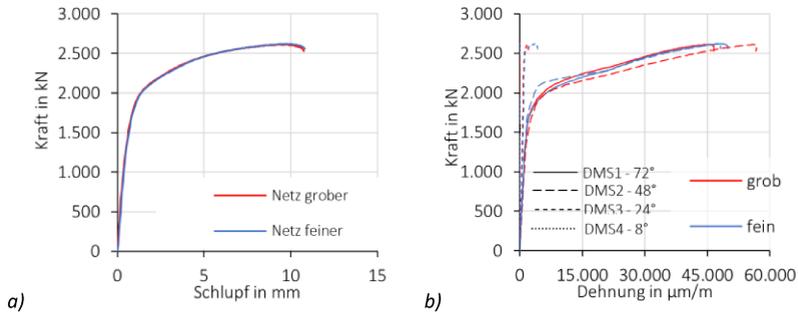


Abbildung 6-17: a) Kraft-Schlupf-Kurve in Abhängigkeit der Netzfeinheit; b) Dehnungsverlauf an DMS-Stellen des oberen Dübels in Abhängigkeit der Netzfeinheit

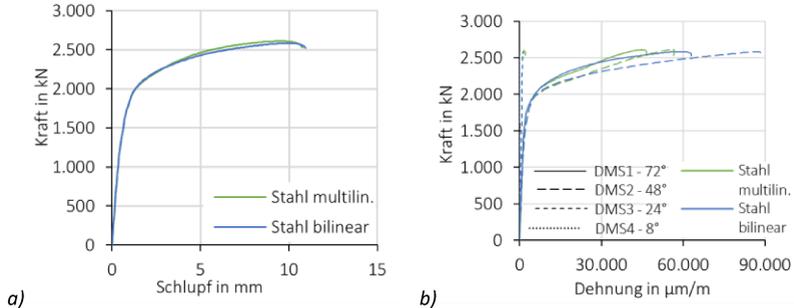


Abbildung 6-18: a) Kraft-Schlupf-Kurve in Abhängigkeit des Materialmodells des Stahls; b) Dehnungsverlauf an DMS-Stellen des oberen Dübels in Abhängigkeit des Materialmodells des Stahls

Sowohl mit einem multilinearen als auch einem bilinearen Ansatz für das Materialmodell des Stahls ergeben sich fast identische Verläufe der Kraft-Schlupf-Kurve und der Dehnungen im Stahldübel bis zur Streckgrenze, vgl. Abbildung 6-18. Erst ab Erreichen der Streckgrenze und dem Beginn der unterschiedlichen Steigungen der Verfestigungskurven weichen die Verläufe der Dehnungen an den DMS-Stellen

voneinander ab. Die Dehnungen des multilinearen Ansatzes wachsen zunächst etwas stärker an. Ab Ende des Plateaus treten jedoch bei ansteigender Last deutlich geringere Dehnungen auf als mit gleichbleibendem Tangentenmodul des bilinearen Ansatzes. Die weiteren Vergleiche wurden daher mit dem genaueren multilinearen Ansatz durchgeführt.

In Abbildung 6-19 sind die Einflüsse von unterschiedlichen Materialkennwerten dargestellt. Die Zugfestigkeit des verwendeten Betons wurde nicht versuchstechnisch bestimmt, daher erfolgte die Festlegung entsprechend [10; 35] zu $f_t = 4,1 \text{ N/mm}^2$. Wird eine reduzierte Zugfestigkeit des Betons mit $f_t = 3,0 \text{ N/mm}^2$ angesetzt, ergibt sich eine stärker ansteigende Schädigungskurve des Betons, vgl. Abbildung 6-19 b). Dies resultiert in einer ca. 14 % niedrigeren maximalen Tragfähigkeit des Push-Out Körpers, wobei nach dem ersten Abknicken der Kraft-Schlupf-Kurve nur eine geringe Laststeigerung bei größerem Schlupf möglich ist, und geringfügig höhere Dehnungen als bei gleichem Modell mit höherer Zugfestigkeit. Insgesamt entstehen jedoch geringere maximale Dehnungen durch die geringere Beanspruchung der Leiste.

Die Proben der verzinkten Stahlleisten sind aus einem Blech der Festigkeit S355 einer anderen Charge gefertigt worden als die unverzinkten Stahlleisten. Die Zugproben ergaben hier andere Festigkeitswerte und einen anderen E-Modul, ein Vergleich der beiden Materialdaten und Kurven ist in Abbildung 6-33 (Kapitel 6.4.3) aufgeführt.

Mit Implementierung der höheren Streckgrenze der Proben entstehen die bleibenden Dehnungen erst bei höheren Lasten. Die großen Dehnungen entstehen so in einem deutlich engeren Lastbereich. Zudem entstehen im Lastbereich der Lastumlagerung geringere Verformungen der Stahlleiste, was zu einem verzögerten Schlupfverhalten führt.

Die Beanspruchungen des oberen Dübels verteilt sich dabei bei den verzinkten Proben bis zu einer hohen Last gleichmäßiger über den oberen Rundungsbereich (DMS 1 und DMS 2). Am unteren Dübel entsteht die größere Beanspruchung bei beiden Materialproben im unteren Dübelbereich, bei höherer Streckgrenze der verzinkten Proben treten an DMS 1 erst bei ca. 2000 kN steigende Dehnungen auf.

Die maximale Tragfähigkeit ist bei beiden Stahlsorten bei gleichem maximalem Schlupf identisch.

6 Numerische Untersuchungen der Push-Out Versuche

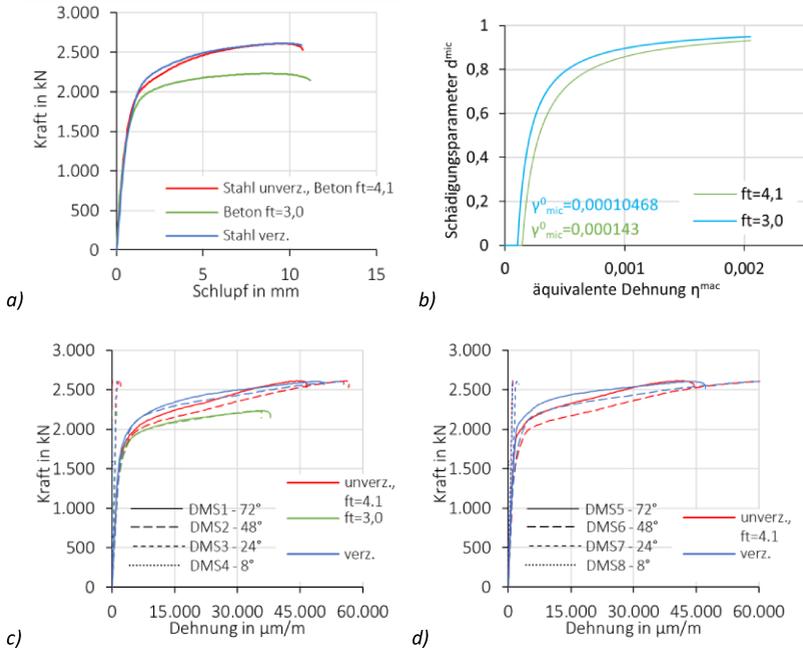


Abbildung 6-19: a) Kraft-Schlupf-Kurve in Abhängigkeit der Zugfestigkeit des Betons und der Materialkennwerte des Stahls; b) Vergleich des Schädigungsverlaufes in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit des Betons; c) Dehnungsverlauf an DMS-Stellen des oberen Dübels in Abhängigkeit der Zugfestigkeit des Betons und der Materialkennwerte des Stahls; d) Dehnungsverlauf an DMS-Stellen des unteren Dübels in Abhängigkeit der Materialkennwerte des Stahls

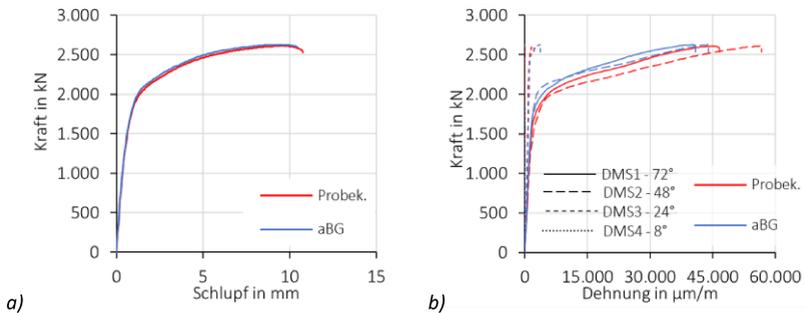


Abbildung 6-20: a) Kraft-Schlupf-Kurve in Abhängigkeit der Schnittform der Dübelleiste; b) Dehnungsverlauf an DMS-Stellen des oberen Dübels in Abhängigkeit der Schnittform der Dübelleiste

In Abbildung 6-20 sind die Ergebnisse für die unterschiedlichen Schnittformen der Dübelleiste entsprechend dem Probekörper bzw. nach aBG [4] aufgeführt. Die Unterschiede der beiden Formen sind in Abbildung 4-12 dargestellt. Auffällig ist, dass es bei der Form nach aBG einen Wechsel der maßgebenden Dehnungen von DMS 1 auf DMS 2 gibt, bei größerer Last die maximale Beanspruchung somit weiter unten an der Dübelrundung auftritt. Insgesamt treten jedoch bei der Schnittform entsprechend der Ausführung der Probekörper größere Dehnungen an der Leiste auf, sodass der Vergleich als auch die Versuchsdurchführung an dieser Geometrie auf der sicheren Seite liegt.

Eine Änderung der Lagerungsbedingungen des Betonkörpers von einer festen Lagerung an der unteren Aufstandsfläche zu einem reibungsbehafteten Kontakt mit einer hinzugefügten Stahllagerplatte (zusätzlich seitliche Halterung der Betonkörpers am unteren seitlichen Bereich) hat bei Verwendung des Microplane-Materialmodells nur minimale Abweichungen der Kraft-Schlupf-Kurven bzw. der Dehnungen zur Folge. Ein größerer Einfluss unterschiedlicher Lagerungsbedingungen zwischen den einzelnen im Mörtelbett gelagerten Versuchen kann somit ausgeschlossen werden. Eine mögliche Anfangsschiefstellung der Körper untereinander wurde nicht untersucht.

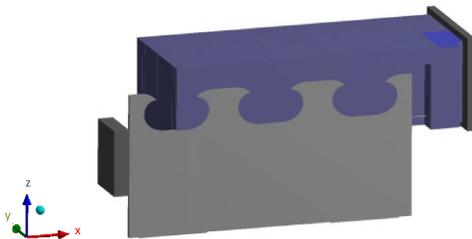


Abbildung 6-21: Reibungsbehaftete Lagerung auf Stahlplatte mit seitlicher Festhaltung des Betonkörpers

Bei Anwendung der Materialmodelle nach Drucker-Prager und Menetrey-Williams mit den Materialparametern entsprechend Abbildung 6-9 kam es zu erheblichen Rechenproblemen der Modelle.

Für eine generelle Durchführbarkeit der Berechnung musste eine Aufbringung der Last zunächst in mehreren kleinen Lastschritten erfolgen. Sobald jedoch zu große Schädigungen des Betons im Bereich der Kontaktfläche auftraten, brach die Berechnung mit Materialfehlern ab. Dies erfolgte beim Drucker-Prager-Materialmodell

bereits nach wenigen Lastschritten. Bei dem Materialmodell nach Menetrey-William konnte durch die bessere Abbildung einer mehraxialen Beanspruchung im Lasteinleitungsbereich [144] die Belastung bis in den Bereich des ersten Abfalls der Steigung der Kurve gesteigert werden. Eine Weiterführung der Laststeigerung konnte hier ebenfalls nicht erzielt werden.

Für das Drucker-Prager-Modell wurde daher zusätzlich das Materialmodell nur mit Basis-Daten ohne die Berücksichtigung einer Entfestigung untersucht, um Materialfehler durch Entfestigung der Elemente zu vermeiden.

Hier konnte ein sehr ähnlicher Verlauf zum Menetrey-Williams Materialmodell erzielt werden, vgl. Abbildung 6-22. Die Kurven steigen steil an. Erst ab ca. 2000 kN, kurz vor Abbruch der Berechnungen, weichen die Kurven leicht voneinander ab, sodass erst hier von einer Schwächung des Verbundquerschnittes durch Entfestigung ausgegangen werden kann.

Ein Einfluss aus verschiedenen Kontaktbedingungen mit Variation der Kontaktsteifigkeit und des Reibbeiwertes konnte dagegen nicht beobachtet werden. Allein eine reibungsbehaftete Lagerung auf einer Lagerungsplatte (vgl. Abbildung 6-22) führte zu einer größeren Schlupfzunahme mit Maximallast von ca. 2200 kN.

Eine weitere Betrachtung von Einflussfaktoren der Material- und Geometrieparameter der Push-Out Versuche mit diesen beiden Materialmodellen wurde aufgrund der frühen Berechnungsabbrüche als nicht sinnvoll erachtet.

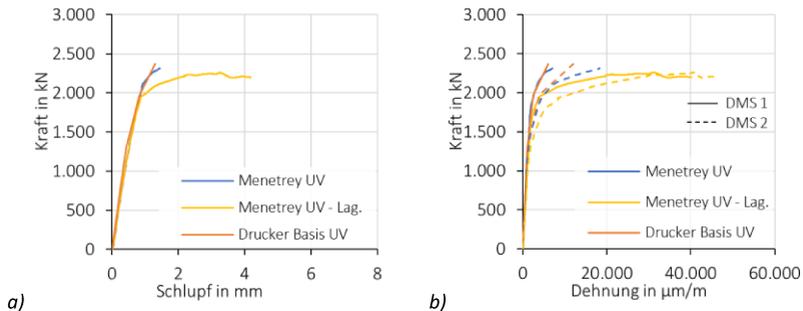


Abbildung 6-22: a) Kraft-Schlupf-Kurve mit Materialmodell Menetrey-Williams und Drucker-Prager; b) Dehnungsverlauf an DMS-Stellen des oberen Dübels mit Materialmodell Menetrey-Williams und Drucker-Prager

6.3.3.2 Verifikation der Materialmodelle mit unverzinkten Versuchen

In Abbildung 6-23 a) ist der Vergleich der Kraft-Schlupf-Verläufe des unverzinkten statischen Push-Out Versuches mit den FE-Ergebnissen des Modells dargestellt, berechnet mit den in Abbildung 6-9 aufgeführten Kennwerten des Microplane-Materialmodells sowie den Modellen nach Menetrey-Williams und Drucker-Prager, jeweils mit einem Reibkoeffizienten von $\mu=0,3$ und einer Kontaktsteifigkeit von 8000 N/mm^2 .

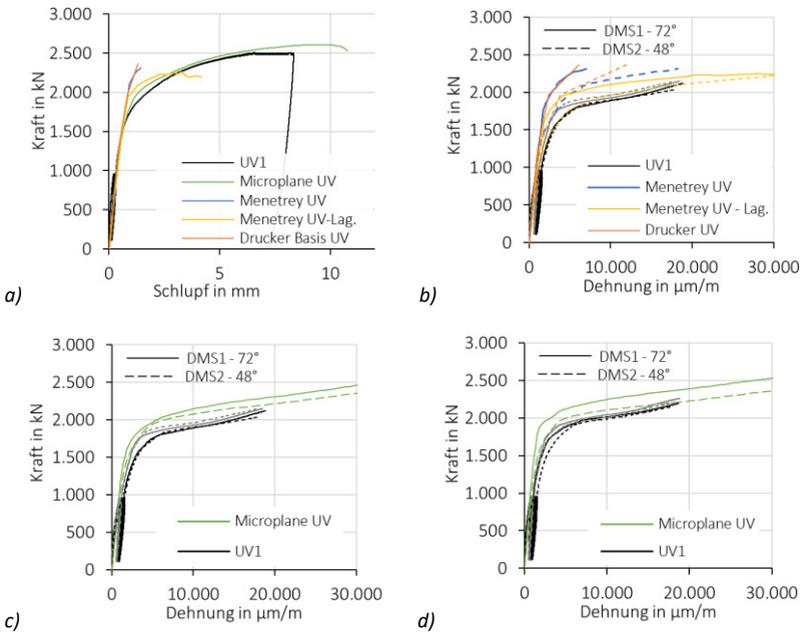


Abbildung 6-23: a) Vergleich der Kraft-Schlupf-Kurve des unverzinkten statischen Versuches mit FE-Modell; Vergleich der Dehnungsverläufe an DMS 1 und DMS 2 des unverzinkten statischen Versuches mit FE-Modell für b) elastisch-plastische Materialmodelle, c) Microplane-Materialmodell für den oberen Dübel und d) den unteren Dübel

Die Simulationsergebnisse des Microplane-Materialmodells stimmen dabei sowohl in der maximalen Traglast als auch dem Schlupfverhalten (im messbaren Bereich der Versuche, da diese aufgrund des Erreichens der maximalen Maschinenkraft nicht bis zum Versagen durchführbar waren, vgl. Kapitel 5.4.1) gut mit den Messergebnissen des Versuches überein. Auffällig ist jedoch, dass im Versuch der unverzinkten Stahlleiste eine geringfügig frühere Zunahme des Schlupfes auftritt. Hier ist

anzunehmen, dass bereits Vorbeanspruchung durch die Herstellung, dabei vor allem durch den Brennschneidprozess, in der Dübelleiste vorhanden waren und dies zu einem früheren Erreichen der Streckgrenze im Versuch und mit steigender Verformung der Stahlleiste zu einem früheren Anstieg des Schlupfes führte. Auch die Dehnungsverläufe an den DMS-Positionen 1 und 2 (obere Bereich der Rundung) liefern eine zufriedenstellende Übereinstimmung, vgl. Abbildung 6-23 c) und d). Beim oberen Dübel weicht hier nur der Dehnungsverlauf einer der beiden Probekörperhälften geringfügig ab. Im oberen Lastbereich mit Vorliegen größerer Betonschädigungen treten im Versuch jedoch größere Dehnungen auf.

Mit den elastisch-plastischen Materialmodellen ist nur eine teilweise Übereinstimmung der Last-Schlupf-Kurve mit dem unverzinkten Versuch im anfänglichen Lastbereich vorhanden. Im größeren Lastbereich entstehen dabei geringere Dehnungen im oberen Dübelbereich (Abbildung 6-23 b). Eine maximale Tragfähigkeit konnte durch diese Modelle aufgrund von Rechenabbrüchen nicht erzielt werden.

Insbesondere im relevanten Bereich der Ermüdungsbeanspruchung, die gemäß aBG [4] auf eine Oberlast mit 70 % der charakteristischen Tragfähigkeit ($P_{RK} = 0,9 \cdot P_{max}$) begrenzt ist (dies entspricht mit abgeschätzter maximale Tragfähigkeit aufgrund des vorzeitigen Versuchsabbruchs ca. 1640 kN), stimmen jedoch sowohl die Kraft-Schlupf- als auch die Dehnungsverläufe des Microplane-Materialmodells sowie der elastisch-plastischen Materialmodelle gut überein.

Als Versagensart wurde in dem statischen Versuch UV1 ein beginnendes Ausstanzversagen kombiniert über beide Dübel vermutet. Dies lässt sich auch in den Schadensdarstellungen des numerischen Modells mit Microplane-Materialmodell in Abbildung 6-24 erkennen.

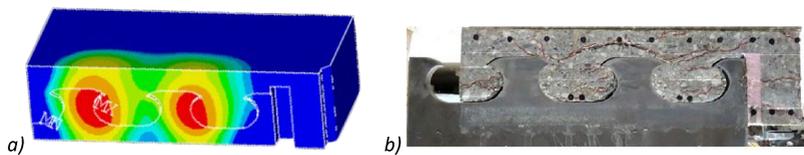


Abbildung 6-24: a) Darstellung der Gesamtschädigung (MPLADMAC) des Betonkörpers im FE-Modell (Microplane) bei Belastung von ca. 2500 kN (= Abbruch Versuch); b) Rissverlauf im Probekörper UV1

Abbildung 6-25 zeigt einen Vergleich der Dehnungen an den DMS-Stellen der zyklischen, unverzinkten Push-Out Versuche mit den Dehnungen der FE-Modelle mit Modellierung des Betons unter Verwendung des Microplane- bzw. des Menetrey-Williams-Materialmodells.

Da in den Materialmodellen des FE-Modells keine zyklischen Beanspruchungen berücksichtigt wurden, wurden die Dehnungen der Versuche bei der Erstbelastung angegeben. Im FE-Modell wurden die Normaldehnungen über die jeweilige Rundung untersucht, da im Bereich der DMS-Achse 1 mm unterhalb der Rundung, vor allem bei DMS 1 und DMS 4, die Hauptdehnungen bereits von ihrem Verlauf tangential zur Brennschnittfläche abwichen.

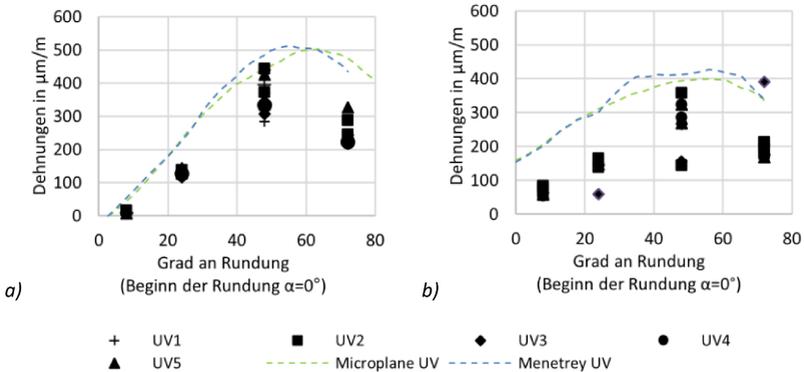


Abbildung 6-25: Vergleich der DMS-Messungen bei 8°, 24°, 48° und 72° abgelesen aus Erstbelastung bei einer Gesamtlast von 500 kN und der FE-Berechnung mit Materialmodell Microplane für a) oberen Dübel und b) unteren Dübel

Die exakte Vergleichbarkeit der Dehnungen der Stahlleiste aus den numerischen Modellen, mit denen der zyklischen Versuche bei unterschiedlichen Lasten, wird durch eine Problematik erschwert. In Abbildung 6-26 ist die Hauptspannungsverteilung über die beiden Dübel dargestellt. Hier ist gut die stärkere Beanspruchung des vorderen Dübels durch die ungleiche Belastung des Push-Out Versuchs zu erkennen, wobei sich die Verteilung bei den beiden Materialmodellen geringfügig unterscheidet.

Diese Problematik ist bei Push-Out Versuchen (Standard-Abscherversuchen) bekannt und ergibt sich aus dem Versatz zwischen Lasteinleitung und Lagerung der Proben und dem daraus resultierenden Moment. Bei Verbunddübelleisten wird dies zusätzlich durch die größere Steifigkeit der Verbundmittel sowie durch eine zusätzliche Ausmitte der Last bis zum Lastübertragungspunkt (in den Beton) bei ca. der Mitte der Dübelhöhe verstärkt. Geringe Schiefstellungen im Versuchsaufbau verstärken diesen Effekt zusätzlich. Über die genaue Lastverteilung der Gesamtkraft auf die Dübel und die ebenfalls entstehenden Querdruckkräfte gibt es

unterschiedliche Ansätze. Einige Modellvorstellungen für Abscherversuche mit Kopfboolzübel sind ausführlich in [75] beschrieben worden.

Abbildung 6-27 lässt über den Lastverlauf entsprechend der Hauptspannungsvektoren zudem erkennen, dass neben der unterschiedlichen Konzentration der Beanspruchungen über die beiden Dübel auch die Lastrichtung beeinflusst wird. Dies resultiert in abweichenden Höhen der Hotspotspannungen der beiden Dübel.

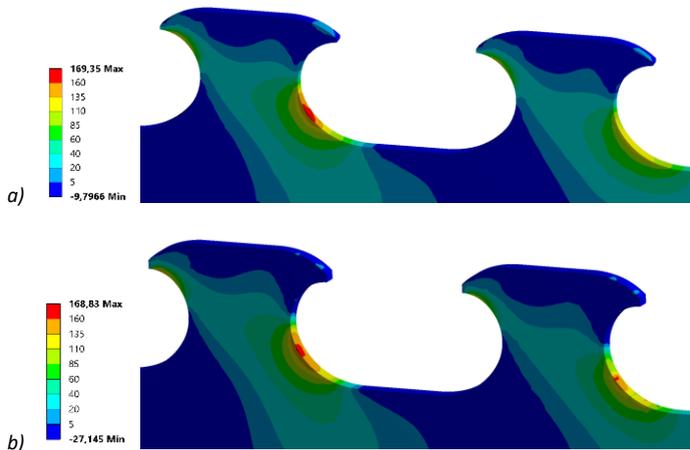


Abbildung 6-26: Hauptspannungsverteilung über beide Dübel mit Verwendung des
a) Microplane-Materialmodell; b) Menetrey-Williams-Materialmodell

Eine unterschiedliche Lastverteilung auf die Dübel und damit die zugehörige jeweilige Stahldehnung an den einzelnen Dübeln kann versuchstechnisch jedoch nicht bestimmt werden. Es wurden daher nur jene Daten verglichen, bei denen die resultierende Last an der Lagerung des Betons im numerischen Modell mit der im Versuch aufgetragenen Gesamtlast übereinstimmt.

Ausgewertet wurden die Dehnungen an den DMS bei einer Gesamtlast von 500 kN, jeweils bei der statischen Erstbelastung der unverzinkten Versuchskörper. Da der Beton bereits mit einer ersten Be- und Entlastung eine Schädigung erhält, traten mit Zunahme der Schwingspiele Umlagerungen im System und größere Beanspruchungen an den Dübeln auf, die mit den numerischen Modellen nicht berücksichtigt werden konnten, vgl. Kapitel 5.4.

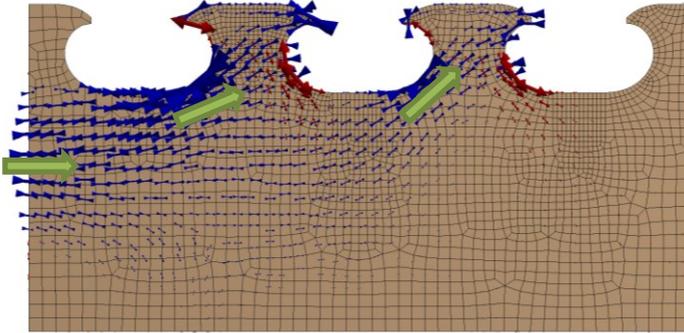


Abbildung 6-27: Lastverlauf über die beiden Dübel über die Hauptspannungsvektoren

Mit den Messwerten der Erstbelastung konnte jedoch eine gute Übereinstimmung des FE-Modells bei der Beanspruchung über die Rundung erzielt werden, wobei die Versuchsergebnisse auf der sicheren Seite liegen. Da die Verhältnisse der Dehnungen an DMS 1 und DMS 2 über die Versuchsdauer annähernd konstant blieb, wurde der Hochrechnungsfaktor, bestimmt bei Erstbelastung, auch für die angestiegenen Beanspruchungen im Versuchsverlauf angenommen.

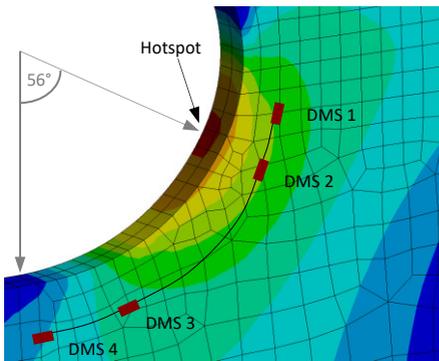


Abbildung 6-28: Hochrechnung Spannungen an DMS-Achse auf Hotspot

Im FE-Modell trat der Hotspot an der Rundung des oberen Dübels bei ca. 56° auf, dies entspricht der gleichen Position wie in [63], und somit zwischen den beiden oberen DMS, jedoch näher zu DMS 2. Der Konzentrationsfaktor zur Hochrechnung der DMS-Messung an den Hotspot konnte so für DMS 2 zu 1,844 (Microplane) bzw.

1,753 (Menetrey) bestimmt werden. Eine Auswertung der Hochrechnungsfaktoren bei größerer Last entsprechend der Oberlast von 940 kN ergab dabei für Microplane einen etwas geringeren Wert (1,8), für Menetrey einen etwas größeren Wert (1,84). Für die Auswertung wird daher ein Mittelwert mit 1,81 angenommen.

6.4 Modellierung der verzinkten Push-Out Versuche

6.4.1 Vorbemerkung

Im Rahmen der Untersuchung der Einflüsse der Zinkschicht wurden die im vorangehenden Kapitel 6.3 beschriebenen Modelle zunächst um eine Zinkschicht im Kontaktbereich zwischen Stahl und Beton erweitert.

Bei der Modellierung der verzinkten Modelle mit direkt modellierten Zinkschichten kam es allerdings zu großen Problemen.

Zunächst fiel auf, dass die Modellierung je nach Verwendung der Geometrieunterprogramme von ANSYS [168] mit DesignModeler oder SpaceClaim Geometrieabweichungen der dünnen Schichten im Bereich der Rundungen aufwies. Diese Abweichungen führten aufgrund von geometrischen Überschneidungen der dünnen Schichten bei Verwendung von SpaceClaim zu Fehlern in der Vernetzung bzw. der Kontaktfindung. Die Modellierung konnte so nur mit dem DesignModeler erfolgen, wodurch aber die Option der gemeinsamen Topologie zwischen Beton und Bewehrung entfällt. Die Verbindung wurde über einen Verbundkontakt hergestellt, wobei händisch eine gleiche Netzeinteilung der Körper und eine identische Vernetzung von Beton- und Bewehrungselementen erfolgen musste.

Nach erfolgreicher Vernetzung der Modelle kam es im Weiteren zu Problemen an den Kontaktbereichen zwischen den Betonkörpern und den sehr dünnen Zinkschichten. Mit den dünnen Elementen trat bereits bei sehr geringen Lastanteilen eine zu große Durchdringung mit unnatürlichen Verformungen der Zinkschichten auf. Dies resultierte in Fehlern und infolgedessen in Abbrüchen der Rechnungen.

Es wurde daher eine zweigleisige Untersuchung vorgenommen, die nachfolgend dargestellt wird.

Zunächst wurde an den Modellen aus Kapitel 6.3 (ohne Zinkschichten, Model 1) mit den bereits untersuchten Einflüssen der Kontaktbedingungen, wie Kontaktsteifigkeit und Reibbeiwert, ein Zusammenhang mit den Zinkschichten analysiert. Dafür wurden die Modelle und Kontaktbedingungen, die durch die Eigenschaften der Zinkschichten beeinflusst werden, mit den Versuchsergebnissen verglichen. Hier wurde zudem ein Einfluss der Materialeigenschaften des Stahls überprüft, da die verzinkten Leisten der Push-Out Körper aus einer anderen Materialcharge

hergestellt wurden. Modell 1 wurde nur an einem großen Modell ohne vertiefte Betrachtung des maßgebenden Bereiches untersucht.

Im zweiten Schritt wurde das Modell der Push-Out Körper in ein vereinfachtes Modell ohne Beton (Modell 2) überführt. Dabei wurde die Lagerung der Stahlleiste im Beton durch eine elastische Lagerung angenähert, wobei analog zu den Betrachtungen in [105; 119] eine Lagerung an der vorderen Kante und an der oberen rückwärtigen Spitze des Dübels angesetzt wurde, vgl. Darstellung der resultierenden Kräfte in Abbildung 2-9. Diese Bereiche entsprechen ebenfalls den Kontaktbereichen zwischen Stahl und Beton der verformten Körper unter Belastung. Durch die elastische Lagerung der Bereiche der Dübelkante war jedoch mit einem unterschiedlichen Verformungsverhalten der Dübelkante zu rechnen, da anders als beim reibungsbehafteten Kontakt zum Beton keine Trennung der Kontaktfläche und keine Abstufung der Beanspruchung der Kontaktzone erfolgen kann. Die elastische Lagerung war immer mit gleichbleibender Steifigkeit vorhanden.

Bei Modell 2 wurde zudem nur ein Dübel der Leistengeometrie modelliert. Durch die Reduktion des Modells auf einen Dübel war es möglich, die Beanspruchung an der Dübelrundung auch bei unterschiedlichen Dübelabmessungen mit gleichbleibender Last zu vergleichen.

6.4.2 Aufbau des FE-Modells mit Zinkschicht

Für Modell 2 wurde ein Grobmodell eines Dübels unter Ausnutzung der Symmetrie in Blechmitte abgebildet. Die vertikale Verschiebung der unteren Kante der Stahlleiste wurde über eine reibungslose Lagerung verhindert. Die Lagerung in Längsrichtung erfolgte, wie oben beschrieben, über eine bereichsweise elastische Lagerung an der Schnittkante. Die vordere Kante wurde über die gesamte Dübelrundung gelagert, an der rückwärtigen Rundung wurde die Lagerung nur an der Spitze definiert, vgl. Abbildung 6-29 b). Es wurde eine Basissteifigkeit der elastischen Lagerung von 8000 N/mm^3 entsprechend der zuvor angesetzten Kontaktsteifigkeit zwischen Stahl und Beton verwendet.

Die Lasteinleitung erfolgte als Kraft über die vordere Kante (Lastaufbringung an Stahl und Zinkschicht). Zur Vergleichbarkeit der Ergebnisse bei abweichenden Geometrieparametern wurde eine Einheitsschubbeanspruchung der Leiste angestrebt. Dazu wurde die Kraft entsprechend der Größe des Dübels e_x und der durch die angesetzte Symmetrie halben Dicke des Bleches t_w gewählt. Dies entsprach beispielsweise bei $e_x = 250 \text{ mm}$ und $t_w / 2 = 10 \text{ mm}$, mit einer Dübelgrundfläche von 2500 mm^2 , einer Kraft von 2500 N . Zusätzlich wurden die Einflüsse bei einer ansteigenden Last mit einer maximalen Kraft von 250 kN verglichen. Die angesetzte

Symmetriebedingung an den Symmetrieflächen, die elastische Lagerung der Leiste, die Lagerung und die Lasteinleitung sind in Abbildung 6-29 dargestellt.

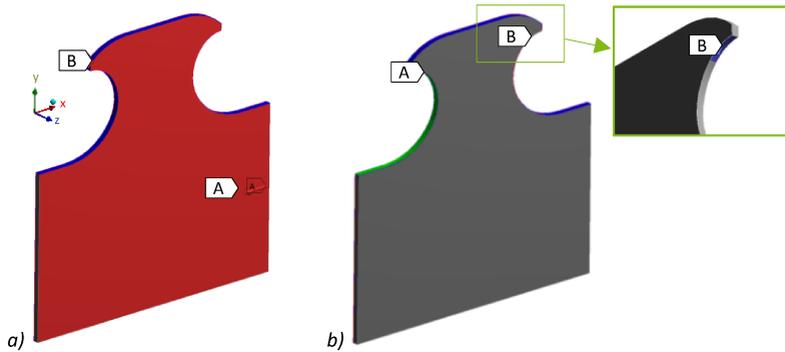


Abbildung 6-29: a) Grobmodell mit Kraft (A) und Symmetrie (B); b) Elastische Lagerung an Grobmodell an Vorderkante (A) und Rückseite (B)

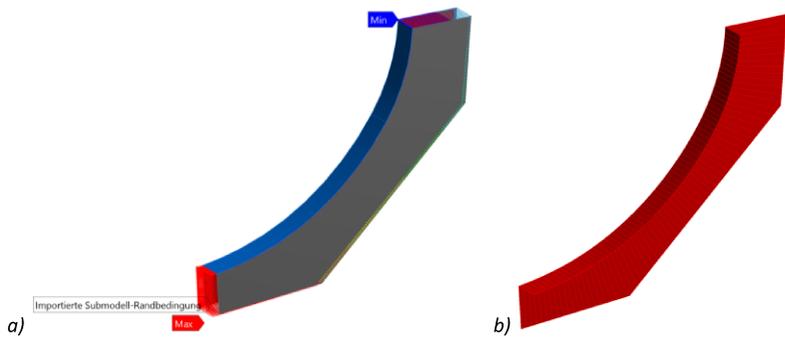


Abbildung 6-30: a) Submodell-Ausschnitt mit importierter Belastung aus Grobmodell; b) δ_1 -Phase des Submodells mit Rissen (ζ -Phase und Grundmaterial ausgeblendet)

Die Zinkschichten wurden analog zu den Untersuchungen in Kapitel 4 jeweils als einzelne Körper parametrisiert über einen Versatz der Schnittgeometrie um die jeweilige Dicke erstellt. Die Körper der Zinkschicht und des Grundwerkstoffes wurden anschließend im Grobmodell über die Definition einer gemeinsamen Topologie (interner Verbundkontakt) zu einem Bauteil miteinander verbunden. Die Vernetzung im Grobmodell, veranschaulicht in Abbildung 6-31, erfolgte mit 8-knotigen Solid185-Elementen. Die globale Netzgröße wurde zu 2 mm festgelegt.

Der maßgebende Bereich der inneren Dübelrundung mit Hotspotstelle und den Messstellen der DMS wurde in einem Submodell mit einer deutlich feineren Netzgröße vertieft untersucht. Zudem wurden im Submodell Risse in der δ_1 -Phase berücksichtigt. Dies wurde über eine Modellierung der Schicht als einzelne Körper, getrennt durch die Risse, erreicht. Die Körper mit einer Breite entsprechend eines Rissabstands von 1 mm sind in Abbildung 6-30 b) dargestellt. Alle untersuchten Modelle wurden mit zwei Schichten erstellt. Für die δ_1 -Phase wurde eine Schichtdicke von $t_{\delta_1} = 30 \mu\text{m}$ angesetzt. Aufgrund der bereits in Kapitel 4 beschriebenen Probleme wurden die Schichtdicken der ζ -Phase und der η -Phase bei diesen Untersuchungen ebenfalls zu einer Schichtdicke mit $t_{\zeta+\eta} = 100 \mu\text{m}$ zusammengefasst.

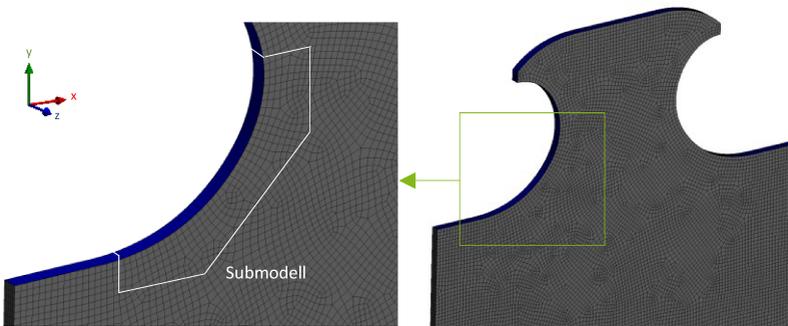


Abbildung 6-31: Vernetzung des Grobmodells mit Ausschnitt des Submodells

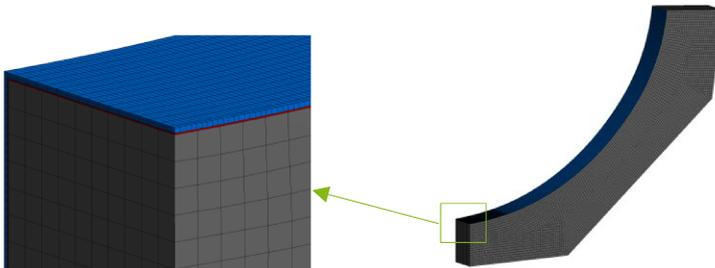


Abbildung 6-32: Vernetzung des Submodells mit Grundwerkstoff (grau) und zwei-phasiger Zinkschicht (δ_1 : rot; $\zeta+\eta$: blau)

Die Netzgröße wurde für eine möglichst rechteckige Hexaeder-Vernetzung in Abhängigkeit der jeweiligen Schichtdicke zwischen 0,05 mm und 0,3 mm (vgl. Abbildung 6-32) gewählt. In den einzelnen Körpern der δ_1 -Phase war es bei einigen

Parameterkonfigurationen nicht möglich eine Hexaeder-Vernetzung zu erzeugen, weshalb für diese Schicht bei allen Modellen eine Tetraeder-Vernetzung verwendet wurde. Die Elementgröße des Stahls wurde auf 0,5 mm festgelegt. Zwischen den einzelnen Zinkschichten und zum Stahl wurden ein Verbundkontakt definiert. Zwischen den Rissen, die in der kompletten δ_1 -Phase angesetzt wurden und einen Abstand von 1 mm besaßen, wurde ein reibungsfreier Kontakt angesetzt, um geometrische Durchdringungen an den Rissflächen auszuschließen. Die im Grobmodell ermittelten Verschiebungen wurden, wie in Abbildung 6-30 a) dargestellt, auf die Randflächen des Submodells übertragen.

6.4.3 Material

Die spezifischen Materialkennwerte des Baustahl S355 für Modell 1 wurden analog zu Kapitel 6.3.2.2 ebenfalls als gemittelte Daten aus Zugversuchen mit Materialproben der feuerverzinkten Push-Out Versuche ermittelt. Bei den verzinkten Proben ergaben sich etwas höhere Materialfestigkeiten mit einem etwas geringeren E-Modul gegenüber den unverzinkten Proben aus einer anderer Materialcharge. Es wurden Spannungs-Dehnungs-Beziehungen mit elastisch-plastischem Materialverhalten verwendet und idealisiert mit einem bi- bzw. multilinearen Verlauf mit isotroper Verfestigung implementiert. Für den multilinearen Materialansatz des Baustahls wurden Spannungen und Dehnungen aus den Zugversuchen in wahre Spannungen und Dehnungen umgerechnet. Die Materialkennwerte und Spannung-Dehnungsbeziehungen sind in Abbildung 6-33 abgebildet. Die in Modell 1 verwendeten Betoneigenschaften wurden identisch zu denen in Kapitel 6.3.2.2 angesetzt.

Für Modell 2 war die genaue Eingabe der multilinearen Materialkurven des Stahls nicht relevant, da die Modelle nur im elastischen Bereich untersucht wurden. Hier wurde ein elastisch-plastisches Materialverhalten mit einem bilinearen Verlauf mit isotroper Verfestigung implementiert. Streckgrenze und E-Modul der Stahlproben wurden entsprechend Abbildung 6-33 angesetzt, wobei die Materialeigenschaften jeweils für Referenzmodell und Modell mit Zinkschicht identisch gewählt wurden.

Die Materialeigenschaften der Zinkschicht wurde, wie in Kapitel 4.2.4 beschrieben, mit einem bilinearen Materialverhalten implementiert. Die Streckgrenze wurde mit $f_y = 130 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Als Elastizitätsmodule wurde für die δ_1 -Phase ein Eindringmodul $E_{IT} = 120.000 \text{ N/mm}^2$ angesetzt, für die kombinierte $\zeta+\eta$ -Phase der Eindringmodul der η -Schicht mit $E_{IT} = 96.000 \text{ N/mm}^2$. Der Tangentenmodul des Verfestigungsbereichs wurde zu $T = 1000 \text{ N/mm}^2$ festgelegt.

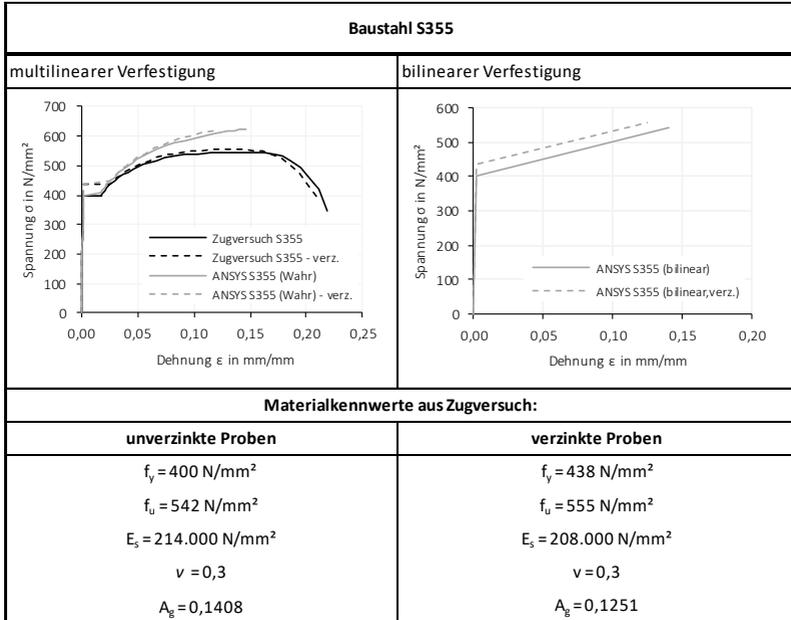


Abbildung 6-33: Materialkennwerte Baustahl der unverzinkten und verzinkten Proben

6.4.4 Ergebnisse der FE-Untersuchungen

6.4.4.1 Modell 1: ohne Zinkschicht mit Betonkörper

In Abbildung 6-34 sind die Kraft-Schlupf-Verläufe des verzinkten statischen Push-Out Versuches mit den FE-Ergebnissen dargestellt.

Analog zum unverzinkten numerischen Modell tritt eine sehr gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit dem numerischen Modell auf, das mit den in Abbildung 6-9 aufgeführten Kennwerten des Microplane Materialmodells, mit einem Reibbeiwert von $\mu = 0,3$ und einer Kontaktsteifigkeit von 8000 N/mm^2 berechnet wurde. Die Berechnungen unterschieden sich nur durch die Materialkennwerte des Baustahls aus den unterschiedlichen Blechchargen der Proben.

Die maximale Traglast konnte jedoch nicht verglichen werden, da aufgrund des Erreichens der maximalen Maschinenkraft (vgl. Kapitel 5.4.1) der Versuch nicht bis zum Versagen belastet werden konnte

Die Last-Schlupf-Kurve des Menetrey-Williams-Materialmodell zeigt eine konstant ansteigende Kurve mit anfänglich guter Übereinstimmung, jedoch ohne

Entfestigung, sodass der Verlauf ab ca. 1400 kN vom Versuch abweicht. Das Materialmodell wird somit nur für eine Berechnung im geringen Lastbereich als geeignet angesehen, nicht jedoch für eine Traglastuntersuchung.

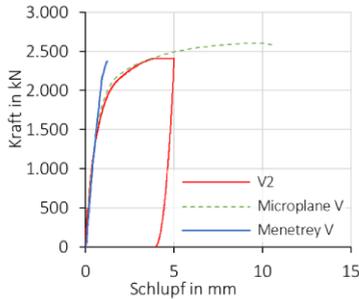


Abbildung 6-34: Vergleich der Kraft-Schlupf-Kurve des verzinkten statischen Versuches mit den FE-Modellen

In Abbildung 6-35 ist ein Vergleich der Dehnungen an den DMS-Stellen der zyklischen, verzinkten Push-Out Versuche mit den Normaldehnungen in der DMS-Achse 1 mm unterhalb der Rundung der FE-Modelle dargestellt. Ausgewertet wurden die Dehnungen an den DMS bei einer Gesamtlast von 500 kN jeweils bei der statischen Erstbelastung der verzinkten Versuchskörper.

Zur Berücksichtigung eines möglichen Einflusses der Kontaktzone zwischen Beton und verzinktem Stahl (vgl. Kapitel 5.4) wurde bei dem FE-Modell mit Microplane-Materialmodell ein reduzierter Reibbeiwert in der Kontaktzone von $\mu = 0,2$ (Berücksichtigung einer Oberflächenveränderung) und eine Reduzierung der Kontaktsteifigkeit auf 7000 N/mm^2 (Berücksichtigung einer geringeren Steifigkeit der äußeren Zinkschicht) untersucht. Die Änderung der Kontaktbedingungen beeinflusste die Lastverteilung kaum. Es ergaben sich nur geringfügige Abweichungen der Dehnungen in der Achse der DMS 1 mm unterhalb der Dübelrundung. Im oberen Bereich der Rundung entstanden dabei geringfügig größere Dehnungen, die dem Verlauf der DMS-Messungen sehr gut entsprachen.

Mit den Messwerten der Erstbelastung konnte so auch für die verzinkten Versuche eine gute Übereinstimmung mit dem FE-Modell bei der Beanspruchung über die Rundung erzielt werden (vgl. Abbildung 6-35). Lediglich die Versuchsdaten des Versuches V3 liegen, vor allem am unteren Dübel, oberhalb der FE-Kurve, jedoch auch oberhalb der anderen Messergebnisse. Hier sind Messabweichungen bzw. ein Einfluss aus der ersten Schutztechnik der DMS (vgl. Kapitel 5.3 bzw. Abbildung 5-6) nicht auszuschließen.

Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse des Vergleichs mit dem der unverzinkten Versuche (vgl. Abbildung 6-25) zeigt eine deutlich bessere Abdeckung der Versuchsergebnisse durch die FE-Berechnung für die verzinkten Versuche. Bei den unverzinkten Versuchen liegen die Versuchsergebnisse sowohl in Größe als auch Verlauf deutlich unterhalb der FE-Ergebnisse. Die gleichbleibende Kontaktdefinition des Modells mit fester Steifigkeit bildet somit die Verhältnisse der verzinkten Verbundfuge besser ab.

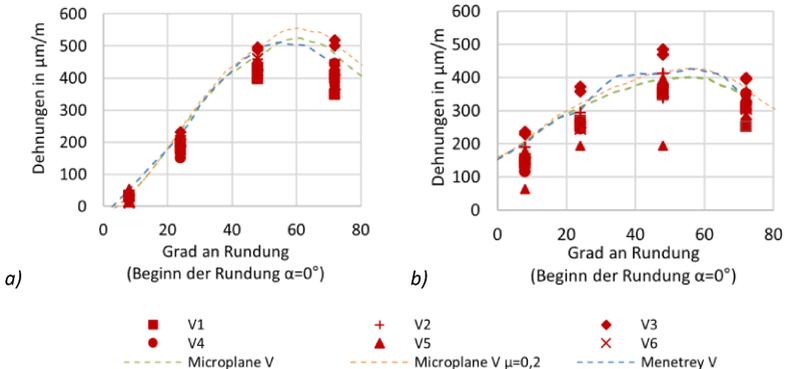


Abbildung 6-35: Vergleich der DMS-Messungen bei 8° , 24° , 48° und 72° abgelesen aus Erstbelastung bei einer Gesamtlast von 500 kN und der FE-Berechnung für a) oberen Dübel und b) unteren Dübel

Der Hotspot trat im FE-Modell bei ca. 56° an der Rundung des oberen Dübels auf und somit zwischen den beiden oberen DMS. Der Konzentrationsfaktor zur Hochrechnung der DMS-Messung an den Hotspot wurde für DMS 2 zu 1,85 (Microplane) bzw. 1,75 (Menetrey) ermittelt. Eine Auswertung der Hochrechnungsfaktoren bei größerer Last entsprechend der Oberlast von 940 kN ergab dabei für das Modell mit Microplane-Materialmodell einen etwas geringeren Wert (1,84), für das mit Menetrey-William-Materialmodell dagegen einen ansteigenden Wert (1,85). Für die Auswertung wurde ein Mittelwert mit 1,825 angenommen. Der Hochrechnungsfaktor lag somit in etwa gleicher Größenordnung wie bei den unverzinkten Versuchen.

Jedoch konnte in diesen FE-Modellen durch Anpassung der Kontaktbedingungen nur globale Einflüsse der Zinkschicht in Verbindung mit dem Betonkörper untersucht werden. Ein expliziter lokaler Einfluss der Dicke der Zinkschicht und den vorhandenen Mikrorissen wurde im nachfolgend dargestellten Modell untersucht.

6.4.4.2 Modell 2: mit Zinkschicht ohne Betonkörper

Wie vorab beschrieben, wurde für die numerische Untersuchung mit modellierter Zinkschicht eine Reduzierung des Modells der Push-Out Versuche auf ein Modell mit Dübelleiste (ohne Beton) und einer elastischen Lagerung an den eigentlichen Kontaktflächen zwischen Stahl und Beton verwendet. Die elastische Lagerung erfüllte so die Kontaktübertragung ohne direkte Modellierung des Betons.

Mit dieser Lagerung entstand allerdings eine geringfügig andere Verformung des Dübels und so eine anderen Spannungsverteilung in der Leiste, da anders als beim reibungsbehafteten Kontakt keine Trennung der Kontaktfläche und keine Abstufung der Beanspruchung der Kontaktzone erfolgen kann. Die elastische Lagerung ist immer mit gleichbleibender Steifigkeit vorhanden. Bei Schubbeanspruchung entstanden so geringere Spannungen an der Dübelleiste als in der Betrachtung des Gesamtmodells.

Abbildung 6-36 stellt den Vergleich der Hauptzugspannungen bei einer Trägersimulation (vgl. Kapitel 7), dem Push-Out Modell aus Kapitel 6.3 und der reduzierten Modellierung eines Dübels mit elastischer Bettung dar. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung des für die Ermüdungsbetrachtung maßgebenden Bereichs an der Dübelrundung, sodass jeweils eine ähnliche Kerbwirkung untersucht wird. In letzterem Modell resultieren daraus allerdings etwas größere Hauptspannungen am oberen Hinterschnitt des Dübels durch die dort vorhandene Bettung. Dieser Verlauf wurde auch bei dem in [156] entwickelten Single-Push-Out Versuch (SPOT) beobachtet, der dort eine gute Übereinstimmung des realen Ermüdungsverhaltens ohne die großen Umlagerungsungenauigkeiten des Standard-Abscherversuches zeigte.

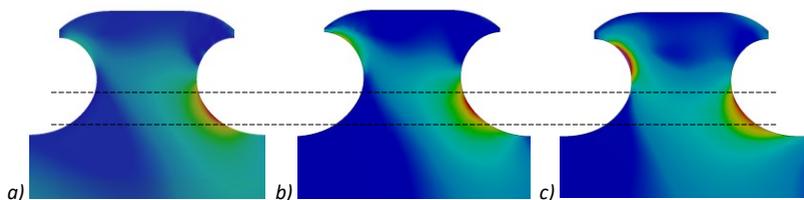


Abbildung 6-36: Vergleich der Hotspotbereiche der Hauptzugspannung bei a) Träger; b) Push-Out und c) Modell eines Dübels mit elastischer Lagerung

Da im Rahmen der Untersuchung dieser Arbeit das Hauptaugenmerk auf einem Einfluss der Zinkschicht im maßgebenden Ermudungsbereich und in diesem Zuge von unterschiedlichen Parametern lag, wurde das Modell als ausreichende Annäherung

und als geeignet für die nachfolgende Studie betrachtet.

Bei den Betrachtungen des Modells mit Zinkschicht fällt auf, dass die Spannungsverteilung an der Schnittfläche im Hotspotbereich von der Verteilung der Modelle ohne Zinkschicht abweicht. Ausgangspunkt hierfür ist die Zinkschicht selbst und ihre Verbindung zur Stahlleiste. Die fest anhaftende Legierung zwischen Zinkschicht und dem Stahlgrundwerkstoff wurden im Modell durch eine feste Verbindung über eine gemeinsame Topologie realisiert. Es liegt somit eine volle Kraftübertragung der Normal- sowie Schubspannungen zwischen den Schichten vor. Durch die elastische Lagerung wirkt zusätzlich eine äußere Druckbeanspruchung senkrecht zur Rundung des Dübels auf die Zinkschicht.

Die Größe der Beanspruchungen in der Zinkschicht wird dabei insbesondere von der Streckgrenze der Zinkschicht sowie der Steifigkeit der elastischen Lagerung beeinflusst. Wird den Zinkschichten im Modell eine Streckgrenze in Höhe der Streckgrenze des Baustahls bei gleichbleibendem E-Modul zugeordnet, bleiben die Beanspruchungen in beiden Materialien rein elastisch, in der Zinkschicht treten Zugspannungen auf.

Mit deutlich geringerer Streckgrenze sowie geringerem E-Modul der dünnen Zinkschichten besteht jedoch eine begrenzte elastische Verformungsfähigkeit dieser gegenüber dem Stahlgrundwerkstoff. Bereits ab ca. 55 % der angesetzten Last von 250 kN entstehen durch die Biegebeanspruchung des Dübels sowie die äußere Druckbeanspruchung aus der elastischen Lagerung plastische Dehnungen in der Zinkschicht. Die Beanspruchungen im Stahlgrundwerkstoff liegen weiterhin im elastischen Bereich. Durch die feste Verbindung zwischen den beiden Schichten treten an den Schichtgrenzen rückhaltende Schubbeanspruchungen auf. Mit Zunahme der Belastung baut sich so an der Brennschnittfläche in den Zinkschichten eine Druckspannung in Normalenrichtung der Rundung bzw. Hauptspannungsrichtung auf, vgl. Abbildung 6-37.

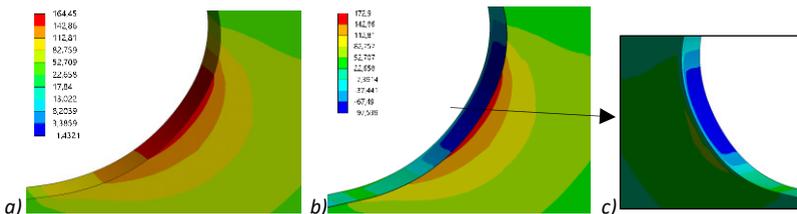


Abbildung 6-37: Hauptspannungen an a) Modell ohne Zinkschicht und b) Grobmodell mit Zinkschicht (Ansicht auf Symmetrieffläche in Blechmittellachse) mit c) Ansicht Zinkschicht von Außenseite

Eine geringere Steifigkeit der elastischen Lagerung lässt eine größere Verformung des Dübels zu. Hieraus resultiert zum einen eine größere Spannung an dem Hotspot der Dübelleiste im Stahlwerkstoff, zum anderen durch den geringeren Widerstand auch eine geringere Druckspannung in den Zinkschichten.

Im äußeren Bereich des Bleches, ohne den Einfluss des Kontaktdruckes aus der elastischen Lagerung, überwiegt die Beanspruchung aus der Kerbwirkung der Geometrie. Hier treten auch in der Zinkschicht durch den vollen Verbund Zugspannungen auf. Dieser Versatz der Beanspruchungen zwischen Außenseite und Schnittfläche resultiert im Bereich der Kante in einer Spannungskonzentration an der Stahlleiste, vgl. Abbildung 6-39 a).

Abbildung 6-38 zeigt den Hauptspannungsverlauf in der δ_1 -Phase für unterschiedliche Laststufen unter Berücksichtigung der Risse im Submodell. Im geringeren Lastbereich tritt hier die erwartete Zugspannungsverteilung zwischen den Rissen auf, an der Schnittfläche jedoch geringer als an der Außenfläche. Bei Laststeigerung ist gut der zuvor beschriebene Versatz mit Druckspannungen an der Schnittfläche und mit Zugspannungen an der Außenfläche zu erkennen, vgl. Abbildung 6-38 c). Die Druckspannung in der Zinkschicht der Kontaktfläche führt hier dazu, dass die Risse an der Schnittfläche überdrückt werden. Es entstehen keine Spannungsspitzen an den Rissspitzen im Grundmaterial.

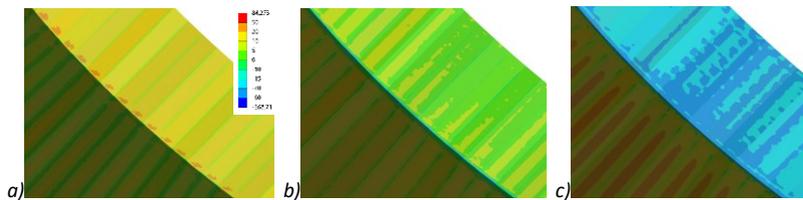


Abbildung 6-38: Hauptspannungen an gerissener δ_1 -Schicht des Submodells bei a) 35 %, b) 55 % und c) 75 % der Maximallast von 250 kN

Die unterschiedliche Spannungsverteilung an Außenfläche und Schnittfläche führt auch im Submodell zu einer Spannungskonzentration an der Kante der Stahlleiste, wobei diese durch die Beeinflussung durch die Risse etwas größer ausfällt. Abbildung 6-39 zeigt den Vergleich im Grobmodell ohne Risse und im Submodell mit Berücksichtigung der Rissbildung. Ein Einfluss des Submodells bzw. der Verfeinerung des Netztes auf die Spannungserhöhung konnte weitestgehend ausgeschlossen werden, da sich bei Modellierung mit Verbund zwischen den Rissen (statt reibungsfreiem Kontakt) nur geringfügige Abweichungen zum Grobmodell mit Zinkschicht ergaben.

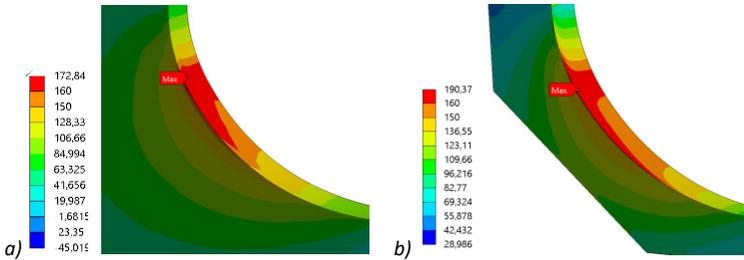


Abbildung 6-39: Hauptspannungen an Stahlleiste in a) Grobmodell ohne Risse; b) Submodell mit gerissener δ_1 -Schicht bei Maximallast von 250 kN

Insgesamt traten in den Untersuchungen mit Zinkschicht zu allen Belastungszeiten etwas größere Spannungen in der Stahlleiste auf als ohne Berücksichtigung einer Zinkschicht, jedoch großflächiger und ohne punktuelle Spannungsspitzen an den Rissen. Durch die beobachtete Überdrückung der Risse an der Schnittfläche durch den Kontaktdruck zum Beton entsprechend der elastischen Lagerung kann den Mikrorisse in der Zinkschicht hier somit eine untergeordnete Rolle zugeordnet werden.

6.4.5 Parameterstudie

In obigem Modell 2 ergaben sich je nach Laststufe geringfügig abweichende Verhältnisse zwischen der unverzinkten und der verzinkten Version mit Berücksichtigung der Risse. So trat bei geringerer Belastung ein Spannungszuwachs von ca. 7 % von unverzinkt zu verzinkt (Submodell) auf, der zu ca. 16 % bei großer Belastung ansteigt. Zur besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse bei abweichenden Geometrieparametern wurde die Parameterstudie jedoch mit einer konstanten Einheitschubbeanspruchung durchgeführt. So erfolgte in Abhängigkeit der Dübelgröße und der Blechdicke die gleiche Grundbeanspruchung.

Wie im vorherigen Abschnitt beobachtet wurde, beeinflusst auch die Steifigkeit der elastischen Lagerung die Größe der Beanspruchung an der Brennschnittfläche. Eine genaue Festlegung dieser Größe durch die Versuche war nicht möglich. Diese Parameterstudie dient damit lediglich dem Vergleich der Einflussfaktoren, ohne eine genaue Einflussgröße für die realen Versuche darzustellen. Daraus ergab sich ein reiner Vergleich der verzinkten Modelle mit den Referenzmodellen.

Im Rahmen der Parameterstudie wurde der Einfluss der Feuerverzinkung bei verschiedenen Geometriegrößen und Zinkschichtparameter überprüft. Für die Einflüsse aus der Feuerverzinkung wurden neben der Dicke der δ_1 -Schicht die Dicke

der zusammengelegten äußeren Schicht $\zeta+\eta$ und die Rissabstände variiert. Bei der Geometrie der Verbunddübelleiste wurden die Dübelgröße e_x , die Reststeghöhe h und die Blechdicke t variiert. Die Einflüsse wurden getrennt und im Zusammenhang überprüft.

Wie bereits für Abbildung 6-39 beschrieben, haben die Risse einen generellen Einfluss auf die Größe der Spannungserhöhung an der Rundung des Dübels, was ebenfalls in Abbildung 6-40 a) zu erkennen ist. Wird kein Riss angesetzt, tritt eine geringere Zunahme der Spannungen an der Dübelrundung auf als bei Berücksichtigung der Risse in der δ_1 -Schicht. Dabei kann kein Einfluss der relative Spannungszunahme durch eine Änderung des Rissabstands beobachtet werden.

Ebenso wenig beeinflussen die Geometrieparameter der Dübelleiste die Spannungskonzentration. Der Einfluss der Blechhöhe, der Blechdicke sowie auch der Dübelgröße ist im verzinkten Zustand identisch zum unverzinkten Zustand. Mit Zunahme der Dübelgröße nimmt die Kerbschärfe der Rundung geringfügig ab, somit reduziert sich auch die Spannungskonzentration an der Rundung. Ebenso nimmt mit Zunahme der Blechdicke und der Blechhöhe die Spannungskonzentration ab. Der relative Zuwachs der Spannungskonzentration bei konstanten Parametern der Feuerverzinkung mit $t_{\delta_1} = 30 \mu\text{m}$ und $t_{\zeta+\eta} = 100 \mu\text{m}$ liegt jeweils bei ca. 10 %.

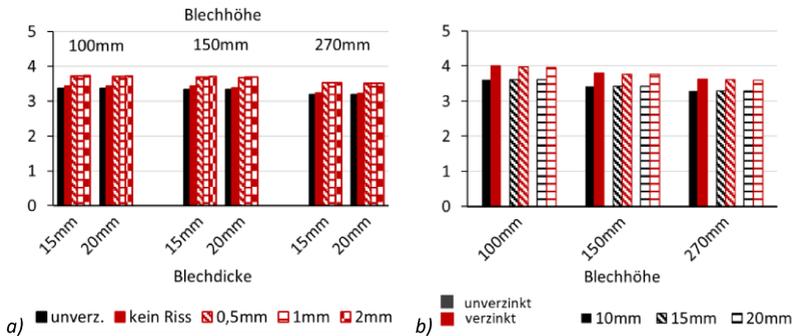


Abbildung 6-40: a) Ergebnisse bei Variation des Rissabstandes bei zwei Blechdicken und drei Blechhöhen ($e_x = 250 \text{ mm}$, $t_{\delta_1} = 30 \mu\text{m}$, $t_{\zeta+\eta} = 100 \mu\text{m}$); b) Ergebnisse bei Variation der Reststeghöhe und der Blechdicke (mit $e_x = 150 \text{ mm}$, $t_{\delta_1} = 30 \mu\text{m}$, $t_{\zeta+\eta} = 100 \mu\text{m}$, $a = 1 \text{ mm}$)

Ein Anstieg der relativen Spannungszunahme kann rein bei Variation der Zinkschichtdicke beobachtet werden. Dies kann damit erklärt werden, dass eine Zunahme der Dicke der Zinkschicht, dabei sowohl der δ_1 - als auch der $\zeta+\eta$ -Schicht, eine Zunahme derjenigen Schicht bedeutet, die zwischen der Stahlleiste und der

elastischen Lagerung angeordnet ist und die mit ihrer geringeren Festigkeit zu eine Spannungskonzentration an der Kante führt. Mit maximaler Zinkschichtdicke liegt der relative Zuwachs dabei bei ca. 15,5 %.

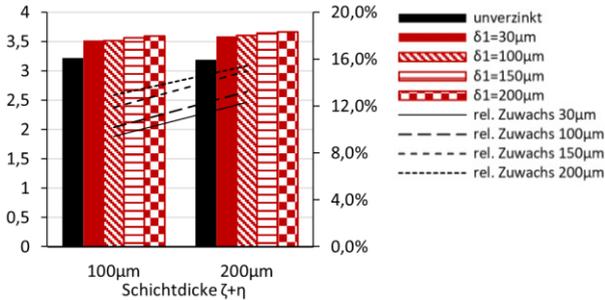


Abbildung 6-41: Ergebnisse bei Variation der Dicke der δ_1 -Schicht bei zwei Dicken der $\zeta+\eta$ -Schicht ($e_x = 250 \text{ mm}$, $h = 270 \text{ mm}$, $t = 20 \text{ mm}$, $a = 1 \text{ mm}$)

6.5 Zusammenfassung der numerischen Ergebnisse

Die numerische Untersuchung der Push-Out Versuche aus Kapitel 5 erfolgte an zwei verschiedenen FE-Modellen. Zunächst wurde ein Verbundmodell einer Dübelleiste mit Einbindung in einen Betonkörper, jedoch ohne direkte Modellierung der Zinkschicht entwickelt. Mit der Festlegung einer gleichbleibenden Kontaktbedingung zwischen Stahlleiste und Beton unter Belastung ergab sich eine sehr gute Übereinstimmung zu den Messergebnissen der Versuche. Auch die in den Versuchen beobachteten, abweichenden Beanspruchung der Dübel konnte numerisch beobachtet werden.

Bei der Modellierung der Push-Out Versuche mit einem direkten Kontaktbereich zwischen der dünnen Zinkschicht und dem Betonkörper traten größere numerische Probleme auf. In einem zweiten Schritt wurde daher ein Modell entwickelt, in dem die Einbindung des Dübels in den Beton durch eine elastische Lagerung der Stahldübel abgebildet und ersetzt wurde. An diesem Modell wurde eine Parameterstudie durchgeführt, in der sowohl Parameter der Zinkschicht als auch der Geometrie variiert wurden, um den jeweiligen Einfluss der Zinkschicht auf die feuerverzinkte Verbunddübelleiste einzeln und in Zusammenwirkung zu untersuchen.

Dabei konnte ein weiterer Einflussfaktor identifiziert werden, der auf die feuerverzinkte Verbundfuge zurückgeführt werden kann, genauer auf den Druckkontakt im Lasteinleitungsbereich des verzinkten Dübels. Bedingt durch die stark unterschiedlichen Materialeigenschaften der einzelnen Zinkschichten und des

Grundwerkstoffes Stahl trat hier durch die äußere Druckbeanspruchung aus dem Betonkörper eine Überdrückung der Risse in der Zinkschicht auf. Ein Einfluss der Zinkschicht auf eine lokale Spannungserhöhung im Grundwerkstoff wurde dadurch maßgeblich auf die Zinkschichtdicke begrenzt. Bei der Schubbeanspruchung der Push-Out Versuche trat zudem ein größerer relativer Zuwachs durch die Feuerverzinkung auf als bei der Biegebeanspruchung, wie sie für die Kleinteile in Kapitel 4 untersucht wurde.

Allerdings wurden die Parameterstudien der Push-Out Versuche an vereinfachten Modellen, für eine Einheitsbelastung und bei fester Kontaktsteifigkeit durchgeführt, die keinen direkten Vergleich zu den Versuchen zulassen und so die tatsächliche Beeinflussungsgröße offenlassen. Die experimentellen Push-Out Versuche wurden zudem nur mit einer Konfiguration der Geometrie- und Materialparameter durchgeführt, und durch die gleichzeitige Feuerverzinkung aller Proben lag eine fast konstante Zinkschichtdicke vor.

Die Ergebnisse beider numerischer Untersuchungen an Modellen mit Zinkschicht (Biegeversuche aus Kapitel 4 sowie Push-Out Versuche dieses Kapitels) zeigen zusammengenommen die Tendenz auf, dass auch für die im realen Bauwerkwerk vorhandenen Verbundträger ein maßgeblicher Einfluss der Zinkschicht bzw. dessen Dicke vorliegt.

7 Verbundträger mit Verbunddübelleiste

7.1 Allgemeines

In den vorangegangenen Untersuchungen wurde der Einfluss der Feuerverzinkung getrennt über die einzelnen Lastanteile der globalen Beanspruchung aus Biegung (Kleinteilversuche, Kapitel 3) und der lokalen Beanspruchung aus Schub (Push-Out Versuche, Kapitel 5) untersucht. Demgegenüber liegen im Verbundträger diese Beanspruchungen kombiniert vor. Zur Überprüfung wurden daher ebenfalls Verbundträgerversuche mit feuerverzinkter Verbunddübelleiste durchgeführt. Dabei wurde neben der vorteilhaften Verbunddübelleiste aus einem halbierten I-Profil auch eine Verbunddübelleiste getestet, die auf ein I-Profil aufgeschweißt wurde. Es wurden jeweils zwei Träger der beiden Konfigurationen getestet, wobei die Versuche der halbierten Träger im Rahmen der eigenen Forschung an der TU Dortmund und die Versuche der aufgeschweißten Dübelleiste bei dem Forschungspartner an der RWTH Aachen durchgeführt wurden.

Aufgrund des hohen Material-, Platz- und Zeitbedarfs wurden nur Versuche an verzinkten Trägern durchgeführt. Ein direkter Vergleich unverzinkt/verzinkt konnte somit nicht erfolgen. Da auch keine Versuche an unverzinkten Trägern in gleichen Klothoiden-Abmessungen und Materialfestigkeiten in der Literatur vorhanden waren, erfolgten die Versuche der verzinkten Träger hier rein zur Überprüfung des Kerbfalls. Für eine tiefere Auswertung der Versuche und die Darstellung der Ergebnisse des Forschungspartners wird auf [65] verwiesen.

Zur Bestimmung der Hochrechnungsfaktoren der DMS-Messungen an den Hotspot wurde ergänzend ein FE-Modell der Verbundträger erstellt. Anhand von diesem wurde zudem ein Einfluss eines Loches in einem der Dübel auf die Spannungsverteilung untersucht. Dieses Loch im Dübel war zur Aufhängung der Träger für den Feuerverzinkungsprozess gewählt worden.

7.2 Geometrie und Herstellung der Versuchskörper

Beide Verbundträger wurden mit Stahlprofilen der Festigkeit S460M hergestellt. Bei der Verbunddübelleiste aus dem halbierten Träger wurde ein HEM600 mittels Brennschnitt in Klothoidenform in zwei Trägerhälften getrennt (Abbildung 7-2 a). Für die zweite Trägervariante wurde die Klothoidenform aus Grobblech gebrannt und auf ein Profil HEB300 aufgeschweißt. Die Schnittkanten wurden entgratet, die Schnittflächen jedoch nicht nachbearbeitet, sodass der Brennschnitt den Anforderungen nach KF 125 der DIN EN 1993-1-9 (DIN EN 1993-1-9, 2010) entsprach. Die

Dicke des Steges bzw. der aufgeschweißten Verbunddübelleiste sowie die Dübelgröße entsprachen mit $t = 21 \text{ mm}$ und $e_x = 250 \text{ mm}$ denen der Kleinteil- und Push-Out Versuche. Für eine Trägerlänge von 7 m ergab sich so jeweils eine Verbunddübelanzahl von $n = 28$.

Die halbierten Träger wurden zusammen mit den Blechen der Kleinteilversuche in horizontaler Lage verzinkt, vgl. Kapitel 3.2 und Abbildung 7-1 b). Die Träger mit aufgeschweißter Leiste wurden bereits für anfänglich durchgeführte Messungen während des Feuerverzinkens (vgl. [65]) verwendet und in diesem Zuge verzinkt. Aufgrund der geschlossenen I-Profil-Form wurde zur gleichmäßigen Verzinkung kein vollständig horizontaler Eintauchwinkel, sondern eine leichte Neigung von 5° gewählt. (Hinweis: Neigungswinkel hier abweichend von Angaben in [2] für ungünstigste Vorbeanspruchung an den Dübeln durch Feuerverzinkung, vgl. [65]).

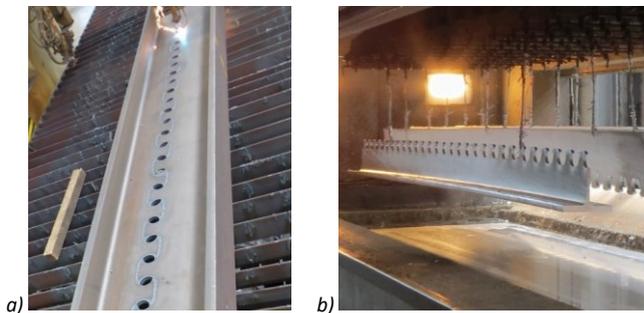


Abbildung 7-1: a) Brennschnitt der halbierten Träger, b) Feuerverzinkung der Träger

Die Querschnitte der beiden Trägervarianten sind in Abbildung 7-2 dargestellt. Die Verbundquerschnitte unterschieden sich neben der Trägerform nur in der Betongurtbreite. Für den Betongurt wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C40/50 verwendet. Für die halbierten Träger ist die Betonmischung in Tabelle 7-1 aufgeführt. Der Beton wurde jeweils mit Innenrüttlern verdichtet. Zeitgleich wurden Materialproben zur Bestimmung von Festigkeit und E-Modul hergestellt und neben den Versuchskörpern gelagert.

Neben einer Längsbewehrung oben und unten wurden geschlossene Brillenbügel im Bereich der Leiste eingebaut. In jede Dübelausnehmung wurde zudem eine Zulagebewehrung mit zwei Eisen eingelegt. Für die Bewehrung wurde normalduktiler Betonstahl der Güte B500A verwendet. Die Bewehrungsführung ist in Abbildung 7-3 für die halbierten Träger dargestellt. Sie weicht für die aufgeschweißte Variante

minimal ab, vgl. [65]. Zusätzlich wurden Ankerpunkte eingebaut, um den Träger bewegen, kippen und in den Versuchsstand heben zu können.

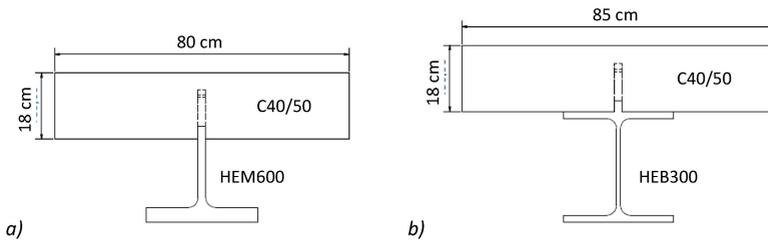


Abbildung 7-2: a) Querschnitt der halbierten Träger, b) Querschnitt der Träger mit aufgeschweißter Verbunddübelbleiste

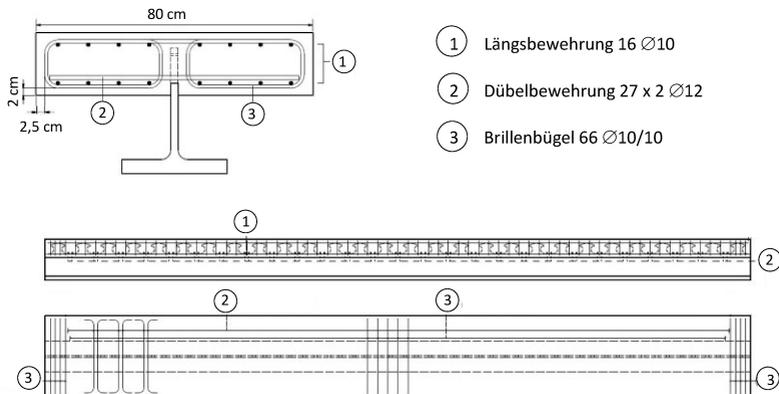


Abbildung 7-3: Bewehrungsskizzen des halbierten Trägers

Tabelle 7-1: Betonzusammensetzung C40/50 (halbierter Träger)

Wassermenge	0,53
Zementgehalt	368 kg/m ³
Wassergehalt	181 kg/m ³
Zuschlag 8/16	545 kg/m ³
2/8	730 kg/m ³
0/2	553 kg/m ³
Luftporen	1,5 %

7.3 Versuchsdurchführung und Messtechnik

Da die beiden Träger an unterschiedlichen Forschungsinstituten geprüft wurden, unterschied sich die Versuchsdurchführung teilweise. Beide Trägerversuche sollten aus Gründen einer sehr langen Versuchsdauer nach ca. 1.000.000 Lastwechseln beendet werden, bei den halbierten Träger wurde die durchgeführte Lastwechselzahl nachträglich verdoppelt. Die maßgebende Spannungsschwingbreite entsprechend des unverzinkt anzusetzenden Kerbfalls 125 für 1.000.000 Lastwechsel ergab sich so zu $\Delta\sigma = 157 \text{ N/mm}^2$ am Hotspot.

Die Vorbemessung beider Verbundträger erfolgte gemäß aBG [4] entsprechend des Strukturspannungskonzeptes mit Überlagerung der lokalen (Längsschub) und globalen (Biegung) Traganteile entsprechend Gleichung (2-13). Ober- und Unterlast der Verbundträger wurden so festgelegt, dass die festgelegte Spannungsschwingbreite an allen Dübeln überschritten wurde. Dies entsprach für den halbierten Träger mit einer Lastschwingbreite von $\Delta P_0 = 288 \text{ kN}$ ($P_0 = 320 \text{ kN}$, $P_u = 32 \text{ kN}$, $R = 0,1$) einer Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma_{\max} = 212 \text{ N/mm}^2$ und für den Träger mit der aufgeschweißten Dübelleiste mit einer Lastschwingbreite $\Delta P_0 = 390 \text{ kN}$ ($P_0 = 440 \text{ kN}$, $P_u = 50 \text{ kN}$, $R = 0,11$) einer Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma_{\max} = 203 \text{ N/mm}^2$. Für Kerbfall 125 errechnete sich für diese eine maximale Spannungsschwingbreite zu ca. 400.000 Lastwechseln. Die Grenzspannungen des Betons (C40/50) und des Stahls (S460M) wurden bei der festgelegten Oberlast ebenso eingehalten wie die statischen und zyklischen Grenzbeanspruchungen der Verbunddübelleiste nach aBG [4].

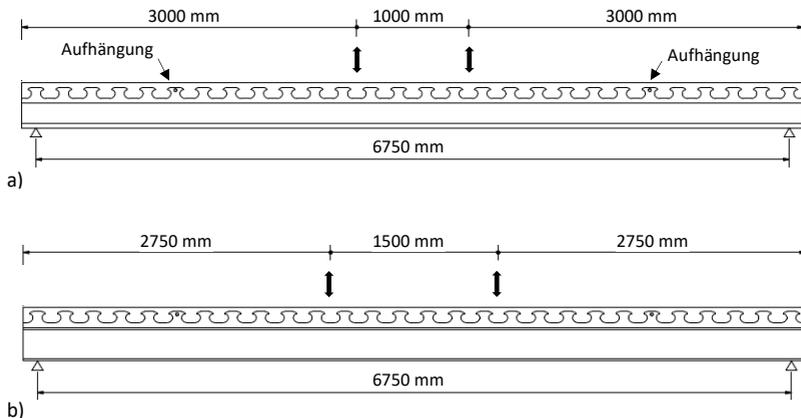


Abbildung 7-4: Längsansicht der Vier-Punkt-Biegeversuche, a) halbiertes Träger; b) aufgeschweißter Träger

Abbildung 7-4 zeigt schematisch den Vier-Punkt-Biegeversuch in der Längsansicht, Abbildung 7-5 den realen Versuchsaufbau. Die Träger wurden beidseitig gelenkig gelagert. Die Lasteinleitung erfolgte mittig über eine gelenkig gelagerte Traverse in einem Abstand von 1 m bzw. 1,5 m. Durch die gelenkige Anbringung des Zylinders und der beiden Lager des Trägers wurde eine zusätzliche ungewollte Beanspruchung des Trägers durch Schiefstellung vermieden. Für den Fall einer seitlichen Verschiebung des Trägers auf den beiden Rollenlagern wurde bei den Versuchen der halbierten Träger (Abbildung 7-5 a) von Trägermitte zu den Auflagern hin eine Rückhaltekonstruktion angebracht, die während des Versuches ausreichend Spiel für eine ungestörte Verformung ließ.

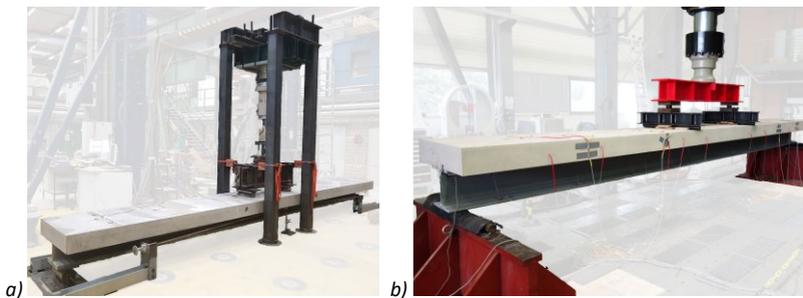


Abbildung 7-5: Aufbau der Vier-Punkt-Biegeversuche, a) halbiertes Träger; b) aufgeschweißter Träger

Bei den halbierten Trägern, wie auch bei den Trägern der aufgeschweißten Dübelleiste, wurden während der gesamten Versuchsdauer Messungen der Dehnung an Stahl und Beton durch Dehnungsmessstreifen (DMS), des Schlupfes durch Wegaufnehmer (WA) und der Durchbiegung durch Tauchanker bzw. Seilzug durchgeführt. In Abbildung 7-6 ist die Positionierung der Messstellen für den halbierten Träger dargestellt. Die Positionierung bei der aufgeschweißten Dübelleiste erfolgte vergleichbar (vgl. [65]). In Rot sind die Positionen der Dehnungsmessstreifen (an Beton, Stahlprofil sowie in Dübelrundung), in Blau die Positionen der Wegaufnehmer am Stahlsteg direkt unterhalb des Betongurtes und in Grün die Position des Tauchankers in Trägermitte (beidseitig) markiert.

Zur Messung der Beanspruchungsverteilung am Dübel wurden drei Stahl-DMS bei 24° (DMS 3), 48° (DMS 2) und 72° (DMS 1), gemessen vom Anfang der Dübelrundung angebracht. An den Dübeln 2, 11, 18 und 27 wurde jeweils ein zusätzlicher DMS bei 8° (DMS 4) angebracht. Wie schon bei den Kleinteil- und Push-Out Versuchen beschrieben, wurde zunächst die Zinkschicht im Klebebereich abgeschliffen

7 Verbundträger mit Verbunddübelsteife

und die DMS in einem Abstand von 10 mm zur Brennschnittfläche angebracht. Der Schutz der DMS erfolgte analog zu den Push-Out Versuchen (vgl. Kapitel 5.3).

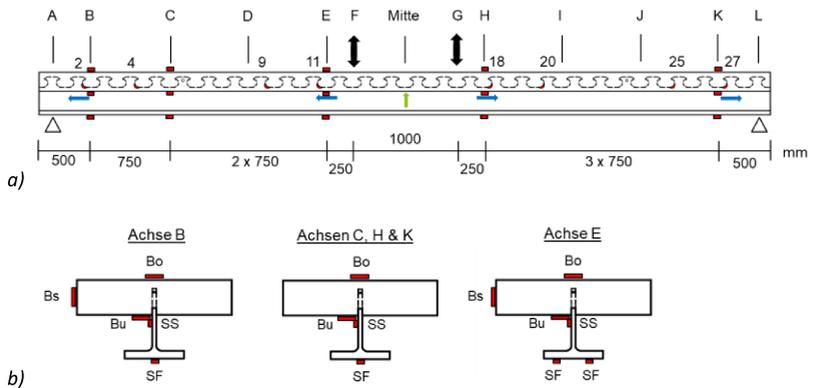


Abbildung 7-6: a) Messstellen am halbierten Träger mit b) DMS-Position an einzelnen Achsen (B = DMS am Beton, SS = DMS am Stahlsteg, SF = DMS am Stahlflansch)



Abbildung 7-7: a) DMS-Messstellen am Dübel mit Schutzschicht; b) DMS an Steg und Beton; c) Schlupfmessung durch Wegaufnehmer

7.4 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

Eine ausführliche Auswertung der Beanspruchungsverläufe der eigenen Versuche der beiden halbierten Träger und die Darstellung der Ergebnisse der Träger der aufgeschweißten Verbunddübelleiste des Forschungspartners sind in [65] aufgeführt. Nachfolgend erfolgt ein Vergleich einzelner Ergebnisse der eigenen Trägersuche mit den verzinkten Ergebnissen der Versuche der einzelnen Traganteile.

Beide Versuche der halbierten Träger wurden bei ca. 2 Millionen Lastwechseln planmäßig gestoppt. Die Dehnungsmessungen an Stahl und Beton und die Schlupfmessungen zeigten bei beiden Trägern kein Anzeichen für ein Ermüdungsversagen.

Abbildung 7-8 illustriert den Schlupfverlauf der beiden Träger in den mittleren und äußeren Messachsen für die ersten 25 Lastwechsel. Der leicht verschobene Verlauf und die Form der Hysteresen zeigt sich sehr ähnlich zu den Verläufen der verzinkten Push-Out Versuche in Abbildung 5-13 a), ebenso die Größenordnung des Schlupfes, die zu Beginn deutlich größer vorliegt als bei den unverzinkten Versuchen. Dabei liegt sowohl bei Belastungsbeginn als auch im weiteren Versuchsverlauf im äußeren Bereich der Träger nahe der Lagerung ein größerer Schlupf in der Verbundfuge vor. Im Versuchsverlauf steigt der Schlupf zwischen Beton und Stahlleiste bei beiden Trägern anfänglich während der ersten Lastwechsel stärker an, um dann kontinuierlich leicht zuzunehmen, vgl. Abbildung 7-9 a). Dies lässt sich wie bei den Push-Out Versuchen durch die anfänglich größere Zerstörung des Betons im Grenzbe-
reich der Verbundfuge zur feuerverzinkten Dübelleiste mit zunehmender Verdichtung und anschließenden zyklischen Kriechen erklären.

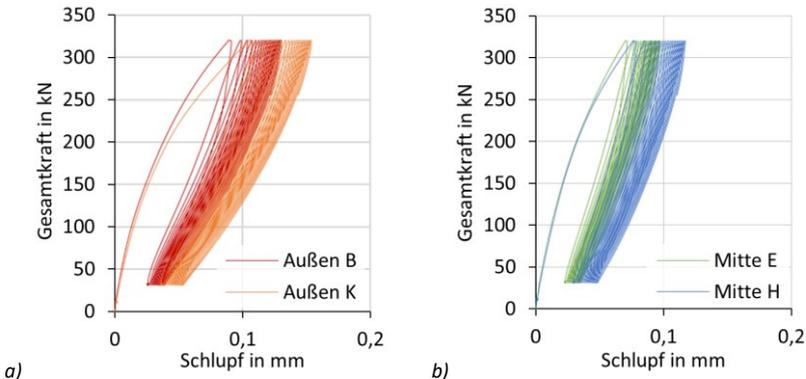


Abbildung 7-8: Schlupfmessungen bei ersten 25 Zyklen an Messstellen a) außen an Träger (Achse B / K) und b) Mitte des Trägers (Achse E / H)

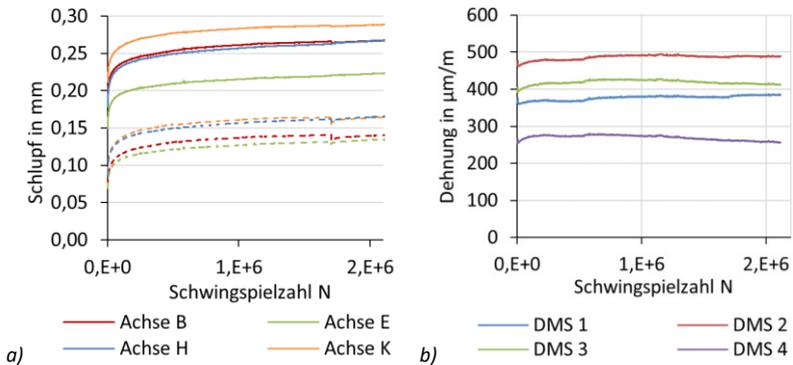


Abbildung 7-9: a) Schlupfverlauf; b) Dehnungsverlauf am Dübel 2 in Achse B

Abbildung 7-10 zeigt den Vergleich der realen Spannungsschwingbreiten mit Hochrechnung der gemessenen Dehnungen an DMS 2 der jeweiligen Dübel auf den Hot-spot gegenüber der theoretischen Vorbemessung aus der Belastung ΔP . Die Hochrechnung der gemessenen Dehnungen erfolgt dabei mit den in Kapitel 7.5.2 hergeleiteten Hochrechnungsfaktoren. Die Verläufe über die Trägerlänge zeigen einen etwas abweichenden Verlauf.

Auffallend ist, dass bei der ersten Belastung auf Oberlast und Entlastung auf Unterlast die Spannungsschwingbreite deutlich unterhalb der theoretischen Kurve liegt. Erst mit Zunahme der Beanspruchung, einhergehend mit einer anfänglichen lokalen Schädigung der direkten Kontaktfuge und Umlagerung über die Dübelrundung steigt die Beanspruchung an. Dabei ist vor allem im Bereich der Lasteinleitung eine starke Beeinflussung der Dehnungen zu erkennen, wobei die ersten Dübel durch die Lasteinleitung auf der Oberseite des Betons geringere Schubbeanspruchung am Dübel erhalten.

Es wurden maximale Spannungsschwingbreiten von 195 N/mm^2 (Träger 1) bzw. 190 N/mm^2 (Träger 2) erreicht. Diese liegen oberhalb der vorgemessenen Spannungsschwingbreite von 159 N/mm^2 für 1 Millionen Lastwechsel für den Kerbfall 125. Die gemessene Spannungsschwingbreite entspricht dabei nach DIN EN 1993-1-9 ca. 530.000 Lastwechseln, deutlich unterhalb der erreichten Lastwechsel bei Versuchsabbruch.

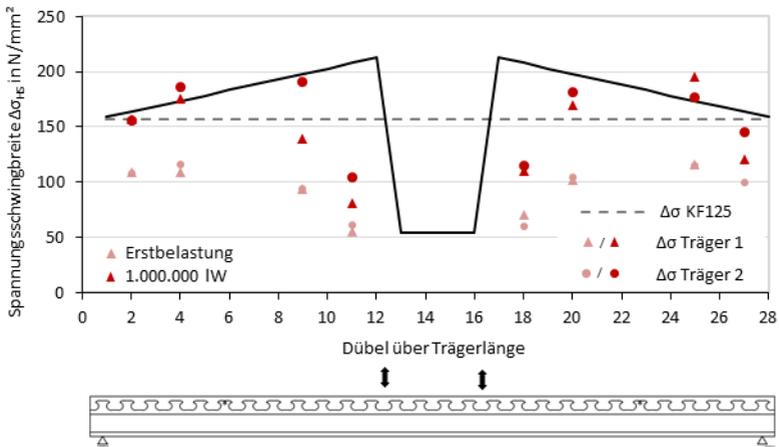


Abbildung 7-10: gemessene Spannungsschwingbreite hochgerechnet auf Hotspot bei Erstbelastung, nach ca. 1.000 Lastwechseln und 1 Millionen Lastwechseln

Da es bei diesen Verbundträgerversuchen hauptsächlich um eine Bestätigung der in den vorherigen Abschnitten beschriebenen Ergebnissen der Einzelversuche ging, wurden die Versuchsträger nach Erreichen der festgelegten Lastwechselzahl von 2 Millionen Lastwechseln nicht zu Bruch gefahren. Stattdessen wurden die Träger aufgesägt und Beton und Dübelleiste auf Risse untersucht. Der Beton zeigte keine Schädigung und die Dübel waren alle unverformt und ohne Risse, vgl. Abbildung 7-11 a). Da bei beiden Versuchen an keinem der Dübel Anrisse festgestellt wurde, konnte folglich das Bemessungskonzept und der angesetzte Kerbfall bestätigt werden, allerdings ohne eine Aussage über die tatsächliche Lebensdauer zu erhalten. Auch bei den beiden Trägerversuchen der aufgeschweißten Verbunddübelleiste konnte nach Abbruch bei Erreichen von 1 Millionen Lastwechseln (mit $\Delta\sigma_{HS} = 210 N/mm^2$) keine Ermüdungsriss festgestellt werden (Abbildung 7-11 b) [65]. Eine größere Lastwechselzahl war aufgrund der sehr geringen Frequenz von 1 Hz bzw. 1,5 Hz mit deutlich längerer Versuchslaufzeit nicht möglich.

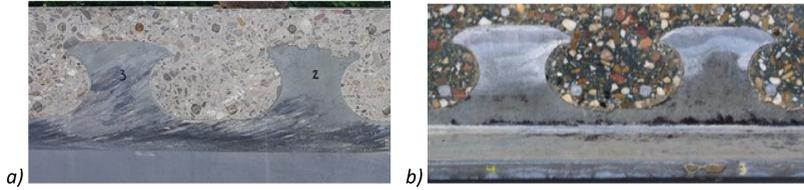


Abbildung 7-11: a) Sägeschnitt von halbiertem Träger; b) Sägeschnitt von Träger mit aufgeschweißter Dübelleiste aus [65]

In Abbildung 7-12 sind die Ergebnisse der Trägerversuche zusammen mit den Ergebnissen der Kleinteilversuche und der Push-Out Versuche dargestellt. Die Versuche erreichten Lastwechselzahlen deutlich oberhalb des Kerbfalls 125 ohne eine Ermüdungsschädigung. Die planmäßig abgebrochenen Versuche liegen dabei auch oberhalb der in [61] bei der Überarbeitung des Eurocodes vorgeschlagenen Kurve des Kerbfalls 140 für brenn geschnittene Bauteile.

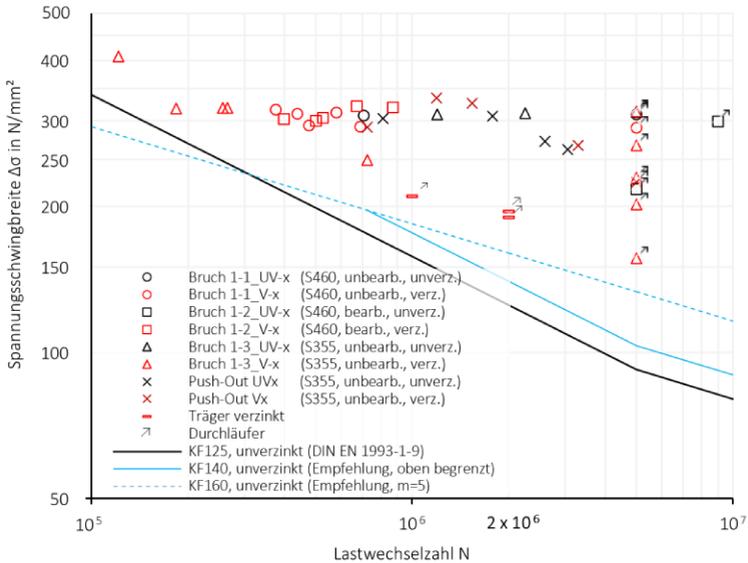


Abbildung 7-12: Versuchsergebnisse aller Versuche (Kleinteile, Push-Out und Träger), dargestellt im Wöhlerdiagramm

7.5 Numerische Untersuchungen der Verbundträger

7.5.1 Aufbau des FE-Modells

Da die Dehnungsmessstreifen bei den eigenen Versuchen der beiden halbierten Träger, wie bei den Kleinteilversuchen, nicht direkt in der Rundung am Hotspot, sondern auf der Seitenfläche in einem Abstand von 10 mm zur Brennschnittfläche angebracht waren, mussten die gemessenen Dehnungen mit Hilfe von Konzentrationsfaktoren auf den Hotspot extrapoliert werden.

Das in [65] verwendete FE-Modell zeigte bereits gute Übereinstimmungen der berechneten mit den gemessenen Dehnungen. Jedoch erfolgte die Bemessung mit einem vereinfachten Materialmodell und ohne Bewehrung. Nachfolgend soll das FE-Modell daher um die Modellierung der Bewehrung erweitert werden und das Materialmodell entsprechend den Untersuchungen in Kapitel 6 angepasst werden.

Unter Ausnutzung der Doppelsymmetrie wurde ein Viertelmodell des Trägers abgebildet, vgl. Abbildung 7-13. Die Symmetriebedingungen wurden an den Symmetrieflächen in Blechdickenmitte der Leiste und in der Mitte des Trägers angesetzt. Die Lasteinleitung erfolgte als Druckspannung, die auf die Fläche der Auflagerung der Traverse umgerechnet worden war. An der äußeren Auflagerung wurde eine Linienförmige Lagerung angesetzt. Der Kontakt zwischen Beton und Verbunddübelleiste wurde über einen reibungsbehafteten Kontakt sowohl an den Stirnflächen als auch an der Seitenfläche definiert. Der Reibbeiwert wurde entsprechend der vorherigen Untersuchungen zu $\mu = 0,3$ angesetzt. Abweichende Reibbeiwerte ergaben nur minimale Abweichungen der Ergebnisse.

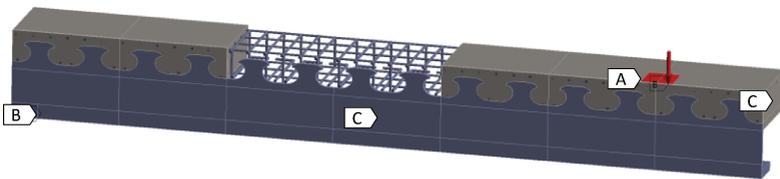


Abbildung 7-13: Viertelmodell des Verbundträgers (Betonlemente zur Darstellung der Bewehrung bereichsweise ausgeblendet) mit Belastung (A), Lagerung (B) und Symmetrie (C)

Durch die Größe des Modells mit 14 abgebildeten Dübeln hätte die Modellierung der Bewehrung über die in Kapitel 6.3.1 verwendete Methode als diskrete Bewehrungselemente über Linienelemente und eine gemeinsame Topologie einen unverhältnismäßig großen Aufwand der Modellierung zur Netzkompatibilität bedeutet.

Diese erfolgte daher, abweichend zu den vorherigen Modellierungen, in der Programmversion 2020R2 [169], in der eine interne Zuordnung der Elemente als Bewehrung möglich ist. Hier erfolgte für die Bewehrungselemente eine Definition von Hilfselement (MESH200) und anschließend eine Kopplung mit den Grundelementen des Betons über Bewehrungselemente (REINF). Da diese Methode nicht mit den Grundelementen des Typs CPT215, die für das Microplane-Betonmodell erforderlich sind, kompatibel ist, erfolgte die Berechnung der Träger nur mit dem Menetrey-Williams Materialmodell und Grundelementen des Typs SOLID185. Die Belastungen des Versuchsträger lagen im niedrigen Tragbereich der Träger, sodass ein linear-elastisches Materialverhalten des Betons hier ausreichend war. In diesem Bereich ergab sich für das Menetrey-Williams Materialmodell eine gute Übereinstimmung bei den Push-Out Versuchen (vgl. Kapitel 6.3.3.2).

Der Stahlträger wurde ebenfalls mit Elementen des Typs SOLID185 vernetzt.

Das erstellte Netz ist in Abbildung 7-14 dargestellt. Dabei wurde auf ein möglichst gleichmäßiges Netz aus Hexaedern, vor allem im Kontaktbereich zwischen Stahl und Beton geachtet.

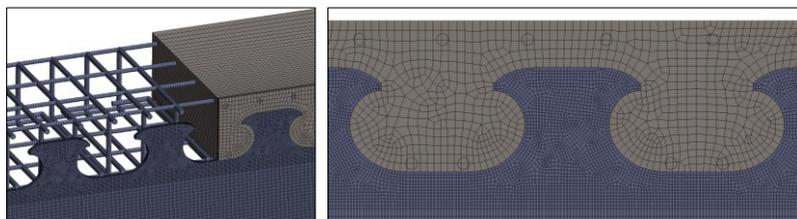


Abbildung 7-14: Vernetzung des Verbundträgers (Ausschnitte)

Für den Baustahl wurden eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit bilinearem Verlauf mit isotroper Verfestigung analog zur Definition in Kapitel 4.2.4 für den S460M implementiert. Die Festigkeiten wurden dem Materialzeugnis des Trägers entnommen. Das Materialgesetz des Baustahls sowie des Bewehrungsstahls (analog zu Kapitel 6.3.2.1) ist in Abbildung 7-15 angegeben. Hier sind ebenfalls die Kennwerte für das Materialgesetz nach Menetrey-Williams angegeben. Das bei den Push-Out Versuchen verifizierte Materialgesetz wurde dabei an die Betonfestigkeiten der Verbundträger angepasst.

7.5 Numerische Untersuchungen der Verbundträger

Materialkennwerte Stahl		Materialkennwerte Beton	
Baustahl S460M	Betonstahl B500	Grunddaten Menetrey-William	
$f_y = 528 \text{ N/mm}^2$	$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$	f_c in N/mm^2	36,4
$f_{tk} = 633 \text{ N/mm}^2$	$f_t = 525 \text{ N/mm}^2$	f_{ct} in N/mm^2	43,7
$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$	f_t in N/mm^2	2,8
$\nu = 0,3$	$\nu = 0,3$	E_{cm} in N/mm^2	28660
$A_g = 0,2331$	$E_T = 1100 \text{ N/mm}^2$	ν	0,2
bilinearer Verfestigung		ψ in $^\circ$	30
		K_{cm}	0,00115
		K_{cu}	0,0025
		Ω_{cu}	0,33
		Ω_{ci}	0,85
		Ω_{cr}	0,2
		Ω_{tr}	0,1
		G_R in Nm/m^2	90

Abbildung 7-15: Materialkennwerte für Stahl und Beton

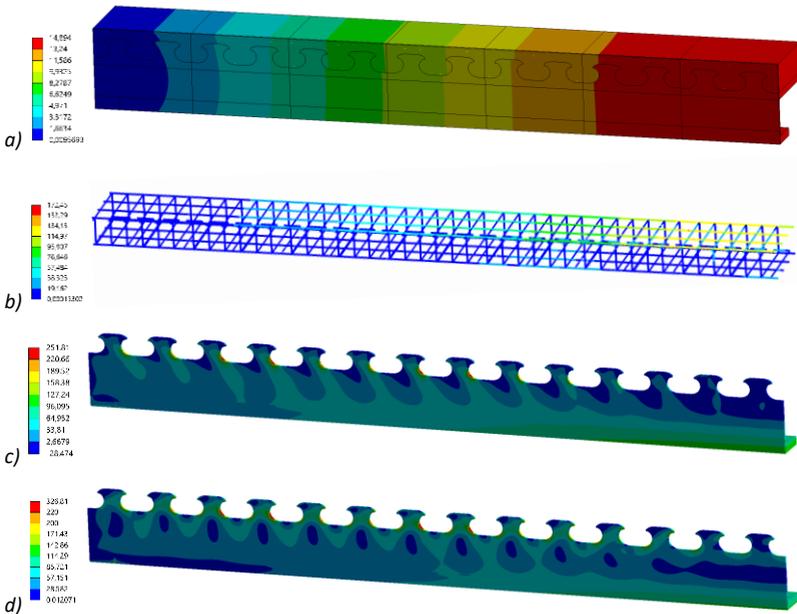


Abbildung 7-16: a) Durchbiegung des Verbundträgers im FE-Modell bei Oberlast [mm]; b) Beanspruchungen der Bewehrung [kN]; c) Hauptspannung Träger [N/mm^2]; d) Vergleichsspannung Träger [N/mm^2]

7.5.2 Ergebnisse der FE-Untersuchung zur Bestimmung der Hochrechnungsfaktoren

In Abbildung 7-16 ist die Haupt- und Vergleichsspannungsverteilung über den halbierten Träger im FE-Modell dargestellt. Die maximale Durchbiegung in Feldmitte des Verbundträgers bei Oberlast lag im Versuch zu Beginn der zyklischen Belastung bei ca. 16,5 mm. Im FE-Modell wurde mit guter Annäherung eine Durchbiegung von 14,9 mm erreicht, vgl. Abbildung 7-16 a). Es ist gut zu erkennen, dass die maßgebende Beanspruchung aus der Biegung im mittleren Bereich zu größeren Spannungen im Untergurt führt, die Beanspruchung der Dübel aus der Schubkraftübertragung nimmt zur Lagerung hin zu. Die maximale Beanspruchung entsteht dabei am vierten Dübel von außen.

Ein Vergleich der Spannungsschwingbreiten über die Trägerlänge des FE-Modells mit den Trägerversuchen zeigt eine sehr gute Übereinstimmung des Verlaufs, vgl. Abbildung 7-17.

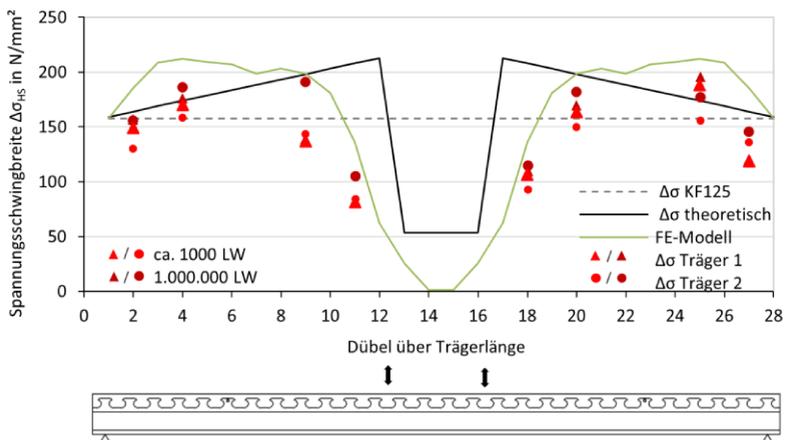


Abbildung 7-17: Vergleich der Spannungsschwingbreite am Hotspot der Versuchsträger und des FE-Modells

Über einen Vergleich der Normaldehnungen tangential zur Rundung an den verschiedenen Messstellen und am Hotspot konnten die Faktoren zur Hochrechnung hergeleitet werden. Abbildung 7-18 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der Dehnungen an der Position der DMS (rote Kurve) aus dem FE-Modell zu den in den Trägerversuchen gemessenen Dehnungen der beiden halbierten Träger. Die Dehnungen wurden im Modell über einen Pfad der DMS-Achse mit jeweiliger

Achsenrichtung der Rundung ausgewertet. Es ist sehr gut die unterschiedliche Verteilung der Beanspruchungen über die Rundung der Dübel im Verlauf der Trägerlänge zu erkennen. Zur Mitte des Trägers (c) wird die Lastresultierende durch die Lasteinleitung beeinflusst, die zu einer Druckbeanspruchung im unteren Dübelrundungsbereich führt, zum Ende des Trägers (a) durch die Lagerung am Untergurt. Die maßgebenden Dehnungen wurden sowohl im FE-Modell als auch in den beiden Trägerversuchen an Dübel 4 / 25 (b) gemessen.

Durch die unterschiedliche Beanspruchung der Dübel über die Länge des Trägers wurden im Modell unterschiedliche Konzentrationsfaktoren für die einzelnen Dübel bestimmt. Die Hochrechnungsfaktoren wurden hier für DMS 2 an dem Dübel 2 / 27 mit einem Faktor von $k = 1,73$, dem Dübel 4 / 25 mit $k = 1,79$, dem Dübel 9 / 20 mit $k = 2,07$, und an dem Dübel 11 / 187 mit $k = 2,42$ bestimmt.

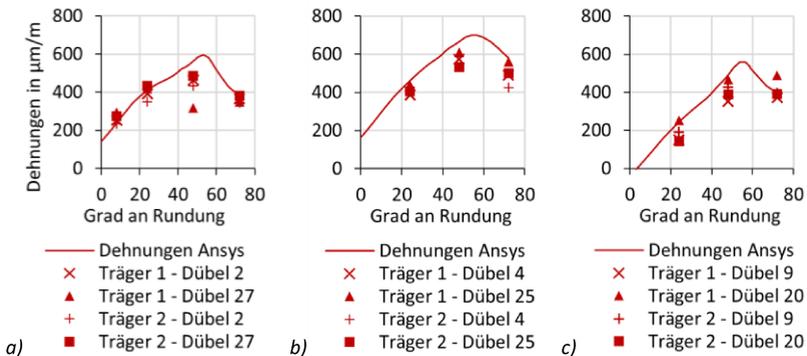


Abbildung 7-18: Vergleich der Dehnungen an Achse der DMS-Stellen über Verlauf der Dübelrundung aus ANSYS-Berechnung und gemessenen Dehnungen der halbierten Träger für a) Dübel 2 / 27; b) Dübel 4 / 25; c) Dübel 9 / 20

Die Ergebnisse des Vergleichs des FE-Modells über den Trägerverlauf und an den einzelnen Dübeln zeigten eine sehr gute Abdeckung der Versuchsergebnisse der verzinkten Versuche. So konnte auch hier, wie bereits bei den Untersuchungen der Push-Out Versuche, bestätigt werden, dass das Verhalten an der verzinkten Verbundfuge nach der anfänglichen Schädigung im Kontaktbereich durch die gleichbleibende Kontaktdefinition des Modells mit fester Steifigkeit sehr gut abgebildet wird.

7.6 Aufhängung der Verbundträger

7.6.1 Grundlagen zur Festlegung der Aufhängung der Versuchsträger

Bei der Planung der Verbundträgerversuche war neben der Festlegung der Abmessungen, des Stahls und der Verzinkungsparameter auch die Festlegung von Aufhängepunkten der Träger während der Feuerverzinkung zu berücksichtigen. Ein Umschließen der Dübel oder der Träger mit Kettenzügen wurde aufgrund von sichtbaren Fehlstellen im Zinküberzug der Träger und daraus resultierender möglicher Ermüdungskernen ausgeschlossen. Ein zusätzliches Aufschweißen von Anschlagpunkten (z. B. aufgeschweißte Laschen auf den Gurten) ist für die Träger mit aufgeschweißter Verbunddübelleiste eine Möglichkeit. Ein Aufschweißen von Anschlagblechen auf den Dübeln wurde jedoch ausgeschlossen. Bei Verbleiben im Verbundquerschnitt könnten diese einen unbekanntem Einfluss auf die Lastverteilung der Verbunddübelleiste haben, bei Entfernen würden Ermüdungskernen am Dübel bzw. Schädstellen in der Zinkschicht entstehen.

Die gewählte Lösung zur Aufhängung der Träger sah daher Löcher in den Dübeln vor. Durch Anschlagen mit Schäkeln oder, wie in Abbildung 7-19 dargestellt, durch Verwendung von Drahtschlaufen war so eine Aufhängung während der Feuerverzinkung und auch für den Transport der Träger möglich.

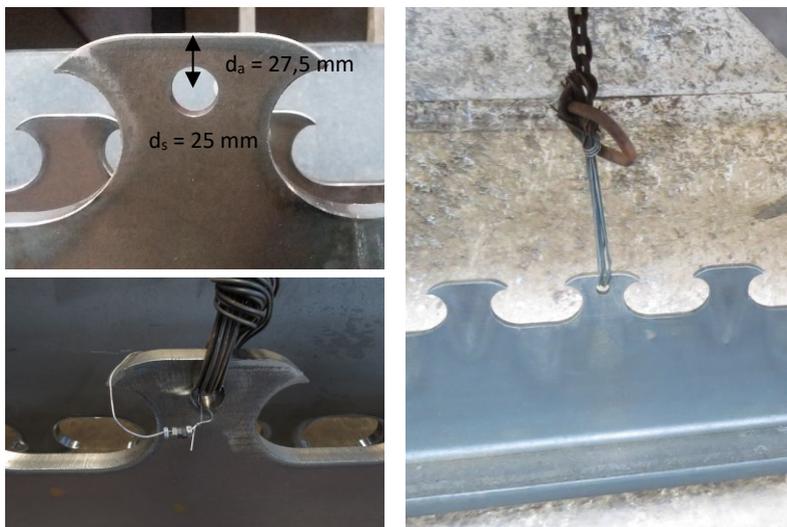


Abbildung 7-19: Aufhängepunkt bei den halbierten Trägern für die Feuerverzinkung

Nach Rücksprache mit dem Verzinkungsunternehmen wurde der Lochdurchmesser zu $d_s = 25$ mm festgelegt. Eine Bohrung mit Durchmesser 25 mm kann nach DASt-Richtlinie 022 [2] der Detailklasse A zugeordnet werden. Bei kleineren Durchmessern ist dagegen Detailklasse B anzuwenden, wodurch eine Einstufung in Vertrauenszone 2 erfolgt und dadurch umfangreichere Prüfungen der Feuerverzinkung durchzuführen sind, vgl. Abbildung 2-25.

Während der Feuerverzinkung wird der Träger auf 450 °C erwärmt, wodurch sich die Festigkeiten des Grundwerkstoffes reduziert. Als Randbedingung für die Position des Loches wurde eine Heißbemessung der Lochleibungskraft des Aufhängepunktes gemäß DIN EN 1993-1-2 [13] durchgeführt. Dabei wurde die Lochleibungskraft entsprechend der vorhandenen Temperatur von 450 °C abgemindert, vgl. Gleichung (7-1). Bei Verwendung von Drahtschlaufen wird die Belastung dabei punktueller in den Reststeg eingeleitet als durch eine Schraube mit vorgegebenem Lochspiel. Zur Berücksichtigung wurde zusätzlich ein Nachweis des Reststeges auf lokale Biegung nach Gleichung (7-2) unter Berücksichtigung der Abminderungen aus Temperaturbelastung durchgeführt. Dabei wurde der Reststeg als Einfeldträger mit mittiger Belastung angenommen. Als einwirkende Kraft je Aufhängepunkt ist das Gewicht der feuerverzinkten Konstruktion zu berücksichtigen. Je nach Größe der Oberfläche der zu verzinkenden Bauteile kann dabei eine Gewichtszunahme von 3 - 8 % auftreten [24; 78]. Für die Versuchsträger wurde ein Abstand des Loches zur Dübeloberkante von $d_a = 27,5$ mm angesetzt.

Lochleibung:

$$F_{b,t,Rd} = F_{b,Rd} \cdot k_{t,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,ft}} < F_{v,Ed} \quad (7-1)$$

mit $F_{b,Rd}$ (DIN EN 1993-1-8, Tab. 3.4)

$k_{t,\theta} = 0,6625$ (DIN EN 1993-1-2, Tab. D.1 für 450 °C)

$\gamma_{M,ft} = 1,0$

Lokale Biegung Reststeg:

$$M_{fi,t,Rd} = M_{Rd} \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,ft}} < M_{Ed} \quad (7-2)$$

$$= \frac{1}{6} \cdot t_w \cdot \left(d_a - \frac{d_s}{2}\right)^2 \cdot f_y \cdot k_{p,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,ft}} < M_{Ed} = 1,35 \cdot \frac{d_s \cdot F}{4}$$

mit $k_{p,\theta} = 0,39$ (DIN EN 1993-1-2, Tab. 3.1 für 450 °C)

$\gamma_{M,ft} = 1,0$

Zur Überprüfung eines möglichen Einflusses des Loches auf die Spannungsverteilung im Dübel wurden im Rahmen der Planung der Trägerversuche erste numerische Voruntersuchungen durchgeführt. Diese wurden an vereinfachten Modellen analog zu [63] getrennt für die beiden Belastungsanteile der globalen Biegung und des lokalen Längsschubs durchgeführt. Dabei deutete sich an, dass ein Loch mit der angenommenen Größe $\varnothing 25$ mm und Lage im oberen Dübelbereich keinen Einfluss auf die Spannungsverteilung an der Dübelrundung und damit die Ermüdungstragfähigkeit der Träger hat.

An den gelochten Dübeln der Trägerversuche wurden weder Auffälligkeiten während der Feuerverzinkung oder an der Zinkschicht festgestellt, noch konnten nach Abbruch der Versuche bei 2 Millionen Lastwechseln Verformung, Risse oder ein Schlupf im Verbundbereich beobachtet werden.



Abbildung 7-20: Aufhängepunkt des Trägers mit Beton gefüllt, nach Sägeschnitt

7.6.2 Numerische Untersuchung zum Einfluss der Aufhängelöcher

Zur Ermittlung des Einflusses verschiedener Lochgrößen und Lochpositionen auf die Spannungsverteilung am Dübel wurden erste Untersuchungen an vereinfachten FE-Modellen der globalen und der lokalen Traganteile unter zusätzlicher Beachtung verschiedener Geometrieparameter durchgeführt. Diese Grunduntersuchungen erfolgten im Rahmen einer Masterarbeit [80].

Im FE-Modell mit reiner globaler Biegung entstehen die Hauptbeanspruchungen im unteren Bereich des Dübels. Ein Loch im Dübel beeinflusst die Spannungsverteilung in diesem Bereich nicht.

Bei Schubbeanspruchung der Dübel bildet sich jedoch ein Spannungsband zwischen vorderer Dübelrundung und hinterer Dübelspitze mit Abstützung des Dübels am Beton aus. Den Einfluss des Lochabstandes und der Lochgröße auf die Spannungen am Dübelgrund für das lokale Modell mit einer Beanspruchung des Dübels aus Längsschub zeigt Abbildung 7-21. Mit ansteigendem Abstand zur Dübeloberkante wandert das Loch in das Spannungsband, die Beanspruchung am Dübel steigt geringfügig an.

Viel deutlicher als der Spannungsanstieg am Dübel ist jedoch der Spannungszuwachs am Loch selbst zu beobachten. So überschreitet hier die Spannung schnell die für die Bemessung maßgebliche Hotspotspannung am Dübel. Mit größerer Kerbwirkung des Loches als bei der fließend gekrümmte Dübelrundung der Klothoidenform, kann dies ungünstige Auswirkungen auf die Gesamtbemessung des Trägers haben, sodass der Ermüdungsnachweis des Loches maßgebend wird. Ein gelochtes Bauteil ist gemäß DIN EN 1993-1-9 [14] in den Kerbfall 90 bzw. mit Berücksichtigung der Feuerverzinkung gemäß [128; 149] in den abgeminderten Kerbfall 80 einzuordnen.

Zur Vermeidung eines Locheinflusses sollte der Lochdurchmesser in Abstimmung mit den Verzinkungsbetrieben so gering wie möglich gewählt werden. Die Lage des Loches ist möglichst nah am minimalen Abstand aus der Heißbemessung zu wählen.

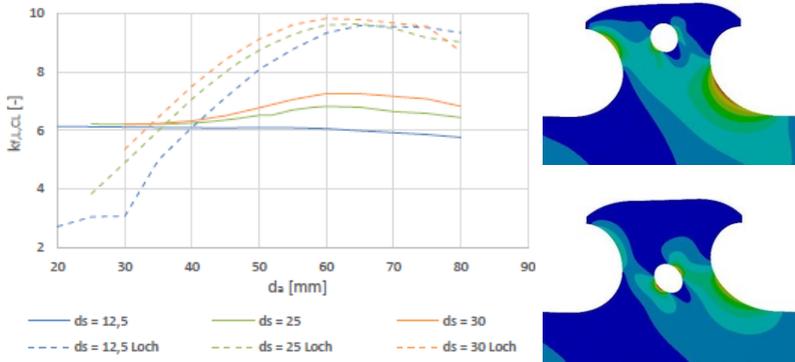


Abbildung 7-21: Einfluss der Lochgröße und des Lochabstandes zur Dübeloberkante auf die Spannungskonzentration am Dübel und am Loch selbst bei Schubbeanspruchung der Dübel [80]

Zur Bestätigung der Ergebnisse aus den getrennt betrachteten, vereinfachten Modellen für eine kombinierte Beanspruchung am Verbundträger wurde im Rahmen dieser Arbeit das Trägermodell des vorherigen Kapitels um die tatsächlich

vorhandenen Löcher im jeweils sechsten Dübel von außen ergänzt. Analog zu der in den Versuchen vorhandenen Ausbildung wurde dem Körper innerhalb des Loches das Materialgesetz des Betons zugeordnet. Der Körper wurde über einen festen Verbund am restlichen Betonkörper angeschlossen. Der Kontakt zum Stahl des Dübels wurde reibungsbehaftet angesetzt.

In Abbildung 7-22 ist die Verteilung der Spannungsschwingbreiten bei Versuchslasten über die Hälfte des Verbundträgers mit den Dübeln 16 bis 28 dargestellt. Es kann deutlich ein Einfluss des Loches in Dübel 6 auf die Spannungsschwingbreite der umliegenden Dübel beobachtet werden. Mit dem Ausbetonieren des Loches entsteht hier eine zusätzliche Verankerung des Dübels, wodurch weitere Kraftanteile der benachbarten Dübel zu diesem gelochten Dübel gezogen werden. Es kommt es zu einer Spannungskonzentration mit geringfügig größerer Spannungsschwingbreite am Dübel.

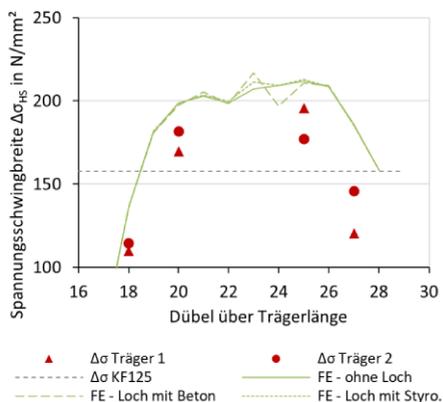


Abbildung 7-22: Vergleich der Spannungsschwingbreite am Hotspot des FE-Modells mit und ohne Berücksichtigung des Loches als Aufhängepunkt

Entscheidender ist jedoch die große Spannungsschwingbreite am Loch, die mit Betonausfüllung in Abbildung 7-23 b) dargestellt ist. Mit einer Spannungsschwingbreite in etwa gleicher Größenordnung wie an der Dübelrundung wird das Kerbdetail des Loches für die Bemessung maßgebend, da das Loch nach [14] einem geringeren Kerbfall zuzuordnen ist als die Dübelleiste. So wird im Trägermodell eine maximale Spannungsschwingbreite am Loch mit $\Delta\sigma_{\text{Loch}} = 215 \text{ N/mm}^2$ mit ca. 104.000 Lastwechseln entsprechend des Kerbfalls 80 für eine Ermüdungsbemessung bestimmt. Demgegenüber steht eine Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{\text{HS}} = 217 \text{ N/mm}^2$ am Hotspot des Dübels 6 mit dem Loch (bzw. $\Delta\sigma_{\text{HS}} = 212 \text{ N/mm}^2$ am Hotspot des

maßgebenden Dübels ohne Loch) mit ca. 380.000 Lastwechseln entsprechend des Kerbfalls 125.

Da keine DMS am gelochten Dübel vorgesehen worden waren, ließ sich eine Beeinflussung der Spannungsschwingbreite leider nicht dokumentieren. In den Trägerversuchen wurden die berechneten Lastwechselzahlen jedoch deutlich überschritten, bevor die Versuche ohne Schäden bei 2 Millionen Lastwechseln abgebrochen wurden.

Wird die zusätzliche Verankerung des Betons im Loch verhindert, z. B. durch eine nachträgliche Füllung des Loches durch einen Einsatz aus extrudiertem Polystyrol ($E = 5 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 0,2 \text{ N/mm}^2$), kann der Einfluss auf die Spannungen an den Nachbardübels und vor allem auf den Rand des Loches selbst reduziert werden. Hier ist die freie Verformbarkeit des Locheinsatzmaterials entscheidend für die deutliche Reduktion der Kerbschärfe. Abbildung 7-23 c) veranschaulicht die geringere Beeinflussung des Spannungsbandes im Dübel bei einer Lochauffüllung aus extrudiertem Polystyrol (XPS). Im Trägermodell wird hier eine maximale Spannungsschwingweite $\Delta\sigma_{\text{HS}} = 213 \text{ N/mm}^2$ am Hotspot des Dübels mit ca. 410.000 Lastwechseln entsprechend des Kerbfalls 125 maßgebend für eine Ermüdungsbemessung gegenüber einer Spannungsschwingweite am Loch mit $\Delta\sigma_{\text{Loch}} = 83 \text{ N/mm}^2$ mit ca. 1.790.000 Lastwechseln entsprechend des Kerbfalls 80.

Eine Auffüllung des Loches mit einem Einsatz aus Stahl entsprechend des umgebenden Grundmaterials steigert die Kerbschärfe dagegen deutlich und ist somit nicht zu empfehlen, vgl. Abbildung 7-23 d).

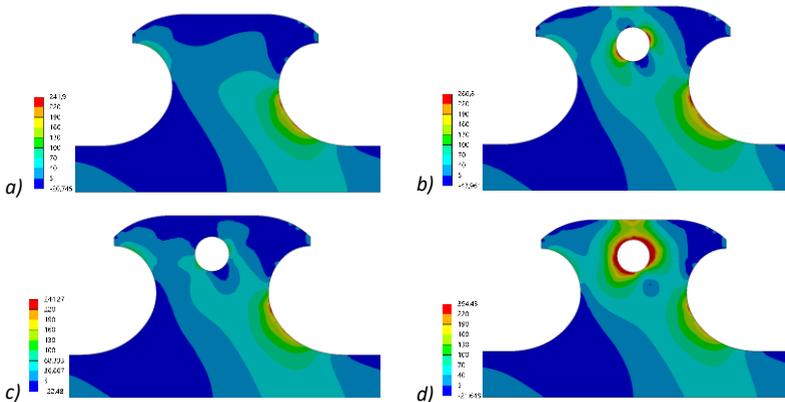


Abbildung 7-23: Vergleich der Hauptspannungsverteilung an Dübel 6 bei Oberlast: a) ohne Loch; b) Loch mit Füllung aus Beton; c) Loch mit Füllung aus extrudiertem Polystyrol; d) Loch mit Füllung aus Stahl

Abbildung 7-24 zeigt einen Vergleich des Locheinflusses für abweichende Lochdurchmesser und -randabstände im Trägermodell des Versuchsträgers auf die Hauptspannungsverteilung bei Oberlast und die für die Ermüdungsbemessung maßgebende Spannungsschwingbreite am Dübelhotspot und am Loch (in Dübel 6 von außen). Die Lochauffüllung wurde dabei mit extrudiertem Polysterol angesetzt.

Es ist gut zu erkennen, dass mit weiterem Versatz des Loches in das Spannungsband des Dübels, was sowohl durch Zunahme des Lochabstandes als auch durch einen größeren Lochdurchmesser auftritt, die Spannungen am Loch deutlich ansteigen. Erst mit größerem Lochdurchmesser (d) und bei zu großem Lochabstand (c) wird auch bei Auffüllung des Loches mit extrudiertem Polysterol (XPS) die Ermüdungsfestigkeit des Loches maßgebend vor der Ermüdungsfestigkeit der Dübel.

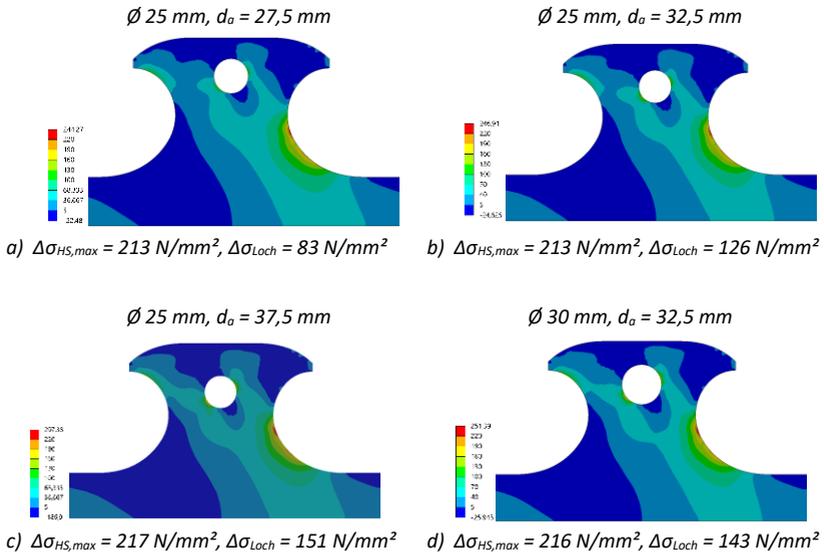


Abbildung 7-24: Vergleich der Hauptspannungsverteilung in Abhängigkeit der Lochposition und des Lochdurchmessers mit Fülleinsatz aus XPS im Loch

Für die Planung der Aufhängepunkte von feuerverzinkten Trägern mit Verbunddübelste wird daher zur Vermeidung des Locheinflusses empfohlen, den Lochdurchmesser in Abstimmung mit den Verzinkungsbetrieben so gering wie möglich zu wählen. Die Lage des Loches sollte möglichst nah am minimalen Abstand aus der Heißbemessung festgelegt und das Loch vor dem Betonieren mit extrudiertem Polysterol aufgefüllt werden.

Für eine Dübelleiste mit Dübelgröße $e_x = 250$ mm wird für eine Bohrung mit Durchmesser 25 mm, die nach DASt-Richtlinie 022 [2] der Detailklasse A zugeordnet wird, ein Lochabstand von maximal 32,5 mm empfohlen.

In Abbildung 7-25 sind die maximalen Lasten eines Aufhängepunktes für abweichende Blechdicken für die empfohlenen Bereiche entsprechend der Heißbemessung zusammengefasst. Für die Versuchsträger aus halbierten HEM600 mit einer Länge von 7 m lag an den beiden Aufhängepunkten jeweils eine Last von ca. 5,2 kN inkl. Berücksichtigung eines Verzinkungszuschlages vor, ein reduzierter Lochabstand wäre somit möglich gewesen. Die Aufhängung erfolgte über Drahtschlaufen.

Stahlfestigkeit		S355								
Lochabstand d_a in mm		22,5			27,5			32,5		
Blechdicke t in mm		10	15	20	10	15	20	10	15	20
max Z_k in kN	Lochleibung	36,07	54,10	72,14	44,08	66,13	88,17	52,10	78,15	104,20
	lokale Reststegbiegung	2,73	4,10	5,47	6,15	9,23	12,31	10,94	16,41	21,88

Stahlfestigkeit		S460								
Lochabstand d_a in mm		22,5			27,5			32,5		
Blechdicke t in mm		10	15	20	10	15	20	10	15	20
max Z_k in kN	Lochleibung	39,75	59,63	79,50	48,58	72,88	97,17	57,42	86,13	114,83
	lokale Reststegbiegung	3,54	5,32	7,09	7,97	11,96	15,95	14,17	21,26	28,35

Abbildung 7-25: maximale Gewichtslast je Aufhängeloch (in kN) aus Heißbemessung mit $e_x = 250$ mm und $d_s = 25$ mm

8 Empfehlungen zur Anwendung einer Feuerverzinkung bei Verbunddübelleisten

Bei der Verwendung einer Feuerverzinkung für Verbundträger im Brückenbau sind einige grundlegende Aspekte zu berücksichtigen, begonnen bei der Materialwahl, der Herstellung der Träger und der Feuerverzinkung, insbesondere jedoch bei dem Nachweis der Ermüdungsfestigkeit von feuerverzinkten Bauteilen.

Verbunddübelleisten, als wirtschaftliches Verbindungsmittel im Verbundbrückenbau, werden in einer allgemeinen Bauartgenehmigung [4] geregelt. Die Regelungen gelten jedoch aktuell, wie auch die Eurocodes, nur für die unverzinkte Variante. Eine feuerverzinkte Ausführung ist bislang nicht normativ erfasst.

In diesem Kapitel werden aufbauend auf den Ergebnissen dieser Arbeit und des gemeinsamen Forschungsvorhabens [65] Empfehlungen für die Herstellung, Bemessung und Feuerverzinkung von feuerverzinkten Verbunddübelleisten im Verbundbrückenbau aufgeführt. Stellenweise werden diese ergänzt durch Ergebnisse aus vorangegangenen Untersuchungen zur Anwendung einer Feuerverzinkung im Brückenbau [128; 143; 149].

Zur Herstellung der Verbunddübelleiste darf gemäß aBG [4] autogenes Brennschneiden oder ein im Hinblick auf Festigkeit und Ermüdung gleichwertiges Trennverfahren verwendet werden. Die Kanten von Brennschnittflächen sind allgemein vor einer Feuerverzinkung abzurunden und die Brennriefen einzuebnen. Bei thermischen Schnittflächen wird allgemein zudem eine Nachbearbeitung der Brennschnittfläche durch Abtragen der obersten ca. 0,5 mm gefordert, da durch den Wärmeeintrag des thermischen Schneidens in diesem Bereich die Zinkannahmefähigkeit negativ beeinflusst wird. Die Erreichung der Mindestzinkschichtdicke von 85 µm für große Bauteile nach DIN EN ISO 1461 (DIN EN ISO 1461, 2009) kann so an diesen Flächen meist nicht oder nur stellenweise erreicht werden.

Sowohl die experimentellen als auch die numerischen Untersuchungen dieser Arbeit haben jedoch aufgezeigt, dass eine dünnere Zinkschichtdicke einen positiven Einfluss auf die Spannungsverteilung am Dübel und dadurch auf die Ermüdungsfestigkeit der Verbunddübelleiste hat. So konnte bei den Versuchsproben mit Nachbearbeitung der Brennschnittfläche keine Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit beobachtet werden. Der negative Einfluss aus einer größeren Zinkschichtdicke an der Schnittfläche überwog die Vorteile der geringeren Kerbschärfe auf die Ermüdungsfestigkeit.

Für die Herstellung der Verbunddübelleiste ergibt sich daraus, dass eine Nachbearbeitung der Brennschnittfläche bei Verwendung einer feuerverzinkten

Verbunddübelsteife entfallen kann. Im Hinblick auf den Korrosionsschutz kann die geringere Zinkschicht an der Brennschnittfläche der Verbunddübelsteife ohne Nachbearbeitung als unkritisch betrachtet werden, da die Verbunddübel vollständig von Beton umgeben sind. Für die weiteren Bereiche des Verbundträgers, vor allem die der Bewitterung frei ausgesetzten Flächen, ist jedoch eine Mindestschichtdicke von 200 μm anzustreben, um entsprechend der Untersuchungen in [149] einen „lebenslangen“ Korrosionsschutz der Brücke zu erzielen. Dafür ist vor allem auf die richtige Wahl der Stahlzusammensetzung mit einem Siliziumgehalt im Bereich von $0,14 \leq \text{Si} \leq 0,35 \%$ sowie einem Phosphorgehalt $P \leq 0,035 \%$ zu achten. Gegebenenfalls ist für die Festlegung der erforderlichen Tauchzeit eine Probeverzinkung sinnvoll [128; 148; 150].

Zur Berücksichtigung der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen zum Einfluss der Feuerverzinkung sollte so für den Ermüdungsnachweis einer feuerverzinkten Verbunddübelsteife, der analog zur unverzinkten Variante nach aBG [4] in Anlehnung an das Strukturspannungskonzept der DIN EN 1993-1-9 [14] geführt wird, auf der Widerstandsseite unabhängig vom Bearbeitungszustand der Brennschnittfläche (maschinellem Brennschnitt mit seichten und regelmäßigen Brennriefen oder maschinellem Brennschnitt mit nachträglicher mechanischer Bearbeitung) der Kerbfall KF125 verwendet werden. Die Untersuchungen ergaben weiter, dass für eine rein statische Beanspruchung keine Anpassungen für die Nachweise der Verbunddübelsteife durch die Feuerverzinkung erforderlich sind.

Die Feuerverzinkung der Träger mit Verbunddübelsteife ist gemäß DASt-Richtlinie 022 [2] zu planen und mit den Festlegungen für Zinkbadklasse 1 durchzuführen. Die Verbunddübelsteifen können dabei ohne Einschränkungen der Detailklasse A zugeordnet werden [65].

Eine sichere Aufhängung der Träger für den Verzinkungsprozess sollte in enger Absprache mit den Verzinkungsunternehmen geplant werden. Bei den Versuchsträgern dieser Arbeit erfolgte die Aufhängung dabei über Löcher in zwei der Verbunddübel. Auf Grundlage von Zwischenergebnissen erfolgte auch die Aufhängung der Verbunddübelsteife in [59] über Löcher in den Dübeln. Hier konnte eine gute Anwendbarkeit in der Praxis bereits bestätigt werden.

Die numerischen Untersuchungen zeigten dabei auf, dass die Größe der Löcher so gering wie möglich gewählt werden sollte. Die Lage des Loches sollte möglichst nah an der oberen Dübelkante festgelegt werden, wobei ein minimaler Abstand aus einer Heißbemessung für den Verzinkungsprozess zu berücksichtigen ist. Für Verbunddübelsteifen mit Klothoidenform und einer Dübelgröße $e_x = 250 \text{ mm}$ sind in Kapitel 7.6.2 als Ergebnis der Heißbemessung mögliche Lochpositionen für vorhandene Trägergewichte zusammengestellt. Es wird ein Lochdurchmesser von 25 mm

empfohlen. Dieser kann nach DAST-Richtlinie 022 [2] ebenfalls der Detailklasse A zugeordnet werden.

Unabhängig von der Größe und Position wird empfohlen die Löcher nicht auszube-tonieren, sondern durch einen weichen Füllstoff, z. B. extrudiertem Polyesterol, aus-zufüllen. So wird ein Einfluss des Loches auf die Spannungsverteilung am Dübel mi-nimiert bzw. eine erforderliche Berücksichtigung des geringeren Kerbfalls des Lo-ches als maßgebendes Bemessungsdetail verhindert.

Bei der Planung der Träger und insbesondere bei der Festlegung einer planmäßigen Überhöhung der Träger ist zudem ein möglicher Verzug infolge des Abbaus von Ei-genspannungen durch die Erwärmung während des Verzinkungsprozesses zu be-rücksichtigen. Mögliche Verfahren zum Richten der Träger vor oder, falls erforder-lich, nach dem Verzinkungsprozess sind in [24; 148] beschrieben.

Bei den Versuchsträgern dieser Arbeit, bei denen mit den halbierten Walzträgern durch einen unterschiedlichen Eigenspannungsabbau des unsymmetrischen Quer-schnitts ein größeres Risiko eines Verzugs vorlag und auch bei den Verbundträgern mit feuerverzinkter Verbunddübelleiste aus [59; 65], konnten durch eine Vermes-sung nach der Feuerverzinkung jedoch nur sehr geringe plastische Verformungen festgestellt werden.

9 Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung

In den letzten Jahren wurden bei Brücken kleiner und mittlerer Spannweiten vermehrt die Vorteile der Verbunddübelleisten mit ihrer erhöhten Tragfähigkeit bei gleichzeitig geringen Bauhöhen genutzt. Als Ergebnis umfangreicher Forschungsarbeit konnten bereits zahlreiche Anwendungsbeispiele in Verbundbrücken erstellt werden. Aktuell erfolgt hier ein Korrosionsschutz der Stahlträger mit Verbunddübelleisten durch eine organische Beschichtung.

Eine Feuerverzinkung könnte hier als „lebenslanger“ Korrosionsschutz erhebliche Vorteile in Bezug auf Dauerhaftigkeit und Nachhaltigkeit eines Brückenbauwerks bieten. Die Grundlagen zur Nutzung einer Feuerverzinkung auch bei ermüdungsbeanspruchten Brückenbauwerken wurden jedoch erst in den letzten Jahren durch umfangreiche wissenschaftliche Untersuchungen an zahlreichen Brückendetails geschaffen. Einige Fragen zum Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit der Verbunddübelleiste blieben jedoch offen. Mit der vorliegenden Arbeit wird daher durch umfangreiche experimentelle sowie numerische Untersuchungen die Grundlage zu einer sicheren Anwendung einer Feuerverzinkung bei Verbunddübelleisten im Brückenbau geschaffen.

Der Einfluss der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit der Verbunddübelleisten wurde an zyklischen Versuchen im direkten Vergleich von unverzinkten und verzinkten Proben untersucht. In Anlehnung an die Bemessungsgrundlagen der Verbunddübelleiste für Ermüdungsbeanspruchungen nach aBG [4] erfolgten die experimentellen Untersuchungen zunächst getrennt für die beiden Lastenteile aus globaler Biegung des Gesamtträgers und lokaler Schubbeanspruchung an den Dübeln.

Für ersteren Lastenteil wurde ein neuer Versuchsaufbau entwickelt, der eine Untersuchung des reinen Einflusses der Zinkschicht für die Geometrie der Verbunddübelleisten ohne eine Beeinflussung durch den Beton ermöglichte. Die Untersuchung des Verbunddübels unter lokaler Schubbeanspruchung erfolgte in Anlehnung an Standard-Push-Out Versuche. Im Vergleich konnte so zusätzlich ein Einfluss des Verbundpartners Beton herausgearbeitet werden. Bei allen Versuchen wurde die für den Brückenbau aufgrund ihrer höheren Ermüdungstragfähigkeit vorteilhafte Klothoidenform mit einer auf eine gute Bewehrungsführung abgestimmten Dübelgröße von $e_x = 250$ mm untersucht. Die Versagenszeitpunkte wurden über DMS-Messungen an den Dübeln abgeschätzt, ergänzt durch Auswertung der

Änderungen der Schlupfswingbreite bzw. der Verbundsteifigkeit in den Push-Out Versuchen.

Die zu erwartenden Effekte der Zinkschicht führten bei den Proben der Biegeversuche zu einem Abfall der Ermüdungsfestigkeit der verzinkten gegenüber den unverzinkten Proben. Ein maßgeblicher Einfluss der Zinkschichtdicke zeigte sich deutlich bei den Proben mit nachträglicher Bearbeitung der Brennschnittfläche. Mit größeren Zinkschichtdicken an der Brennschnittfläche wurden vergleichbare Ergebnisse zu den Proben ohne Nachbearbeitung mit geringerer Zinkschichtdicke erzielt. Ein Vorteil der Nachbearbeitung der Proben, wie es unverzinkt durch Anwendung eines höheren Kerbfalls Berücksichtigung findet, konnte in verzinkter Ausführung nicht beobachtet werden. Auch in den anschließend durchgeführten numerischen Simulationen der Biegeversuche (Kleinteilversuche) konnte ein dominierender Einfluss der Verzinkungsparameter, insbesondere der Zinkschichtdicke, gegenüber den Geometrieinflüssen identifiziert werden.

Bei den zyklischen Push-Out Versuchen konnte der Effekt in diesem Maße jedoch nicht bestätigt werden. Unverzinkte und verzinkte Versuche erzielten vergleichbare Ergebnisse. Es konnte jedoch sowohl bei den statischen als auch den zyklischen Versuchen ein unterschiedliches Beanspruchungsverhalten der Verbunddübelteile in unverzinkter und verzinkter Ausführung beobachtet werden. So beeinflusste die Zinkschicht bereits während der Erhärtung die Eigenschaften des Betons im direkten Bereich der Verbundfuge, die sich auch durch eine veränderte Oberfläche des Betons bemerkbar machten. Dies führt neben einem geringeren Schlupf (außer bei Erstbelastung) zu einer gleichmäßigeren Belastung an der Dübelrundung mit geringeren Beanspruchungen der verzinkten Dübelteile bei Oberlast. Die Ursache wird in einer frühzeitigen Schädigung der beeinflussten Betonkontaktfläche und „dämpfender“ Wirkung des zerstörten Betonmehls vermutet. Eine fortschreitende Schädigung des Betons im weiteren Versuchsverlauf wurde so abgemindert. Da jedoch auch bei niedriger Belastung bei Unterlast geringere Beanspruchungen am Dübel vorlagen, ergab sich eine ähnlich bis etwas größere Spannungsswingbreite als bei den unverzinkten Verbunddübelteilen. Im Rahmen der zyklischen Versuche führte dies zu keinem erkennbaren Einfluss der Feuerverzinkung im Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit.

Auch die Push-Out Versuche wurden anschließend numerisch untersucht. Es wurden zunächst verschiedenen Materialmodelle des Betons untersucht, um mit Verifikation durch die Versuchsergebnisse ein optimales Modell zur Untersuchung der Einflüsse der Zinkschicht zu erhalten. Dabei traten größere Probleme mit der direkten Modellierung des Kontaktbereiches zwischen einer dünnen Zinkschicht und dem Beton auf. Es erfolgte daher eine zweigleisige Untersuchung.

In einem Modell ohne Modellierung der Zinkschicht erfolgte eine Untersuchung der in den Versuchen beobachteten, abweichenden Beanspruchung der Dübel. Diese konnte durch die gleichbleibenden Kontaktbedingungen bei Belastung gut abgebildet werden. So ergaben sich sehr gute Übereinstimmungen zu den Messergebnissen der Versuche.

In einem zweiten Schritt wurde ein Modell entwickelt, in dem die Einbindung des Dübels in den Beton durch eine elastische Lagerung abgebildet wurde. In diesen numerischen Simulationen konnte ein weiterer Einflussfaktor identifiziert werden, der auf die feuerverzinkte Verbundfuge zurückgeführt werden kann, genauer auf den Druckkontakt im Lasteinleitungsbereich des verzinkten Dübels. Bedingt durch die stark unterschiedlichen Materialeigenschaften der einzelnen Zinkschichten und des Grundwerkstoffes Stahl trat hier durch die äußere Druckbeanspruchung eine Überdrückung der Risse in der Zinkschicht auf. Der Einfluss der Zinkschicht auf eine lokale Spannungserhöhung wurde dadurch begrenzt.

Im Vergleich der Untersuchungen der Einflüsse der Zinkschicht in den numerischen Modellen zeigte sich bei den Push-Out Versuchen trotzdem ein tendenziell größerer relativer Zuwachs der Spannungen durch die Zinkschicht als bei den Biegeversuchen, wobei bei Letzteren kein Einfluss durch den Beton berücksichtigt wurde.

Ein Vergleich der experimentellen Ergebnisse der beiden Versuchsreihen dagegen zeigte, dass die feuerverzinkten Push-Out Versuche bei gleicher Beanspruchung deutlich höhere Lastwechselzahlen erreichten als die Kleinteilversuche. Hier kann eine somit größere Kerbschärfe der unteren Dübelrundung (Hotspot bei globaler Beanspruchung bei ca. 8° der Rundung) gegenüber der Rundung im oberen Dübelbereich (Hotspot bei lokaler Beanspruchung bei ca. 50° der Rundung) festgestellt werden.

Die Ergebnisse der Kleinteil- und Push-Out Versuche konnten ebenfalls durch Verbundträgerversuche bestätigt werden. In den Trägerversuchen liegt dabei eine kombinierte Beanspruchung der Einzelversuche vor. Im Rahmen dieser Arbeit wurden Verbundträger aus halbierten Walzprofilen mit Verbunddübeln in Klothoidenform in Ermüdungsversuchen getestet. Die Ergebnisse wurden ergänzt durch Trägerversuche des Forschungspartners [65] mit aufgeschweißter Verbunddübeln. Mit größerem Lastanteil aus der Längskraftübertragung am Dübel gegenüber dem globalen Biegetraganteil konnten vor allem die Beobachtungen der Push-Out Versuche bestätigt werden. Da bei den Trägern an keinem der Dübel nach vorzeitigem Abbruch der Versuche Anrisse festgestellt wurden, konnte folglich das Bemessungskonzept und der Kerbfall 125 auch für die verzinkte Ausführung bestätigt werden, allerdings ohne eine Aussage über die tatsächliche Lebensdauer zu erhalten.

In einem numerischen Modell der Verbundträger konnte eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen der verzinkten Versuche erzielt werden. Hierbei wurde zudem eine Möglichkeit der Aufhängung der Träger während des Feuerverzinkens und dessen Einfluss auf die Spannungsverteilung am Dübel untersucht.

Abschließend kann somit festgehalten werden, dass die Bemessungsgrundlage der Verbunddübelleiste nach aBG [4], mit dem Ansatz eines Kerbfalls 125 nach DIN EN 1993-1-9 [14] auf der Widerstandsseite, ebenfalls verwendet werden kann, wenn die Verbundbrücke eine Feuerverzinkung als Korrosionsschutz erhalten soll. Eine Unterscheidung der Kerbfälle je nach Bearbeitungszustand erfolgt nicht.

Mithilfe der numerischen Modelle konnte zudem die Zinkschichtdicke als maßgeblicher Einflussparameter auf den Spannungszuwachs am Hotspot und damit die Reduktion der Ermüdungsfestigkeit ausgemacht werden. Für die Planung der Feuerverzinkung und Festlegung des Materials sollte eine möglichst geringe, für die vorhandene Korrosivität notwendige Zinkschichtdicke angestrebt werden. Eine reduzierte Zinkannahme an der Brennschnittfläche, ohne eine Nachbearbeitung dieser, ist dabei vorteilhaft für die Ermüdungsfestigkeit und sollte daher nicht als maßgebende Größe für die notwendige Zinkschichtdicke im Hinblick auf den Korrosionsschutz berücksichtigt werden. Durch die Einbindung der Verbunddübel in den Beton ist hier auch eine Zinkschichtdicke unterhalb der Mindestdicke ausreichend.

9.2 Ausblick

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit zeigen unterschiedliche Einflüsse aus der Zinkschicht auf das Beanspruchungsverhalten der Verbunddübelleiste auf.

Ein Einflussfaktor betrifft dabei den direkten Kontaktbereich zwischen der Zinkschicht und dem Beton. Hier zeigte sich an den Versuchsproben eine veränderte Betonoberfläche mit größerer Porenbildung. Einzelne abweichende Verhaltensweisen der verzinkten Verbunddübelleisten in den Versuchen wurden dabei auf diese unterschiedliche Ausbildung der Verbundzone zurückgeführt. Eine genaue Beeinflussung der Betoneigenschaften im Hinblick auf die Oberflächenausbildung, die Oberflächenfestigkeit bzw. -schädigung der Randzone im Verbundbereich und auf die Teilflächenpressung im direkten Lasteinleitungsbereich der Dübel unter mehraxialen Beanspruchungen ist bislang jedoch nicht bekannt.

Bei den verzinkten Versuchen zeigte sich sowohl bei den zyklischen als auch den statischen Referenzversuchen ein deutlicher Einfluss auf das Schlupfverhalten. Da der inelastische Schlupf in der Verbundfuge von Verbundträgern die Umlagerungen

zwischen dem Verbundquerschnitt auf den Stahlquerschnitt sowie die Durchbiegung des Gesamtquerschnittes und damit auch die ermüdungswirksamen Spannungen bzw. die Tragfähigkeit beeinflusst, können sich hier zukünftige Untersuchungen als sinnvoll erweisen. Zumal der eine durchgeführte statische Versuch keine statistische Auswertung ermöglicht.

Des Weiteren wird der Kontaktbereich durch den angesetzten Reibbeiwert berücksichtigt und hat so auch einen direkten Einfluss in der Definition der numerischen Modelle. Bislang wurde der Reibbeiwert der beiden Verbundpartner Beton und Zink rein für feuerverzinkte Bewehrungseisen untersucht. Abweichende Geometrien mit größeren, flächenmäßigeren Kontaktflächen als den runden Bewehrungsdurchmessern, wie sie bei den Verbunddübeln sowohl an den Stegseitenfläche als auch an den Kontaktflächen vorliegen, wurden bislang nicht untersucht. Hier sollten ebenfalls vertiefende Untersuchungen der Kontaktbedingungen folgen.

Alle im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen erfolgten an Proben und Modellen mit der Dübelform der Klothoide, da diese bei Anwendung im Brückenbau mit größerer Ermüdungstragfähigkeit Vorteile gegenüber der Puzzleform bietet. Für eine Anwendung von feuerverzinkten Verbunddübeln mit Puzzleform sind weiterführende Untersuchungen zur Übertragbarkeit der Ergebnisse erforderlich.

10 Literatur

10.1 Normen, Regelwerke und Vorschriften

- [1] *Deutscher Ausschuss für Stahlbau*: DASt-Richtlinie 009, Stahlsortenauswahl für geschweißte Stahlbauten. Düsseldorf. Ausgabe 2009.
- [2] *Deutscher Ausschuss für Stahlbau*: DASt-Richtlinie 022, Feuerverzinken von tragenden Stahlbauteilen. Düsseldorf. Ausgabe 2016.
- [3] *Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt)*: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - Verbunddübelleiste. Ausgabe 2013.
- [4] *Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt)*: Allgemeine Bauartgenehmigung: Stahlverbundträger mit Verbunddübelleisten in Klothoiden- und Puzzleform. Ausgabe 2018.
- [5] DIN 50100: Schwingfestigkeitsversuch - Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2016.
- [6] DIN EN 1090-2: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken - Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-2. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2018.
- [7] DIN EN 1337-1: Lager im Bauwesen - Teil 1: Allgemeine Regelungen; Deutsche Fassung EN 1337-1. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2001.
- [8] DIN EN 196-10: Prüfverfahren für Zement - Teil 10: Bestimmung des Gehaltes an wasserlöslichem Chrom (VI) in Zement; Deutsche Fassung EN 196-10. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2016.
- [9] DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2013.
- [10] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2011.
- [11] DIN EN 1992-2/NA: Nationaler Anhang - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2:

- Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2013.
- [12] DIN EN 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [13] DIN EN 1993-1-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1993-1-2. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [14] DIN EN 1993-1-9: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [15] DIN EN 1993-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken; Deutsche Fassung EN 1993-2. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [16] DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [17] DIN EN 1994-2: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken; Deutsche Fassung EN 1994-2. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2010.
- [18] DIN EN ISO 14577-1: Metallische Werkstoffe - Instrumentierte Eindringprüfung zur Bestimmung der Härte und anderer Werkstoffparameter - Teil 1: Prüfverfahren; Deutsche Fassung EN ISO 14577-1. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2015.
- [19] DIN EN ISO 1461: Durch Feuerverzinken auf Stahl aufgebrachte Zinküberzüge (Stückverzinken) - Anforderungen und Prüfungen; Deutsche Fassung EN ISO 1461. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2009.
- [20] DIN EN ISO 14713-1: Zinküberzüge - Leitfäden und Empfehlungen zum Schutz von Eisen- und Stahlkonstruktionen vor Korrosion - Teil 1: Allgemeine Konstruktionsgrundsätze und Korrosionsbeständigkeit; Deutsche Fassung EN ISO 14713-1. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2017.
- [21] DIN EN ISO 14713-2: Zinküberzüge - Leitfäden und Empfehlungen zum Schutz von Eisen- und Stahlkonstruktionen vor Korrosion - Teil 2:

- Feuerverzinken; Deutsche Fassung EN ISO 14713-2. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2020.
- [22] DIN EN ISO 8501-3: Vorbereitung von Stahloberflächen vor dem Auftragen von Beschichtungsstoffen - Visuelle Beurteilung der Oberflächenreinheit - Teil 3: Vorbereitungsgrade von Schweißnähten, Kanten und anderen Flächen mit Oberflächenunregelmäßigkeiten; Deutsche Fassung EN ISO 8501-3. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 2007.
- [23] Z-1.4-165. *Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt)*: Allgemeine Bauartgenehmigung: Feuerverzinkte Betonstähle. Ausgabe 2019.

10.2 Fachliteratur

- [24] *Ansorge, F., Franz, S., Düren-Rost, P., Friedrich, H., et al.*: Feuerverzinken als dauerhafter Korrosionsschutz für Stahlverbundbrücken: Praxisbericht zum Pilotprojekt. Heft B 170. 2021.
- [25] *Bažant, Z. P., Caner, F. C., Carol, I., Adley, M. D., Akers, S. A.*: Microplane Model M4 for Concrete. I: Formulation with Work-Conjugate Deviatoric Stress. *Journal of Engineering Mechanics* 126, 2000. S. 944–953.
- [26] *Bažant, Z. P., Di Luzio, G.*: Nonlocal microplane model with strain-softening yield limits. *International Journal of Solids and Structures* 41, 2004. S. 7209–7240.
- [27] *Bažant, Z. P., Oh, B. H.*: Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures* 16, 1983. S. 155–177.
- [28] *Bažant, Z. P., Oh, B. H.*: Microplane Model for Progressive Fracture of Concrete and Rock. *Journal of Engineering Mechanics-asce* 111, 1985. S. 559–582.
- [29] *Bažant, Z. P., Ožbolt, J.*: Nonlocal Microplane Model for Fracture, Damage, and Size Effect in Structures. *Journal of Engineering Mechanics* 116, 1990. S. 2485–2505.
- [30] *Bažant, Z. P., Pijaudier-Cabot, G.*: Measurement of Characteristic Length of Nonlocal Continuum. *Journal of Engineering Mechanics* 115, 1989. S. 755–767.
- [31] *Bažant, Z. P., Prat, P. C.*: Microplane Model for Brittle-Plastic Material: I. Theory. *Journal of Engineering Mechanics* 114, 1988. S. 1672–1688.
- [32] *Bergner, H., Berner, K., Bertig, R., Bracher, A., Bruckner, H.*: Schneider - Bautabellen für Ingenieure: Mit Berechnungshinweisen und Beispielen, 22. Auflage. Köln: Bundesanzeiger Verlag, 2016.

-
- [33] *Berthelley, J., Lorenc, W., Mensinger, M., Ndogmo, J., Seidl, G.*: Zum Tragverhalten von Verbunddübeln - Teil 2: Ermüdungsverhalten. Stahlbau 80, 2011. S. 256–267.
- [34] *Berthelley, J., Lorenc, W., Mensinger, M., Rauscher, S., Seidl, G.*: Zum Tragverhalten von Verbunddübeln - Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung. Stahlbau 80, 2011. S. 172–184.
- [35] *Beverly, P.* (Hg.): fib model code for concrete structures 2010, International Federation for Structural Concrete. Berlin: Ernst & Sohn, 2013.
- [36] *Block, K., Dreier, F.*: Die Ermüdungsfestigkeit zuverlässig und kostengünstig ermitteln. Materialprüfung 40, 1998. pp. 73-77.
- [37] *Block, K., Dreier, F.*: Das Ermüdungsverhalten von Dübelbefestigungen. Berlin: Beuth, 2003.
- [38] *Brischart, Y. M.*: Untersuchungen zu Trag- und Verformungsverhalten oberflächennaher Verbunddübeln. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, 2020.
- [39] *Brodbeck, M.*: Über die Haftfestigkeit von verzinkten und schwarzen Bundeisen in Beton, 1954.
- [40] *Broschart, Y., Kurz, W., Wolters, K., Christou, G., Claßen, M.*: Einflussfaktoren auf das Tragverhalten randnaher Verbunddübeln/Influencing parameters on the load-bearing behaviour of composite dowels positioned close to the free surface of concrete slabs. Bauingenieur 94, 2019. S. 199–205.
- [41] *Burger, S.*: Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln im Verbundbau. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2009.
- [42] *Caner, F. C., Bažant, Z. P., Wendner, R.*: Microplane model M7f for fiber reinforced concrete. Engineering Fracture Mechanics 105, 2013. S. 41–57.
- [43] CEB-FIP model code 1990: Design code. London: Telford, 1993.
- [44] *Christou, G., Hegger, J., Classen, M.*: Fatigue of clothoid shaped rib shear connectors. Journal of Constructional Steel Research 171, 2020. S. 106133.
- [45] *Christou, G., Ungermann, J., Wolters, K., Hegger, J., Claßen, M.*: Ermüdung von Verbunddübeln: Analyse und Modellentwicklung. Beton- und Stahlbetonbau 115, 2020. S. 355–363.

- [46] *Christou, G., Ungermann, J., Wolters, K., Hegger, J., Claßen, M.*: Ermüdung von Verbunddübeln – experimentelle Untersuchungen. Stahlbau 89, 2020. S. 388–398.
- [47] *Claßen, M.*: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Verbunddübeln und großen Stegöffnungen. Dissertation, RWTH Aachen, 2016.
- [48] *Claßen, M., Gallwoszus, J.*: Concrete fatigue in composite dowels. Structural Concrete 17, 2016. S. 63–73.
- [49] *Classen, M., Hegger, J.*: Modelle für das nichtlineare Verformungsverhalten von Verbunddübeln mit Ausstanzversagen. Stahlbau 86, 2017. S. 459–469.
- [50] *Classen, M., Hegger, J.*: Shear-slip behaviour and ductility of composite dowel connectors with pry-out failure. Engineering Structures 150, 2017. S. 428–437.
- [51] *Classen, M., Herbrand, M., Stark, A.*: Dübelkennlinien von Verbunddübeln mit Stahlversagen. Bauingenieur 92, 2017. S. 237–244.
- [52] *Classen, M., Wieneke, K., Komor, B.*: Anwendungsgrenzen für eine teilweise Verdübelung von Verbundträgern mit oberflanschlosen Stahlprofilen und Verbunddübeln. Stahlbau 87, 2018. S. 44–52.
- [53] *Di Luzio, G.*: A symmetric over-nonlocal microplane model M4 for fracture in concrete. International Journal of Solids and Structures 44, 2007. S. 4418–4441.
- [54] *Diekhoff, P., Nitschke-Pagel, T., Dilger, K.*: Einfluss von Qualitätsoptimierungsmaßnahmen auf die Oberfläche freier Schnittkanten und deren Schwingfestigkeit: Niedersächsisches Symposium Materialtechnik. S. 391–405.
- [55] *Dilthey, U.*: Schweißtechnische Fertigungsverfahren 1: Schweiß- und Schneidtechnologien. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2006.
- [56] *Dmitriev, A., Novozhilov, I., Mikhaluk, D., Lalin, V.*: Calibration and Validation of the Menetrey-Willam Constitutive Model for Concrete, 2020.
- [57] *Drucker, D. C., Prager, W.*: Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quarterly of Applied Mathematics 10, 1952. S. 157–165.
- [58] *Dürr, A.*: Zur Ermüdungsfestigkeit von Schweißkonstruktionen aus höherfesten Baustählen bei Anwendung von UIT-Nachbehandlung. Dissertation, Universität Stuttgart, 2007.

-
- [59] *ArcelorMittal Europe - Long Products* (Hg.): Elsterbrücke Osendorf.
- [60] Ersatzneubau als Verbundlösung - Feuerverzinkte Rurbrücke Grünental in Monschau. <https://www.feuverzinken.com/aktuelles/news/ersatzneubau-als-verbundloesung-feuverzinkte-rurbruecke-gruenental-in-monschau>.
- [61] *Feldmann, M., Bartsch, H., Ummenhofer, T., Seyfried, B., et al.*: Neubewertung und Erweiterung des Kerbfallkatalogs nach Eurocode 3 für eine zukunftsfähige Auslegung Neubewertung und Erweiterung des Kerbfallkatalog nach Eurocode 3 für eine zukunftsfähige Auslegung hochbeanspruchter Stahlkonstruktionen: Forschungsbericht 4/2019; IGF 19178N: Stahlbau Verlags- und Service GmbH, 2019.
- [62] *Feldmann, M., Bleck, W.*: GAV 157 - Vermeidung von Rissen beim Feuerverzinken von großen Stahlkonstruktionen mit hochfesten Stählen. Forschungsbericht AiF 14545 N/1: Gemeinschaftsausschuss Verzinken e.V., 2008.
- [63] *Feldmann, M., Gündel, M., Kopp, M., Hegger, J., et al.*: Neue Systeme für Stahlverbundbrücken - Verbundfertigteilträger aus hochfesten Werkstoffen und innovativen Verbundmitteln: New systems for composite bridges - prefabricated composite girders of high strength materials and innovative shear connectors. Düsseldorf: Verl. und Vertriebsges. mbH, 2014.
- [64] *Feldmann, M., Hechler, O., Hegger, J., Rauscher, S.*: Neue Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Verbundträgern aus hochfesten Werkstoffen mit Kopfbolzendübeln und Puzzleleiste. Stahlbau 76, 2007. S. 826–844.
- [65] *Feldmann, M., Kühne, R., Ungermann, D., Holtkamp, S.*: Ermüdungsfestigkeit feuerverzinkter Verbunddübeln im Verbundbrückenbau. Düsseldorf: Verl. und Vertriebsges. mbH, 2020.
- [66] *Feldmann, M., Pak, D., Kopp, M., Schillo, N., et al.*: Eisenbahnüberführung Simmerbach. Stahlbau 81, 2012. S. 737–747.
- [67] *Feldmann, M., Pinger, T., Schäfer, D., Pope, R., et al.*: Hot-dip-zinc-coating of prefabricated structural steel components. Background document in support to the implementation, harmonization and: ECCS European Convention for Constructional Steelwork, 2010.
- [68] *Feldmann, M., Pinger, T., Sedlacek, G., Tschickardt, D.*: Die neue DAST-Richtlinie zur Vermeidung von Rissbildung beim Feuerverzinken. Stahlbau 77, 2008. S. 734–741.
-

- [69] *Feldmann, M., Pinger, T., Tschickhardt, D., Langenberg, P., et al.*: Rissbildung durch Flüssigkeitsmetallversprödung beim Feuerverzinken von Stahlkonstruktionen. Stahlbau-Kalender 2008: Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2008. S. 939–1017.
- [70] *Feldmann, M., Schäfer, D., Bleck, W., et al*: Technologie und Sicherheitsgewinnung beim Feuerverzinken zum Ausbau der Marktposition des verzinkten Stahlbaus. Forschungsbericht FOSTA P 766, IGF-No. 265 ZBG. Düsseldorf: Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V., 2010.
- [71] *Feldmann, M., Schäfer, D., Sedlacek, G.*: Feuerverzinken von Tragenden Stahlbauteilen nach DASt-Richtlinie 022 und Bewertung verzinkter Stahlkonstruktionen. Stahlbau-Kalender 2010: Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2010. S. 765–806.
- [72] *Feldmann, M., Schaffrath, S., Schäfer, D.*: Die überarbeitete DASt-Richtlinie 022 zum rissfreien Verzinken. Stahlbau 85, 2016. S. 862–868.
- [73] *Feldmann, M., Wolters, K.*: Tragverhalten eines Verbundträgers unter Berücksichtigung des Risswachstums in Verbunddübeln: Festschrift zum 70. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Ingbert Mangerig, 2020. S. 227–234.
- [74] *Feldmann, M., Wolters, K., Kurz, W., Broschart, Y., et al.*: Konsistentes Bemessungsmodell für fertigungsoptimierte Verbunddübeln – Grundlagen für DASt- Richtlinie und Überführung in Eurocode 4. IGF-Nr. 19438 N, FOSTA-Forschungsbericht P1208. Düsseldorf: Verl. und Vertriebsges. mbH, 2021.
- [75] *Gallwoszus, J.*: Zur Ermüdung von Verbundkonstruktionen mit Verbunddübeln. Dissertation, RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Masivbau, RWTH Aachen; RWTH Aachen, 2015.
- [76] *Gallwoszus, J., Claßen, M.*: Ermüdung von Verbunddübeln in UHPC unter zyklischer Pull-out-Beanspruchung. Bautechnik 92, 2015. S. 509–521.
- [77] *Gallwoszus, J., Claßen, M., Hartje, J.*: Ermüdung von Verbundkonstruktionen mit Verbunddübeln (lokales Tragverhalten). Beton- und Stahlbetonbau 110, 2015. S. 382–393.
- [78] *Galvaswiss*: Hinweise zur DASt-Richtlinie 022. <https://www.galvaswiss.ch/de/korropedia/dast-richtlinie-022.pdf>, 07.01.2021.
- [79] *Gesella, H.*: Zur Vorhersage des Rissfortschritts bei einbetonierten Kopfbolzendübeln in Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, 2006.

- [80] *Goeke, J.*: FE-Untersuchung und Parameterstudie zum Einfluss von Aufhängelöchern in Verbunddübelleisten. Masterarbeit, Technische Universität Dortmund, Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen, Lehrstuhl Stahlbau, 2019.
- [81] *Gündel, M., Kopp, M., Feldmann, M., Gallwoszus, J., et al.*: Die Bemessung von Verbunddübelleisten nach neuer Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung. *Stahlbau* 83, 2014. S. 112–121.
- [82] *Habenbacher, J.*: Ein durchgängiger Betriebsfestigkeitsnachweis für Schienenfahrzeuge: Neuer Lösungsansatz für mehrachsrig beanspruchte Bauteile. Dissertation, Technische Universität Graz, Institut für Leichtbau, 2016.
- [83] *Haibach, E.*: Betriebsfestigkeit: Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung. Berlin: Springer, 2006.
- [84] *Hanswille, G., Porsch, M., Üstündag, C.*: Neue Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln. *Stahlbau* 75, 2006. S. 303–316.
- [85] *Hechler, O., Berthelley, J., Lorenc, W., Seidl, G., Viefhues, E.*: Continuous Shear Connectors in Bridge Construction. In: Leon, R. T., et al. (Hg.): *Composite Construction in Steel and Concrete VI*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 02252011. S. 78–91.
- [86] *Heeke, G.*: Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl und Spannstahl im Zeit- und Dauerfestigkeitsbereich mit sehr hohen Lastwechselzahlen. Dissertation, Technische Universität Dortmund, 2016.
- [87] *Heinemeyer, S.*: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten. Dissertation, RWTH Aachen, 2011.
- [88] *Heinrich, M.*: Haftfestigkeits- und Oberflächenuntersuchungen auf verzinktem Stahl. Dissertation, Universität Stuttgart, 1996.
- [89] *Hempel, M., Horstmann, D.*: Der Einfluss des Feuerverzinkens auf das Dauerschwingverhalten kalt gewalzter Feinbleche, 1962. S. 1769–1781.
- [90] *Hohberg, R.*: Zum Ermüdungsverhalten von Beton. Dissertation, Fakultät VI, Bauingenieurwesen u. Angewandte Geowissenschaften, 2004.
- [91] *Hokes, F., Husek, M., Kral, P., Kala, J.*: Numerical Simulation of Reinforced Concrete Beam with Utilization of Elasto-plastic Material Model of Concrete: APPLIED and THEORETICAL MECHANICS. S. 136–141.

- [92] *Hokes, F., Kala, J., Krnavek, O.*: Nonlinear numerical simulation of a fracture test with use of optimization for identification of material parameters: *International Journal of Mechanics*. S. 159–166.
- [93] *Hokes, F., Kala, J., Krnavek, O.*: Optimization as a tool for the inverse identification of parameters of nonlinear material models: *Mechanics, Energy, Environment*. S. 50–55.
- [94] *Höpfner, M.*: Die Optimierung des Hysteresis-Messverfahrens Die Optimierung des Hysteresis-Messverfahrens zur Früherkennung des Ermüdungsversagens von Befestigungssystemen im Beton. Masterarbeit, Technische Universität Dortmund, 2016.
- [95] *Huckshold, M.*: Anwendung der Feuerverzinkung im Brückenbau - Praxisbeispiele. *Stahlbau-Kalender 2017: Ernst & Sohn GmbH & Co. KG*, 2017. S. 813–828.
- [96] *Ibuk, H.*: Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2009.
- [97] *Institut Feuerverzinken GmbH*: Feuerverzinken - Special: Feuerverzinken im Brückenbau. https://www.feuverzinken.com/fileadmin/Uploads_Glinde/Specials_und_Flyer/Special_Feuerverzinken_im_Brueckenbau.pdf.
- [98] *Institut Feuerverzinken GmbH*: Feuerverzinken - Special: Innovativer Brückenbau. https://www.feuverzinken.com/fileadmin/Uploads_Glinde/Specials_und_Flyer/Special_Innovativer_Brueckenbau_2018.pdf.
- [99] *Kattenstedt, S.*: Untersuchungen zur Modellierung und numerischen Simulation des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbalken. Dissertation, Technische Universität Dortmund, 2017.
- [100] *Kayali, O.*: Bond of Steel in Concrete and the Effect of Galvanizing: Galvanized Steel Reinforcement in Concrete: Elsevier, 2004. S. 229–270.
- [101] *Kayali, O., Yeomans, S. R.*: Bond of ribbed galvanized reinforcing steel in concrete. *Cement and Concrete Composites* 22, 2000. S. 459–467.
- [102] *Kohl, M.*: Tragverhalten von Stahlbetontragwerken ohne Querkraftbewehrung unter Ermüdungsbeanspruchungen. Dissertation, Technische Universität Hamburg-Harburg, 2014.
- [103] *Kopp, M., Wolters, K., Claßen, M., Hegger, J., et al.*: Composite dowels as shear connectors for composite beams – Background to the design concept for static loading. *Journal of Constructional Steel Research* 147, 2018. S. 488–503.

-
- [104] Korrosionsverhalten verzinkter Stähle in Zementmörtel und Beton: Abschlussbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, Technische Universität Braunschweig, 1975.
- [105] *Kožuch, M., Lorenc, W.*: The behaviour of clothoid-shaped composite dowels: Experimental and numerical investigations. *Journal of Constructional Steel Research* 167, 2020. S. 105962.
- [106] *Krings, S.*: Experimentelle und numerische Untersuchungen Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von VERBUND-DÜBEL-LEISTEN. Bachelorarbeit, RWTH Aachen, Institut und Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, 2012.
- [107] *Kuhl, E.*: Numerische Modelle für kohäsive Reibungsmaterialien. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Baustatik, 2000.
- [108] *Kuhl, E., Ramm, E., Borst, R.* de: An anisotropic gradient damage model for quasi-brittle materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 183, 2000. S. 87–103.
- [109] *Kunze, E.* (Hg.): Korrosion und Korrosionsschutz. Weinheim, Germany: WILEY-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, 2001.
- [110] *Le Bellégo, C., François Dubé, J., Pijaudier-Cabot, G., Gérard, B.*: Calibration of nonlocal damage model from size effect tests. *European Journal of Mechanics - A/Solids* 22, 2003. S. 33–46.
- [111] *Lehmann, J., Ebell, G., Burkert, A.*: Korrosions- und Verbundverhalten verzinkter Betonstähle in Betonen mit chromatreduzierten Zementen: Abschlussbericht. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2010.
- [112] *Leon, R. T., Perea, T., Rassati, G. A., Lange, J.* (Hg.). International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete 2008: Composite Construction in Steel and Concrete VI, Devil's Thumb Ranch, Tabernash, Colorado, United States, 02252011.
- [113] *Leukart, M.*: Kombinierte Anisotrope Schädigung und Plastizität bei Kohäsiven Reibungsmaterialien. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Baustatik, 2005.
- [114] *Leukart, M., Ramm, E.*: A comparison of damage models formulated on different material scales. *Computational Materials Science* 28, 2003. S. 749–762.
- [115] *Leukart, M., Ramm, E.*: Identification and Interpretation of Microplane Material Laws. *Journal of Engineering Mechanics* 132, 2006. S. 295–305.

- [116] *Lorenc, W.*: Non-linear behaviour of steel dowels in shear connections with composite dowels: design models and approach using finite elements. *Steel Construction* 9, 2016. S. 98–106.
- [117] *Lorenc, W.*: The design concept for the steel part of a composite dowel shear connection. *Steel Construction* 9, 2016. S. 89–97.
- [118] *Lorenc, W., Kożuch, M., Rowiński, S.*: The behaviour of puzzle-shaped composite dowels — Part II: Theoretical investigations. *Journal of Constructional Steel Research* 101, 2014. S. 500–518.
- [119] *Lorenc, W., Kożuch, M., Seidl, G.*: Zur Grenztragfähigkeit von Verbunddübeln mit Klothoidenform. *Stahlbau* 82, 2013. S. 196–207.
- [120] *Menetrey, P.*: Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures, 2005.
- [121] *Mensinger, M., Luo, G., Näßl, A., Feldmann, M., et al.* *Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V.* (Hg.): VFT-WIB – Bewehrungselemente für Brücken in Verbundbauweise: Forschungsbericht FOSTA P967. P967, 2014.
- [122] *Nieth, F., Wiegand, H.*: Das Verhalten von Baustählen höherer Festigkeit nach dem Feuerverzinken bei dynamischer Beanspruchung. *Archiv für das Eisenhüttenwesen*, 1975. S. 589–593.
- [123] *Nussbaumer, A., Günther, H.-P.*: Grundlagen und Erläuterung der Grundlagen und Erläuterung der neuen Ermüdungsnachweise nach Eurocode 3: *Stahlbau Kalender 2006*: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH. S. 381–488.
- [124] *Oneschkow, N.*: Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung. Dissertation, Gottfried Wilhelm Leibniz Universität, Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie, 2014.
- [125] *Peißker, P., Huckshold, M.*: *Handbuch Feuerverzinken*: Wiley, 2016.
- [126] *Pinger, T.*: Zur Vermeidung der Rissbildung an Stahlkonstruktionen beim Feuerverzinken unter besonderer Berücksichtigung der flüssigmetallinduzierten Spannungsrissskorrosion. Dissertation, RWTH Aachen, 2009.
- [127] *Radaj, D., Vormwald, M.*: *Ermüdungsfestigkeit: Grundlagen für Ingenieure*. Berlin, Heidelberg: Springer Verlag Berlin Heidelberg GmbH, 2007.
- [128] *Rademacher, D.*: Zur sicheren Anwendung feuerverzinkter Bauteile im Stahl- und Verbundbrückenbau. Dissertation, Technische Universität Dortmund, 2017.

- [129] *Reicherter, B.*: Untersuchung der werkstoffmechanischen Vorgänge zur verbesserten Lebensdauervorhersage im Low Cycle Fatigue Bereich. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Materialprüfung, Werkstoffkunde und Festigkeitslehre, 2011.
- [130] *Reumont, G., Vogt, J. B., Iost, A., Focq, 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. S. 265–271.
- [131] *Rudd, B., Wen, S., Langenberg, P., Donnay, B., et al.*: Failure mechanisms during galvanising - FAMEGA. Forschungsbericht RFCS-CT-2003-00021. Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities, 2008.
- [132] *Schlegel, R.*: Nichtlineare Berechnung von Beton und Stahlbetonstrukturen nach DIN 1045-1 mit ANSYS. Bonn, 9.-11.11.2005.
- [133] *Schmitt, V., Seidl, G., Hever, M., Zapfe, C.*: Verbundbrücke Pöcking – Innovative VFT-Träger mit Betondübeln. *Stahlbau* 73, 2004. S. 387–393.
- [134] *Sedlacek, G., Hobbacher, A., Nussbaumer, A., Müller, C., et al.*: Commentary to Eurocode 3 EN 1993 - Part 1-9 - Fatigue. JRC-Report, unveröffentlicht.
- [135] *Seidl, G.*: Verhalten und Tragfähigkeit von Verbunddübeln in Stahlbetonverbundträgern. Dissertation, 2009.
- [136] *Seidl, G., Braun, A.*: VFT-WIB-Brücke bei Vigaun - Verbundbrücke mit externer Bewehrung. *Stahlbau* 78, 2009. 86-93.
- [137] *Seidl, G., Danders, A., Gunkel, F., Rademacher, D., Pinger, T.*: Elsterbrücke Osendorf - eine feuerverzinkte Verbundbrücke mit externer Bewehrung. *Stahlbau* 86, 2017. S. 175–182.
- [138] *Seidl, G., Lorenc, W.*: Innovative Konstruktionen im Verbundbrückenbau mit Verbunddübelleisten. *Stahlbau* 87, 2018. S. 547–554.
- [139] *Seidl, G., Mariacher, W., Schmidt, J., Daßler, M.*: Brücke über die Salzach bei Kaprun. *Stahlbau* 88, 2019. S. 488–498.
- [140] *Seidl, G., Popa, N., Zanon, R., Lorenc, W., et al.*: EUR 27834 - Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission (PRECO+): Final report. Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities, 2016.
- [141] *Seidl, G., Stambuk, M., Lorenc, W., Kotakowski, T., Petzek, E.*: Wirtschaftliche Verbundbauweisen im Brückenbau - Bauweisen mit Verbunddübelleisten. *Stahlbau* 82, 2013. S. 510–521.

- [142] *Seidl, G., Viefhues, E., Berthelley, J., Mangerig, I., et al.*: EUR 25321 - Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission (Preco-Beam): Final report. Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2013.
- [143] *Simonsen, F.*: Der Einfluss von zinkbasierten Korrosionsschutzsystemen auf die zyklische Beanspruchbarkeit von Bauteilen aus Stahl. Dissertation, TU Darmstadt, 2015.
- [144] *Tandler, J.* *ANSYS Conference & 30th CADFEM Users' Meeting 2012* (Hg.): Modellierung von Hochleistungsverbindungen mit Zahnleisten in hybriden Tragwerken aus Beton und Stahl. Kassel, 2012.
- [145] *Taylor, G. I.*: Plastic strain in metals, 1938.
- [146] *Thiele, M., Schütz, A., Schulz, W.-D.*: GAV 158 - Struktur und Eigenschaften von Zinküberzügen nach DIN EN ISO 1461 aus legierten Zinkschmelzen in Abhängigkeit vom Si-Gehalt des Stahlwerkstoffes, den Verzinsungsbedingungen und den Abkühlbedingungen". AiF Forschungsvorhaben Nr. 14835 B. GAV-Bericht 158, 2008.
- [147] *Ungermann, D., Grote, J., Oechsner, M., Klein, M., et al.*: Geschraubte, gleitfest vorgespannte (GV-) Verbindung an feuerverzinkten Brückenbauteilen unter zyklischen Beanspruchungen: IGF-Nr. 19444 BG, vorr. 2021.
- [148] *Ungermann, D., Holtkamp, S., Rademacher, D., Hechler, O., Pinger, T.*: Anwendung der Feuerverzinkung im Brückenbau. Stahlbau-Kalender 2017: Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2017. S. 767–812.
- [149] *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.
- [150] *Ungermann, D., Rademacher, D., Pinger, T., Hechler, O.* *bauforumstahl e.V.* (Hg.): Entwurfshilfe zum Einsatz von feuerverzinkten Bauteilen im Stahl- und Verbundbrückenbau. B 505, 2016.
- [151] *Vismann, U.*: Wendehorst Bautechnische Zahlentafeln. Wiesbaden: Springer Fachmedien Wiesbaden, 2015.
- [152] *Vogt, J.-B., Boussac, O., Foct, J.*: Prediction of fatigue resistance of a hot-dip galvanized steel. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, 2001. S. 33–39.
- [153] *William, K. J., Warnke, E.*: Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete, 1975.

- [154] *Wolters, K., Christou, G., Feldmann, M.*: Untersuchungen zum Risswachstum in Verbunddübeln/Crack propagation investigations on composite dowels. *Bauingenieur* 94, 2019. S. 216–227.
- [155] *Wolters, K., Feldmann, M.*: Ermüdungsuntersuchungen an Verbundträgern mit Verbunddübeln und nachgiebiger Verbundfuge mittels Stabwerkmodellen/Fatigue investigations on composite beams with composite dowels and flexible composite joint using framework models. *Bauingenieur* 93, 2018. S. 429–437.
- [156] *Wolters, K., Kopp, M., Feldmann, M.*: Entwicklung eines neuen Single-Push-Out-Versuchsstands zur zyklischen Untersuchung der Verbunddübeln. *Stahlbau* 86, 2017. S. 1098–1105.
- [157] *Wurzer, O.*: Zur Tragfähigkeit von Betondübeln. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 1997.
- [158] *Y. Bergengren und A. Melander*: An experimental and theoretical study of the fatigue properties of hot-dip-galvanized high-strength sheet steel. *Int J Fatigue* 14, 1992. S. 154–162.
- [159] *Yeomans, S. R.*: Galvanized Steel in Concrete: Galvanized Steel Reinforcement in Concrete: Elsevier, 2004. S. 1–289.
- [160] *Zapfe, C.*: Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln im Verbundbau. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2001.
- [161] *Zilch, K., Zehetmaier, G.*: Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2010.
- [162] *Zreid, I., Kaliske, M.*: Regularization of microplane damage models using an implicit gradient enhancement. *International Journal of Solids and Structures* 51, 2014. S. 3480–3489.
- [163] *Zreid, I., Kaliske, M.*: An implicit gradient formulation for microplane Drucker-Prager plasticity. *International Journal of Plasticity* 83, 2016. S. 252–272.
- [164] *Zreid, I., Kaliske, M.*: A gradient enhanced plasticity–damage microplane model for concrete. *Computational Mechanics* 62, 2018. S. 1239–1257.

10.3 Software und Handbücher

- [165] *Ansys® Mechanical, Release 2020 R1/R2*: Help System.
- [166] *Dynardo GmbH*: multiPlas - Elastoplastic material models for ANSYS: General multisurface plasticity. User's Manual, 2013.

- [167] *Dynardo GmbH*: Seminarunterlagen: Spezialseminar zu Fragen der Betonmodellierung in ANSYS. Kaiserslautern, 2018.
- [168] ANSYS® Mechanical: Release 2020 R1. Academic Research: ANSYS, Inc.
- [169] ANSYS® Mechanical: Release 2020 R2. Academic Research: ANSYS, Inc.
- [170] Autodesk Inventor 2020: Autodesk Inc. ©.

Anhang

1. APDL-Befehle zur Implementierung der Materialmodelle Beton

1.1. Microplane

APDL-Befehle Material als /PREP7:

(eingefügt unter einem Volumenkörper des Betons)

```
*SET,MAT_ID,101
```

```
DENS_=2,5E-06
```

```
E_=28660
```

```
NU_=0.2
```

```
k0_=0.7625
```

```
k1_=0.7625
```

```
k2_=0.177
```

```
gamma_=1.43e-4
```

! Koeffizient, der maximale Verformung beschreibt

```
alpha_=0.96
```

! maximale Zerstörung des Materials von 0-1. Je höher, desto mehr Schaden kann das Element bei Belastung aushalten.

```
beta_=10
```

! Korrekturparameter für die Geschwindigkeit der Zerstörung (jede positive Zahl). Je höher, desto schneller entsteht Schaden

```
c_=2200
```

!Elastische Materialparameter

```
mp,dens,MAT_ID,DENS_
```

```
mp,ex,MAT_ID,E_
```

```
mp,nuxy,MAT_ID,nu_
```

!Microplane Model-Parameter

```
TB,MPLANE,MAT_ID,,,ORTH !ORTH = Elastic microplane material mit Schädigung
```

```
TBDATA,1,k0_,k1_,k2_,gamma_,alpha_,beta_
```

```
TB,MPLANE,MAT_ID,,,NLOCAL
```

```
TBDATA,1,c_
```

APDL-Befehle Elementtyp als /PREP7:

(eingefügt ebenfalls unter Volumenkörper des Betons)

*SET,ELEM_TYPE_ID,101

ET,ELEM_TYPE_ID,215

KEYOPT,ELEM_TYPE_ID,18,1 !Aktivieren der Extra-Freiheitsgrade

APDL-Befehle zur Element- und Materialzuordnung:

(eingefügt unter statisch-mechanisch)

/PREP7

/GOPR

!Beton

*SET,ELEM_TYPE_ID,101

CMSSEL,S,Beton_all,ELEM !Definition von Beton_all als Komponente aller Betonkörper

EMODIF,all,TYPE,ELEM_TYPE_ID

*SET,MAT_ID,101

EMODIF,all,MAT,MAT_ID

*SET,matid,MAT_ID

Allsel,all

fini

/solu

oures,all,all

NLGEOM,ON !Geometrische Nichtlinearität (große Verformungen)

NROPT,UNSYM !Unsymmetrische Lösung

LNSRCH,ON !Lineare Suche

NEQIT,100 !Maximale Anzahl an Iterationsschritten

KBC,0 !gleichmäßige Steigerung der Belastung

1.2. Menetrey-William (Push-Out)

APDL-Befehle Material als /PREP7:

(eingefügt unter einem Volumenkörper des Betons)

```
*SET,MAT_ID,101
```

```
DENS_=2,5E-06
```

```
E_=28660
```

```
NU_=0.2
```

```
Rc_=48.2
```

```
Rb_=57.8
```

```
Rt_=4
```

```
psi_=30
```

```
k_cm=0.00077
```

```
k_cu=0.0021
```

```
Omega_ci=0.33
```

```
Omega_cu=0.85
```

```
Omega_cr=0.2
```

```
G_ft=100
```

```
Omega_tr=0.1
```

!Elastic properties

```
mp,dens,MAT_ID,dens_
```

```
mp,ex,MAT_ID,e_
```

```
mp,nuxy,MAT_ID,nu_
```

!concrete properties

```
TB,CONCRETE,MAT_ID,,,MW
```

```
TBDATA,1,Rc_,Rt_,Rb_
```

```
TB,CONCRETE,MAT_ID,,,DILA
```

```
TBDATA,1,psi_
```

```
TB,CONCRETE,MAT_ID,,,HSD2
```

```
TBDATA,1,k_cm,k_cu,Omega_ci,Omega_cu,Omega_cr,G_ft
```

```
TBDATA,7,Omega_tr
```

```
TB,CONCRETE,MAT_ID,,,MSOL
```

```
TBDATA,1,2,1,1e-3,100,10,1e-20
```

APDL-Befehle zur Element- und Materialzuordnung:

(eingefügt unter statisch-mechanisch)

fini

/PREP7

/GOPR

! Beton

!*SET,ELEM_TYPE_ID,101

!CMSEL,S,Beton_all,ELEM

!EMODIF,all,TYPE,ELEM_TYPE_ID

*SET,MAT_ID,101

CMSEL,S,Beton_all,ELEM

EMODIF,all,MAT,MAT_ID

*SET,matid,MAT_ID

Allsel,all

SHPP,WARN

NLGEOM,OFF

!Geometrische Nichtlinearität (große Verformungen)

NEQIT,100

!Maximale Anzahl an Iterationsschritten

KBC,0

!gleichmäßige Steigerung der Belastung

fini

/solu

1.3. Menetrey-William (Träger)

Implementierung des Materialmodells Menetrey-Williams über Technische Daten

Ergänzt durch APDL-Befehle Material als /PREP7:

(eingefügt unter jedem Volumenkörper des Betons)

TB,CONCRETE,MATID,,,MSOL

TBDATA,1,2,1,1e-3,100,10,1e-20

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DORTMUND

SCHRIFTENREIHE STAHLBAU

Herausgeber: Professor Dr.-Ing. D. Ungermann

HEFT 12

2022