

# **Beitrag zur Bemessung von Verbundträgern unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen**

**Dissertation**

zur

Erlangung des Grades  
Doktor Ingenieur (Dr.-Ing.)

der

Abteilung Bauingenieurwesen  
im Fachbereich D an der  
Bergischen Universität Wuppertal

von

**Cenk Üstündağ**

aus Istanbul

2007

Veröffentlicht als Heft 9 in der Schriftenreihe des  
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau  
Fachbereich D, Abteilung Bauingenieurwesen  
Bergische Universität Wuppertal

### **Herausgeber**

Der Geschäftsführende Direktor  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal

### **Organisation und Verwaltung**

Dipl.-Ing. W. Hammer  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal  
Pauluskirchstraße 7  
42285 Wuppertal  
Telefon: (0202) 439-4209

© **Dr.-Ing. Cenk Üstündağ**  
Başak Sok. No:36 B/4 Yeşilyurt  
34149 Istanbul / Türkei

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten.  
Mit Genehmigung des Autors ist es gestattet, dieses Heft ganz oder teilweise auf  
fotomechanischem Wege (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen.

---

## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2002 bis 2007 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Stahlbau und Verbundkonstruktionen der Bergischen Universität Wuppertal.

In erster Linie danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille sehr herzlich für seine Unterstützung, das mir entgegen gebrachte Vertrauen und die Übernahme des Referats.

Weiter danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Reinhard Harte für die Übernahme des Korreferates und Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfhard Zahlten für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Meinen Kollegen am Lehrstuhl danke ich für das vertrauensvolle und freundschaftliche Verhältnis. Besonders bedanke ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. Markus Porsch für seine Zusammenarbeit im Rahmen des Projektes C8 des Sonderforschungsbereichs 398 und für seine wissenschaftliche und freundschaftliche Unterstützung in den letzten fünf Jahren.

Mein Dank gilt auch dem Deutschen Akademischen Austausch Dienst (DAAD), der meine wissenschaftliche Tätigkeit zwischen den Jahren 2003 und 2006 durch ein Forschungsstipendium für Doktoranden und Nachwuchswissenschaftler gefördert hat.

Für die sorgfältige Durchsicht des Manuskripts dieser Arbeit danke ich Frau Ingeborg Görge und Frau Susanne Baumann, und für seine Mitarbeit bei den Versuchsauswertungen Herrn Martin Block.

Schließlich bedanke ich mich bei meiner Frau Aylin und meinen beiden Kindern, Zeynep und Sarp, für ihr Verständnis und ihren privaten Rückhalt während der letzten Jahre.

Juli 2007

Cenk Üstündağ

---

## **Zusammenfassung**

Die vorliegende Arbeit behandelt das zyklische Verhalten von Verbundträgern basierend auf einem umfangreichen Versuchsprogramm aus kraft- und weggeregelten zyklischen Push-Out und Trägerversuchen. Im Rahmen dieser Arbeit werden internationale zyklische Push-Out Versuche neu ausgewertet und ein neuer analytischer Ansatz zur Beurteilung der Lebensdauer von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten unter Schwellbelastung hergeleitet. Außerdem werden aus kraftgeregelten Push-Out Versuchen analytische Beziehungen zur Beurteilung des plastischen Schlupfes in der Verbundfuge und der Resttragfähigkeit von Kopfbolzendübeln nach hochzyklischer Vorbelastung aufgestellt. Basierend auf diesen analytischen Beziehungen und einer im Rahmen des SFB 398 hergeleiteten neuen Schadensakkumulationshypothese wird ein inkrementelles Vorgehen zur Simulation des zyklischen Verhaltens von Verbundträgern vorgestellt. Das Vorgehen wird anhand zweier Trägerversuche verifiziert. Abschließend wird eine nach EN1994-2 bemessene Einfeldverbundbrücke unter Berücksichtigung des Ermüdungslastmodells 4 nach EN1991-2 mit den neuen Ansätzen untersucht.

## **Summary**

The present work deals with the cyclic behaviour of composite beams based on a comprehensive test program comprising force and displacement controlled cyclic push-out and beam tests. Within the scope of this work international cyclic push-out tests were reanalysed and an analytic approach to evaluate the lifetime of headed shear studs in solid slabs under unidirectional loading were deduced. Furthermore, analytic relations to evaluate the plastic slip in the steel-concrete interface and the residual strength of the headed shear studs after high-cycle preloading were deduced from force controlled push-out tests. Based on these analytical relations and a new damage accumulation hypothesis an incremental approach to simulate cyclic loaded composite beams is presented. This approach is verified by means of two beam tests. Finally a single-span composite bridge designed according to EN1994-2 is analysed considering the fatigue load model 4 in EN1991-2 and the new models for the determination of fatigue life.

---

## Inhaltsverzeichnis

	<b>Seite:</b>
<b>1.</b> Einleitung	1
<b>1.1</b> Allgemeines	1
<b>1.2</b> Zielsetzung der Arbeit	3
<b>2.</b> Stand der Forschung	6
<b>2.1</b> Allgemeines	6
<b>2.2</b> Derzeitige Konzepte zur Beurteilung der Ermüdung der Verbundbauteile	9
<b>2.3</b> Neuere nationale Untersuchungen	14
<b>3.</b> Experimentelle Untersuchungen mit Standard Push-Out-Versuchskörpern	19
<b>3.1</b> Versuchsprogramm	19
<b>3.2</b> Versuchsaufbau	21
<b>3.3</b> Versuchs- und Messeinrichtung	24
<b>3.4</b> Versuchsergebnisse	25
<b>4.</b> Auswertung internationaler Ermüdungsversuche	31
<b>4.1</b> Allgemeines	31
<b>4.2</b> Vorgehensweise	32
<b>4.3</b> Prüfkörpergeometrie	34
<b>4.4</b> Versuche in chronologischer Reihenfolge	36
<b>4.4.1</b> Versuche von <i>Mainstone, R.J.</i> und <i>Menzies, J.B.</i> (1967)	36
<b>4.4.2</b> Versuche von <i>Hallam, M.W.</i> (1976)	37
<b>4.4.3</b> Versuche von <i>Roderick, J.W.</i> und <i>Ansourian, P.</i> (1976)	39
<b>4.4.4</b> Versuche von <i>Oehlers, D.J.</i> (1990)	39
<b>4.4.5</b> Versuche von <i>Hanswille, G.</i> (1999)	40
<b>4.4.6</b> Versuche von <i>Mensingher, M.</i> (1999)	41
<b>4.4.7</b> Versuche im Rahmen des Projektes C8 (SFB398) (2003)	42
<b>4.4.8</b> Versuche von <i>Veljcovic, M.</i> (2003)	43
<b>4.5</b> Herleitung analytischer Ansätze zur Beschreibung der Lebensdauer	44
<b>5.</b> Erstellung von empirischen Ansätzen zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens bei zyklischer Beanspruchung aus Push-Out Versuchen	49

---

5.1	Allgemeines	49
5.2	Last-Verformungsverhalten in statischen Kurzzeitversuchen	58
5.3	Ansatz zur Beschreibung des Abfalls der statischen Resttragfähigkeit über die Lebensdauer	64
5.4	Ansatz zur Beschreibung der Entwicklung des plastischen Schlupfs während der Lebensdauer	66
5.5	Neue Schadensakkumulationshypothese	68
6.	Zyklisches Verhalten von Verbundträgern	75
6.1	Allgemeines	75
6.2	Modellierung des Verbundträgers	78
6.2.1	Diskretisierung	78
6.2.1.1	Betonplatte und Bewehrung	78
6.2.1.2	Stahlträger	79
6.2.1.3	Kopfbolzendübel	80
6.2.2	Materialmodelle	81
6.2.2.1	Beton	81
6.2.2.2	Baustahl und Betonstahl	83
6.3	Verifikation des Modells mit einem Trägerversuch aus der Literatur	83
6.4	Nachrechnung eines weggeregelten Push-Out Versuchs	86
6.5	Eigene Trägerversuche	88
6.5.1	Vorbemessung der Trägerversuche	89
6.5.2	Versuchs- und Messeinrichtung	91
6.5.3	Versuchsergebnisse von VT_1	92
6.5.4	Nachrechnung des Versuchs VT_1	102
6.5.5	Anwendung der Differentialgleichung für die zyklische Nachrechnung	109
7.	Numerische Untersuchungen an einer Einfeldverbundbrücke	111
7.1	Allgemeines	111
7.2	Ermüdungslastmodell 4 in EN 1991 - 2	111
7.3	Systemgeometrie und Materialkennwerte	114
7.4	Vorgehensweise und Ergebnisse der FE – Analysen	116
7.4.1	Lebensdauer bei Herstellung ohne Eigengewichtsverbund	117
7.4.2	Lebensdauer bei Brücken mit Eigengewichtsverbund	126
8.	Zusammenfassung und Ausblick	134
	Literaturverzeichnis	136

## 1. Einleitung

### 1.1 Allgemeines

Unter dem Begriff „Ermüdung“ - in englischer Sprache „fatigue“ - versteht man allgemein die physikalische bzw. psychische Müdigkeit von Menschen. Wenn es um Werkstoffe geht, dann wird dies in der Fachterminologie Materialermüdung genannt. Die Materialermüdung bedeutet, dass eine an sich unkritische Belastung bei wiederholter Einwirkung zum Versagen des Werkstoffes führen kann. Der Begriff „Materialermüdung“ wurde erstmals 1854 von dem Engländer *F. Braithwaite* [4] erwähnt, der in seiner Arbeit viele Ermüdungsbrüche an Brauereigeräten, Wasserpumpen, Hebeln, Kranen, Kranhaken usw. geschildert hat. Aber die Geschichte der Ermüdungsfestigkeit beginnt mit dem königlich hannoverschen Oberbergrat *W.A.J. Albert* [2], der 1837 in Clausthal die ersten bekannten Ermüdungsversuche überhaupt veröffentlicht hat. Der steigende Einsatz von Eisenbauten führte zur Ausweitung des Interesses an Ermüdungsforschungen. Auf diesem Gebiet kann man unzählige Namen von Forschern nennen. Wenn man aber die Wichtigkeit von Personen und deren Arbeiten für die Weiterentwicklung der Schwingfestigkeiten bewertet, wie *W. Schütz* dies in seinen Beiträgen [57, 58] getan hat, sollten drei Namen unbedingt zitiert werden: *A. Wöhler* [65], *A. Palmgren* [48] und *M.A. Miner* [38]. *August Wöhler*, „königlicher Obermaschinenmeister“ der niederschlesisch-märkischen Eisenbahnen in Frankfurt an der Oder, hat 1860 die Betriebsbeanspruchungen von Eisenbahnachsen mit selbst entwickelten Dehnungsmessern gemessen. Seine Arbeiten haben zur Charakterisierung des Ermüdungsverhaltens in Form von Spannungsamplituden – Lebensdauer Kurven (S-N Kurven oder auch bekannt als Wöhler Kurven) geführt. 1924 hat der Schwede *Palmgren* und 1945 der Amerikaner *Miner* die lineare Schadensakkumulationshypothese - die sogenannte Palmgren-Miner Regel - veröffentlicht, welche 61 bzw. 82 Jahre nach ihrer Veröffentlichung auch heute noch im Stahlbau verwendet wird.

Im Bereich des Bauwesens kann es durch Umgebungseinflüsse, wie wiederholte Temperaturwechsel oder Korrosionseinwirkungen, speziell im Brückenbau durch

Verkehrslasten oder in Industriebauten durch Vibration von Maschinen zur Materialermüdung bzw. Bauteilermüdung kommen, welche zum Versagen des Bauteils oder im schlimmsten Fall zum Versagen des gesamten Tragwerks führen kann. Theoretisch ist die Ermüdung eines kerbfreien Werkstoffes nicht möglich solange die Spannungen auf atomarer Ebene die Kohäsionsfestigkeit des Werkstoffes, ungefähr  $(E/\pi)$ , nicht überschreiten. In der Realität kommt es aber durch Einflüsse aus der Fertigung wie z.B. Eigenspannungen, Oberflächenrauigkeit der Walzhaut, Einschlüsse, Schweißnähte, Lochbohrungen oder mikroskopische Risse zu lokalen Spannungserhöhungen, welche die globale Festigkeit des Materials absenken.

In den letzten fünfzig Jahren ist im Bereich der Ermüdung von metallischen Werkstoffen eine große Anzahl von Forschungsarbeiten durchgeführt worden. Der Fortschritt in der quantitativen Betrachtung des Bruchversagens der metallischen Werkstoffe kam 1957 mit den Forschungen von *G.R. Irwin* [23]. Er hat gezeigt, dass die Spannungssingularität vor der Riss Spitze in Form von einer skalaren Größe, bekannt als Spannungsintensitätsfaktor, ausgedrückt werden kann. Ebenfalls zu dieser Zeit haben *N. Thompson, N.J. Wadsworth & N. Louat* [61] in ihren Veröffentlichungen gezeigt, dass während der zyklischen Belastung die Gleitbänder, an denen entlang sich die Deformationen bei ermüdeten Metallen konzentrierten, an den gleichen Orten, sogar nachdem ein Stück Material an der Oberfläche entfernt worden ist, ausdauernd wieder erscheinen. Die Autoren haben diese Oberflächenmarkierungen persistente Gleitbänder (im engl. *persistent slip bands*) genannt. Die ersten Beobachtungen über die charakteristischen Rastlinien auf Ermüdungsbruchflächen sind von *C.A. Zappfe & C.O. Worden* in [66] im Jahre 1951 veröffentlicht worden.

Das Verhalten von Bauteilen aus reinen metallischen Werkstoffen unter nicht ruhender Belastung ist ein komplexes Thema. Es wird jedoch noch komplizierter wenn es um die Mischbausysteme – die so genannte Verbundbauweise – geht, da dann unterschiedliche Einflüsse zu berücksichtigen sind.

Moderne Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton nutzen die günstigen Eigenschaften der beteiligten Werkstoffe und zeichnen sich durch einen effizienten



und materialgerechten Einsatz der verwendeten Baustoffe aus. So werden hohe Tragfähigkeiten bei schlanken Abmessungen und gleichzeitig hoher Robustheit ermöglicht. Die Verbundbauweise hat verstärkt Einzug in den Bereich des Brücken- und schweren Industriebaus gehalten, in denen Verbundtragwerke neben üblichen statischen Beanspruchungen vor allem hochzyklischen Belastungen ausgesetzt sind.

Gegenstand dieser Arbeit ist das Ermüdungsverhalten von Verbundträgern aus Stahl und Beton. Zur Gewährleistung einer hohen Lebensdauer ist in diesen Trägern insbesondere die Realisierung eines dauerhaften Zusammenwirkens der Verbundpartner von besonderer Bedeutung. Zur Übertragung der Längsschubkräfte zwischen Stahl und Beton werden heute überwiegend Kopfbolzendübel (Abb. 1.1) verwendet.



**Abb. 1.1:** Einsatz von Kopfbolzendübeln in Verbundkonstruktionen (Die Wuppertalbrücke Oehde)

## 1.2 Zielsetzung der Arbeit

Die Ermittlung der Tragfähigkeit und der Lebensdauer von Verbundträgern erfolgt in den derzeitigen nationalen und europäischen Regelwerken mit getrennten Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Ermüdung, ohne dabei im Grenzzustand der Tragfähigkeit den schädigenden Einfluss aus hochzyklischer

Vorbelastung zu berücksichtigen. Dies gilt nicht nur in Bezug auf die statische Resttragfähigkeit von Kopfbolzendübeln sondern auch für die sich in Abhängigkeit des Schädigungsgrades einstellende Änderung der Verteilung der Teilschnittgrößen eines Verbundquerschnittes und damit hinsichtlich der Kräfteumlagerungen innerhalb eines hochzyklisch belasteten Verbundtragwerks infolge der zunehmenden Veränderung des Verformungsverhaltens der Verbundmittel.

Zielsetzung dieser Arbeit ist, basierend auf einem umfangreichen Versuchsprogramm von kraftgeregelten bzw. weggeregelten Push-Out Versuchen, die Erstellung von analytischen Ansätzen zur Vorhersage der Lebensdauer und der Resttragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten sowie die Anwendung dieser Ansätze mit Hilfe einer verbesserten Schadensakkumulationshypothese zu untersuchen.

Der Ermittlung der Beanspruchungen von Kopfbolzendübeln in Verbundträgern, insbesondere im Brücken- und schweren Industriebau unter ermüdungswirksamen Einwirkungen, liegt bislang die Annahme starrer Verbundmittel zugrunde. Das in den Push-Out-Versuchen beobachtete zyklische Verhalten mit zunehmender Rissbildung im Beton und Dübelschaft zeigt jedoch, dass auch diese Annahme nicht grundsätzlich gerechtfertigt ist. Insbesondere die stetige Zunahme des plastischen Schlupfes infolge hochzyklischer Belastung führt zu lastspielzahlabhängigen Umlagerungen der Teilschnittgrößen und der Längsschubkräfte in der Verbundfuge, d.h. der lineare Zusammenhang zwischen der Querkraft und der Längsschubkraft geht verloren.

Im Rahmen dieser Arbeit werden internationale zyklische Push-Out Versuche mit konstanten Schwingbreiten neu ausgewertet. Gemeinsam mit den eigenen Versuchen diente diese Auswertung als Grundlage für das Erstellen empirischer Ansätze für die Beurteilung der Lebensdauer von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten. Auf der Grundlage von kraftgeregelten Push-Out Versuchen wird ein Berechnungsverfahren entwickelt, mit dem die statische Resttragfähigkeit von hochzyklisch belasteten Kopfbolzendübeln ermittelt werden kann. Diese aus kraftgeregelten Push-Out Versuchen erstellten Ansätze werden unter Berücksichtigung einer verbesserten Schadensakkumulationshypothese für

numerische Untersuchungen zyklisch beanspruchter Verbundträger verwendet. Hierzu werden die Ergebnisse der Nachrechnungen von zwei zyklisch belasteten Versuchsträgern, einer aus eigenen Untersuchungen und einer aus der Literatur, präsentiert. Abschließend wird mit Hilfe einer FE - Analyse eine nach EN 1994-2 bemessene Einfeldverbundbrücke unter realitätsnaher Beanspruchung hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens und der Lebensdauer untersucht.

## 2. Stand der Forschung

### 2.1 Allgemeines

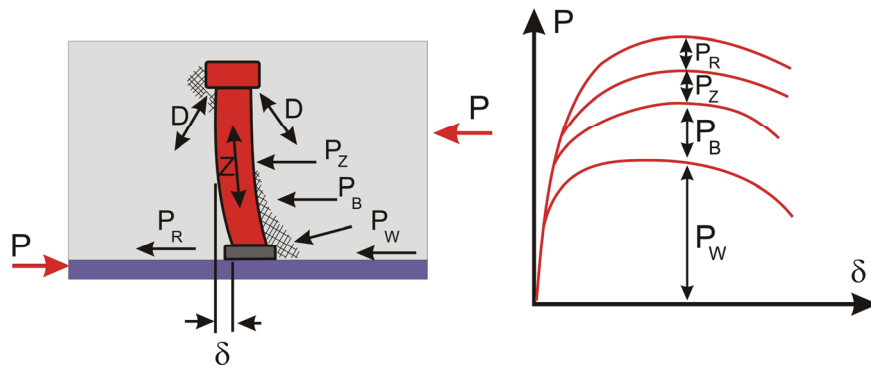
Der werkstoffgerechte Einsatz von Stahl und Beton führt bei Verbundkonstruktionen zu wirtschaftlichen und hochwertigen Lösungen für Bauaufgaben und stellt eine leistungsfähige Alternative zu den klassischen Bauweisen des reinen Stahl- und Massivbaus dar. Insbesondere im Industrie- und Brückenbau führt dies zu einer immer größer werdenden Anzahl von Verbundtragwerken. Die Geschichte der Verbundtragwerke geht bis in die 30er Jahre des 20. Jahrhunderts zurück. Die ersten Anwendungen dieser Bauweise sind Verbundbrücken, die in Illinois in den Vereinigten Staaten und in Tasmanien in Australien gebaut wurden [64]. In Abb. 2.1 ist ein vereinfachter historischer Überblick der Entwicklungen dargestellt. In den 70er und 80er Jahren des letzten Jahrhunderts hat eine Vielzahl bedeutender Forschungsarbeiten zur Normung und weiteren Verbreitung dieser Bauweise beigetragen. Der Beginn der heutigen modernen Verbundbauweise liegt in diesem Zeitraum.

Die Sicherstellung des Zusammenwirkens der Verbundpartner sowohl unter statischer als auch unter hochzyklischer Beanspruchung stellt dabei eine wesentliche Voraussetzung für den Einsatz von Verbundkonstruktionen dar. Bis etwa 1960 wurden bei Trägern sehr lohnintensive Verbundmittel wie Blockdübel und Schlaufenanker eingesetzt, die heute aus wirtschaftlichen Gründen nicht mehr verwendet werden. Diese Dübelformen besitzen eine geringe Duktilität und sind bei Trägern, bei denen nach den modernen Bemessungsverfahren plastische Querschnitts- und Systemreserven ausgenutzt werden, ungeeignet. Mit der Entwicklung der Bolzenschweißtechnik wurden vermehrt Kopfbolzendübel verwendet, die zu einer deutlichen Steigerung der Wirtschaftlichkeit führten und die heute neben Dübelleisten als Standardverbundmittel eingesetzt werden.

	1900	1960	1980	1990	2000
<b>Verbundmittel</b>		Kopfbolzendübel			
<b>Verbundträger</b>			+ Brandschutzplatten oder Spritzputz		
<b>Verbundstützen</b>	konstruktiv	DIN 1045 -teilweise Verbundwirkung			
<b>Verbunddecken</b>	selbsttragend verlorene Schalung	Verbund USA, Schweiz		Verbund Deutschland	
<b>Flachdecken</b>					

**Abb. 2.1:** Historischer Überblick [39]

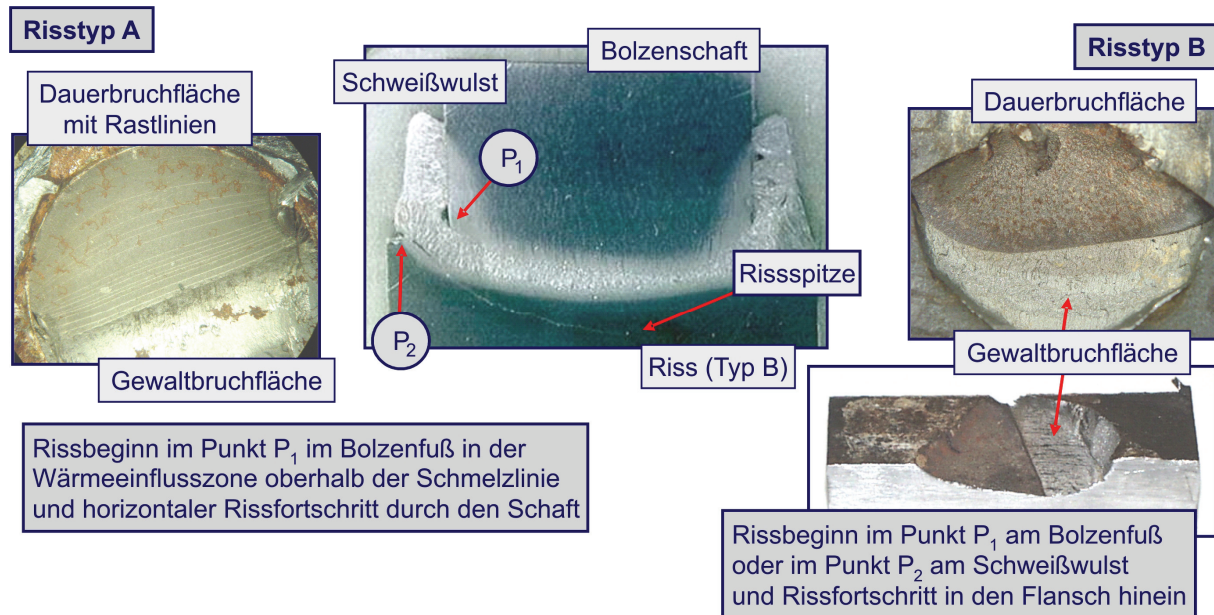
Das Tragverhalten dieser Verbundmittel bei statischer Beanspruchung verdeutlicht das in Abb. 2.2 am aufgeschnittenen Push-Out-Versuchskörper dargestellte Modell. Bis zum Erreichen der Traglast werden vier Traganteile  $P_W$ ,  $P_B$ ,  $P_Z$  und  $P_R$  [31] aktiviert. Die Längsschubkraft wird zunächst im unteren Beanspruchungsbereich überwiegend über den Schweißwulst am Bolzenfuß abgetragen (Anteil  $P_W$ ) bis bei einer weiteren Laststeigerung die hohen dreiaxialen Beanspruchungen des Betons im unteren Dübelbereich zu einer überproportionalen Schädigung des Betons und so zu einer nennenswerten Zunahme der Biegebeanspruchungen im Bolzenschaft (Traganteil  $P_B$ ) führen. Kurz vor Erreichen der Traglast werden weitere Traganteile aktiviert, die aus der Schiefstellung des Bolzens und der damit verbundenen Dübelzugkraft (Anteil  $P_Z$ ) sowie aus der Reibung (Anteil  $P_R$ ) zwischen Betongurt und Stahlträger resultieren. Aufgrund des komplexen Tragverhaltens existieren bislang keine mechanisch abgesicherten Modelle zur Beschreibung der Größe der einzelnen Traglastkomponenten.



**Abb. 2.2:** Tragverhalten von Kopfbolzendübeln bei statischer Beanspruchung [52]

Die Lebensdauer hochzyklisch belasteter Kopfbolzendübel in Vollbetonplatten wird neben der statischen Tragfähigkeit durch die Größe der Oberlast und der Schwingbreite beeinflusst. Unter typischen ermüdungswirksamen Einwirkungen werden insbesondere die ersten beiden Traganteile  $P_W$  und  $P_B$  geweckt, von denen insbesondere die Größe des Anteils  $P_B$  einen entscheidenden Einfluss auf das Risswachstum im Stahl am Dübelfuß besitzt. Während die aus der Zerstörung des Betons am Dübelfuß resultierende Biegebeanspruchung des Dübelschaftes (Anteil  $P_B$ ) bei statischer Beanspruchung durch plastische Tragreserven im Dübelschaft aufgenommen wird, führt die Schädigung des Betons am Dübelfuß bei wiederholter Beanspruchung zu einem stetigen Anstieg der Biegebeanspruchung im Bolzenschaft und somit zu einer allmählichen Änderung des Beanspruchungszustandes an den maßgebenden Kerben am Dübelfuß.

Hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit ist zwischen Verbundmitteln in druck- und zugbeanspruchten Betongurten zu unterscheiden. Bei zyklischer Beanspruchung erfolgt der Rissbeginn in druckbeanspruchten Gurten insbesondere bei hohen Oberlasten grundsätzlich am Schafffuß (P1 gem. Abb. 2.3) und schreitet dann horizontal fort (Risstyp A). Bei niedrigen Oberlasten hingegen liegt der Rissursprung vereinzelt am Schafffuß, i.d.R. jedoch an der Außenkante des Wulstes (P2 gem. Abb. 2.3) und die Risse setzen sich schräg in den Gurtwerkstoff hinein fort (Risstyp B). Bei zugbeanspruchten Gurten ist die Interaktion zwischen Schubbeanspruchung im Dübel und Zugbeanspruchung im Stahlträgergurt von großer Bedeutung. Der Rissbeginn wird am Fuß des Schweißwulstes beobachtet und verläuft zunächst entlang der Wärmeeinflusszone und kann dann anschließend senkrecht in den Flansch hinein abgelenkt werden.



**Abb. 2.3:** Verläufe von Ermüdungsrissen in Druckgurten [18]

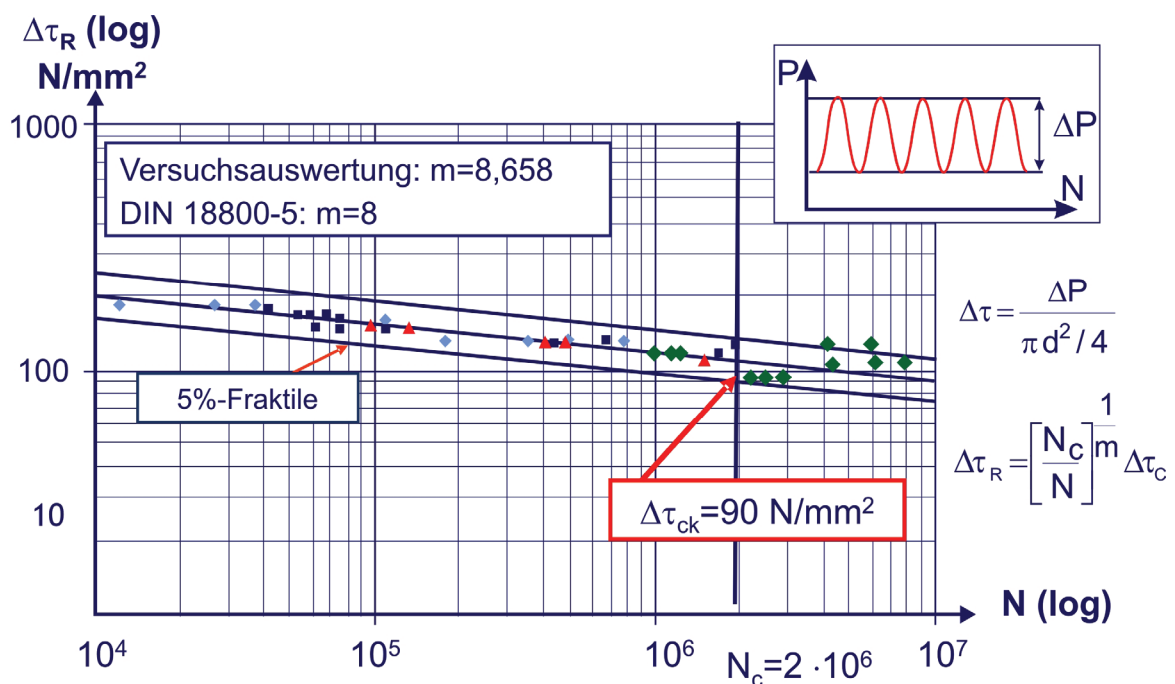
## 2.2 Derzeitige Konzepte zur Beurteilung der Ermüdung von Verbundbauteilen

In den derzeitigen nationalen und europäischen Regelwerken [11] werden die Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweise von Kopfbolzendübeln als voneinander entkoppelte Grenzzustände berücksichtigt. Dabei erfolgt die Ermittlung der Lebensdauer in Anlehnung an den Stahlbau auf der Basis des Nennspannungskonzeptes und der linearen Schädigungsakkumulationshypothese nach *Palmgren* und *Miner*. Es wird vorausgesetzt, dass das Tragwerk bis zum Zeitpunkt des Ermüdungsversagens seine volle Tragfähigkeit besitzt. Die Beurteilung der Lebensdauer von Kopfbolzendübeln erfolgt über die Ermüdungsfestigkeitskurve (die sogenannte Wöhler-Linie) nach Abb. 2.4, welche aus der Auswertung [55] nationaler und internationaler seit etwa 1970 durchgeführter Einstufenversuche an kraftgeregelten Push-Out-Versuchskörpern ermittelt wurde. In Trägerbereichen mit druckbeanspruchten Betongurten wird unter der schädigungsäquivalenten Ermüdungsbeanspruchung die Doppelspannungsamplitude  $\Delta\tau$  im Dübelschaft begrenzt. Die aus den im Rahmen des Projektes C8 des Sonderforschungsbereiches 398 durchgeführten Versuchen neu gewonnenen Ergebnisse hinsichtlich des frühen Risswachstums und der langen Phase der Rissausbreitung in Verbindung mit einer frühzeitigen Traglastminderung haben in den nationalen Regelwerken zu einer Reduktion der zulässigen Oberlast geführt. So ist gleichzeitig im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die maximale Dübelbeanspruchung nicht mehr auf 75%

sondern auf 60% des Bemessungswertes der statischen Dübeltragfähigkeit zu beschränken.

Bei zugbeanspruchten Gurten muss zusätzlich die Interaktion [17, 56] zwischen der Schubbeanspruchung  $\Delta\tau$  im Bolzenschaft und der Zugbeanspruchung  $\Delta\sigma$  im Stahlträgergurt beachtet werden. Da die Größe der zu übertragenden Längsschubkräfte insbesondere von der Dehnsteifigkeit des Betongurtes abhängt, ist dabei der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen von großer Bedeutung [17].

Die neu gewonnenen Ergebnisse belegen, dass die Lebensdauer im Fall mittlerer Schwingbreiten von einer kurzen Anrissphase und einer langen Phase des Risswachstums geprägt ist, die einen Anteil von 80-90% der Lebensdauer ausmacht. Die abgeleitete Wöhlerlinie ist daher im Gegensatz zu den Wöhlerlinien reiner Stahlkonstruktionen keine Anriss-Wöhler-Linie. Hieraus resultiert auch die im Vergleich zu Stahlbaudetails flache Neigung von  $m=8$  der Ermüdungsfestigkeitskurve, die zu einer signifikanten Fehleinschätzung der Lebensdauer auf Grund rechnerischer Ungenauigkeiten bei der Ermittlung der Schubkräfte führen kann.



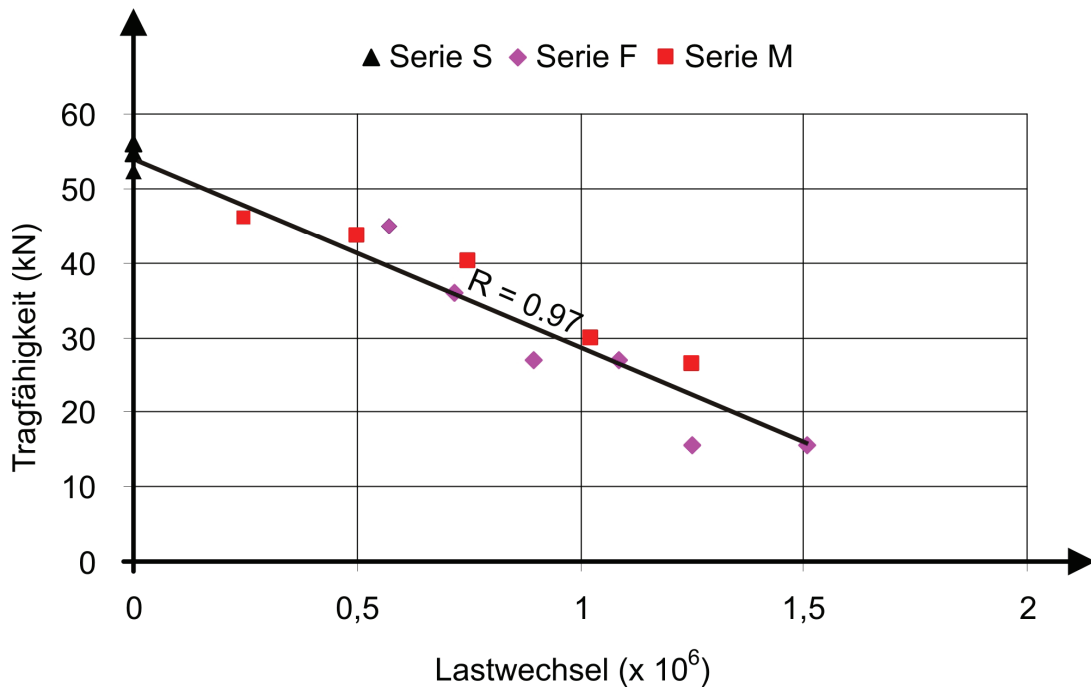
**Abb. 2.4:** Versuchsergebnisse zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit von Kopfbolzendübeln und Vergleich mit neuen Versuchsergebnissen [19]



Da die Ermüdungsfestigkeitskurven von Verbundmitteln mit Hilfe von Push-Out-Versuchen ermittelt wurden, bei denen nicht der erste Anriss, sondern der vollständige Bruch als Ermüdungsversagen definiert wurde, sind die Voraussetzungen für getrennte Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Ermüdung eigentlich nicht gegeben.

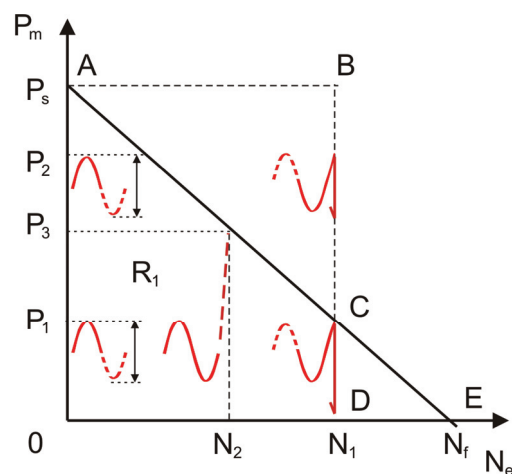
*D.J. Oehlers*, der sich in den 90er Jahren intensiv mit dem Trag- und Ermüdungsverhalten von Verbundbauten beschäftigt hat, hat den Einfluss der zyklischen Belastung auf die statische Tragfähigkeit durch Auswertung der von ihm durchgeführten Versuche ebenfalls festgestellt und ein eigenes Bemessungskonzept für die Tragfähigkeit ermüdungsbeanspruchter Kopfbolzendübel entwickelt. Es wurden von ihm insgesamt 14 Push-Out-Versuche [40] durchgeführt, mit denen der Frage der Höhe der statischen Resttragfähigkeit nach zyklischer Vorbelastung sowie der Frage des Einflusses der Oberlast auf die Lebensdauer von Kopfbolzendübeln nachgegangen wurde. Untersucht wurden Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser  $d_1 = 12,7$  mm.

Das Versuchsprogramm setzte sich aus drei Versuchsserien zusammen. In der ersten Serie S wurden zur Bestimmung der statischen Kurzzeittragfähigkeit der untersuchten Kopfbolzendübel die Prüfkörper statisch in weggeregelten Versuchen geprüft. Im Mittel betrug die statische Tragfähigkeit ( $P_s$ ) 54,3 kN. Die Versuche zeigen nur eine sehr geringe Streuung. Die Versuche der Serie F waren als einstufige kraftgeregelte Ermüdungsversuche konzipiert, mit denen der Einfluss der Oberlast auf den Versagenszeitpunkt untersucht wurde. Die Versuche der Serie M dienten der Bestimmung der Höhe der statischen Resttragfähigkeit nach einstufiger Vorbelastung, wobei systematisch die Anzahl der aufgetragenen Lastwechsel  $N$  variiert wurde. Nach Erreichen einer gewünschten Lastspielzahl wurde die zyklische Beanspruchung abgebrochen und anschließend in weggeregelten statischen Versuchsabschnitten die statische Restlast ( $P_m$ ) der zyklisch vorbelasteten Prüfkörper ermittelt. Das Verhältnis von Schwingbreite zu mittlerer statischer Kurzzeittragfähigkeit ( $\Delta P/P_s$ ) betrug in allen zyklischen Beanspruchungsabschnitten einheitlich 0,25. In Abb. 2.5 sind die aus diesen 14 Versuchen ermittelten statischen Trag- bzw. Resttragfähigkeiten über der Lastspielzahl aufgetragen.



**Abb. 2.5:** Einfluss einstufiger zyklischer Beanspruchung auf die statische (Rest-) Tragfähigkeit nach [40]

Der Wert des in Abb. 2.5 eingetragenen Korrelationskoeffizientes zeigt, dass eine sehr gute Vorhersage der Versuchsergebnisse gelingt, wenn eine lineare Schädigung der Kopfbolzendübel durch zyklische Einstufenbelastung unterstellt wird. Daraus hat *Oehlers* das in der Abb. 2.6 grafisch dargestellte Modell zur Bestimmung der statischen (Rest-) Tragfähigkeit zyklisch beanspruchter Kopfbolzendübel ( $R \geq 0$ ) entwickelt.



**Abb. 2.6:** Modell nach Oehlers zur Bestimmung der statischen (Rest-) Tragfähigkeit zyklisch beanspruchter Kopfbolzendübel [40]

Nach diesem Modell schädigt eine einstufige zyklische Vorbelastung die Kopfbolzendübel (inkl. des umgebenden Betons) bereits ab dem ersten Lastwechsel und führt zu einer linearen Abnahme der statischen Tragfähigkeit entlang der Geraden A-C. Zyklische oder statische Beanspruchungen oberhalb der Geraden A-C sind aufgrund des Traglastabfalls nicht möglich. Bei gleicher Wahl der Schwingbreite hat die Größe der Oberlast keinen Einfluss auf die Geschwindigkeit, mit der die Schädigung voranschreitet. Die Neigung der in Abb. 2.6 eingetragenen Geraden A-C wird somit nicht von der Wahl der Oberlast bestimmt, sondern nur von der Schwingbreite.

Zur Beschreibung der in der Abb. 2.6 eingetragenen Geraden A-C für beliebige Oberlasten und beliebige einstufige zyklische Schwingbreiten führt Oehlers die fiktive Lebensdauer  $N_f$  ein, die durch Verlängerung der Geraden A-C bis zum Punkt E (Schnittpunkt mit der  $N_e$ -Achse) definiert wird. Diese Lebensdauer nennt er 'asymptotic endurance  $N_f$ '. Sie ist nur theoretischer Natur und beschreibt den Zustand, dass ein Riss am Dübelfuß vollständig durch den Schaft gewachsen ist, ohne dass jedoch ein Abscheren des Dübels infolge der zyklischen aufgetragenen Oberlast eintritt. Daher kann dieser Wert bei Bekanntsein der Lage der Geraden A-C, definiert durch das Ergebnis eines statischen Versuchs und eines Ermüdungsversuchs, für eine vorgegebene Belastungskombination bestehend aus Oberlast und Schwingbreite zwar berechnet, jedoch niemals im Versuch erreicht werden. Der Wert  $N_f$  wird durch die folgende Gleichung beschrieben:

$$N_f = \frac{N_e}{1 - \frac{P_m}{P_s}} \quad (\text{Gl. 2.1})$$

Um (Gl. 2.1) anwenden zu können, muss die Größe von  $N_f$  in Abhängigkeit der vorgegebenen Parameter ( $N_e$  und  $P_s$ ) bzw. ( $P_m$  und  $P_s$ ) bekannt sein. Zur quantitativen Bestimmung von  $N_f$  wertete Oehlers zunächst 280 aus der Literatur bekannte Ergebnisse von Push-Out-Versuchen mit Hilfe einer linearen Regressionsanalyse aus [41]. Als maßgebliche Bestimmungsgleichung wählte er den Ansatz nach (Gl. 2.2).

$$\log N_f = K + m \log \left( \frac{R}{P_s} \right) \quad (\text{Gl. 2.2})$$

Wie schon bei der Ermittlung der Ermüdungsfestigkeitskurve des Eurocode 4 schloss auch Oehlers in seiner Parameterstudie einige der zur Verfügung stehenden Versuche aus, so dass sich die Anzahl der auswertbaren Versuche auf 110 reduzierte. Gründe dafür waren z.B. unvollständige Lastgeschichte, nicht vollständig abgescherte Dübel oder schlechte Schweißung. Die Lagerungsbedingungen der Prüfkörper, die für die Lebensdauer von Kopfbolzendübeln eine wichtige Rolle spielen, waren hingegen kein Ausschlusskriterium, so dass in seine Parameterstudie auch Ergebnisse von Push-Out-Versuchen eingingen, in denen die Kopfbolzendübel zusätzlich zur planmäßigen Biege- und Schubbeanspruchung lagerungsbedingt auch durch axiale Zug- bzw. Druckkräfte beansprucht wurden. Das Ergebnis seiner Betrachtung war die Bestimmung des Neigungskoeffizienten  $m$  aus (Gl. 2.2). Dieser ergab sich zu  $m = 5,1$  und liegt damit weit unter dem Wert  $m = 8$  nach EC 4. Da er zwischen den Serien verschiedener Forscher jedoch eine große Streuung hinsichtlich des Wertes  $K$  feststellte, führte Oehlers zur Bestimmung dieses Wertes weitere 20 eigene Push-Out-Versuche [43] durch und verglich den daraus gewonnenen Wert  $K$  mit den Versuchsergebnissen von Maeda [34]. Als Resultat schien es ihm sinnvoll, den Wert für  $K$  als Mittelwert aus seinen zusätzlichen 20 und den Versuchen von Maeda zu gewinnen. Dies führte zu  $K = 3,12$ . Damit gewann Oehlers folgende Bestimmungsgleichung für  $N_f$ ,

$$N_f = 10^{3,12} \left( \frac{R}{P_s} \right)^{-5,1} = \frac{N_e}{1 - \frac{P_m}{P_s}} \quad (\text{Gl. 2.3})$$

die zur folgenden Bestimmung von  $N_e$  führte:

$$N_e = 10^{3,12} \left( \frac{R}{P_s} \right)^{-5,1} \left( 1 - \frac{P_m}{P_s} \right) \quad (\text{Gl. 2.4})$$

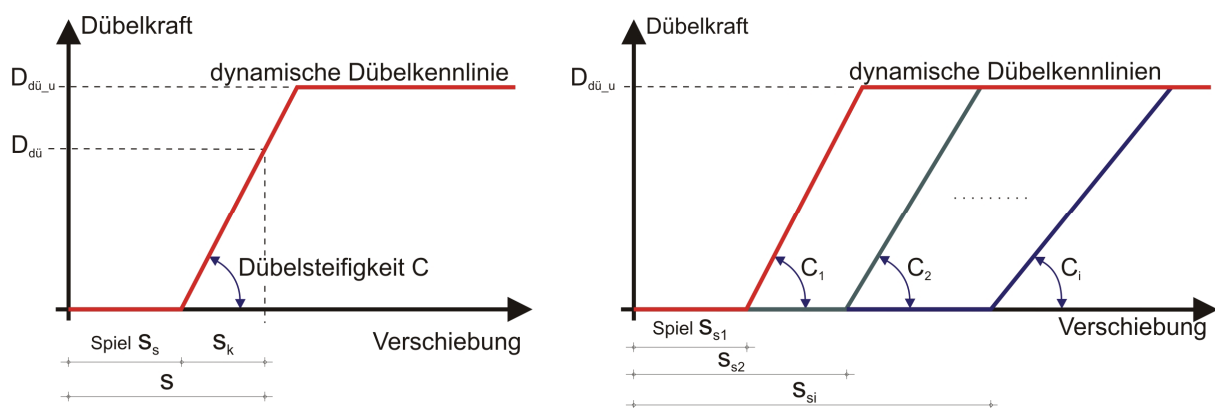
Wie die (Gl. 2.4) zeigt, muss zur Bestimmung der Lebensdauer ( $N_e$ ) zusätzlich zu den Beanspruchungsparametern auch die statische Tragfähigkeit ( $P_s$ ) bekannt sein.

### 2.3 Neuere nationale Untersuchungen

In den letzten zehn Jahren sind an der Universität Kaiserslautern mehrere Forschungsarbeiten zur Untersuchung von zyklischem Materialverhalten von

Kopfbolzendübeln durchgeführt worden. Aus diesen Forschungsarbeiten sind die Dissertationen von *Kretz, J.*, *Mensinger, M.*, *Leffers, A.*, und *Gesella, H.* entstanden.

*Kretz* [26] gibt in seiner Arbeit einen Überblick über die Möglichkeiten zur Ermittlung der Zeitfestigkeit von Verbundträgern mit Profilblechen. Er erweiterte das in Kaiserslautern entwickelte Programmsystem *ngverbund* um das Modul *nglife* und führte iterative Berechnungen zyklisch belasteter Verbundträger durch. Dazu implementierte er ein einfaches Materialgesetz für die Dübel (Abb. 2.7).



**Abb. 2.7:** Prinzipieller Verlauf der zyklischen Dübelkennlinien [26]

Die auftretende Schädigung der Bauteile wurde nach jedem Lastzyklus auf der Grundlage der Miner-Regel berechnet. Für die Berechnung des nächsten Lastzyklus wurde für jeden Dübel der kraftlose Anteil, der aus der entsprechenden Funktion ermittelt wurde, implementiert. Hierzu musste für jeden Träger eine eigene Funktion für die Entwicklung des kraftlosen Anteils abgeleitet werden, so dass in den iterativen Berechnungen an den jeweiligen Versuchsergebnissen solange kalibriert wurde, bis das Berechnungsergebnis für die Schlupfentwicklung mit den Versuchswerten übereinstimmte.

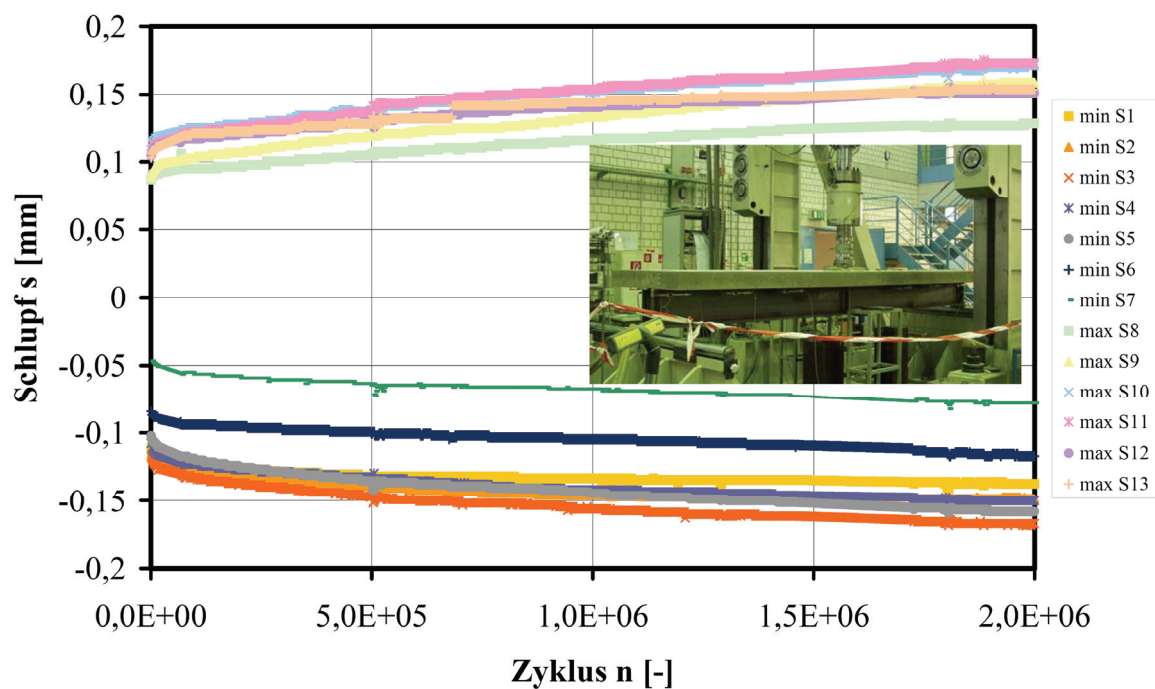
*Mensinger* [36] untersuchte das Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten und in profilierten Betongurten. Aus den Ergebnissen von kraftgeregelten Push-Out-Versuchen mit Profilblechen wurden Wöhlerlinien in Abhängigkeit von der Dübeloberlast und des Dübeldurchmessers hergeleitet. Mit der Zielsetzung, realitätsnahe Beanspruchungskollektive für zyklisch beanspruchte Bauteile zu ermitteln, verwendete *Mensinger* in seinem Programm „Verkehr“ das Ermüdungslastmodell 4 für Straßenbrücken in EN 1991-2. Er verglich die in eigenen Zeitreihenversuchen mit Vollbetonplatten erreichten Lebensdauern mit den

theoretischen Lebensdauern durch die Auswertung der gemessenen Zeitreihen mit Hilfe der *Palmgren - Miner* Regel und zeigte, dass diese Regel überwiegend unsichere Ergebnisse lieferte.

*Leffer* [27] untersuchte das Ermüdungsverhalten von einbetonierten Kopfbolzendübeln mit Hilfe von großmaßstäblichen Trägerversuchen und weggeregelten Push-Out Versuchen. Die Auswertung der Ergebnisse des lokalen Dübelversagens verdeutlichte, dass mit den Bemessungsregeln nach EN 1994-2 keine befriedigende Vorhersage erfolgt, da offensichtlich bei dem für den Bereich von Innenstützen maßgebenden Interaktionsnachweis der Einfluss der Beanspruchungen des Stahlgurtes überschätzt und der Einfluss aus der direkten Dübelbeanspruchung unterschätzt wird. *Leffer* stellte in seiner Arbeit die Frage der Übertragbarkeit der Ergebnisse von weggeregelten Push-Out-Versuchen auf die Verhältnisse bei Trägerversuchen. Hierzu erarbeitete er ein modifiziertes örtliches Konzept, bei dem der Schlupf in der Verbundfuge als Bezugsgröße verwendet wurde. Aus den weggeregelten Push-Out-Versuchen ergeben sich hinsichtlich der ertragbaren Lastspielzahl gute Übereinstimmungen mit den Trägerversuchen. Mit Hilfe weiterer Push-Out Versuche mit Einstufenkollektiven wurde eine analytische Gesetzmäßigkeit zur Beschreibung des zyklischen Materialgesetzes hergeleitet, welche durch einen kraftlosen plastischen Anteil und einen elastischen Bereich mit konstanter Be- und Entlastungssteifigkeit beschrieben wird. Aufbauend auf der Ramberg-Osgood-Beziehung leitete *Leffer* ein modifiziertes örtliches Konzept her, wobei das erste Versagen eines in einer Gruppe angeordneten Kopfbolzendübel als Anrisszeitpunkt definiert wurde.

*Gesella* [15] hat in seiner Dissertation einen Ansatz zur Beschreibung des zyklischen Lastverformungsverhaltens und des Rissfortschritts in Kopfbolzendübeln entwickelt, der ebenfalls auf weggeregelten Push-out-Versuchen basiert. Insgesamt wurden von ihm 27 Push-out-Versuche bei vorgegebenem Schlupf mit unterschiedlichen Lastspielzahlen unter Schwell- und Wechselbeanspruchung durchgeführt. Nach jedem Versuch wurden die Dübel freigelegt, mit Stickstoff abgekühlt und abgeschlagen. Aus den Bruchflächen konnte so der Rissfortschritt bei unterschiedlichen Lastspielzahlen ermittelt werden. Die Auswertung der Versuche zeigt, dass das Risswachstum praktisch mit dem ersten Zyklus beginnt, der

Rissfortschritt auf einem Schlupfamplitudenniveau konstant ist und bei Wechselbeanspruchung ein Verhalten beobachtet werden kann, bei dem nach Erreichen einer kritischen Risttiefe an einer Bolzenseite ein weiteres Risswachstum an der gegenüberliegenden Seite stattfindet. Zur Überprüfung der hergeleiteten Modelle wurde ein Trägerversuch durchgeführt. Der Versuch zeigt mit zunehmender Lastspielzahl infolge des Rissfortschritts eine stetige Zunahme des Schlupfes in der Verbundfuge (Abb. 2.8). Ein wesentlicher Nachteil der weggeregelten Push-out Versuche besteht jedoch darin, dass bei kleinen Schlupfamplituden bei den ersten Lastwechseln sehr große Kräfte ausgeprägt werden können, die zu einer nennenswerten Anfangsschädigung führen. Die Kräfte können dabei deutlich über dem Niveau in realen Konstruktionen liegen.



**Abb. 2.8:** Entwicklung des Oberschlupfes  $s_{\max}$  über die Versuchsdauer [15]

Um die Ergebnisse des Trägerversuches nachrechnen zu können, wird die Steifigkeit der Verbundfuge von *Gesella* in einen „weggeregelten“ und einen „kraftgeregelten“ Anteil aufgeteilt. Mit dieser Annahme erhält er sowohl für den Schlupf in der Verbundfuge als auch für die Risttiefe eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Aus seinen Untersuchungen ergab sich unter Schlupfswingbreiten von  $\Delta s_t$  kleiner als 0,1 mm keine Schädigung in der Verbundfuge. Dementsprechend wurde von ihm vorgeschlagen, für einen

praktischen Nachweis die maximal auftretende Schlupfswingbreite auf den Wert 0,1 mm zu begrenzen. Da die Aufteilung der Steifigkeit in einen kraft- und einen weggeregelten Anteil stark von den Querschnittseigenschaften des Verbundquerschnitts abhängig ist, ist eine allgemeine Übertragbarkeit der Ergebnisse jedoch nicht möglich.



### 3. Experimentelle Untersuchungen an Standard Push-Out Versuchskörpern

Mit der Zielsetzung, für zyklisch beanspruchte Verbundmittel neue Schädigungsmodelle und eine verbesserte Schadensakkumulationshypothese zu entwickeln, wurde im Rahmen des Sonderforschungsbereich 398 im Projekt C8 ein umfangreiches Versuchsprogramm durchgeführt. Dabei standen die Frage der Größe der statischen Resttragfähigkeit nach hochzyklischer einstufiger Vorbelastung sowie die Fragen der Auswirkungen von Reihenfolgeeffekten und der Schadensakkumulation im Vordergrund.

#### 3.1 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm besteht aus 6 Serien (S1 bis S6) und umfasst insgesamt 71 Push-Out Versuche [19]. In den ersten vier Serien S1 bis S4 geht es um kraftgeregelte Push-Out-Versuche mit hochzyklischer Einstufenbelastung. Die Größe der statischen Resttragfähigkeit und die Lebensdauer werden primär durch die Höhe der Doppelschubkraftamplitude  $\Delta P$ , die Höhe des Oberlastniveaus  $P_{max}$  und die statische Kurzzeittragfähigkeit  $P_{u,0}$  bestimmt. Zur Klärung dieser Abhängigkeit wurde in diesen 4 Versuchsserien die Wirkung jeweils zweier unterschiedlicher Werte  $\Delta P/P_{u,0}$  und  $P_{max}/P_{u,0}$  untersucht (Abb. 3.1). In jeder Versuchsserie wurden 3 weggeregelte statische Versuche zur Ermittlung der mittleren statischen Kurzzeittragfähigkeit  $\bar{P}_{u,0}$  (Mittelwert aus den 3 statischen Tragfähigkeiten  $P_{u,0}$ ) sowie 3 Ermüdungsversuche zur Ermittlung der mittleren Ermüdungslastspielzahl  $\bar{N}_f$  (Mittelwert aus den 3 Ermüdungslastspielzahlen  $N_f$ ) durchgeführt. Das Eintreten des Ermüdungsversagens entspricht dabei dem Zeitpunkt, bei dem die statische Resttragfähigkeit auf den Wert der Oberlast  $P_{max}$  abgefallen ist. Zur Gewinnung von Stützstellen für den funktionalen Verlauf des Traglastabfalls infolge der zyklischen Vorbelastung wurden anschließend sechs weitere Versuche durchgeführt, bei denen die statischen Resttragfähigkeiten bei einer Lastspielzahl von  $N \sim 0,3\bar{N}_f$  bzw.  $N \sim 0,7\bar{N}_f$  ermittelt wurden. Insgesamt bestand jede dieser vier Versuchsserien aus zwölf Versuchen. Ergänzend wurden 3 weitere einstufige zyklische Versuche durchgeführt, in denen ein kleineres Oberlastniveau von  $P_{max} = 0,3\bar{P}_{u,0}$  untersucht wurde. Die Prüfkörper entstammten den Betonierserien S5 und S6 und sind in den nachfolgenden Ausführungen als Versuchsserie S5E zusammengefasst. Die in den

Serien S5 und S6 an 3 Versuchen ermittelten statischen Kurzzeittragfähigkeiten unterschieden sich nur geringfügig voneinander, so dass die Absolutwerte der zyklischen Belastungsparameter übereinstimmend gewählt werden konnten. Da im Hinblick auf die Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für zyklisch belastete Verbundträger neben den Angaben zur Resttragfähigkeit auch die Degradation der Steifigkeit und die Zunahme des plastischen Schlupfes von Bedeutung sind, wurden die zyklischen Belastungsphasen im Rahmen von Steifigkeitsmessungen von kurzen weggeregelten Ent- und Wiederbelastungen unterbrochen (Abb. 3.1).

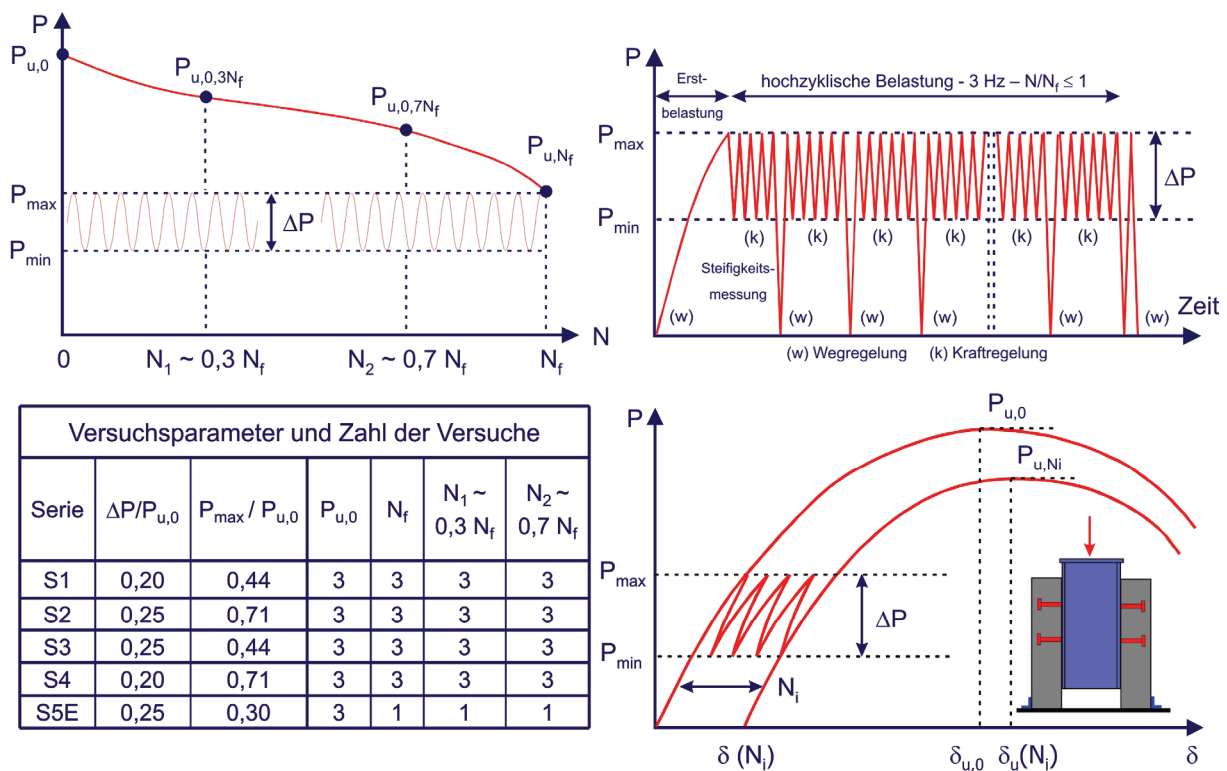
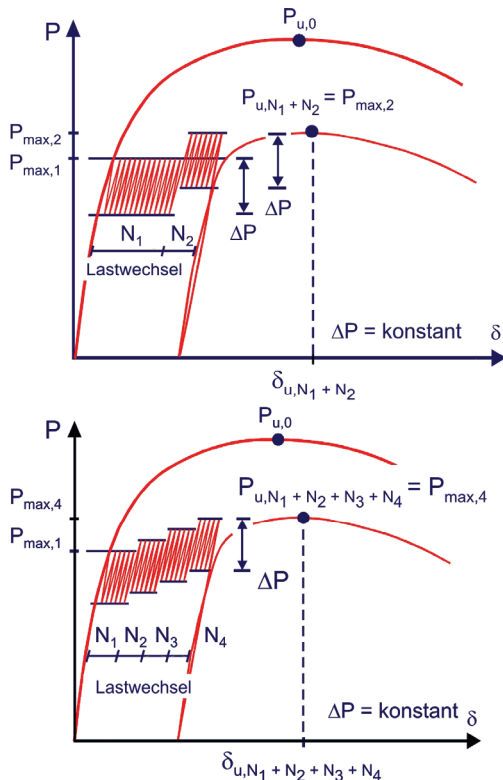


Abb. 3.1: Versuchsprogramm in den Serien S1 bis S5E

Um die Einflüsse aus den Reihenfolgeeffekten zu untersuchen und darüber hinaus eine verbesserte Schadensakkumulationshypothese zu entwickeln, wurden in den letzten zwei Serien S5 und S6 die Versuchskörper mehrstufig belastet. Die Einzelheiten dieser Versuche sind in Abb. 3.2 dargestellt. In der Serie S5 wurden die Auswirkungen von Zweistufenbelastungen, in der Serie S6 die Auswirkungen von Vierstufenbelastungen mit jeweils ansteigender bzw. abfallender Oberlast auf die Lebensdauer untersucht. Letztere dienten u.a. der Überprüfung des Einflusses der aus der Steifigkeitsänderung der Verdübelung in Verbundtragwerken resultierenden stetigen Beanspruchungsänderung der Verbundfuge. Das Versagen der

Mehrstufenversuche der Serie S6 trat in allen Fällen während der vierten zyklischen Belastungsphase ein. Die gewählten Versuchsparameter orientierten sich unmittelbar an den in den Einstufenversuchen untersuchten Parametern nach Abb. 3.1, um diese mit in die Auswertung einbeziehen zu können.



Versuchsparameter und Zahl der Versuche in Serie S5				
1. Belastungsphase		2. Belastungsphase		Versuche
$\Delta P / P_{u,0}$	$P_{max,1} / P_{u,0}$	$\Delta P / P_{u,0}$	$P_{max,2} / P_{u,0}$	
0,25	0,71	0,25	0,44	2
	0,44		0,71	1
0,25	0,44	0,25	0,30	4
	0,30		0,44	4

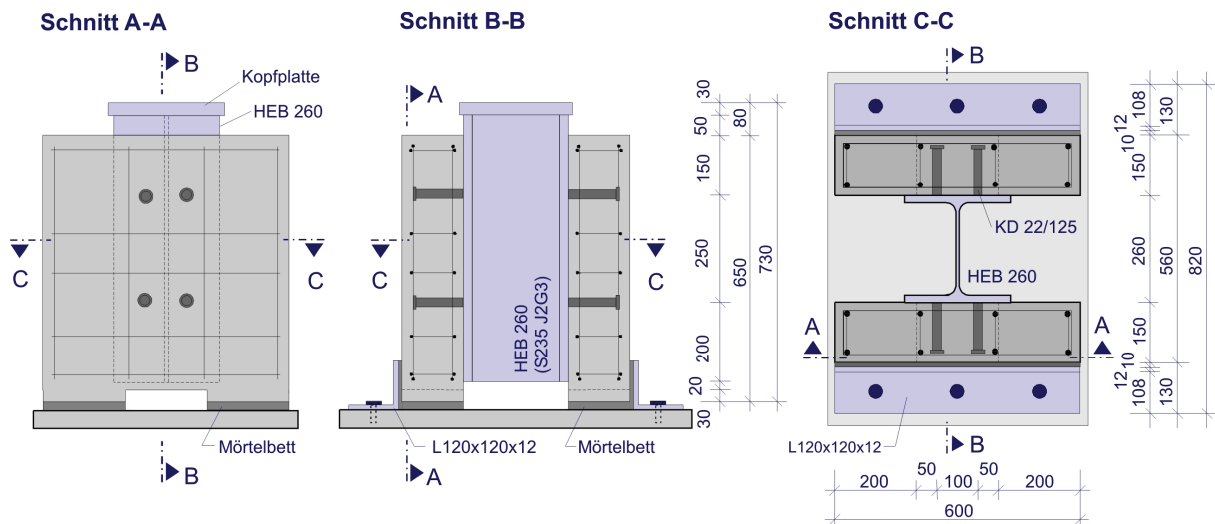
Versuchsparameter und Zahl der Versuche in Serie S6				
1. Belastungsphase		4. Belastungsphase		Versuche
$\Delta P / P_{u,0}$	$P_{max,1} / P_{u,0}$	$\Delta P / P_{u,0}$	$P_{max,4} / P_{u,0}$	
0,20	0,44	0,20	0,74	3
	0,74		0,44	3
Steigerung bzw. Absenken der Oberlast in den Belastungsphasen 2 und 3 um jeweils 0,1 $P_{u,0}$				

Abb. 3.2: Versuchsprogramm in den Serien S5 und S6

### 3.2 Versuchsaufbau

Bei den untersuchten Versuchskörpern handelt es sich um Push-Out-Körper, die mit Ausnahme einer zusätzlichen horizontalen Halterung am Prüfkörperfuß dem in EC 4-1 genormten Versuchskörper für Standard-Abscherversuche entsprechen. Der Prüfkörper besteht aus einem 650 mm hohen Stahlprofil HEB 260 (S235 J203), das jeweils auf beiden Flanschseiten über 4 Kopfbolzendübel ( $h/d = 125/22$  mm) mit einer auf einem Mörtelbett gelagerten Vollbetonplatte ( $h/b/d = 650/600/150$  mm) verbunden ist. Es wurden Kopfbolzendübel der Güte S235 J2G3 + C450 nach DIN EN ISO 13918 [7] verwendet. Die Schweißwulste besaßen eine mittlere Höhe von 8,4 mm und einen Durchmesser von 28,9 mm und erfüllten damit die im Eurocode 4 genannten geometrischen Anforderungen. Die horizontale Halterung an der Prüfkörperunterseite besteht aus zwei mehrfach aufgeschraubten Winkelprofilen, die über eine Mörtelfüllung in seitlichem Kontakt mit den Vollbetonplatten stehen. Die

unmittelbare Beanspruchung der Versuchskörper erfolgt zentrisch über eine auf das Stahlprofil aufgeschweißte Kopfplatte und ein darauf aufgelegtes Halbrundprofil. Der Versuchsaufbau stellt sicher, dass abgesehen von geringfügig entlastenden Reibungskräften in der Verbundfuge die in das Stahlprofil eingetragene Last nur über die Kopfbolzendübel an die Vollbetonplatten abgegeben werden kann. Aufgrund einer Aussparung in der Aufstandsfläche der Vollbetonplatten werden diese dann über schiefe Hauptdruckkräfte in die Lagerflächen weitergeleitet. Das Betonieren erfolgte in liegender Position. Zu diesem Zweck wurden die Walzprofile in der Mitte des Steges zunächst längs durchtrennt und nach der Betonage paarweise wieder zu einem Prüfkörper zusammenschweißst. Zur Reduktion der Reibungskräfte wurden die Oberflächen der Stahlflansche unmittelbar vor der Betonage eingölt. Die Details zur Versuchskörperausbildung finden sich in Abb. 3.3.



**Abb. 3.3:** Details der Versuchskörperausbildung

Zur Überwachung und Bestimmung der Festbetoneigenschaften wurden zeitgleich zur Betonage der Versuchskörper 9 Probewürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm und 21 Probezylinder mit den Abmessungen  $\varnothing 150$  mm x 300 mm mitbetoniert. Die Probewürfel sowie 12 Zylinder wurden in Übereinstimmung mit DIN EN 206 [6] zunächst 28 Tage im Wasser gelagert, anschließend bis zu ihrer Prüfung offen in der Prüfhalle. Die übrigen 9 Zylinder wurden bereits ab dem ersten Tag offen in der Prüfhalle gelagert. Die Prüfung der Würfel erfolgte in den ersten 28 Tagen zunächst im Wochenrhythmus, anschließend gleichmäßig über den Prüfzeitraum der Versuchskörper verteilt. Die Prüfung der Zylinder erfolgte am 28. Tag sowie zu

Beginn, in der Mitte und zum Ende der Versuchsserie. Für alle Probekörper wurde die Druckfestigkeit, für jeden Zylinder wurde darüber hinaus auch der Elastizitätsmodul bestimmt.

Die Anpassung der Festigkeitseigenschaften an den Prüfzeitpunkt der Versuchskörper wurde dann ausreichend genau mit Hilfe linearer Interpolation zwischen den sukzessive gewonnenen Prüfzylindereigenschaften vorgenommen. Der Elastizitätsmodul streute in der Form, sodass in einigen Fällen trotz zunehmenden Betonalters der Proben sich im Mittel auch niedrigere Verformungskennwerte gegenüber jüngeren Proben ergaben. Unabhängig vom Versuchskörperalter kann jedoch dem Elastizitätsmodul des Betons der Mittelwert aus den jeweils 9 während der Versuchsdauer aufgezeichneten Werten zugrunde gelegt werden. Die verwendete Betonrezeptur findet sich in Tab. 3.1.

**Tab. 3.1:** Rezeptur des normalfesten Betons für eine Füllmenge von 1 m<sup>3</sup>

<b>Festigkeitsklasse</b>	[m <sup>3</sup> ]	<b>C20/25</b>
<b>Konsistenz</b>	[-]	KP
<b>Festigkeitsentwicklung</b>	[-]	M
<b>Bindemittel</b>		
CEM I/A 32.5 R (Z)	[kg]	340
<b>Wassergehalt (W) Gesamt</b>	[l]	168
<b>W/Z</b>	[-]	0,49
<b>Zuschlag (trocken)</b>		
AB 16	[kg]	1860
<b>Korngruppen</b>		
Körnung 0/2a (Natursand)	[kg]	660
Körnung 2/8 (Kies)	[kg]	331
Körnung 8/16 (Splitt)	[kg]	869
<b>Zusatzmittel</b>		
Betonverzögerer (BV)	[kg]	1,70

Tab. 3.2 zeigt die mittleren Materialeigenschaften der Betongurte, der Stahlträger und der Kopfbolzendübel in allen sechs Serien.

Tab. 3.2: Mittlere Materialeigenschaften

Serie	Betongurt		Stahlträger			Kopfbolzendübel		
	$f_c$	$E_{cm}$	$f_y$	$f_u$	$E_a$	$f_y$	$f_u$	$E_s$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
S1	44,2 – 51,7	36400	337	448	210000	440	528	215000
S2	42,8 – 45,0	33800						
S3	53,9 – 56,2	39000						
S4	43,4	33900						
S5	42,9	33050						
S6	45,8	33700						

### 3.3 Versuchs- und Messeinrichtung

Die Belastung der Prüfkörper erfolgte mit einer mit einem servo-hydraulischen 2500 kN Zug-Druck-Prüfzylinder ausgestatteten 4-Säulen-Prüfmaschine der Firma Schenck, Darmstadt. Der verwendete Prüfzylinder entsprach der Klasse 1 gem. DIN 51220 und wurde jeweils mittels der Regelektronik INSTRON 8800 gesteuert.

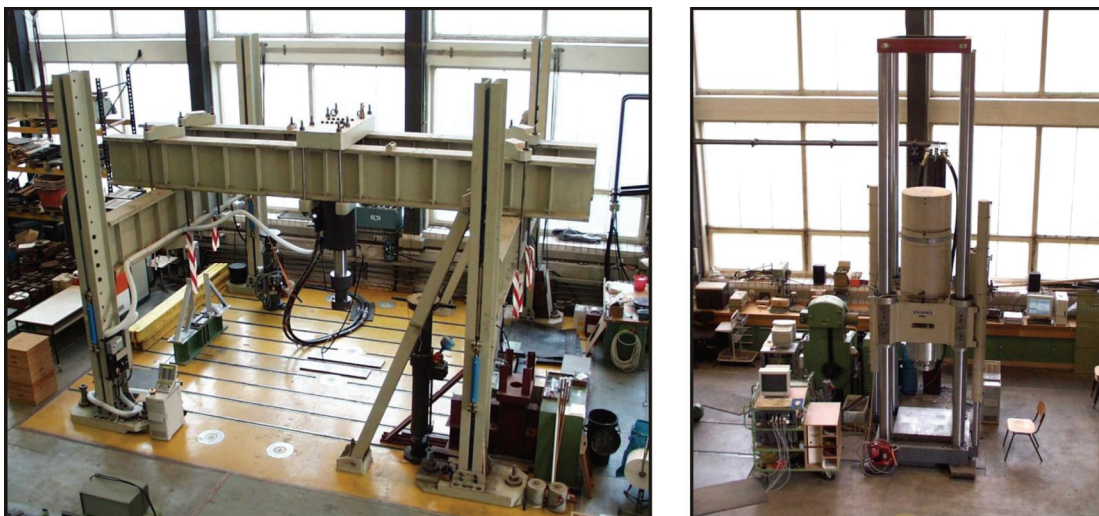


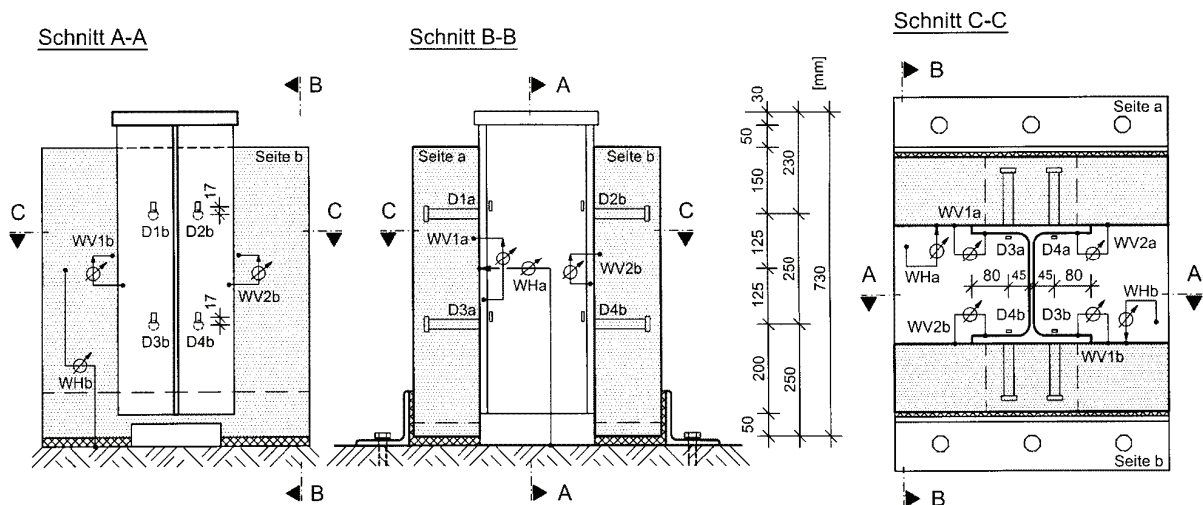
Abb. 3.4: Versuchseinrichtung (Spannfeld mit einem servo-hydraulischen 2000kN Zug-Druck-Prüfzylinder (links) – 4-Säulen-Prüfmaschine mit einem servo-hydraulischen 2500 kN Zug-Druck-Prüfzylinder (rechts))

Die Messwerte wie Kraft, Kolbenweg, Dehnungen und Wege wurden mit einer Spider-Vielstellenmessanlage der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM), Darmstadt aufgenommen und anschließend mit den Programmsystemen MS-Excel

der Firma Microsoft und FAMOS der Firma IMC Messsysteme, Berlin aufbereitet.

Die Wege wurden mittels induktiver Wegaufnehmer der Typen WA/20 und WA/50 sowie WSF2/20 und WSF2/100 der Firma HBM, Darmstadt gemessen. Das Erfassen der Dehnungen erfolgte mit Dehnungsmessstreifen (DMS) des Typs 6/120LY41, ebenfalls von der Firma HBM.

Abb. 3.5 zeigt für die Versuchskörper der Serien S1 bis S5 die bestehende Messeinrichtung aus Wegaufnehmern und DMS sowie deren Bezeichnung. Die Versuchskörpertypen b und c wurden jeweils ohne DMS ausgestattet; die Versuchstypen a hingegen mit jeweils 8 DMS, mit jeweils einem DMS zugehörig zu jedem Dübel. Alle diese DMS befanden sich jeweils 17 mm oberhalb der Dübelachse auf der Flanschinnenseite mit Orientierung in Trägerlängsrichtung. Mit Hilfe der Wegaufnehmer wurden die Relativverschiebungen zwischen den anbetonierten Stahlbetonplatten und den Stahlträgerflanschen gemessen. Die DMS messen Flanschlängsdehnungen kurz oberhalb der Kopfbolzendübel.



**Abb. 3.5:** Anordnung und Bezeichnung der Wegaufnehmer und der DMS

### 3.4 Versuchsergebnisse

In Tab. 3.3 sind die Werte der zyklischen Belastungen, sowie die aus den Versuchen resultierenden Mittelwerte der statischen Kurzzeitversuche, die mittleren Ermüdungslastspielzahlen und die mittleren statischen Resttragfähigkeiten nach hochzyklischer einstufiger Vorbelastung in den Serien S1 bis S5E zusammengestellt. Der nach den derzeitigen Regelwerken definierte Grenzzustand der Ermüdung ist gerade dann

erreicht, wenn die statische Resttragfähigkeit auf den Wert der Oberlast abgefallen ist. Wegen der aufgrund verschiedener Betonchargen unterschiedlichen statischen Tragfähigkeiten  $\bar{P}_{u,0}$  zwischen den Versuchsserien, ist bei den absoluten Werten der Oberlast  $P_{max}$  und der Doppelschubamplitude  $\Delta P$  eine geringfügige Abweichung zu erkennen. Die angegebenen statischen Tragfähigkeiten basieren auf dem Kurzzeitverhalten.

**Tab. 3.3:** Belastungsparameter und Mittelwerte der Versuchsergebnisse bezogen auf einen Kopfbolzendübel

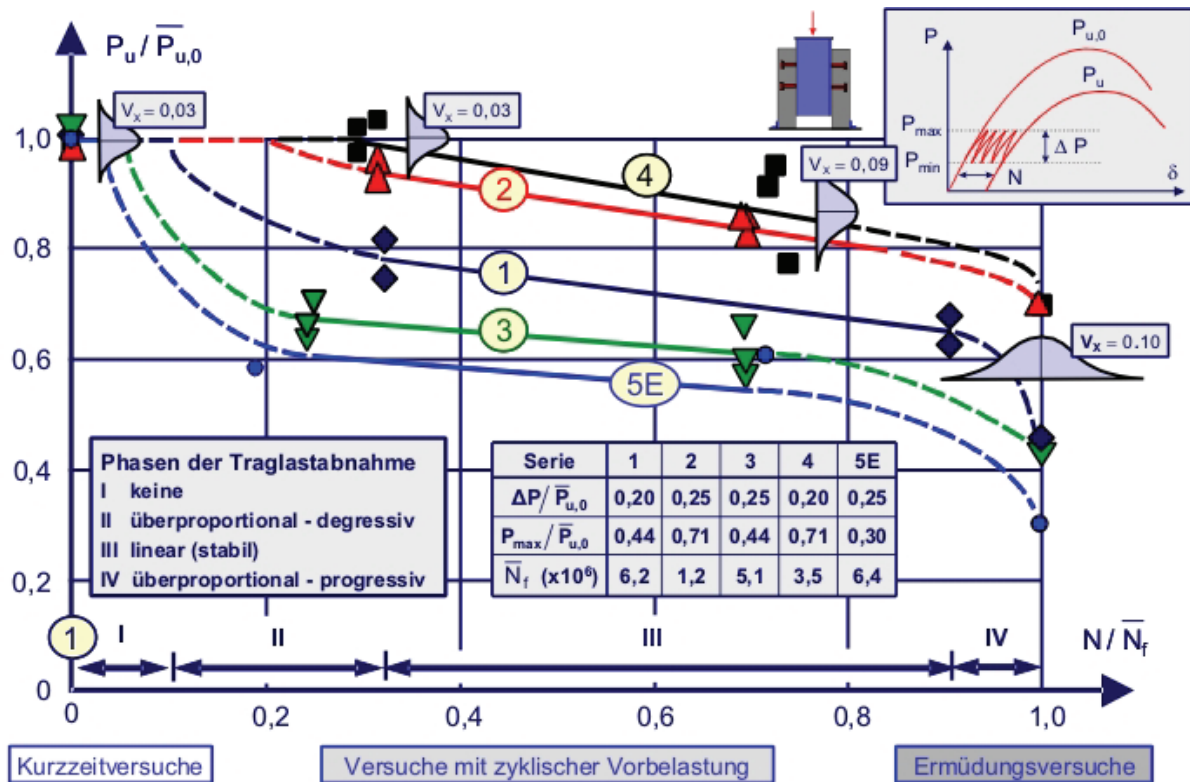
Serie	$P_{max}$	$\Delta P$	$\bar{P}_{u,0}$	$\bar{N}_f$	$\bar{P}_{u,\bar{N}_1}$	$\bar{N}_1/\bar{N}_f$	$\bar{P}_{u,\bar{N}_2}$	$\bar{N}_2/\bar{N}_f$
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
S1	91	41	205	$6,2 \times 10^6$	154	0,32	129	0,90
S2	131	46	184	$1,2 \times 10^6$	174	0,32	154	0,70
S3	89	50	201	$5,1 \times 10^6$	133	0,24	123	0,69
S4	126	36	181	$3,5 \times 10^6$	181	0,29	156	0,72
S5E	56	47	189	$6,4 \times 10^6$	111	0,19	114	0,73

Die Versuchsergebnisse der Serien S1 bis S5E zur statischen Resttragfähigkeit bestätigen die Vermutung einer langen Vorschädigungsphase im Fall hochzyklisch belasteter Kopfbolzendübel und erfordern damit die Aufhebung der Trennung des Nachweises des Grenzzustandes der Tragfähigkeit von dem der Ermüdung. Dies wird insbesondere durch die Ergebnisdarstellung in Abb. 3.6 deutlich. Dabei ist  $\bar{P}_{u,0}$  der Mittelwert aus den jeweils 3 statischen Versuchen jeder Versuchsserie und  $\bar{N}_f$  der Mittelwert der Ermüdungslastspielzahl der jeweiligen Versuchsreihen.

Die lange Vorschädigungsphase drückt sich in einer sukzessiven Abnahme der statischen Resttragfähigkeit über die Lebensdauer aus, bis diese mit dem Erreichen der Bruchlastspielzahl auf den Wert der Oberlast abgefallen ist. Die zyklische Beanspruchung führt bereits nach ca. 10 bis 20 % der Lebensdauer zu einer signifikanten Reduktion der in den Kurzzeitversuchen beobachteten statischen Tragfähigkeit. Die anfängliche Höhe des Abfalls wird durch die untersuchten Parameter Oberlast und Schwingbreite bestimmt und ist insbesondere bei niedrigen Oberlastniveaus ausgeprägt. Zusätzlich sind in Abb. 3.6 exemplarisch für die



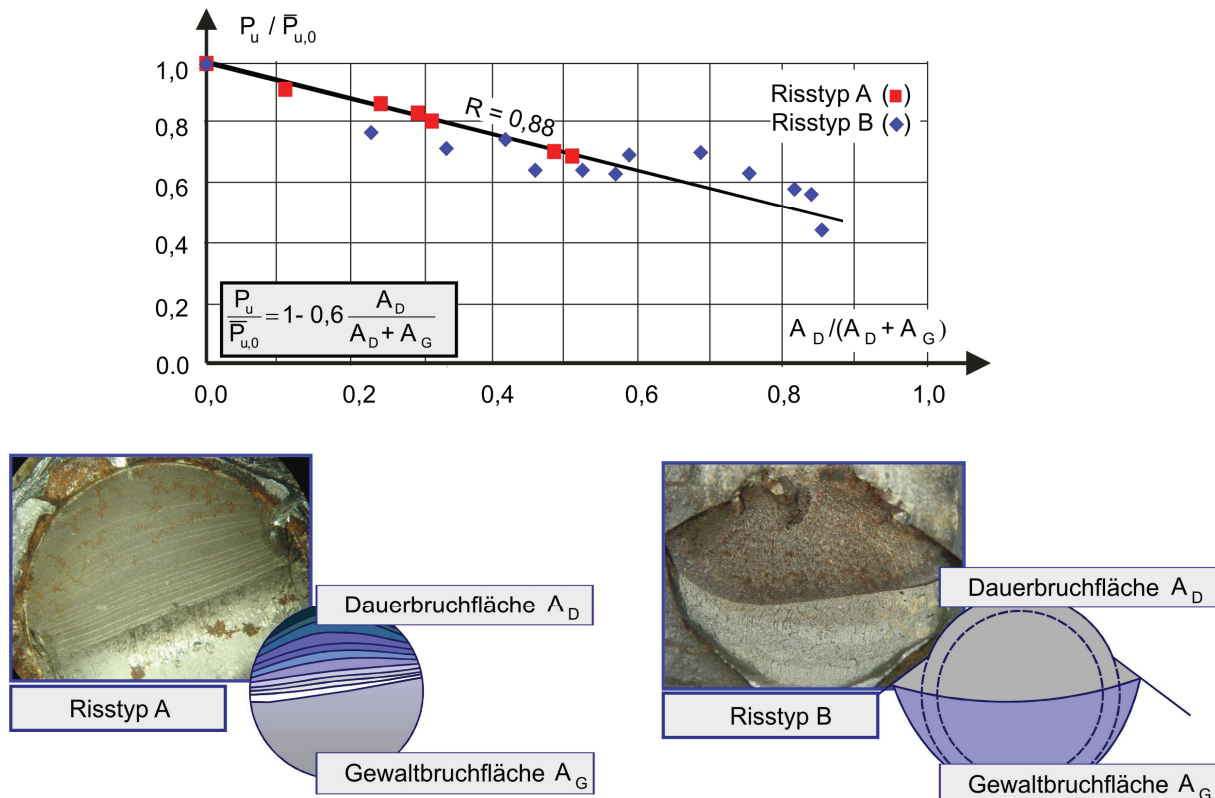
Versuchsserie S4 die Maße der jeweils anhand von 3 identischen Versuchen gewonnenen Variationskoeffizienten  $V_x$  eingetragen. Die Streuung der statischen Resttragfähigkeiten nimmt in diesem Fall mit zunehmender Schädigung zu und die zugehörigen Variationskoeffizienten bleiben unter dem zu der Streuung der Ermüdungslastspielzahlen gehörenden Wert  $V_x = 0,10$ . Letzteres konnte unabhängig von den Beanspruchungsparametern in allen Versuchsserien beobachtet werden.



**Abb. 3.6:** Abnahme der statischen Resttragfähigkeit über die Lebensdauer

Die systematische Begutachtung der Bruchflächen der Kleinproben lässt erkennen, dass die primäre Ursache für die Traglastminderung ein frühzeitig einsetzender Rissbeginn am Dübelfuß ist, auf den eine lange Phase des Risswachstums folgt. Die Bruchflächen weisen die typischen Merkmale von Gewalt- und Dauerbruchflächen auf. Der Rissbeginn kann auf einen Zeitraum von ca. 10 % bis 20 % der in den Ermüdungsversuchen beobachteten Lebensdauer eingegrenzt werden. Verantwortlich für den frühen Zeitpunkt der Rissbildung sind die durch die Schweißtechnik und Dübelußformen hervorgerufenen scharfkantigen Übergänge zwischen Dübelschaft und Flansch sowie zwischen Schweißwulst und Flansch (Abb. 2.3).

Hohe lokale Betonschädigung als Folge eines hohen Oberlastniveaus führte in allen untersuchten Fällen der Serien S2 und S4 ausgehend von einem Rissbeginn im Punkt  $P_1$  (siehe Abb. 2.3) zu einem horizontalen Rissfortschritt entlang des Schafffußes (Risstyp A). Bei niedrigen Oberlastniveaus hingegen lag der Rissursprung vereinzelt am Schafffuß, i.d.R. jedoch an der Außenkante des Wulstes ( $P_2$  gem. Abb. 2.3) und die Risse setzten sich schräg in den Gurtwerkstoff hinein fort (Risstyp B). Es konnten jedoch auch Fälle beobachtet werden, in denen es zu einem gleichzeitigen Auftreten von 2 Rissen kam. Diese konnten dann sowohl den Typen A und B als auch ausschließlich dem Typ B zugeordnet werden. Trotz der äußerlichen statischen Bestimmtheit der Prüfkörper kann es infolge unterschiedlich schnellen Risswachstums zu Kraftumlagerungen innerhalb der Dübelgruppen kommen. Neben der natürlichen Streuung der Dübelkräfte ist dies eine mögliche Ursache für die beobachteten Mischbrüche, da die veränderten Beanspruchungsniveaus im Übergangsbereich zwischen hohen und niedrigen Oberlasten liegen können. Der Rissverlauf des Typs B in Verbindung mit der in den Versuchen beobachteten frühzeitigen großen Risstiefe in das Trägermaterial hinein kann insbesondere bei gleichzeitigem Auftreten von Zugbeanspruchungen im Stahlträgergurt als kritisch eingestuft werden, da die Gurtzugkräfte zu einer Umlenkung des Risses senkrecht in den Flansch hinein führen und so ein schlagartiges Querschnittsversagen bewirken können. Die bisherige Auswertung der Dübelrissflächen hat gezeigt, dass es zwischen der statischen Resttragfähigkeit und der Dauerbruchfläche einen linearen Zusammenhang gibt. Dies ist für die bisher untersuchten Proben in Abb. 3.7 dargestellt. In Tab 3.4 und Tab 3.5 sind die Ergebnisse der Zwei- und Vierstufenversuche in den Serien S5 und S6 dargestellt. Die experimentell bestimmten statischen Bezugstragfähigkeiten  $\bar{P}_{u,0}$  der Kurzzeitversuche betragen für die Zweistufenversuche der Serie S5, 186 kN und für die Vierstufenversuche der Serie S6 196 kN je Kopfbolzendübel. Bei den Angaben in den beiden Tabellen ist zu beachten, dass sich das Versagen in Mehrstufenversuchen einerseits während der zyklischen Belastungsphasen einstellen kann, d.h. in dem Moment, in dem die statische Resttragfähigkeit auf den Wert der Oberlast abgefallen ist, oder aber andererseits in dem Moment, in dem auf ein höheres Oberlastniveau umgeschaltet und dabei die statische Resttragfähigkeit überschritten wird.



**Abb. 3.7:** Zusammenhang zwischen Resttragfähigkeit und Dauerbruchfläche

Ein Beispiel dafür ist der Versuch S5-3a, bei dem der Prüfkörper vor Erreichen des geplanten Oberlastniveaus von 133 kN pro Dübel nach Ablauf der ersten Belastungsphase bei einer Dübeltraglast von 124 kN versagte. Ermittelt man den Wert der statischen Resttragfähigkeit für die mit gleichen Parametern geprüfte Serie S3 für eine bezogene Lebensdauer von  $N/\bar{N}_f = 1,09/5,1 = 0,21$ , so stimmt der so gewonnene Wert von  $P = 0,70 \bar{P}_{u,0}$  sehr gut mit der Versagenslast des Versuchs S5-3a überein. In allen anderen Fällen der durchgeführten Mehrstufenversuche trat das Versagen während der zyklischen Belastungsphasen ein. Während die Versuchsergebnisse der Vierstufenversuche der Serie S6 trotz der hohen Anzahl an Versuchsphasen eine sehr gute Übereinstimmung zeigen, sind die Ergebnisse der Versuche S5-4 sowie in geringerem Maße auch die der Versuche S5-6b bis S5-6d von einer großen Streuung geprägt. Bei der Überprüfung des Verformungsverhaltens fällt auf, dass sich in den letztgenannten Fällen das frühzeitigere Versagen (Versuche S5-4b, S5-4c und S5-6b) durch eine größere Zunahme des plastischen Schlupfes und einer größeren zyklischen Verformungsdifferenz zwischen der Ober- und der Unterlast ankündigt hat. Eine Untersuchung der Betonelemente ergab, dass

dies primär auf eine unzureichende Verdichtung des Betons bei diesen Versuchskörpern zurückzuführen war.

**Tab. 3.4:** Belastungsparameter je Kopfbolzendübel und erreichte Lastwechsel in den Zweistufenversuchen (Serie S5)

Versuch	1. Belastungsphase			2. Belastungsphase			$N_f$
	$P_{max,1}$	$\Delta P$	$N_1$	$P_{max,2}$	$\Delta P$	$N_2$	
-	[kN]	[kN]	[ $\times 10^6$ ]	[kN]	[kN]	[ $\times 10^6$ ]	[ $\times 10^6$ ]
S5-2a	133	47	0,204	83	47	0,792	0,996
S5-2c	133		0,198	83		1,440	1,638
S5-3a	83		1,099	133		-	1,099
S5-4a	83		0,473	56		1,365	1,838
S5-4b	83		0,517	56		0,772	1,289
S5-4c	83		0,544	56		0,735	1,279
S5-4d	83		0,542	56		3,396	3,938
S5-6a	56		0,537	83		5,821	6,358
S5-6b	56		1,223	83		0,761	1,984
S5-6c	56		1,295	83		1,744	3,039
S5-6d	56		1,277	83		3,206	4,483

**Tab. 3.5:** Belastungsparameter und erreichte Lastwechsel in den Vierstufenversuchen (Serie S6)

Versuch	$\Delta P$	Belastungsphasen								$N_f$
		1.		2.		3.		4.		
		$P_{max,1}$	$N_1$	$P_{max,2}$	$N_2$	$P_{max,3}$	$N_3$	$P_{max,4}$	$N_4$	
-	[kN]	[kN]	[ $\times 10^6$ ]	[kN]	[ $\times 10^6$ ]	[kN]	[ $\times 10^6$ ]	[kN]	[ $\times 10^6$ ]	[ $\times 10^6$ ]
S6-3a	38	83	0,756	101	0,768	120	0,770	139	0,868	3,162
S6-3b	38	83	0,765	101	0,804	120	0,785	139	0,324	2,678
S6-3c	38	83	0,754	101	0,759	120	0,750	139	0,449	2,712
S6-4a	38	139	0,550	120	0,763	101	0,754	83	0,583	2,650
S6-4b	38	139	0,550	120	0,758	101	0,750	83	0,756	2,815
S6-4c	38	139	0,540	120	0,753	101	0,753	83	1,208	3,254

## **4. Auswertung internationaler Ermüdungsversuche**

### **4.1 Allgemeines**

Aufgrund der einfacheren Auswertung der Versuchsergebnisse sind Push-Out Versuche im Vergleich zu großmaßstäblichen Trägerversuchen seit Jahren ein unverzichtbarer Bestandteil der Versuche in nationalen und internationalen Forschungen bezüglich des zyklischen Verhaltens von Verbundträgern. Obwohl in der Literatur eine hohe Anzahl von Versuchsdaten zur Verfügung steht, ist es nicht immer möglich alle gleichzeitig statistisch auszuwerten, da in den Veröffentlichungen die Versuchsdaten teilweise nicht ausreichend dokumentiert wurden oder Versuchskörper verwendet wurden, die nicht mit den Randbedingungen bei Trägern vergleichbar sind. In vielen Fällen wurden zudem die Betonelemente in vertikaler Stellung betoniert, was im Vergleich zu horizontal betonierten Betonelementen zu deutlich geringeren Ermüdungsfestigkeiten führen kann.

Allein die Materialkennwerte einzelner Bestandteile eines Versuchskörpers reichen nicht immer aus, z.B. die statische Tragfähigkeit eines Push-Out Körpers korrekt vorherzusagen. Besonders bei den Forschungen bezüglich des zyklischen Tragverhaltens fehlen in den meisten Fällen Versuche zur statischen Tragfähigkeit, die bei der Auswertung der zyklischen Versuche eine wichtige Rolle spielen. Zu den wesentlichen Einflüssen auf die Lebensdauer von Push-Out Versuchen, ausgenommen Einflüsse aus Belastungsparametern, zählen unterschiedliche Materialeigenschaften, Schweißqualitäten, Versuchskörperaufbau, Anzahl der Verbundmittel und Lagerungsbedingungen. Die Auswertung nationaler und internationaler Versuche hat gezeigt, dass die ersten drei Einflüsse mit der statischen Tragfähigkeit als Bezugsgröße sehr gut erfasst werden können. Eine Beschränkung der Anzahl der Kopfbolzendübel auf weniger als 4 je Seite führt aufgrund fehlender Umlagerungsmöglichkeiten zu einer höheren Streuung bei den Lastspielzahlen. Ebenso spielen die Lagerungsbedingungen der Betonplatten eine wichtige Rolle, d.h. fehlende Horizontallagerung führt zu zusätzlicher Zugbeanspruchung in den in der unteren Reihe angeordneten Kopfbolzendübeln und damit zu einer Abminderung der Lebensdauer. Aus diesem Grund ist eine gemeinsame Auswertung aller verfügbaren Versuche nicht sinnvoll.

Die im Kapitel 3 erläuterten, im Rahmen des Projektes C8 (SFB 398) durchgeführten Push-Out Versuche haben deutlich gezeigt, dass die Lebensdauer nicht nur von der Größe der Schwingbreite  $\Delta P$  sondern auch von der Oberlast  $P_{max}$  und zusätzlich von der statischen Tragfähigkeit  $P_{u,0}$  des Versuchskörpers abhängig ist. Im Hinblick auf die bisher erzielten Ergebnisse wurde entschieden, eine neue Auswertung nationaler und internationaler Ermüdungsversuche durchzuführen.

Bei den dieser Auswertung zugrunde liegenden Versuchen handelt es sich um Push-Out Versuche mit Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten. Die von den nachfolgend zitierten Forschern durchgeführten Versuche mit Wechselbelastung oder anderen Verbundmitteln sind nicht Gegenstand dieser Auswertung.

#### 4.2 Vorgehensweise

Bei der Auswertung von internationalen Versuchen ist die Information über die statische Tragfähigkeit des Versuchskörpers nicht immer bekannt und uns daher berechnet werden. Dies erfolgt mit dem empirischen Modell nach Eurocode 4. Nach diesem Modell wird die Tragfähigkeit durch das Minimum der beiden Gleichungen, (Gl. 4.1) und (Gl. 4.2), bestimmt, welche die Längsschubtragfähigkeit im Falle des Abscherens des Dübels ("Stahlversagen") bzw. im Falle des Versagens des Betons vor dem Dübelfuß ("Betonversagen") beschreiben.

$$P_{ts} = k_s \frac{\pi d^2}{4} f_u \quad \text{„Stahlversagen“} \quad (\text{Gl. 4.1})$$

$$P_{tc} = k_c d^2 \sqrt{E_{cm} f_{cm}} \quad \text{„Betonversagen“} \quad (\text{Gl. 4.2})$$

Darin bedeuten:

$f_{cm}$	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$E_{cm}$	Mittlerer Sekantenmodul des Betons
$f_u$	Zugfestigkeit des Bolzens
$d$	Schaftdurchmesser
$k_s, k_c$	aus der statistischen Auswertung resultierende Korrekturfaktoren mit $k_s = 1,0$ und $k_c$ für eine mittelwerttreue Vorhersage

In vielen alten Veröffentlichungen entsprechen die angegebenen Betonfestigkeiten nicht den für das Modell erforderlichen Zylinderdruckfestigkeiten und müssen umgerechnet werden. Für die Ermittlung der Zylinderfestigkeit  $f_c$  in Eurocode 2 und Eurocode 4 gelten die Regelungen nach den ISO-Normen 1920, 2736 und 4012. Danach ist die Betondruckfestigkeit an Zylindern mit den Abmessungen  $\varnothing 150 \times 300$  mm zu bestimmen, die unter Wasser bei einer Temperatur von  $20 \pm 2^\circ \text{C}$  gelagert werden.

Die Umrechnung erfolgt nach (Gl. 4.3) durch Multiplikation der angegebenen Festigkeiten mit entsprechenden Beiwerten abhängig von der Form (Würfel oder Zylinder) und Lagerung (Wasser oder Luft) des Prüfkörpers.

$$f_{c(EC4)} = f_R \cdot \alpha_R \cdot \alpha_L \quad (\text{Gl. 4.3})$$

Darin ist  $f_R$  die angegebene Betonfestigkeit und  $\alpha_R, \alpha_L$  sind Umrechnungsfaktoren, die Tab. 4.1 zu entnehmen sind.

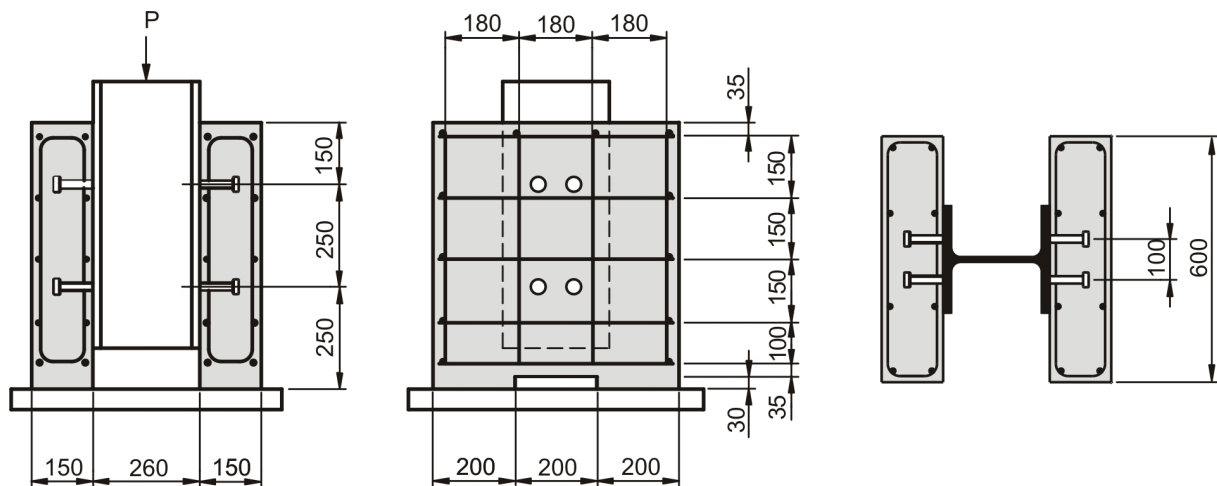
**Tab. 4.1:** Umrechnungsfaktoren  $\alpha_R$  und  $\alpha_L$

<b>Prüfkörper</b>	<b>Lagerung</b>	$\alpha_L$	$\alpha_R$
Würfel K = 100 mm	Wasser	1,0	0,75
	Wasser / Luft	1,0	
	Luft	1,25	
Würfel K = 150 mm	Wasser	1,0	0,80
	Wasser / Luft	1,0	
	Luft	1,25	
Würfel K = 200 mm	Wasser	1,0	0,85
	Wasser / Luft	1,0	
	Luft	1,25	
Zylinder $\varnothing 100 \times 200$	Wasser	1,0	1,00
	Wasser / Luft	1,0	
	Luft	1,25	
Zylinder $\varnothing 150 \times 300$	Wasser	1,0	1,00
	Wasser / Luft	1,0	
	Luft	1,25	

Neben der Zylinderfestigkeit des Betons geht in (Gl. 4.2) der mittlere Sekantenmodul des Betons als wesentlicher Parameter ein. Falls dieser in den Versuchen nicht bestimmt wurde, wurde er in Übereinstimmung mit Eurocode 2 berechnet.

### 4.3 Prüfkörpergeometrie

Die experimentellen Untersuchungen von Verbundmitteln sind in EN1994-1-1 [10] Anhang B geregelt. Für Standard-Abscherversuche sind die Versuchskörperabmessungen sowie der Querschnitt des Stahlprofils und die Bewehrung in Abb. 4.1 dargestellt. Die Anordnung der Aussparung in den Betonelementen unterhalb des Stahlprofils ist freigestellt.



**Abb. 4.1:** Versuchskörper für Standard-Abscherversuche nach EC4 [10]

Nach Eurocode 4 soll die Herstellung des Versuchskörpers wie nachfolgend erläutert erfolgen:

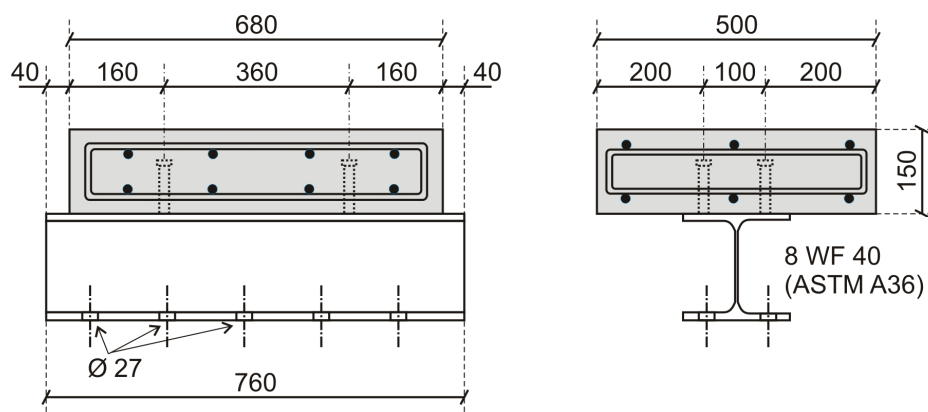
- Die beiden Betonelemente sind wie die Gurte von Verbundträgern in der Regel in horizontaler Lage zu betonieren.
- Die Haftung in der Verbundfuge ist in der Regel durch Einfetten der Fuge oder durch andere geeignete Maßnahmen zu verhindern.
- Die Versuchskörper sind in der Regel so zu lagern, dass sie an der Luft erhärten können.
- Beim Betonieren der Versuchskörper sind in der Regel gleichzeitig mindestens vier Probekörper (Zylinder oder Würfel) zur Ermittlung der Zylinderdruckfestigkeit des Betons herzustellen. Diese Probekörper sind wie die Versuchskörper der Abscherversuche an der Luft zu lagern. Bei der Auswertung der Versuche ist in der Regel der Mittelwert der Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  zugrunde zu legen.
- Die Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung muss in



der Regel  $70\% \pm 10\%$  der Festigkeit des Trägers, für den der Abscherversuch durchgeführt wird, betragen. Diese Anforderung kann bei Verwendung von Beton mit derselben Festigkeitsklasse wie im Bauwerk dadurch erfüllt werden, dass der Versuch zu einem Zeitpunkt früher als 28 Tage nach dem Betonieren durchgeführt wird.

- Die Streckgrenze, die Zugfestigkeit und die Bruchdehnung des Werkstoffes der Dübel sind in der Regel für eine repräsentative Stichprobe zu bestimmen.
- Bei Verwendung von Profilblechen sind aus den bei den Versuchen verwendeten Blechen zusätzliche Probekörper zur Ermittlung der Streckgrenze und der Zugfestigkeit herzustellen.

Der älteste bekannte Bericht über Push-Out Versuche wurde in 1959 von *Thürlimann* [62] veröffentlicht. Als Verbundmittel hatte er zwar Dübel verwendet, jedoch ohne Kopf. Die Betonplatten wurden stehend in Längsrichtung betoniert. Ein anderer bekannter Bericht über die Ermüdung von Verbundmitteln ist von *Slutter, R.G.* und *Fisher, J.W.* [59], University of Lehigh. Im Jahr 1966 haben beide Forscher mehrere Push-Out Versuche mit 19 mm bzw. 22 mm dicken Kopfbolzendübeln durchgeführt. Dabei bestand der Versuchskörper wie in Abb. 4.2 dargestellt nur aus einer Betonplatte und einem Stahlträger und die Belastung wurde an der Kante der Betonplatte aufgebracht. Das Betonieren erfolgte in horizontaler Lage. Da aber die Versuchskörpergeometrie und die Versuchsdurchführung von allen anderen Versuchen abwichen und die Lasteinleitung so erfolgte, dass in den Dübeln große Zugkräfte entstehen, wurden diese Versuche bei der Auswertung nicht berücksichtigt.



**Abb. 4.2:** Versuchskörper von *Slutter R.G.* und *Fisher, J.W.* (1966) [18]

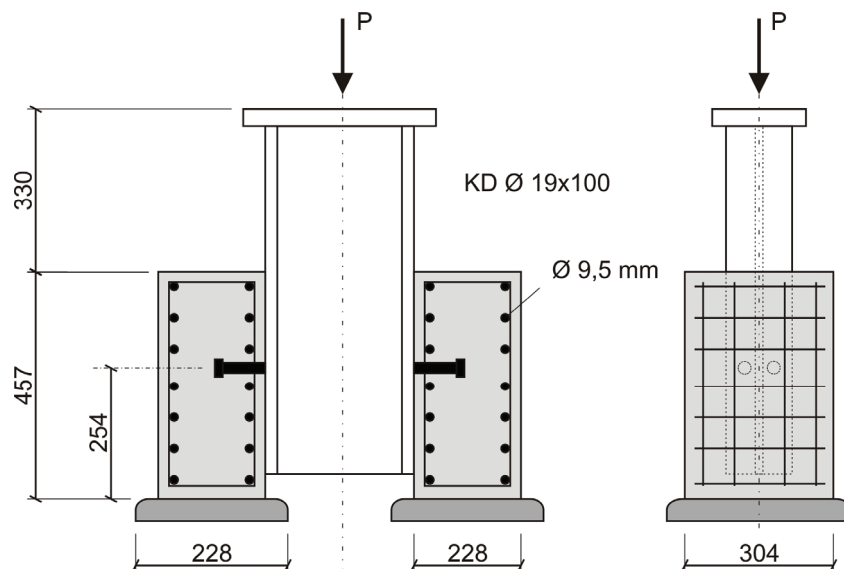
#### 4.4 Versuche in chronologischer Reihenfolge

Nachfolgend werden Versuchsergebnisse von verschiedenen Forschern chronologisch dargestellt.

Die in den Tabellen angegebenen einzelnen Betonfestigkeiten und statischen Tragfähigkeiten sind nach EC4 umgerechnet worden. Neben den im Kapitel 3 vorgestellten Versuchen werden nur bei den Versuchen von *Veljčovic, M.* (LTU) [63] und *Oehlers, D.J.* [40] die statischen Tragfähigkeiten mit Hilfe von Kurzzeitversuchen zusätzlich ermittelt.

##### 4.4.1 Versuche von *Mainstone, R.J.* und *Menzies, J.B.* (1967) [34]

Die Autoren *Mainstone, R.J.* und *Menzies, J.B.* berichten in [34] über 14 Ermüdungsversuche unter Schwellbelastung mit Kopfbolzendübeln  $\varnothing 19$  mm. Die Platten wurden in horizontaler Lage betoniert. Als Schweißverfahren wird Lichtbogenschweißung angegeben. Der untersuchte Push-Out Körper ist in Abb. 4.3 dargestellt.



**Abb. 4.3:** Push-Out Körper von *Mainstone, R.J.* und *Menzies, J.B.* [34]

Die Ergebnisse dieser Versuche einschließlich der Materialkennwerte sind in Tab. 4.2 angegeben. Über die Streckgrenze und die Zugfestigkeit der Dübel wurden keine Angaben gemacht. Als Zugfestigkeit wurde der Mittelwert der Zugfestigkeit des in Großbritannien damals häufig verwendeten Kopfbolzendübels angenommen.

Tab. 4.2: Versuchsergebnisse von *Mainstone, R.J.* und *Menzies, J.B.* [34]

Test	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	$P_{max}$ kN	$P_{min}$ kN	$P_{u,0}$ kN	$P_{max}/P_{u,0}$ -	$\Delta P/P_{u,0}$ -	$N$ -
S1	28,4	600	28998	50,00	5,00	114,75	0,44	0,39	76000
S2	28,4	600	28998	40,00	4,00	114,75	0,35	0,31	439000
S7	30,1	600	29567	40,00	4,00	119,29	0,34	0,30	1940000
S9	28,8	600	29121	55,00	5,50	115,72	0,48	0,43	42000
S10	27,7	600	28750	67,00	33,50	112,79	0,59	0,30	1700000
S12	29,6	600	29380	75,00	37,50	117,78	0,64	0,32	679000
S20	34,3	600	30862	82,50	41,30	129,97	0,63	0,32	669000
S23	24,3	600	27518	85,00	63,80	103,33	0,82	0,21	657000
S25	24,8	600	27693	92,50	69,40	104,64	0,88	0,22	13300
S27	26,3	600	28259	87,50	43,80	108,97	0,80	0,40	9000
S28	24,7	600	27673	87,50	43,80	104,50	0,84	0,42	6000
S31	25,9	600	28091	85,00	42,50	107,68	0,79	0,39	8600
S32	25,7	600	28035	92,50	69,40	107,25	0,86	0,22	165000
S33	25,8	600	28073	90,00	67,50	107,54	0,84	0,21	106000

#### 4.4.2 Versuche von *Hallam, M.W.* (1976) [16]

*Hallam, M.W.* berichtet in [16] über 13 Ermüdungsversuche unter Schwellbelastung mit  $\varnothing 19$  mm Kopfbolzendübeln. Über die Richtung des Betonierens und die Schweißprozedur sind keine Angaben vorhanden. Der untersuchte Push-Out Körper ist in Abb. 4.4 dargestellt.

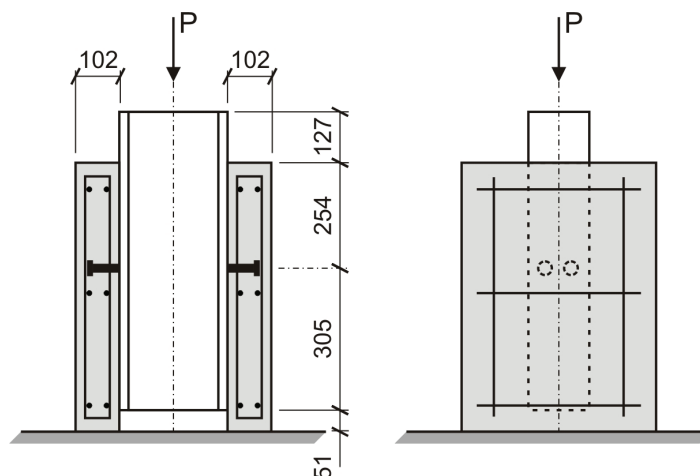


Abb. 4.4: Push-Out Körper von *Hallam, M.W.* [16]

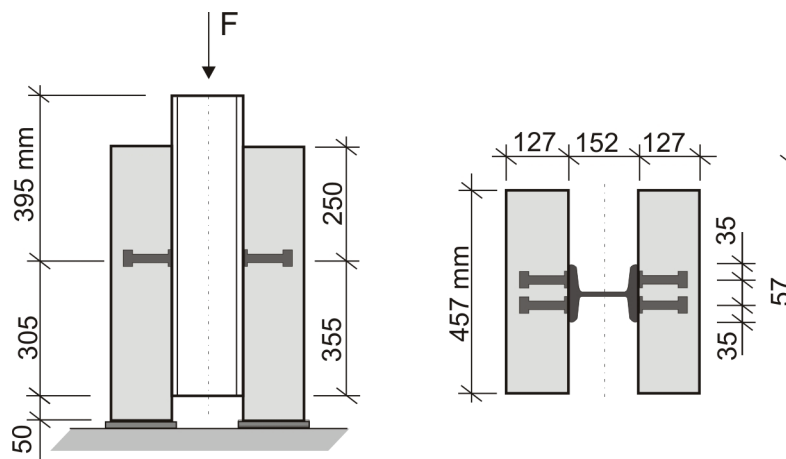
Für jeden Versuch werden zwei Ermüdungslastspielzahlen angegeben. Nach einem Ermüdungsversagen auf einer Seite des Körpers wurde der Teil, der versagt hatte, durch eine Hilfskonstruktion ersetzt und der Versuch ist weiter durchgeführt worden. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Tab. 4.3 aufgelistet.

**Tab. 4.3:** Versuchsergebnisse von *Hallam, M.W.* [16]

Test	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	$P_{max}$ kN	$P_{min}$ kN	$P_{u,0}$ kN	$P_{max}/P_{u,0}$ -	$\Delta P/P_{u,0}$ -	$N$ -
PS1	60,3	421	37253	28,40	1,10	119,37	0,24	0,23	1303000
PS2.1	58,1	421	36794	28,40	2,30	119,37	0,24	0,22	823970
PS2.2	58,1	421	36794	28,40	2,30	119,37	0,24	0,22	845000
PS3.1	58,1	421	36794	28,40	2,30	119,37	0,24	0,22	652300
PS3.2	58,1	421	36794	28,40	2,30	119,37	0,24	0,22	652300
PS4.1	35,2	421	31134	49,80	2,30	119,37	0,42	0,40	52801
PS4.2	35,2	421	31134	49,80	2,30	119,37	0,42	0,40	52836
PS5.1	35,2	421	31134	49,80	2,30	119,37	0,42	0,40	58630
PS5.2	35,2	421	31134	49,80	2,30	119,37	0,42	0,40	67877
PS6.1	33,2	421	30533	23,20	2,30	119,37	0,19	0,18	3170000
PS6.2	33,2	421	30533	23,20	2,30	119,37	0,19	0,18	3554000
PS7.1	33,2	421	30533	23,20	2,30	119,37	0,19	0,18	5140000
PS7.2	33,2	421	30533	23,20	2,30	119,37	0,19	0,18	6096000
PS8.1	32,8	421	30410	23,10	1,30	119,37	0,19	0,18	21391000
PS8.2	32,8	421	30410	23,10	1,30	119,37	0,19	0,18	20965000
PS9.1	32,8	421	30410	23,10	1,30	119,37	0,19	0,18	24305000
PS9.2	32,8	421	30410	23,10	1,30	119,37	0,19	0,18	35000000
PS10.1	30,3	421	29617	44,30	2,30	119,37	0,37	0,35	61700
PS10.2	30,3	421	29617	44,30	2,30	119,37	0,37	0,35	75500
PS11.1	30,3	421	29617	44,30	2,30	119,37	0,37	0,35	110000
PS11.2	30,3	421	29617	44,30	2,30	119,37	0,37	0,35	110000
PS12.1	22,3	421	26740	33,70	2,30	97,57	0,35	0,32	1478700
PS12.2	22,3	421	26740	33,70	2,30	97,57	0,35	0,32	174800
PS13.1	22,3	421	26740	33,70	2,30	97,57	0,35	0,32	182600
PS13.2	22,3	421	26740	33,70	2,30	97,57	0,35	0,32	182600

#### 4.4.3 Versuche von *Roderick, J.W. und Ansourian, P. (1976) [50]*

Die Autoren *Roderick, J.W.* und *Ansourian, P.* berichten in [50] über 4 Ermüdungsversuche unter Schwellbelastung mit  $\varnothing 19$  mm Kopfbolzendübeln. Über die Richtung des Betonierens sind dabei keine Angaben vorhanden. Der untersuchte Push-Out Körper ist in Abb. 4.5 dargestellt.



**Abb. 4.5:** Push-Out Körper von *Roderick, J.W. und Ansourian, P. [50]*

Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Tab. 4.4 angegeben

**Tab. 4.4:** Versuchsergebnisse von *Roderick, J.W. und Ansourian, P. [50]*

Test	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	$P_{max}$ kN	$P_{min}$ kN	$P_{u,0}$ kN	$P_{max}/P_{u,0}$ -	$\Delta P/P_{u,0}$ -	$N$ -
R1	26,4	466	28269	44,23	4,42	109,05	0,41	0,37	616000
R2	26,4	466	28269	44,23	4,42	109,05	0,41	0,37	194110
R3	26,4	466	28269	44,23	4,42	109,05	0,41	0,37	190460
R4	27,2	437	28570	44,23	1,76	111,38	0,40	0,38	49300

#### 4.4.4 Versuche von *Oehlers, D.J. (1990) [40]*

*Oehlers, D.J.* berichtet in seinen Veröffentlichungen [40] über 7 Ermüdungsversuche unter Schwellbelastung mit  $\varnothing 12,7$  mm Kopfbolzendübeln. Die Platten wurden in horizontaler Lage betoniert. Der untersuchte Push-Out Körper ist in Abb. 4.6 dargestellt.

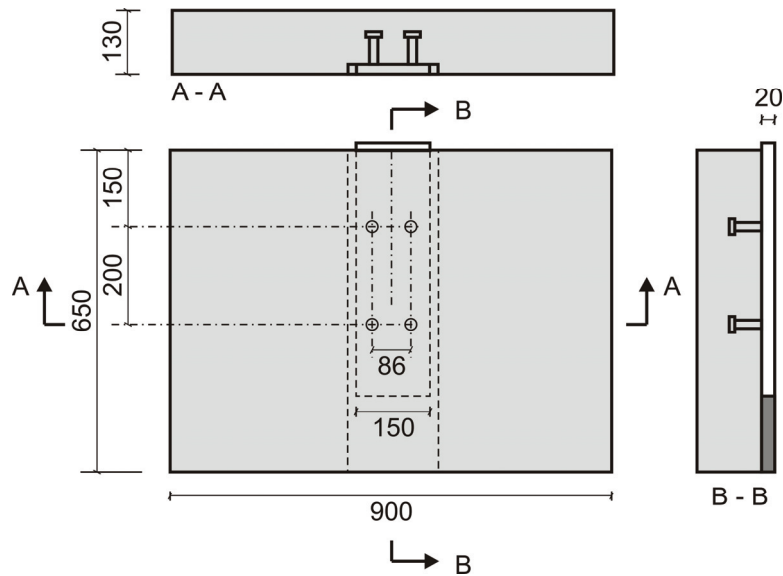


Abb. 4.6: Push-Out Körper von Oehlers, D.J. [40]

Tab. 4.5: Versuchsergebnisse von Oehlers, D.J. [40]

Test	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	$P_{max}$ kN	$P_{min}$ kN	$P_{u,0}$ kN	$P_{max}/P_{u,0}$ -	$\Delta P/P_{u,0}$ -	$N$ -
C1	49,0	458	34763	15,60	2,13	54,33	0,29	0,25	1507000
C8	49,0	458	34763	15,60	2,13	54,33	0,29	0,25	1251000
P1	49,0	458	34763	44,90	31,43	54,33	0,83	0,25	572000
P2	49,0	458	34763	35,90	22,43	54,33	0,66	0,25	718000
P3	49,0	458	34763	26,90	13,43	54,33	0,50	0,25	895000
P4	49,0	458	34763	26,90	13,43	54,33	0,50	0,25	1088000
F4	49,0	458	34763	27,06	5,43	54,33	0,50	0,40	39400

Seine Versuchsergebnisse sind oben in der [40] angegeben. Die statischen Tragfähigkeiten sind durch Versuche ermittelt worden.

#### 4.4.5 Versuche von Hanswille, G. (1999) [8]

Im Rahmen des ECSC Projektes: Use of High Strength Steel S460 [8] sind unter der Leitung von Univ. Prof. Dr.-Ing. G. Hanswille in der Bergischen Universität Wuppertal 6 Ermüdungsversuche unter Schwellbelastung mit  $\varnothing 25$  mm Kopfbolzendübeln durchgeführt worden. Die Platten wurden in horizontaler Lage betoniert. Die verwendeten Stahlträger waren aus hochfestem Stahl S460.

Die Prüfkörpergeometrie und die Versuchsdurchführung entsprechen den Anforderungen von EC4-1. Die verwendeten Push-Out Körper sind in Abb. 4.7 und die Versuchsergebnisse in Tabelle 4.6 angegeben.

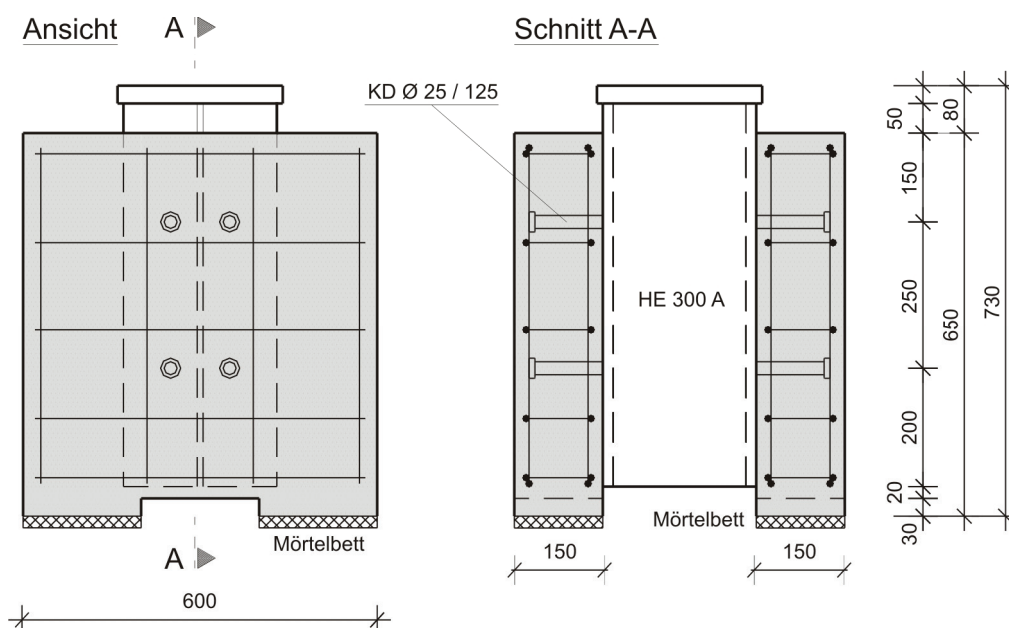


Abb. 4.7: Push-Out Körper von Hanswille, G. (ECSC) [8]

Tab. 4.6: Versuchsergebnisse von Hanswille, G. (ECSC) [55] [8]

Test	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	$P_{max}$ kN	$P_{min}$ kN	$P_{u,0}$ kN	$P_{max}/P_{u,0}$ -	$\Delta P/P_{u,0}$ -	$N$ -
I/1	31,0	468	29843	94,30	40,30	210,40	0,45	0,26	1500000
I/2	31,0	468	29843	94,30	30,50	210,40	0,45	0,30	485000
I/3	31,0	468	29843	94,30	20,50	210,40	0,45	0,35	98000
II/1	40,0	468	32490	106,30	52,30	229,73	0,46	0,24	1500000
II/2	40,0	468	32490	106,30	42,50	229,73	0,46	0,28	406000
II/3	40,0	468	32490	106,30	32,60	229,73	0,46	0,32	133000

#### 4.4.6 Versuche von Mensinger, M. (1999) [36]

Mensinger, M. berichtet in seiner Dissertation [36] über mehrere Ermüdungsversuche mit Vollbetonplatten und Profilblechen. Insgesamt 10 Versuche wurden mit Vollbetonplatten unter Schwellbelastung mit  $\varnothing 22$  mm Kopfbolzendübeln durchgeführt. Wegen der sehr hohen Lastspielzahlen wurden zwei von diesen Versuchen abgebrochen, sie werden in dieser Auswertung nicht berücksichtigt. Die

Platten wurden in horizontaler Lage betoniert. Die untersuchten Push-Out Körper sind in Abb. 4.8 dargestellt und die Ergebnisse in Tab. 4.7 angegeben.

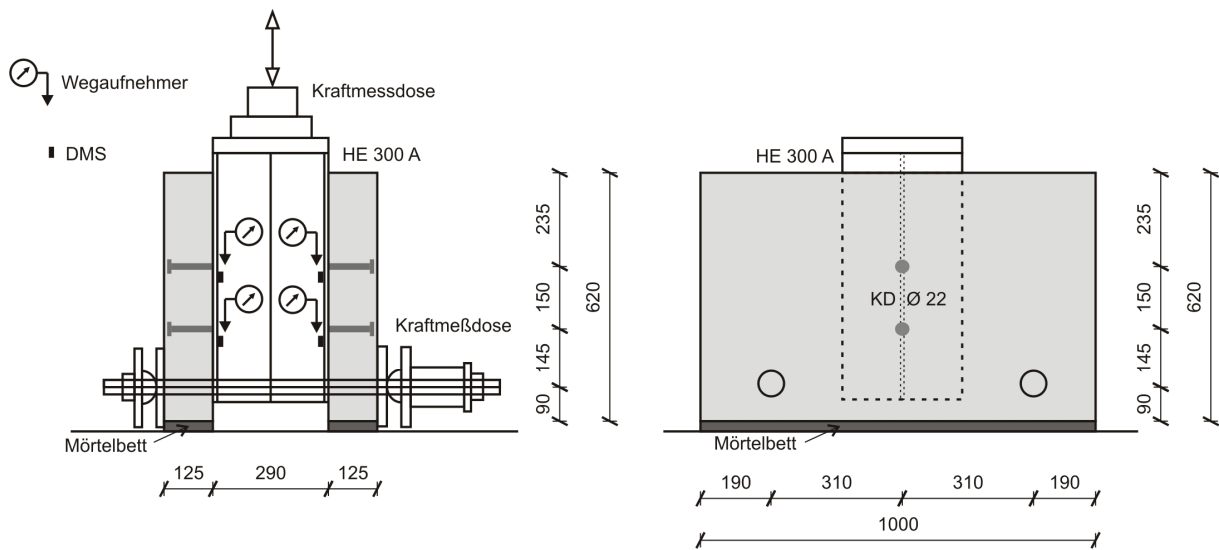


Abb. 4.8: Push-Out Körper von Mensinger, M. [36]

Tab. 4.7: Versuchsergebnisse von Mensinger, M. [36]

Test	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	$P_{max}$ kN	$P_{min}$ kN	$P_{u,0}$ kN	$P_{max}/P_{u,0}$ -	$\Delta P/P_{u,0}$ -	$N$ -
S7/1	39,1	466	32244	70,00	0,00	177,14	0,40	0,40	12300
S7/2	39,1	466	32244	70,00	20,00	177,14	0,40	0,28	181000
S7/3	41,7	466	32930	70,00	20,00	177,14	0,40	0,28	350000
S7/4	43,4	466	33372	70,00	20,00	177,14	0,40	0,28	492000
S7/5	43,4	466	33372	70,00	0,00	177,14	0,40	0,40	26900
S7/6	43,4	466	33372	70,00	0,00	177,14	0,40	0,40	38000
S7/9	41,7	466	32930	70,00	20,00	177,14	0,40	0,28	779500
S7/10	40,8	466	32705	70,00	10,00	177,14	0,40	0,34	110300

#### 4.4.7 Versuche im Rahmen des Projektes C8 (SFB 398)

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Ermüdungsversuche, die in Kapitel 3 ausführlich dargestellt wurden, noch einmal einzeln angegeben. Es sind insgesamt 13 Ermüdungsversuche unter Schwellbelastung mit Kopfbolzendübeln Ø 22 mm durchgeführt worden. Die Prüfkörpergeometrie und die Versuchsdurchführung entsprachen den Anforderungen von EC4-1. Die Ergebnisse der einzelnen



Versuche sind in Tab. 4.8 angegeben.

**Tab. 4.8:** Versuchsergebnisse im Rahmen des Projektes C8 (SFB 398)

Test	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	$P_{max}$ kN	$P_{min}$ kN	$P_{u,0}$ kN	$P_{max}/P_{u,0}$ -	$\Delta P/P_{u,0}$ -	$N$ -
S1-4a	47,0	528	34284	91,25	50,00	205,17	0,44	0,20	6096732
S1-4b	49,4	528	34858	91,25	50,00	205,17	0,44	0,20	7940503
S1-4c	51,7	528	35391	91,25	50,00	205,17	0,44	0,20	4542204
S2-4a	43,7	528	33462	131,25	85,63	184,00	0,71	0,25	1011731
S2-4b	43,2	528	33334	131,25	85,63	184,00	0,71	0,25	1241600
S2-4c	43,4	528	33385	131,25	85,63	184,00	0,71	0,25	1406448
S3-4a	53,9	528	35886	88,75	38,75	200,94	0,44	0,25	4244500
S3-4b	54,3	528	35974	88,75	38,75	200,94	0,44	0,25	6093068
S4-4a	43,4	528	33385	126,25	90,63	181,04	0,70	0,20	3912900
S4-4b	43,4	528	33385	126,25	90,63	181,04	0,70	0,20	3497060
S4-4c	43,4	528	33385	126,25	90,63	181,04	0,70	0,20	3190017
S5-5a	42,9	528	33256	56,25	9,38	187,50	0,30	0,25	6388800

#### 4.4.8 Versuche von Veljovic, M. (2003) [63]

Im Jahre 2003 sind an der Technischen Universität Luleå (LTU) in Schweden unter der Leitung von *Assoc. Prof. M. Veljovic* im Rahmen des Projektes „Increased Load Bearing Capacity of Railway Bridges by Utilisation Steel-Concrete Composite Action in Ultimate Limit States“ weitere Push-Out Versuche durchgeführt worden. Dabei ist der Abfall der statischen Tragfähigkeit mit insgesamt 5 zyklischen Versuchen untersucht worden. Es ist nur ein einziger Ermüdungsversuch unter Schwellbelastung mit Kopfbolzendübeln  $\varnothing 22$  mm durchgeführt worden. Der untersuchte Push-Out Körper ist in Abb. 4.9 dargestellt. Die Ergebnisse des Versuchs sind in Tab. 4.9 angegeben.

**Tab. 4.9:** Versuchsergebnisse von Veljovic, M. (2003) [63]

Test	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	$P_{max}$ kN	$P_{min}$ kN	$P_{u,0}$ kN	$P_{max}/P_{u,0}$ -	$\Delta P/P_{u,0}$ -	$N$ -
LTU	38,1	450	31967	107,25	71,50	178,75	0,60	0,20	4900000

Die markierte statische Tragfähigkeit in Tab. 4.9 ist der Mittelwert von drei statischen Versuchen.

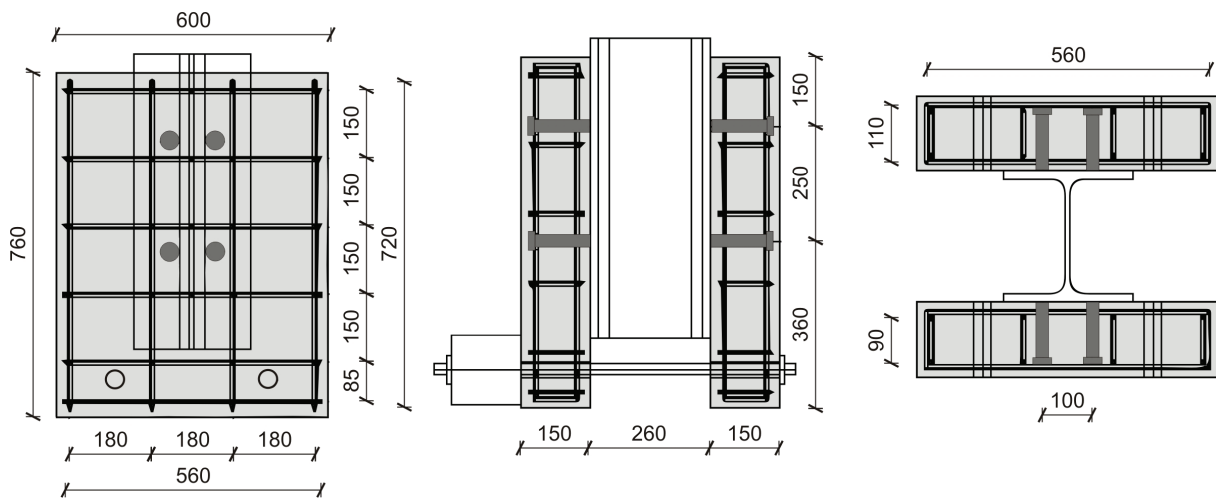


Abb. 4.9: Push-Out Körper von Veljovic, M. (2003) [63]

#### 4.5 Herleitung analytischer Ansätze zur Beschreibung der Lebensdauer

Die im Kapitel 3 dargestellten einstufigen Push-Out-Versuche haben gezeigt, dass die Oberlast und die Schwingbreite einer zyklischen Belastung die wesentlichen Parameter für die Lebensdauer sind. Um die internationalen Versuche gleichzeitig auszuwerten, werden alle absoluten Werte der Oberlast  $P_{max}$ , der Schwingbreite  $\Delta P$  und der Unterlast  $P_{min}$  durch die umgerechneten bzw. durch Versuche ermittelten statischen Tragfähigkeiten  $P_{u,0}$  dividiert und als bezogene Werte angegeben. Hierdurch sind alle anderen Einflüsse wie z.B. Einflüsse aus Schweißqualität, Stahl- und Betonfestigkeit, Einflüsse aus Versuchskörperaufbau berücksichtigt.

Um eine korrektere Auswertung durchführen zu können, müssen auch Effekte aus der Anzahl und Anordnung der Kopfbolzendübel und der Lagerungsbedingung der Betonplatten berücksichtigt werden. Daher wurden zunächst alle Versuche in drei Gruppen unterteilt. Die Gruppe 1 besteht aus Versuchskörpern, die auf jeder Flanschseite zwei Dübel haben und deren Betonplatten nicht horizontal gehalten sind. In der Gruppe 2 sind auf jeder Flanschseite 4 Dübel angeordnet und die Betonplatten sind ebenfalls nicht horizontal gehalten. Die Gruppe 3 besteht aus Versuchskörpern, die auf jeder Flanschseite vier Dübel besitzen und deren Betonplatten zusätzlich horizontal gehalten sind. Die Push-Out Versuchskörper von *Mensing* haben zwar zwei Dübel auf jeder Flanschseite, aber die Betonplatten sind

durch Zugstangen horizontal gehalten. Außerdem sind die Dübel in vertikaler Richtung und über dem Steg aufgebracht. Da bei seinen Versuchen die Oberlast konstant gehalten und nur die Schwingbreite variiert wurde, werden diese Versuche nicht getrennt ausgewertet sondern in Gruppe 1 einsortiert. Die von den Forschern verwendeten unterschiedlichen Versuchskörper sind in Tab. 4.10 nochmals zusammengestellt.

**Tab. 4.10:** Unterteilung der Versuche in verschiedene Gruppen

Forscher	Gruppe	Anzahl der Dübel	Betonplatten horizontal gelagert
<i>Mainstone, R.J. und Menzies, J.B.</i>	1	2	Nein <i>außer (*)</i>
<i>Hallam, M.W</i>			
<i>Roderick, J.W. und Ansourian P.</i>			
<i>Mensingher, M. (*)</i>			
<i>Oehlers, D.J.</i>	2	4	Nein
<i>Hanswille, G. (ECSC)</i>			
<i>Projekt C8 (SFB398)</i>	3	4	Ja
<i>Veljcovic, M.</i>			

Auf den ersten Blick kann man in den Versuchen der Gruppe 1 eine große Streuung, besonders bei niedrigem Beanspruchungsniveau, beobachten. Der Grund dafür ist die fehlende Umlagerungsmöglichkeit wegen der niedrigen Anzahl der angeordneten Kopfbolzendübel. Um später eine realitätsnahe Vorhersage der Lebensdauer zu erzielen, wurden die zur Gruppe 1 gehörenden Versuche nachfolgend nicht berücksichtigt. Wenn alle Versuche nach gemeinsamen bezogenen Mittellastniveaus  $((P_{max} - \Delta P/2) / P_{u,0})$  sortiert werden und für verschiedene  $((P_{max} - \Delta P/2) / P_{u,0})$  die relative Oberlast  $P_{max} / P_{u,0}$  in Abhängigkeit der Lebensdauer  $N_f$  dargestellt wird und zusätzlich  $(P_{max} = P_{u,0} \Rightarrow \log(N_f) = 0)$  als Grenzfall definiert wird, erhält man innerhalb jeder Gruppe eine sehr gute Approximation mit den in Abb. 4.10 angegebenen Beziehungen.

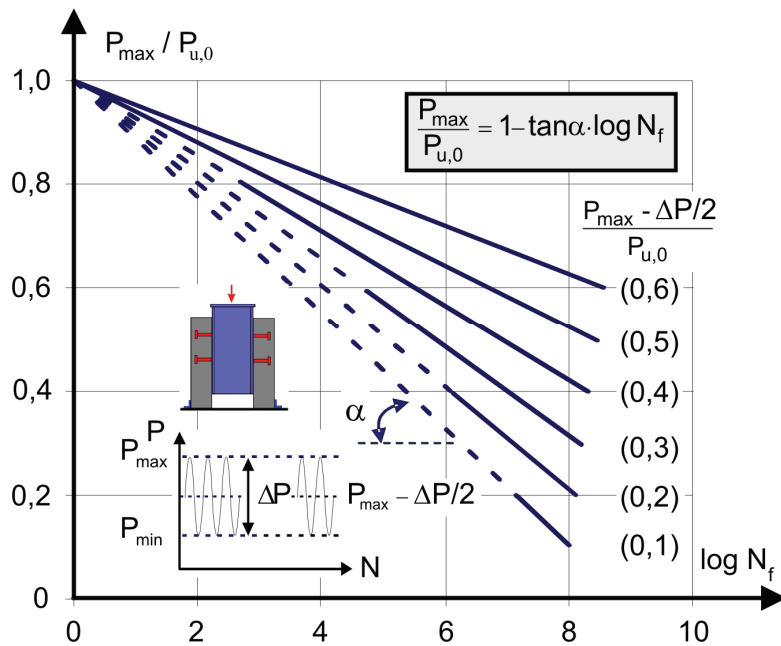


Abb. 4.10:  $P_{max} / P_{u,0}$  über  $\log N_f$  für verschiedene  $P_{mitt} / P_{u,0}$ 's.

Die dargestellten Regressionsgeraden in Abb. 4.10 haben Korrelationskoeffizienten über 0,99. Mit zunehmender bezogener Mittellast verringert sich die Neigung ( $\tan \alpha$ ) der Regressionsgeraden, was im Bereich hoher Grenzlastspielzahlen dazu führt, dass bei hohen Oberlasten nur noch sehr kleine Schwingbreiten ertragen werden können. Dies deckt sich mit den Beobachtungen aus den Versuchsserien S1 bis S4.

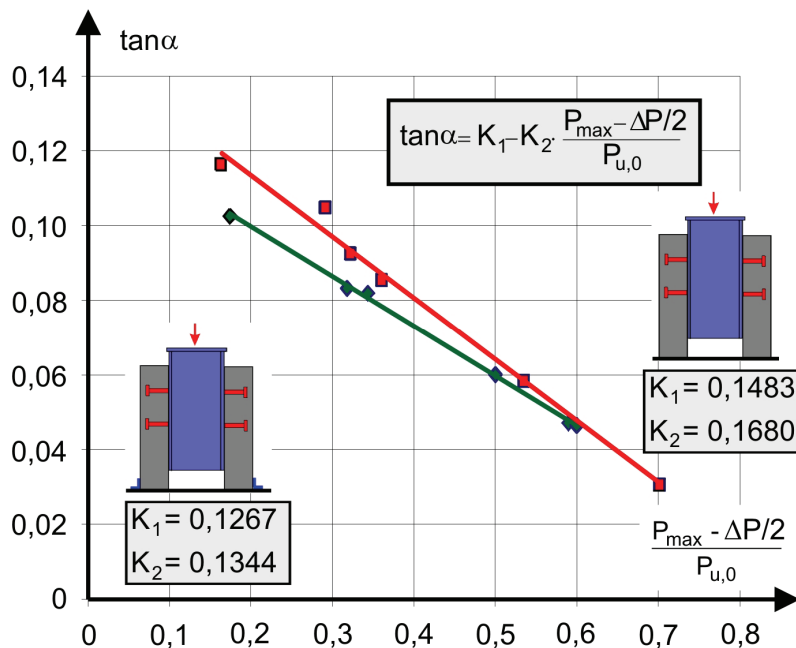


Abb. 4.11: Abhängigkeit von  $\tan \alpha$  von den Lagerungsbedingungen der Prüfkörper  
In Abb. 4.11 ist der Zusammenhang zwischen der Neigung  $\tan \alpha$  und  $P_{mitt} / P_{u,0}$  für

In Abb. 4.11 ist der Zusammenhang zwischen der Neigung  $\tan \alpha$  und  $P_{\max} / P_{u,0}$  für die Gruppen 2 und 3 dargestellt. Die in Abb. 4.10 und Abb. 4.11 dargestellten Beziehungen können mit folgenden Gleichungen beschrieben werden:

$$\frac{P_{\max}}{P_{u,0}} = 1 - \tan \alpha \cdot \log N_f \quad (\text{Gl. 4.4})$$

$$\tan \alpha = K_1 - K_2 \cdot \frac{P_{\max} - \Delta P / 2}{P_{u,0}} \quad (\text{Gl. 4.5})$$

Nach Abb. 4.11 ergeben sich für den Fall einer vorhandenen Horizontallagerung die unbekanntenen Koeffizienten zu  $K_1 = 0,1267$  und zu  $K_2 = 0,1344$ . Bei fehlender Halterung betragen diese  $K_1 = 0,1483$  und  $K_2 = 0,1680$ . Die Größe der Koeffizienten  $K_1$  und  $K_2$  macht darüber hinaus deutlich, dass ein deutlicher Einfluss der Lagerungsbedingung vorhanden ist.

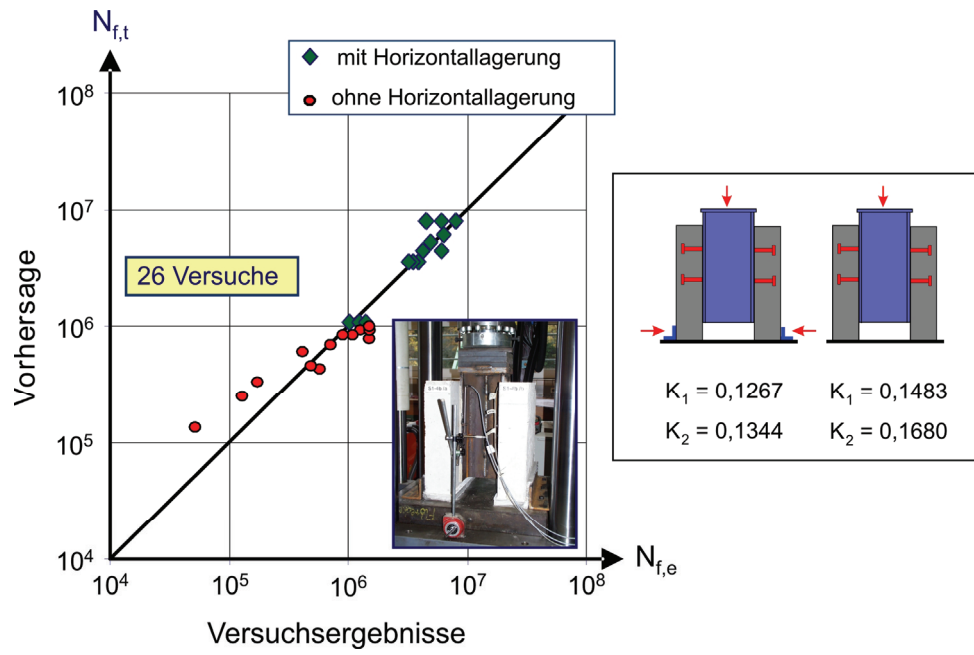
Durch Ersetzen von  $\tan \alpha$  in (Gl. 4.4) mit dem der (Gl. 4.5) erhält man den Abfall der statischen Tragfähigkeit bei zyklischer Beanspruchung zu:

$$\frac{P_{\max}}{P_{u,0}} = 1 - \left( K_1 - K_2 \cdot \frac{P_{\max} - \Delta P / 2}{P_{u,0}} \right) \cdot \log N_f \quad (\text{Gl. 4.6})$$

Nach weiterem Umformen von (Gl. 4.6) erhält man die Lebensdauer  $N_f$  aus (Gl. 4.7).

$$N_f = 10^{\frac{1 - \frac{P_{\max}}{P_{u,0}}}{K_1 - K_2 \cdot \frac{P_{\max} - \Delta P / 2}{P_{u,0}}}} \quad (\text{Gl. 4.7})$$

Die Güte dieses neuen Ansatzes zur Vorhersage der Lebensdauer verdeutlicht Abb. 4.12, in der die experimentell ermittelten Bruchlastspielzahlen denen des theoretischen Modells gegenübergestellt sind. Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen dem Modell und den Versuchsergebnissen. Für die Übertragung der Ergebnisse auf das Verhalten von Kopfbolzendübeln in ermüdungsbeanspruchten Verbundträgern darf die Vorhersage für den Fall „mit Horizontallagerung“ herangezogen werden.



**Abb. 4.12:** Vergleich zwischen der Modellvorhersage und den Ergebnissen der Ermüdungsversuche

## 5. Erstellung von empirischen Ansätzen zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens bei zyklischer Beanspruchung aus Push-Out Versuchen

### 5.1 Allgemeines

In einem Standard Push-Out Versuch sind die resultierenden Dübelkräfte proportional zu der aufgebrachtten Belastung. In einem Verbundträger resultieren dagegen die Dübelkräfte aus der Änderung der Längskräfte des Stahlträgers bzw. der Betonplatte und sind somit abhängig von den Steifigkeiten des Stahlträgers und der Betonplatte. In der Abb. 5.1 ist ein Einfeldträger mit verschiedenen Verdübelungsgraden dargestellt.

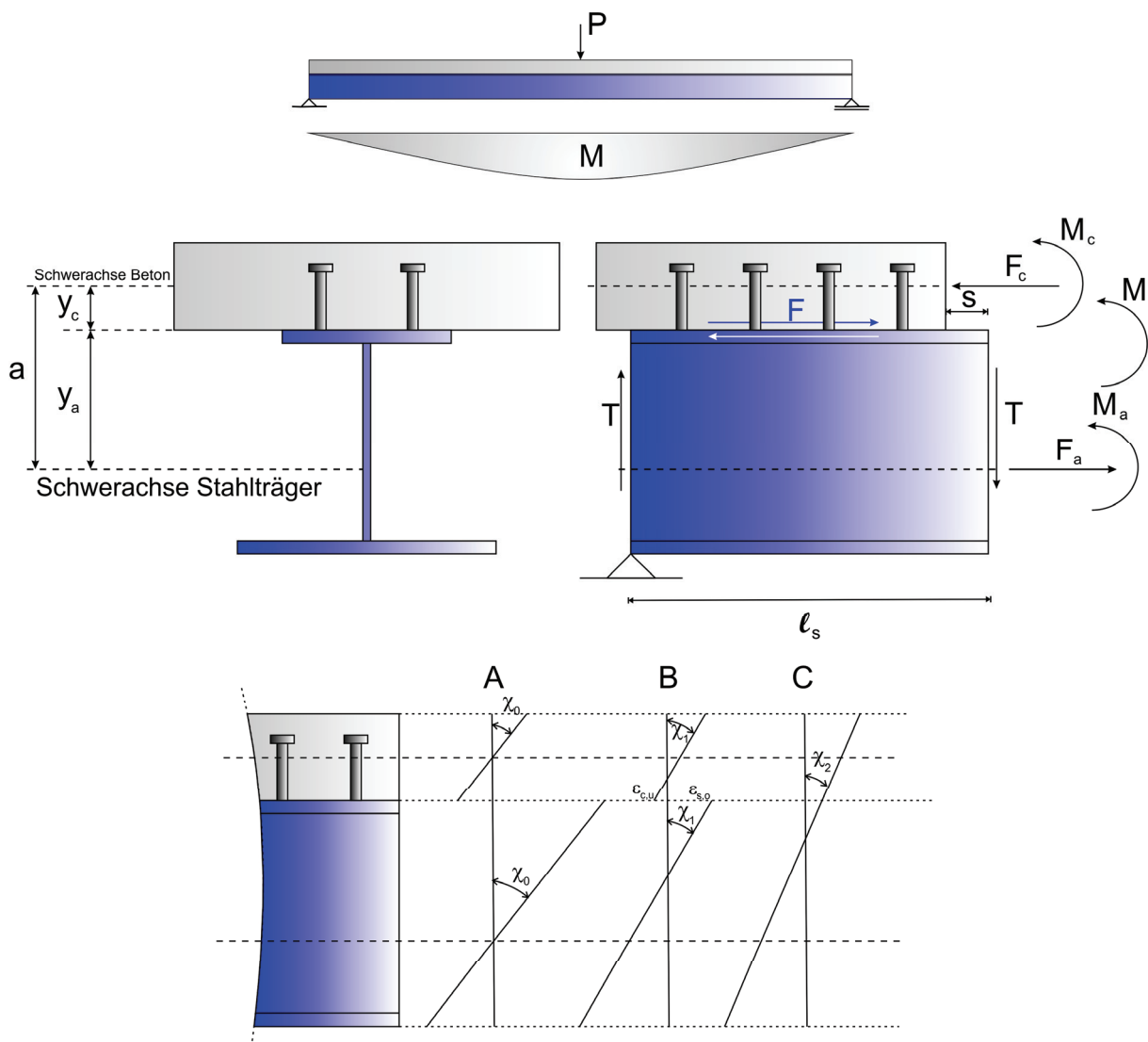


Abb. 5.1: Einfeldverbundträger

Im Fall A sind keine Verbundmittel zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger vorhanden. Der Fall C gibt den Fall des vollständig verdübelten Trägers mit starrer Verdübelung an. In diesem Fall ist die Voraussetzung vom Ebenbleiben des Gesamtquerschnittes erfüllt. Der Fall B mit einem Schlupf in der Verbundfuge ergibt sich bei nicht vollständiger Verdübelung und gleichzeitig duktilen Verbundmitteln oder bei nachgiebiger Verdübelung. Mit zunehmender Steifigkeitsdegradation der Verbundmittel unter zyklischer Beanspruchung stellt sich bei Verbundträgern stets der Fall B ein. Nachfolgend werden zunächst nach der Elastizitätstheorie die Krümmung, die Durchbiegung und der Schlupf des Trägers hergeleitet. Für die Dehnung des Stahl- und Betonquerschnittes in der Verbundfuge folgt für den Fall A:

$$\varepsilon_{c,u} = \frac{M_c}{E_c I_c} \cdot y_c \quad (\text{Gl. 5.1})$$

$$\varepsilon_{a,o} = -\frac{M_a}{E_a I_a} \cdot y_a \quad (\text{Gl. 5.2})$$

Der Schlupf ist die Differenz der beiden Dehnungen in (Gl. 5.1) und (Gl. 5.2).

$$\frac{ds}{dx} = \varepsilon_{a,o} - \varepsilon_{c,u} \quad (\text{Gl. 5.3})$$

$$\frac{ds}{dx} = -\frac{M_a}{E_a I_a} \cdot y_a - \frac{M_c}{E_c I_c} \cdot y_c \quad (\text{Gl. 5.4})$$

Das auf den Gesamtquerschnitt wirkende Moment ist die Summe der Momente, die auf Teilschnittgrößen einwirken.

$$M = M_a + M_c \quad (\text{Gl. 5.5})$$

Die Teilquerschnitte haben dieselbe Krümmung, die mit (Gl. 5.6) bestimmt werden kann.

$$\chi_0 = \frac{M_c}{E_c I_c} = \frac{M_a}{E_a I_a} = \frac{M}{(EI)_{abs}} \quad (\text{Gl. 5.6})$$



$$M = \chi_0 E_a I_a + \chi_0 E_c I_c = \chi_0 (EI)_{abs} \quad (\text{Gl. 5.7})$$

$$(EI)_{abs} = E_c I_c + E_a I_a \quad (\text{Gl. 5.8})$$

Wenn (Gl. 5.6) in (Gl. 5.4) eingesetzt wird, ergibt sich für den Schlupf:

$$\frac{ds}{dx} = -\frac{M}{(EI)_{abs}} \cdot (y_a + y_c) \quad (\text{Gl. 5.9})$$

Aus der Integration der beiden Seiten von (Gl. 5.9) ergibt sich für den Schlupf im Fall ohne Verdübelung folgende Gleichung:

$$s_{abs} = -\int \frac{M}{(EI)_{abs}} \cdot a \quad (\text{Gl. 5.10})$$

Die Krümmung ist die zweite Ableitung der Durchbiegung.

$$\chi_0 = -\frac{d^2 v}{dx^2} = \frac{M}{(EI)_{abs}} \quad (\text{Gl. 5.11})$$

Entsprechend (Gl. 5.11) kann die Durchbiegung im Fall ohne Verdübelung durch die Doppelintegration des rechten Terms in (Gl. 5.11) mit der folgenden Gleichung bestimmt werden.

$$v_{abs} = \iint \frac{d^2 v}{dx^2} = -\iint \frac{M}{(EI)_{abs}} \quad (\text{Gl. 5.12})$$

Im Fall C existiert eine vollständige Verdübelung zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger, so dass keine relative Verformung in der Verbundfuge stattfindet. Von (Gl. 5.13) bis (Gl. 5.29) werden nach der Elastizitätstheorie die Krümmung und die Durchbiegung des Trägers hergeleitet. Die Durchbiegung des Trägers ist nach (Gl. 5.29) abhängig von der Summe der Biegesteifigkeiten  $(EI)_{abs}$  beider Verbundpartner, dem Quadrat des Abstandes  $a$  zwischen den Schwerachsen der Verbundpartner und den Normalsteifigkeiten.

Die Dehnungen an der Unterfaser des Betongurtes und der Oberfaser des Stahlträgerobergurtes ergeben sich zu:

$$\varepsilon_{c,u} = \frac{M_c}{E_c I_c} \cdot y_c - \frac{F_c}{E_c A_c} \quad (\text{Gl. 5.13})$$

$$\varepsilon_{a,o} = \frac{F_a}{E_a A_a} - \frac{M_a}{E_a I_a} \cdot y_a \quad (\text{Gl. 5.14})$$

Im Fall vollständiger Verdübelung sind die Dehnungen an der Unterfaser des Betongurts und der Oberfaser des Stahlträgerobergurtes gleich. Dementsprechend entsteht kein Schlupf in der Verbundfuge.

$$\frac{ds}{dx} = \varepsilon_{a,o} - \varepsilon_{c,u} = 0 \quad (\text{Gl. 5.15})$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung ist die auf den Stahlquerschnitt einwirkende Normalkraft gleich der auf den Betonquerschnitt einwirkenden Normalkraft. Die Änderung der Normalkraft entspricht der Längsschubkraft in der Verbundfuge.

$$F = F_a = F_c \quad (\text{Gl. 5.16})$$

Durch Einsetzen von (Gl. 5.13) und (Gl. 5.14) in (Gl. 5.15) resultiert für den Schlupf folgende Beziehung:

$$\frac{ds}{dx} = \frac{F_a}{E_a A_a} - \frac{M_a}{E_a I_a} \cdot y_a - \frac{M_c}{E_c I_c} \cdot y_c + \frac{F_c}{E_c A_c} = 0 \quad (\text{Gl. 5.17})$$

Aus den Gleichgewichtsbedingungen ergibt sich für das Gesamtmoment:

$$M = M_a + M_c + F \cdot (y_a + y_c) \quad (\text{Gl. 5.18})$$

mit

$$a = y_a + y_c \quad (\text{Gl. 5.19})$$

Die Krümmungen des Gesamtquerschnittes und der Teilquerschnitte sind gleich.

$$\chi_2 = \frac{M_c}{E_c I_c} = \frac{M_a}{E_a I_a} = \frac{M}{(EI)_{full}} \quad (\text{Gl. 5.20})$$

Für den Zusammenhang zwischen dem Gesamtmoment und der Krümmung folgt dann:

$$M = \chi_2 E_a I_a + \chi_2 E_c I_c + F \cdot a = \chi_2 (EI)_{full} \quad (\text{Gl. 5.21})$$

Setzt man (Gl. 5.8) in (Gl. 5.21) ein, ergibt sich für die Biegesteifigkeit des vollständig verdübelten Gesamtquerschnittes folgende Beziehung:

$$(EI)_{full} = (EI)_{abs} + \frac{F \cdot a}{\chi_2} \quad (\text{Gl. 5.22})$$

Durch Umformung der Gleichung (Gl. 5.17) ergeben sich folgende Beziehungen:

$$F \cdot \frac{E_a A_a + E_c A_c}{E_a A_a \cdot E_c A_c} = \frac{M_a}{E_a I_a} \cdot y_a + \frac{M_c}{E_c I_c} \cdot y_c \quad (\text{Gl. 5.23})$$

$$F \cdot \frac{E_a A_a + E_c A_c}{E_a A_a \cdot E_c A_c} = \chi_2 \cdot y_a + \chi_2 \cdot y_c = \chi_2 \cdot a \quad (\text{Gl. 5.24})$$

Nach Einsetzen von (Gl. 5.25) in (Gl. 5.24) kann die Krümmung wie in (Gl. 5.26) angegeben werden.

$$\frac{1}{(EA)^*} = \frac{E_a A_a + E_c A_c}{E_a A_a \cdot E_c A_c} \quad (\text{Gl. 5.25})$$

$$\chi_2 = \frac{F}{a \cdot (EA)^*} \quad (\text{Gl. 5.26})$$

Wenn (Gl. 5.26) in (Gl. 5.22) eingesetzt wird, ergibt sich für die Biegesteifigkeit des vollständig verdübelten Verbundquerschnittes folgende Beziehung:

$$(EI)_{full} = (EI)_{abs} + a^2 \cdot (EA)^* \quad (\text{Gl. 5.27})$$

Die Längsschubkraft in der Verbundfuge kann dann wie in (Gl. 5.28) berechnet werden.

$$F = \frac{M}{(EI)_{full}} \cdot a \cdot (EA)^* \quad (\text{Gl. 5.28})$$

Die Durchbiegung erhält man in diesem Fall zu:

$$v_{full} = \iint \frac{d^2 v}{dx^2} = -\iint \frac{M}{(EI)_{full}} \quad (\text{Gl. 5.29})$$

Im Fall B existiert eine teilweise Verdübelung zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger, so dass eine relative Verformung (Schlupf) in der Verbundfuge stattfinden kann. Von (Gl. 5.30) bis (Gl. 5.51) werden nach der Elastizitätstheorie die Krümmung, die Durchbiegung und die Schlupfdehnung des Trägers hergeleitet.

Die Dehnungen an der Unterfaser des Betongurts und der Oberfaser Stahlträgerobergurtes sind in (Gl. 5.30) und (Gl. 5.31) angegeben.

$$\varepsilon_{c,u} = \frac{M_c}{E_c I_c} \cdot y_c - \frac{F_c}{E_c A_c} \quad (\text{Gl. 5.30})$$

$$\varepsilon_{a,o} = \frac{F_a}{E_a A_a} - \frac{M_a}{E_a I_a} \cdot y_a \quad (\text{Gl. 5.31})$$

Die Schlupfdehnung resultiert aus der Differenz dieser beiden Dehnungen.

$$\frac{ds}{dx} = \varepsilon_{a,o} - \varepsilon_{c,u} \quad (\text{Gl. 5.32})$$

Unter Berücksichtigung einer linearen Last-Schlupf-Beziehung für die Kopfbolzendübel ergibt sich der Längsschubkraftfluss oder die Längsschubkraft pro Längeneinheit wie in (Gl. 5.33).

$$\frac{dF}{dx} = \frac{K_{el}}{e_L} \cdot s \quad (\text{Gl. 5.33})$$

mit  $K_{el}$  = lineare Federsteifigkeit des Kopfbolzendübels  
 $e_L$  = gleichmäßiger Abstand der Dübel in Längsrichtung

Aus der Gleichgewichtsbedingung ist die auf den Stahlquerschnitt einwirkende Normalkraft gleich der auf den Betonquerschnitt einwirkenden Normalkraft. Die Normalkraftänderung entspricht der Längsschubkraft in der Verbundfuge.

$$F = F_a = F_c \quad (\text{Gl. 5.34})$$

Durch Einsetzen von (Gl. 5.30) und (Gl. 5.31) in (Gl. 5.32) resultiert dann für die Schlupfdehnung:

$$\frac{ds}{dx} = \frac{F_a}{E_a A_a} - \frac{M_a}{E_a I_a} \cdot y_a - \frac{M_c}{E_c I_c} \cdot y_c + \frac{F_c}{E_c A_c} \quad (\text{Gl. 5.35})$$

Durch die erste Ableitung beider Seiten von (Gl. 5.33) ergibt sich für die Schlupfdehnung (Gl. 5.36).

$$\frac{ds}{dx} = \frac{e_L}{K_{el}} \cdot \frac{d^2 F}{dx^2} \quad (\text{Gl. 5.36})$$

Aus (Gl. 5.35) und (Gl. 5.36) folgt schließlich die Differentialgleichung:

$$\frac{e_L}{K_{el}} \cdot \frac{d^2 F}{dx^2} = F \cdot \left( \frac{E_a A_a + E_c A_c}{E_a A_a \cdot E_c A_c} \right) - \left( \frac{M_a}{E_a I_a} \cdot y_a + \frac{M_c}{E_c I_c} \cdot y_c \right) \quad (\text{Gl. 5.37})$$

Aus dem Gleichgewicht der Momente resultiert das Gesamtmoment wie bereits in (Gl. 5.38) angegeben.

$$M = M_a + M_c + F \cdot (y_a + y_c) \quad (\text{Gl. 5.38})$$

Die Teilquerschnitte haben dieselbe Krümmung, die sich mit (Gl. 5.39) berechnen lässt.

$$\chi_1 = \frac{M_c}{E_c I_c} = \frac{M_a}{E_a I_a} \quad (\text{Gl. 5.39})$$

Durch Umformung von (Gl. 5.38) resultiert dann für die Krümmung folgende Beziehung.

$$\chi_1 = \frac{M - F \cdot a}{E_c I_c + E_a I_a} = \frac{M - F \cdot a}{(EI)_{abs}} \quad (\text{Gl. 5.40})$$

Durch Vereinfachungen kann (Gl. 5.37) wie folgt ausgedrückt werden:

$$\frac{e_L}{K_{el}} \cdot \frac{d^2 F}{dx^2} = \frac{F}{(EA)^*} - \chi_1 \cdot a \quad (\text{Gl. 5.41})$$

Nach Einsetzen von (Gl. 5.40) in (Gl. 5.41) und weiteren Umformungen erhält man die Differentialgleichung in der folgenden Form:

$$\frac{d^2 F}{dx^2} - F \cdot \frac{K_{el} \cdot (EI)_{full}}{e_L \cdot (EA)^* \cdot (EI)_{abs}} = -M \cdot \frac{K_{el} \cdot a}{e_L \cdot (EI)_{abs}} \quad (\text{Gl. 5.42})$$

Für die Krümmung folgt:

$$\chi_1 = -\frac{d^2 v}{dx^2} = \frac{M - F \cdot a}{(EI)_{abs}} \quad (\text{Gl. 5.43})$$

Durch Einsetzen von (Gl. 5.42) in (Gl. 5.43) folgt für die Differentialgleichung:

$$-\frac{d^2 v}{dx^2} = \frac{M}{(EI)_{abs}} \cdot \left( \frac{(EI)_{full} - (EA)^* \cdot a^2}{(EI)_{full}} \right) - \frac{d^2 F}{dx^2} \cdot \frac{e_L \cdot a \cdot (EA)^*}{K_{el} \cdot (EI)_{full}} \quad (\text{Gl. 5.44})$$

Mit der Definition der Biegesteifigkeit des vollständig verdübelten Verbundträgers (Gl. 5.27) kann (Gl. 5.44) wie folgt umgeformt werden:

$$-\frac{d^2 v}{dx^2} = \frac{M}{(EI)_{full}} - \frac{d^2 F}{dx^2} \cdot \frac{e_L \cdot a \cdot (EA)^*}{K_{el} \cdot (EI)_{full}} \quad (\text{Gl. 5.45})$$

$$\alpha = \frac{a \cdot (EA)^*}{(EI)_{full}} \quad (\text{Gl. 5.46})$$

Mit der Beziehung für  $\alpha$  (Gl. 5.46) ergibt sich:

$$\frac{d^2 v}{dx^2} = -\frac{M}{(EI)_{full}} + \alpha \cdot \frac{e_L}{K_{el}} \cdot \frac{d^2 F}{dx^2} \quad (\text{Gl. 5.47})$$

$$\frac{d^2 v}{dx^2} = -\frac{M}{(EI)_{full}} + \alpha \cdot \frac{ds}{dx} \quad (\text{Gl. 5.48})$$

Durch die Doppelintegration beider Seiten von (Gl. 5.47) erhält man für die

Durchbiegung:

$$v_{part} = \iint \frac{d^2 v}{dx^2} = -\iint \frac{M}{(EI)_{full}} + \alpha \cdot \iint \frac{d^2 F}{dx^2} \quad (\text{Gl. 5.49})$$

Aus (Gl. 5.29) und (Gl. 5.49) kann folgende Beziehung für die Durchbiegung vollständiger und teilweiser Verdübelung hergeleitet werden:

$$v_{part} = v_{full} + \alpha \cdot F \quad (\text{Gl. 5.50})$$

Es ist hier offensichtlich, dass im Fall einer unendlich steifen Verdübelung  $\alpha$  zu Null wird und die Durchbiegung des Trägers mit teilweiser Verdübelung gleich der eines Trägers mit vollständiger Verdübelung wird.

Durch Ersetzen der Terme mit der Längsschubkraft in (Gl. 5.41) und durch die Ableitung dieser Gleichung ergibt sich folgende Differentialgleichung.

$$\frac{d^2 s}{dx^2} - s \cdot \frac{K_{el}}{e_L \cdot (EA)^*} = \frac{d^3 v}{dx^3} \cdot a \quad (\text{Gl. 5.51})$$

Für die hier hergeleitete Differentialgleichung des elastischen Verbundes sind in der Literatur [22] geschlossene Lösungen für verschiedene Belastungsfälle angegeben. Auch *Mensing* [36] und *Gesella* [15] haben in Ihren Arbeiten die Lösung für Einfeldträger unter konzentrierter Einzellast bei abschnittsweise unterschiedlichen Dübelsteifigkeiten behandelt. Obwohl die angegebene Lösung relativ aufwändig ist, lässt sie sich mit Hilfe eines Tabellenkalkulationsprogramms leicht programmieren.

Die Annahme einer vollständigen und starren Verdübelung, d.h. Ebenbleiben des Gesamtquerschnittes, ist ein idealisierter Fall, da in der Realität auf jeden Fall eine geringe Relativverschiebung in der Verbundfuge stattfindet. Bei einem zyklisch beanspruchten Verbundträger kommt es direkt am Anfang, unabhängig von der Höhe der aufgebracht Belastung, durch die Stauchung des Betons in unmittelbarer Nähe des Dübelfußes zur plastischen Verformung in der Verbundfuge. Bis der plastische kraftlose Teil in der Verbundfuge überwunden wird, verhält sich der Verbundträger wie ein Verbundträger ohne Verdübelung. Nachdem der kraftlose Anteil überwunden wird, verhält sich der Träger wie ein Verbundträger mit vollständiger Verdübelung. Bei kraftgeregelt ausgeübter einstufiger zyklischer

Belastung eines Push-Out Versuchskörpers bleiben die Dübelkräfte jedoch immer konstant und der plastische Schlupf nimmt stetig zu. Bei einem einstufig mit vertikaler Globallast zyklisch belasteten Verbundträger dagegen kommt es durch die plastische Verformung in der Verbundfuge zu einem Abfall der Längsschubkräfte. Mit zunehmender Anzahl von Lastzyklen wächst der plastische Schlupf und die Dübelkräfte sinken weiter ab und gleichzeitig wird die Durchbiegung des Trägers größer. Im Grenzfall verhält sich der Verbundträger wie ein reiner Stahlträger. Außer dem plastischen Schlupf ändern sich zusätzlich die Dübelsteifigkeiten infolge des frühzeitig eingesetzten Risswachstums am Dübelfuß.

Nachfolgend werden die für die Simulation von Trägern erforderlichen, aus Push-Out Versuchen ermittelten Ansätze zur Beschreibung des Verformungsverhaltens der Verbundfuge vorgestellt.

### 5.2 Last-Verformungsverhalten in statischen Kurzzeitversuchen

Das im Kapitel 3 erläuterte Versuchsprogramm enthält 15 Kurzzeitversuche, in denen die statischen Tragfähigkeiten als Eingabeparameter für die zyklischen Versuche bestimmt worden sind. Abb. 5.2 unten zeigt für alle 15 Versuche die Darstellung der Kraft  $P_i$  bezogen auf die maximal erreichte Kraft  $P_{u,0}$  aufgetragen über der absoluten Verformung  $u_i$ .

Die statistische Auswertung dieser Versuche führt zu der folgenden nichtlinearen Funktion:

$$P_i = P_{u,0} \cdot \left(1 - e^{-1,22 \cdot u_i^{0,59}}\right) \quad (\text{Gl. 5.52})$$

Ähnlich wie die Kurzzeitversuche für die Bestimmung der statischen Tragfähigkeit, werden auch die Versuche für die Bestimmung der statischen Resttragfähigkeit ausgewertet und die mittlere Last-Verformungsbeziehung für  $N = 0,3N_f$ ,  $0,7N_f$ , und  $1,0N_f$  in Abb. 5.3 dargestellt.



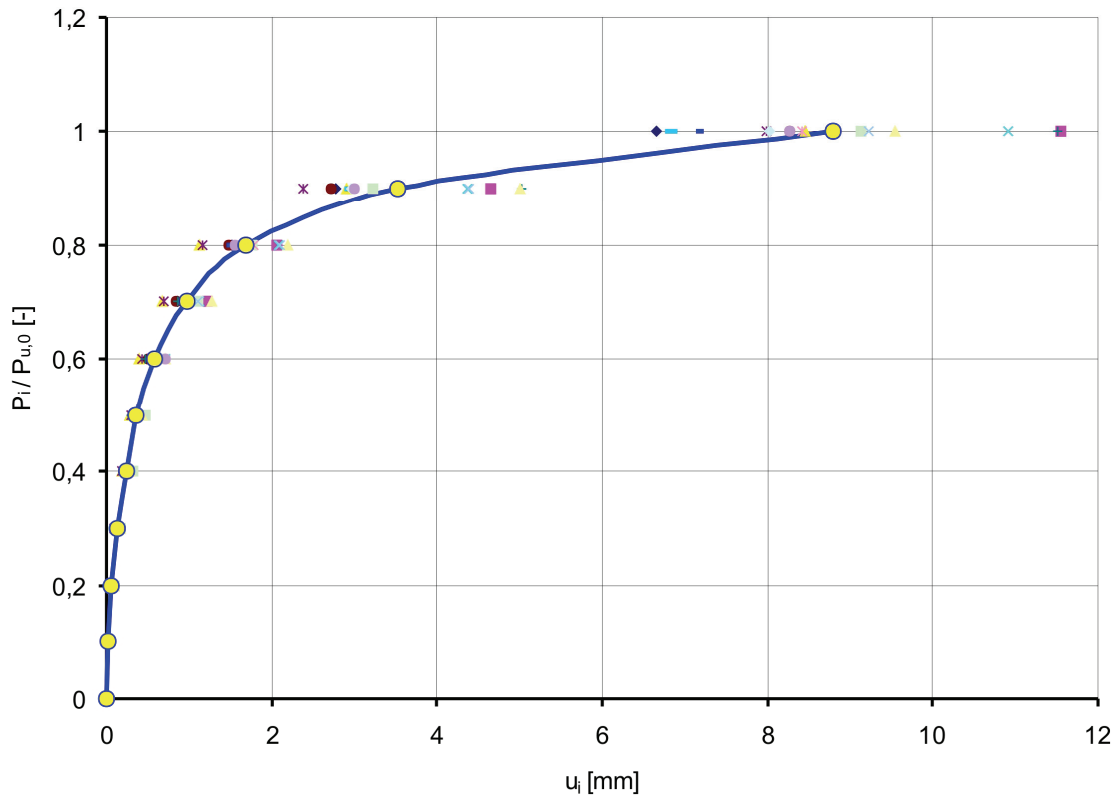


Abb. 5.2: Statistische Auswertung der weggeregelten Kurzzeitversuche

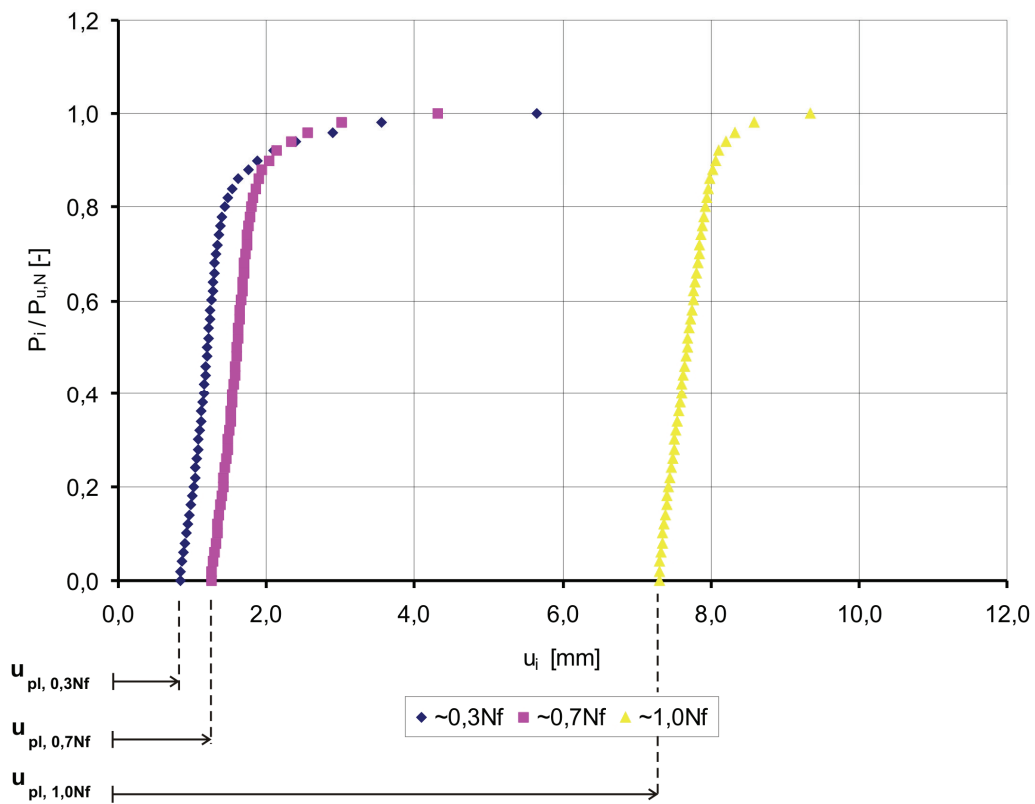


Abb. 5.3: Mittlere Last-Verformungskurven der Versuche zur statischen Resttragfähigkeit

Die statistische Auswertung dieser Versuche führt dann in diesem Fall zu der folgenden nichtlinearen Funktion:

$$\frac{P_i}{P_{u,N}} = 1 - e^{-3,25 \cdot (u_i - u_{pl,N})^{1,46}} \quad (\text{Gl. 5.53})$$

mit  $u_i$  und  $u_{pl}$  in [mm]

Die Last-Verformungskurven der Versuche zur statischen Resttragfähigkeit haben bis zu 80% der statischen Resttragfähigkeit ein lineares Verhalten. Diese Linearität kann mit (Gl. 5.54) beschrieben werden.

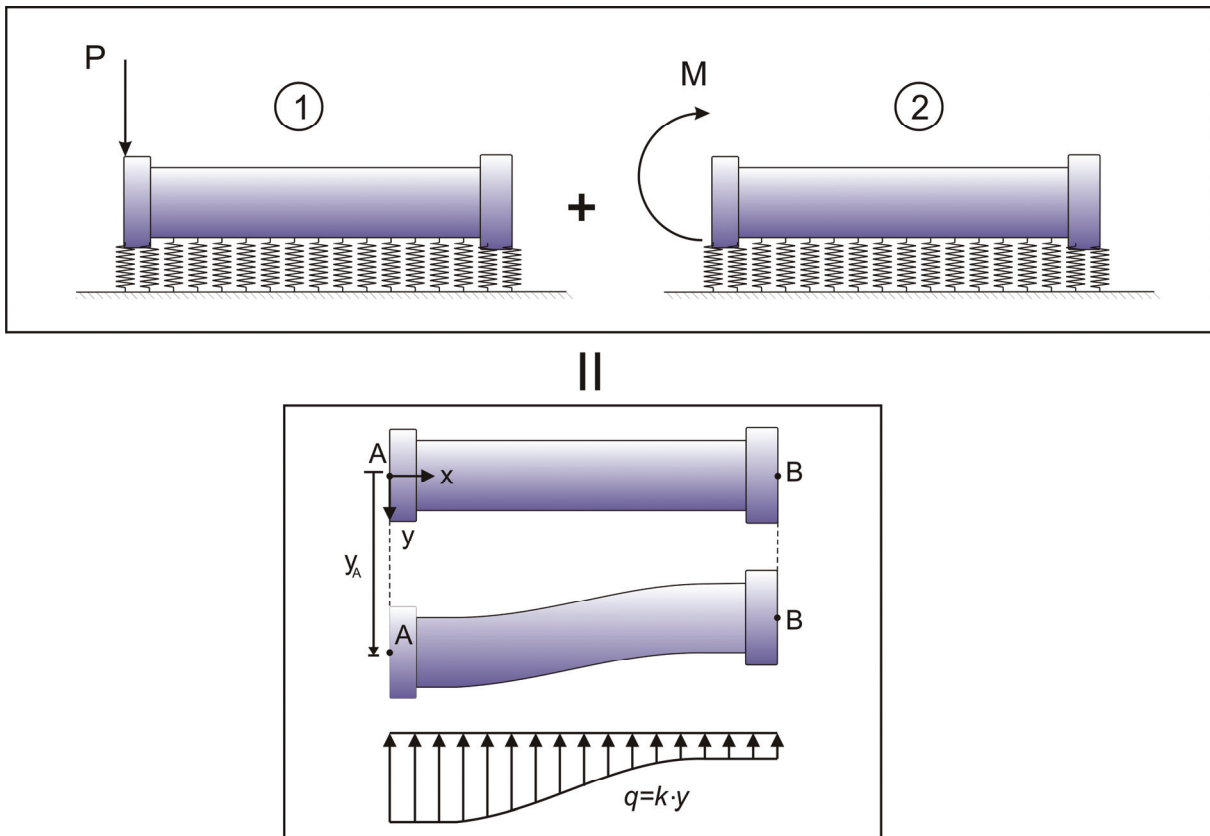
$$\frac{P_i}{P_{u,N}} = K_{el,N} \cdot (u_i - u_{pl,N}) \quad (\text{Gl. 5.54})$$

mit  $K_{el,N} = 1,4 \text{ [1/mm]}$  für  $P_i \leq 0,8 \cdot P_{u,N}$

Zur Beschreibung des statischen Kurzzeitverhaltens eines Kopfbolzendübeln eingebettet in Beton soll für den umgebenden Beton nachfolgend ein mechanisches Modell herangezogen werden. Da aber eine wirklichkeitsnahe und nichtlineare Beschreibung des Betonverhaltens sehr aufwändig ist, kann näherungsweise ein elastisches Verfahren (Bettungszahlverfahren) angewendet werden. In diesem Verfahren wird die Interaktion von Beton und Dübel als entkoppeltes und voneinander unabhängiges Federsystem idealisiert. Auf der Grundlage des Bettungszahlverfahrens lässt sich eine Differentialgleichung zur Beschreibung der Interaktion zwischen Beton und Kopfbolzendübel entwickeln. Die für den elastisch gebetteten Balken allgemeingültige Differentialgleichung ist in (Gl. 5.55) angegeben.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -k \cdot y + p \quad (\text{Gl. 5.55})$$

Die Lösung der Differentialgleichung hängt von den Randbedingungen ab. *Hetenyi, M.* [20] hat 1946 mehrere geschlossene Lösungen für verschiedene Lastfälle bei elastisch gebetteten Balken veröffentlicht. Der Lastfall für den Kopfbolzendübel umgeben von Beton kann, wie in Abb. 5.4 dargestellt, als Summe von zwei Lastfällen simuliert werden.



**Abb. 5.4:** Elastisch gebetteter Balken

Die Durchbiegung ( $y_A$ ) des Punktes A in Abb. 5.4 kann nach (Gl. 5.56) berechnet werden.

$$y_A = y_{1,A} + y_{2,A} \quad (\text{Gl. 5.56})$$

Die Durchbiegungen  $y_{1,A}$  und  $y_{2,A}$  entsprechen den Durchbiegungen der Lastfälle 1 und 2 in Abb. 5.4 und können nach den (Gl. 5.57) und (Gl. 5.58) angegeben werden.

$$y_{1,A} = \frac{2 \cdot P \cdot \lambda}{k} \cdot \frac{\sinh(\lambda l) \cdot \cosh(\lambda l) - \sin(\lambda l) \cdot \cos(\lambda l)}{\sinh^2(\lambda l) - \sin^2(\lambda l)} \quad (\text{Gl. 5.57})$$

$$y_{2,A} = -\frac{2 \cdot M \cdot \lambda^2}{k} \cdot \frac{\sinh^2(\lambda l) + \sin^2(\lambda l)}{\sinh^2(\lambda l) - \sin^2(\lambda l)} \quad (\text{Gl. 5.58})$$

Das Moment  $M$  in (Gl. 5.58) kann mit der folgenden Randbedingung berechnet werden:

$$\frac{dy_{1,A}}{dx} + M \cdot \frac{dy_{2,A(M=1)}}{dx} = 0 \quad (\text{Gl. 5.59})$$

Aus (Gl. 5.59) resultiert als Ergebnis für das Moment  $M$  (Gl. 5.60).

$$M = \frac{P}{\lambda} \cdot \frac{\sinh^2 \lambda l + \sin^2 \lambda l}{\sinh 2\lambda l + \sin 2\lambda l} \quad (\text{Gl. 5.60})$$

Durch Einsetzen von (Gl. 5.60) in (Gl. 5.58) und durch Addieren des Ergebnisses mit (Gl. 5.57) resultiert für die Durchbiegung  $y_A$  (Gl. 5.61).

$$y_A = \frac{P \cdot \lambda}{k \cdot [\sinh^2(\lambda l) - \sin^2(\lambda l)]} \cdot \frac{[\sinh^2(2\lambda l) - \sin^2(2\lambda l)] - 2 \cdot [\sinh^2(\lambda l) + \sin^2(\lambda l)]^2}{[\sinh(2\lambda l) + \sin(2\lambda l)]} \quad (\text{Gl. 5.61})$$

In (Gl. 5.61) ist  $l$  die Länge des Dübels. Der Bettungsbeiwert  $\lambda$  ergibt sich nach (Gl. 5.62).

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad (\text{Gl. 5.62})$$

Dabei ist  $EI$  in (Gl. 5.62) die Biegesteifigkeit des Dübels und der Wert  $k$  wird nach (Gl. 5.63) berechnet

$$k = k_0 \cdot b \quad (\text{Gl. 5.63})$$

wobei der Beiwert  $k_0$  die Bettungszahl und  $b$  die Breite des Balkens ist. Durch eine ingenieurmäßige Vereinfachung kann die Bettungszahl  $k_0$  wie folgt in Abhängigkeit des Dübeldurchmessers  $d$  und des Sekantenmoduls  $E_{cm}$  des Betons definiert werden.

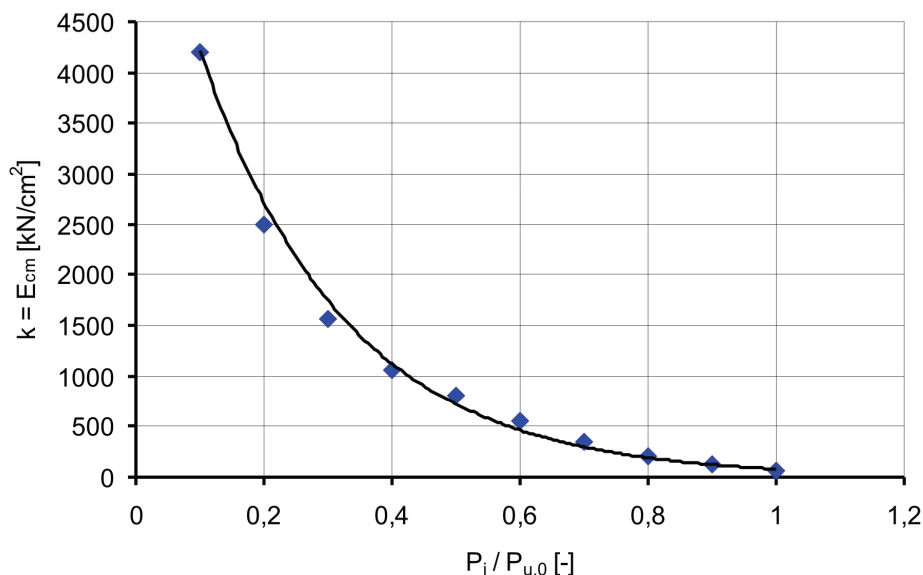
$$k_0 = \frac{E_{cm}}{d} \quad (\text{Gl. 5.64})$$

Mit  $b = d$  ist  $k$  in (Gl. 5.63) gleich dem Sekantenmodul  $E_{cm}$ .

$$k = E_{cm} \quad (\text{Gl. 5.65})$$

Am Dübelfuß herrscht im Beton ein dreiaxialer Spannungszustand vor. Deswegen

soll der Sekantenmodul des Betons  $E_{cm}$  aus Versuchen mit Teilflächenbelastung hergeleitet werden. Obwohl in der Literatur mehrere solche Versuche angegeben sind, entsprechen die Randbedingungen bzw. die Wahl der Spannungen ( $\sigma_2, \sigma_3$ ) nicht exakt dem Zustand eines Dübels in einem Push-Out Versuch. So wurde rückwärts aus den in Abb. 5.2 dargestellten Versuchsergebnissen eine Beziehung für den Sekantenmodul in Abhängigkeit der aufgetragenen bezogenen Last entwickelt. Dabei wurde mit Hilfe von (Gl. 5.61) der dem Wert der experimentellen Durchbiegung  $y_A$  entsprechende Beiwert  $k = E_{cm}$  unter Berücksichtigung eines elasto-plastischen Stahlverhaltens für die aufgetragene Last berechnet. Das Ergebnis dieser Berechnung ist in Abb. 5.5 dargestellt.



**Abb. 5.5:** Sekantenmodul  $E_{cm}$  über die Last  $P_i / P_{u,0}$

Die in Abb. 5.5 angegebene Beziehung zwischen dem Sekantenmodul  $E_s$  und der Belastung  $P_i / P_{u,0}$  kann mit der Beziehung (Gl. 5.66) beschrieben werden.

$$k = E_{cm} = 6572,5 \cdot e^{-4,424 \cdot (P_i / P_{u,0})} \quad (\text{Gl. 5.66})$$

Mit Hilfe von (Gl. 5.61), (Gl. 5.62) und (Gl. 5.66) kann man nun die Last-Verformungsbeziehung für statische Kurzzeitversuche darstellen. In Abb. 5.6 wird diese Beziehung mit den mittleren Versuchswerten verglichen.

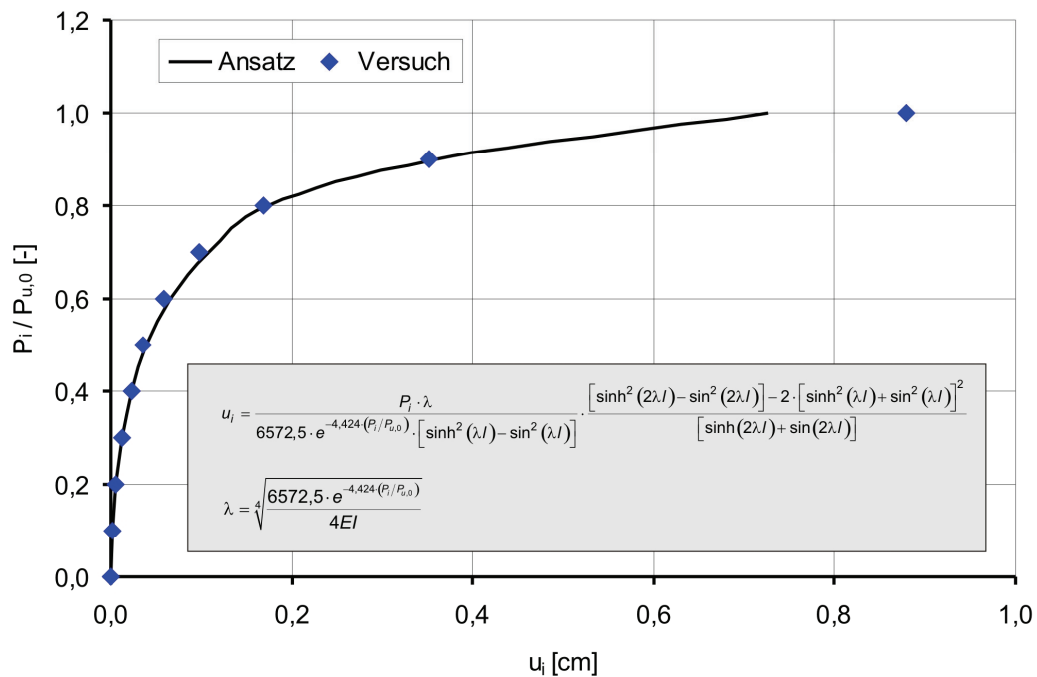
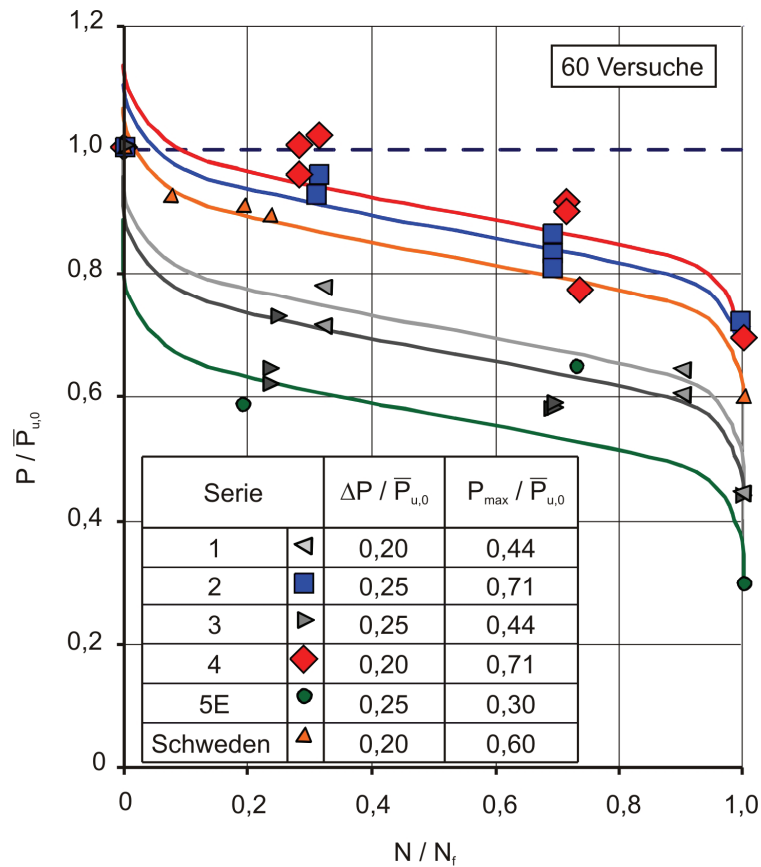


Abb. 5.6: Last-Verformungsverhalten im statischen Kurzzeitversuch

### 5.3 Ansatz zur Beschreibung des Abfalls der statischen Resttragfähigkeit über die Lebensdauer

Die im Kapitel 3 erläuterten Versuche S1-S5E haben gezeigt, dass die statische Resttragfähigkeit über die Lebensdauer sukzessiv bis auf den Wert der Oberlast abfällt. Die anfängliche Höhe des Abfalls wird durch die untersuchten Parameter Oberlast und Schwingbreite bestimmt und ist insbesondere bei niedrigen Oberlastniveaus ausgeprägt. Der Verlauf dieses Abfalls (Abb. 3.6) hat einen nahezu S-förmigen Charakter, der mit Hilfe einer nichtlinearen Regressionsanalyse ermittelten Exponentialgleichung angenähert werden kann. Neben den eigenen Versuchsergebnissen wurden für die Ableitung der Formulierung des Traglastverlustes in Abhängigkeit von der Lebensdauer fünf weitere Versuche aus Schweden [63] herangezogen. In Abb. 5.7 sind Ergebnisse für insgesamt 60 Versuche dargestellt.



**Abb. 5.7:** Nichtlineare Regressionsgeraden zur Beschreibung des Abfalls der statischen Tragfähigkeit

Die in Abb. 5.7 dargestellten Funktionen können mit der folgenden Gleichung beschrieben werden:

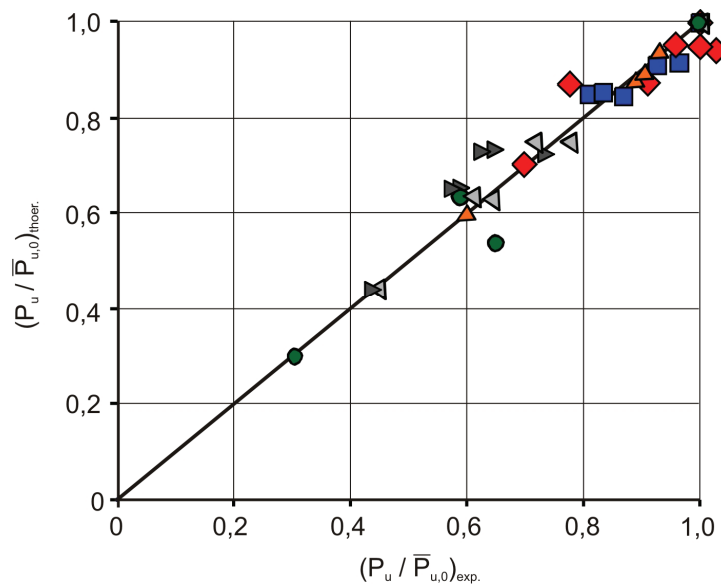
$$\frac{P_{u,N}}{P_{u,0}} = C_1 - C_2 \cdot \ln\left(\frac{N_i/N_f}{1 - N_i/N_f}\right) \quad (\text{Gl. 5.67})$$

Aus der Parameteruntersuchung ergeben sich für die Beiwerte  $C_1$  und  $C_2$  folgende Beziehungen:

$$C_1 = 0,74 \cdot \frac{P_{\max} - \Delta P}{P_{u,0}} + 0,54 \quad (\text{Gl. 5.68})$$

$$C_2 \cong 0,04 \quad (\text{Gl. 5.69})$$

Abb. 5.8 zeigt eine Gegenüberstellung experimentell und theoretisch ermittelter bezogener Traglasten von 60 Versuchen. Es zeigt sich, dass die nach (Gl. 5.67) berechneten Resttragfähigkeiten mit den Versuchsergebnissen sehr gut übereinstimmen.



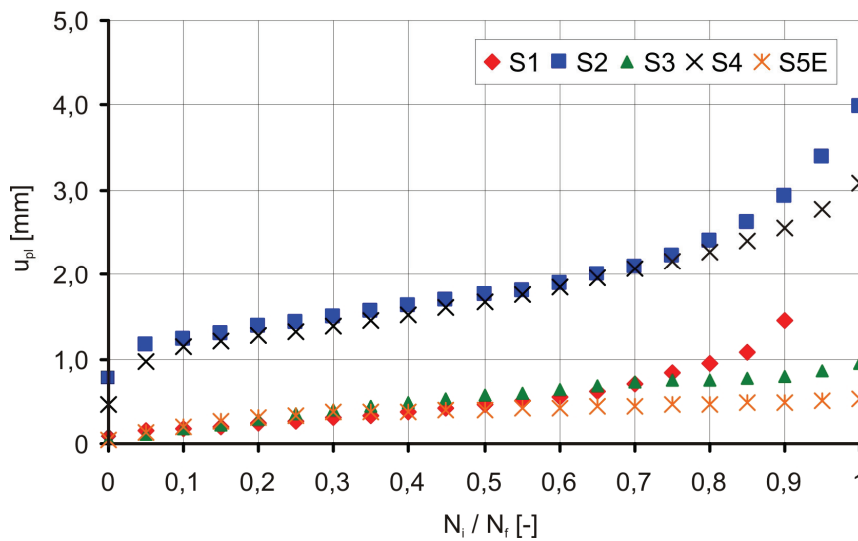
**Abb. 5.8:** Vergleich der theoretischen und experimentellen Tragfähigkeiten

Es ist hier anzumerken, dass die der Parameteruntersuchung zugrunde gelegten Versuche annähernd mit einem gleichen Schwingbreitenverhältnis ( $0,2 \leq \Delta P / \bar{P}_{u,0} \leq 0,25$ ) durchgeführt worden sind. Dabei konnte zwischen den Belastungsparametern und dem Beiwert  $C_2$  keine Beziehung erstellt werden. Um einen möglichen Einfluss der Schwingbreite auf den Beiwert  $C_2$  zu untersuchen, sind weitere Versuche mit einem breiten Spektrum von Schwingbreitenverhältnissen erforderlich.

#### 5.4 Ansatz zur Beschreibung der Entwicklung des plastischen Schlupfs während der Lebensdauer

Bei kraftgeregelten zyklischen Push-Out Versuchen kommt es direkt mit dem ersten Zyklus zu einem plastischen Schlupf in der Verbundfuge. Die Ergebnisse der Versuchsserien S1-S5E haben gezeigt, dass am Anfang und Ende der Lebensdauer der Schlupf nichtlinear und über die übrige Lebensdauer fast linear zunimmt. Die mittleren plastischen Schlupfwerte aus den Versuchsserien S1-S5E sind in Abb. 5.9 dargestellt.





**Abb. 5.9:** Plastischer Schlupf über die Lebensdauer (Mittelwerte aus den Versuchen)

Die in Abb. 5.9 angegebenen Verläufe haben ebenfalls einen S-förmigen Verlauf, der mit der folgenden Gleichung beschrieben werden kann:

$$u_{pl} = D_1 \cdot \left( \frac{N_i / N_f}{1 - N_i / N_f} \right)^{1/D_2} \quad (\text{Gl. 5.70})$$

Die Parameteruntersuchung führt für die Beiwerte  $D_1$  und  $D_2$  in (Gl. 5.70) zu den folgenden Gleichungen:

$$D_1 = 0,049 \cdot e^{5,04 \cdot (P_{\max} / P_{u,0})} \quad (\text{Gl. 5.71})$$

$$D_2 = 24,865 \cdot \left( \frac{P_{\max} - 0,5\Delta P}{P_{u,0}} \right)^2 - 11,522 \cdot \left( \frac{P_{\max} - 0,5\Delta P}{P_{u,0}} \right) + 3,054 \quad (\text{Gl. 5.72})$$

Um die Güte der Vorhersage der Zunahme des plastischen Schlupfes über die Lebensdauer zu veranschaulichen, sind die experimentellen und theoretischen Verläufe für die Serie S1 und S2 in Abb. 5.10 dargestellt.

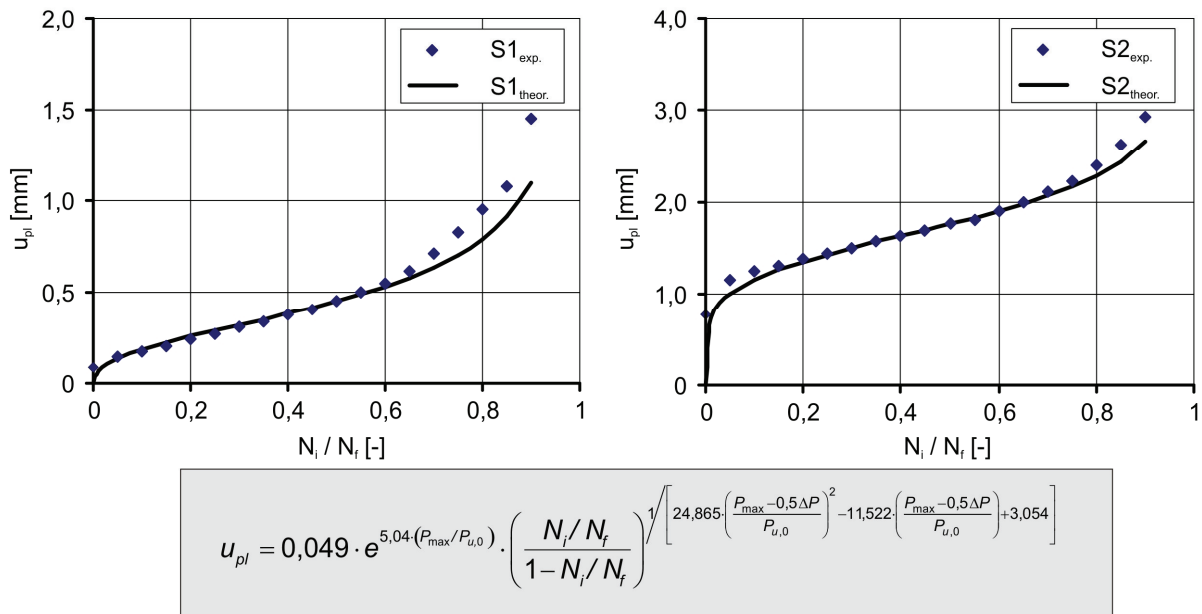
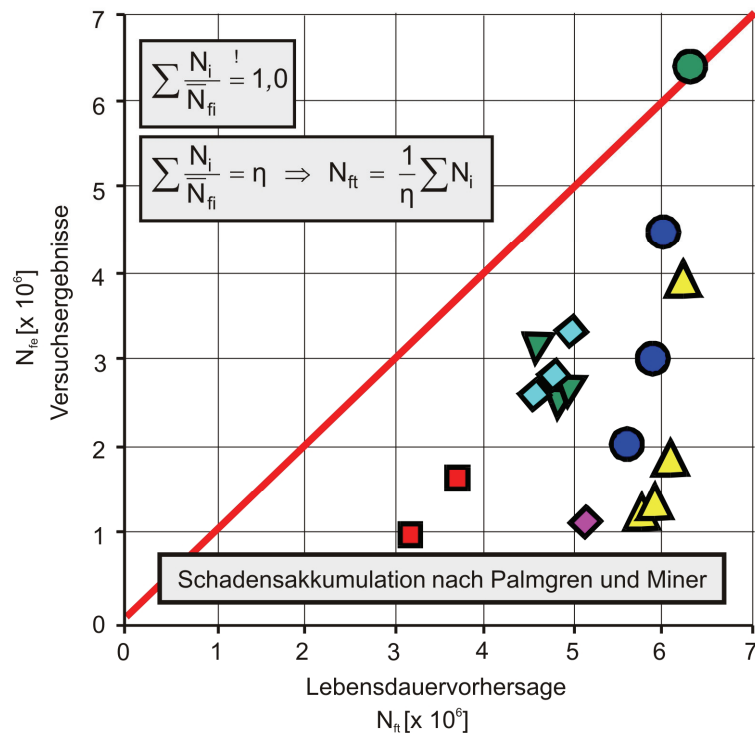


Abb. 5.10: Vorhersage des plastischen Schlupfes (S1 und S2)

### 5.5 Neue Schadensakkumulationshypothese

In den nationalen und internationalen Verbundbaunormen wird in Anlehnung an den Stahlbau die Gültigkeit der linearen Schadensakkumulationshypothese nach *Palmgren* und *Miner* vorausgesetzt. Nach der Palmgren-Miner-Regel tritt gerade dann das Ermüdungsversagen auf, wenn die Summe der auf die jeweils zugehörigen Ermüdungslastspielzahlen  $N_{fi}$  bezogenen Lastwechselzahlen  $N_i$  des aufgetragenen Lastkollektives den Wert 1 ergibt. Um diese lineare Hypothese zu überprüfen, sind in Abb. 5.11 die Versuchsergebnisse der Mehrstufenversuche (Tab. 3.4 und Tab. 3.5) über die nach der Palmgren-Miner-Regel berechneten theoretischen Ermüdungslastspielzahlen  $N_{ft}$  dargestellt.

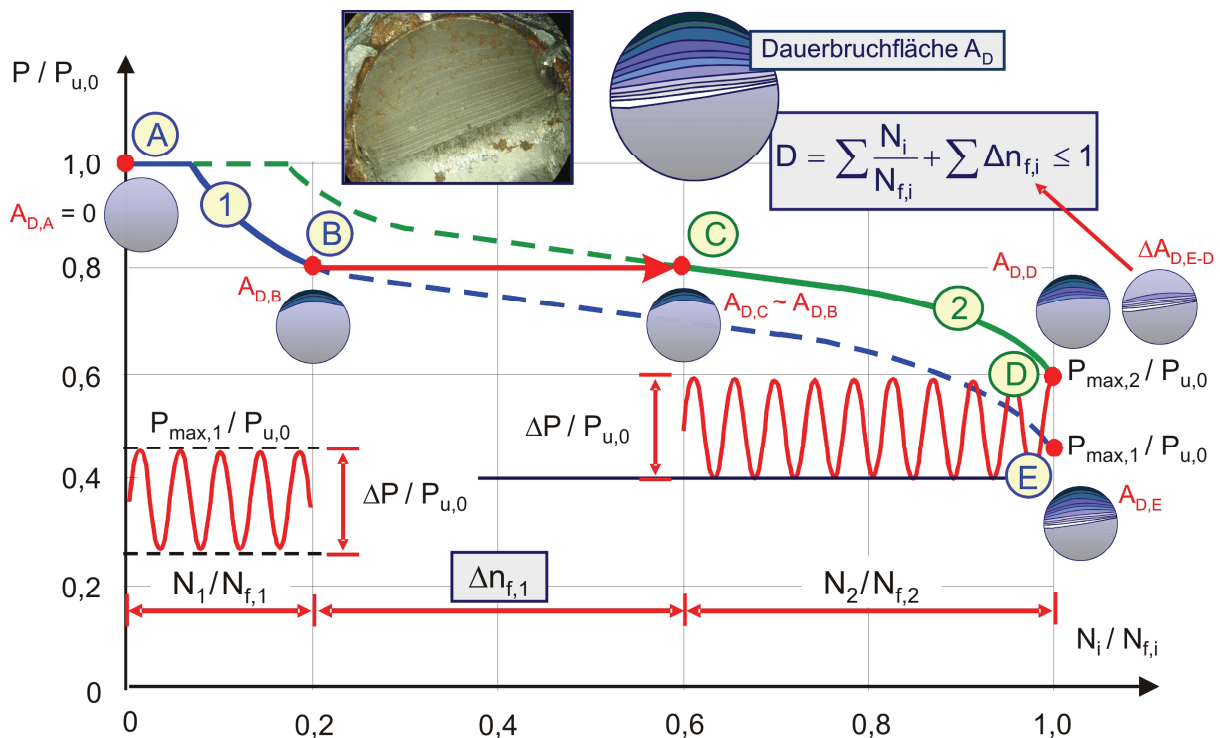


**Abb. 5.11:** Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Lebensdauervorhersage nach der Palmgren-Miner-Regel

Mit Ausnahme eines einzigen Versuches liegen alle Lebensdauervorhersagen zum Teil erheblich auf der unsicheren Seite. Die Ursache liegt in der Vernachlässigung der Auswirkungen des Risswachstums und der lokalen Betonschädigung unmittelbar vor dem Dübelfuß bei der Beurteilung der Restlebensdauer. Eine Verbesserung der Vorhersage gelingt durch eine neue, im Rahmen des Projektes C8 des SFB 398 entwickelte Schädigungshypothese, bei der die Vorschädigung durch einen zusätzlichen Schädigungsterm  $\Delta n_{f,i}$  berücksichtigt wird.

Dieses Vorgehen wird in Abb. 5.12 anhand eines Zweistufenversuches verdeutlicht, bei dem das Oberlastniveau unter Beibehaltung der Schwingbreite in der zweiten Belastungsphase angehoben wird. Es zeigt die auf die jeweilige statische Tragfähigkeit und jeweilige Ermüdungslastspielzahl bezogenen Verläufe der von der Anzahl aufgebracht Lastwechsel abhängigen statischen Resttragfähigkeiten, die zu den zyklischen Belastungsparametern der ersten (Kurve 1) als auch zu denen der zweiten Beanspruchungsphase (Kurve 2) gehören. Nach Aufbringen von  $N_1$  Lastwechseln ist die Tragfähigkeit auf dem Pfad entlang der Kurve 1 auf den Wert  $P_{u,N1}$  abgefallen (Punkt B). Der bis dahin eingetretene relative Schaden kann in

Anlehnung an die Schadensbilanzierung nach der Palmgren-Miner-Regel durch den Term  $N_1 / N_{f,1}$  ausgedrückt werden. Auf der Kurve 2 wird dieser Schadenszustand gerade durch den Punkt C beschrieben. Er drückt die gleiche statische Resttragfähigkeit wie der Punkt B aus und stellt damit den Startwert für den weiteren Verlauf der Abnahme der statischen Resttragfähigkeit entlang Kurve 2 dar, wenn die zyklische Beanspruchung mit den Parametern der zweiten Belastungsphase fortgesetzt wird. Der horizontale Abstand  $\Delta n_f$  zwischen den beiden schadensäquivalenten Zuständen kann als Verlust an Lebensdauer interpretiert werden und wird in dem neuen Modell mit in die Schadenssumme einbezogen. Sein Anteil ist umso größer, je weiter die Punkte B und C und damit die Resttragfähigkeitskurven auseinander liegen. Für die verbleibende Lebensdauer bleibt damit nur noch der aus  $N_2 / N_{f,2}$  resultierende Wert, bis das Versagen des Prüfkörpers bei Abfall der statischen Resttragfähigkeit auf die Oberlast  $P_{max,2}$  eintritt.

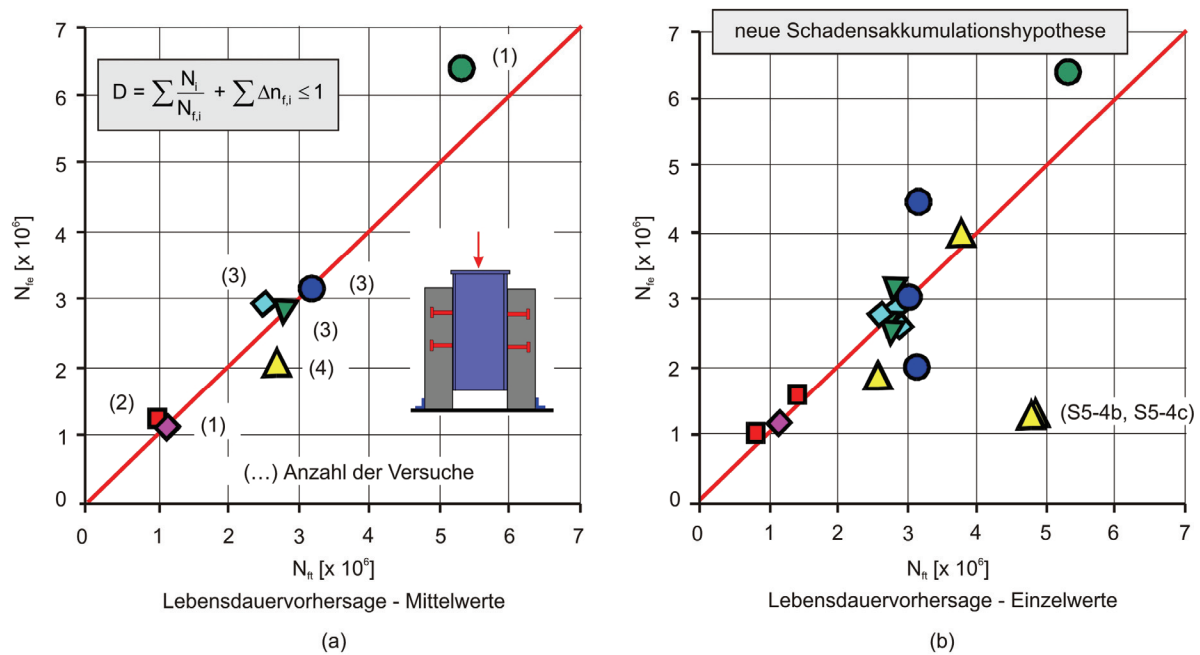


**Abb. 5.12:** Schädigungsakkumulation unter Beachtung der Vorschädigung

In Abb. 5.12 sind zusätzlich zu den Angaben der jeweiligen statischen Resttragfähigkeiten skizzenhaft auch die Dauerbruchflächen in den verschiedenen Zuständen A bis E dargestellt. Aufgrund der Korrelation zwischen der Größe der Dauerbruchfläche  $A_D$  und der bezogenen statischen Resttragfähigkeit  $P_u / P_{u,0}$

unterscheiden sich die Größen der Dauerbruchflächen in den Zuständen D und E aufgrund der verschiedenen Oberlastniveaus um das Maß  $\Delta A_{D,E-D}$ . Durch das Umschalten der Belastung auf ein höheres Oberlastniveau kann zum Zeitpunkt des Ermüdungsversagens nicht mehr die zu der ersten Belastungsphase gehörende Dauerbruchfläche  $A_{D,E}$  ausgebildet werden, sondern das Versagen findet schon bei der um  $\Delta A_{D,E-D}$  kleineren Dauerbruchfläche  $A_{D,D}$  statt. In diesem Fall berücksichtigt das Schädigungsmaß  $\Delta n_{f,i}$  die durch das Anheben des Oberlastniveaus hervorgerufene Verkürzung der Lebensdauer infolge der Verringerung der ausbildbaren Größe der Dauerbruchfläche.

Neben der Bestimmung der Lebensdauer ist es von großer Bedeutung, die zu jeder Zeit wirksame Resttragfähigkeit angeben zu können. Für den Fall, dass die Beanspruchung angehoben wird, kann dies unmittelbar über die zur bezogenen Lebensdauer gehörende Resttragfähigkeit geschehen. Die Resttragfähigkeit ergibt sich nach Abb. 5.12 mit Hilfe der durchgezogenen Linienabschnitte der Kurven 1 und 2. Die Versuchsergebnisse der Versuche S5-2 und S5-3 und die der Serie S6 zeigen, dass die Reihenfolge der Lastaufbringung (Oberlast ansteigend bzw. abfallend) nur einen untergeordneten Einfluss auf die Lebensdauer eines Mehrstufenversuches besitzt. Diese Beobachtung deckt sich mit den Grundsätzen der Palmgren-Miner-Regel. Für die Anwendung der verbesserten Schadensakkumulationshypothese bedeutet dies, dass Belastungskollektive mit abfallenden Beanspruchungsniveaus vor der Auswertung in Kollektive mit ansteigenden Beanspruchungen umsortiert werden dürfen. Eine ausführliche Darstellung dieses Vorgehens ist in [49] angegeben. Das Ergebnis der Auswertung der Reihenfolgeversuche auf Grundlage der verbesserten Schadensakkumulationshypothese findet sich in Abb. 5.13. Insgesamt ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Versuchsergebnissen und den experimentell beobachteten Lastspielzahlen. In Abb. 5.13(b) fällt auf, dass die Versuche S5-4b und S5-4c von der sonst mittelwerttreuen Vorhersage deutlich abweichen. Bei diesen Versuchen wurde mit zunehmender Lastspielzahl eine stärkere Zunahme des plastischen Schlupfes und der Verformungsdifferenz zwischen der Ober- und der Unterlast beobachtet. Dieses Verhalten ist wie bereits zuvor erläutert, auf die bei diesen Versuchskörpern unzureichende Verdichtung des Betons im Bereich der Dübelfüße zurückzuführen.



**Abb. 5.13:** Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Lebensdauervorhersage nach der neuen Schadensakkumulationshypothese

Der Vergleich von Abb. 5.11 und Abb. 5.13 macht deutlich, dass durch die Erweiterung der Palmgren-Miner-Regel um die zusätzlichen Schädigungsterme  $\Delta n_f$  zur Berücksichtigung des Risswachstums und der Betonschädigung infolge der hochzyklischen Belastung eine deutlich realistischere Vorhersage der Ergebnisse der durchgeführten Mehrstufenversuche ermöglicht wird.

Die mathematische Beschreibung des zusätzlichen Schädigungsterms  $\Delta n_f$  ist mit Hilfe von (Gl. 5.67) hergeleitet und in (Gl. 5.73) angegeben.

$$\Delta n_{f,i} = 1 - \frac{1}{1 + e^{\frac{0,74 \cdot \left( \frac{P_{min,i+1}}{P_{u,0}} - \frac{P_{min,i}}{P_{u,0}} \right) + 0,04 \cdot \ln \left( \frac{1}{1 - \frac{N_i}{N_{f,i}}} - 1 \right)}{0,04}}} - \frac{N_i}{N_{f,i}} \quad (\text{Gl. 5.73})$$

Die Beziehung (Gl. 5.73) gilt nur, wenn  $P_{min,i+1} > P_{min,i}$  ist, d.h. Belastungskollektive mit abfallenden Beanspruchungsniveaus müssen vor der Auswertung in Kollektive mit ansteigenden Beanspruchungen umsortiert werden.

In einem Verbundträger unter z.B. einstufiger zyklischer Belastung kommt es durch die Nachgiebigkeit der Verbundfuge zu einem sukzessiven Abfall der Dübelkräfte.

Um den Schlupfverlauf in der Verbundfuge oder die statischen Resttragfähigkeiten einzelner Dübel nach  $N$  Lastwechselzahlen mit Hilfe eines FE - Programms zu berechnen, müssen die  $N$  Lastwechselzahlen in ausreichend viele Schritte mit Belastungskollektiven mit abfallenden Beanspruchungsniveaus aufgeteilt werden. Dabei ist eine Umsortierung nicht möglich, weil man die Dübelkräfte für  $i+1$  Kollektive immer nach der Berechnung für  $i$  Kollektive bekommt. Daher soll (Gl. 5.73) für abfallende Beanspruchungsniveaus neu definiert werden (Gl. 5.74).

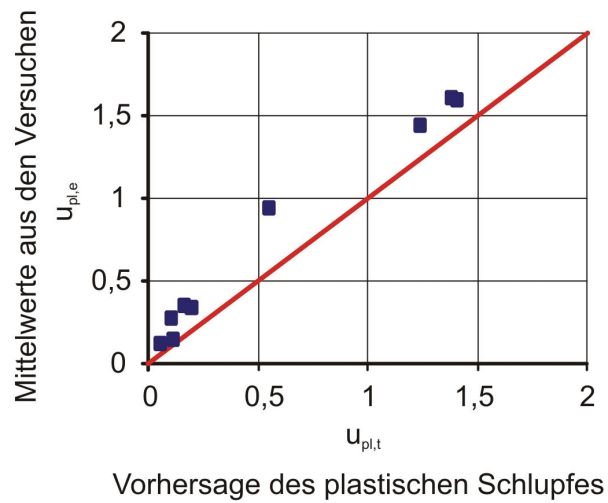
$$\Delta n_{f,i} = \frac{e^{\frac{0,74}{0,04} \left( \frac{P_{\min,i}}{P_{u,0}} - \frac{P_{\min,i+1}}{P_{u,0}} \right)} \frac{N_i}{N_{f,i}}}{\frac{1}{\frac{N_i}{N_{f,i}}} - 1 + e^{\frac{0,74}{0,04} \left( \frac{P_{\min,i}}{P_{u,0}} - \frac{P_{\min,i+1}}{P_{u,0}} \right)}} \quad (\text{Gl. 5.74})$$

(Gl. 5.74) gilt dann, wenn  $P_{\min,i+1} < P_{\min,i}$  ist.

Die Auswertung der Versuche mit Lastkollektiven hat zudem gezeigt, dass die neue Schadensakkumulationshypothese auch für den Verlauf des plastischen Schlupfs über die Lebensdauer angewendet werden kann. Der plastische Schlupf am Ende des  $i+1$  Schrittes (Lastkollektiv) kann dabei mit der folgenden Gleichung berechnet werden.

$$u_{pl,i+1} = u_{pl,i} + u_{pl} \left\{ P_{i+1}; \frac{N_{i+1}}{N_{f,i+1}} + \Delta n_{f,i} + \frac{N_i}{N_{f,i}} \right\} - u_{pl} \left\{ P_{i+1}; \Delta n_{f,i} + \frac{N_i}{N_{f,i}} \right\} \quad (\text{Gl. 5.75})$$

Die Funktion des plastischen Schlupfes  $u_{pl}$  ergibt sich nach (Gl. 5.70). In Abb. 5.14 ist der Vergleich der mittleren Versuchswerte mit den Werten nach (Gl. 5.75) für die Mehrstufenversuche dargestellt. Da der plastische Schlupf nach 90% der Lebensdauer sehr steil bzw. instabil zunimmt, wurde bei den Zweistufenversuchen der plastische Schlupf nach dem ersten, bzw. bei den Vierstufenversuchen nach dem ersten, zweiten und dritten Lastkollektiv dargestellt.



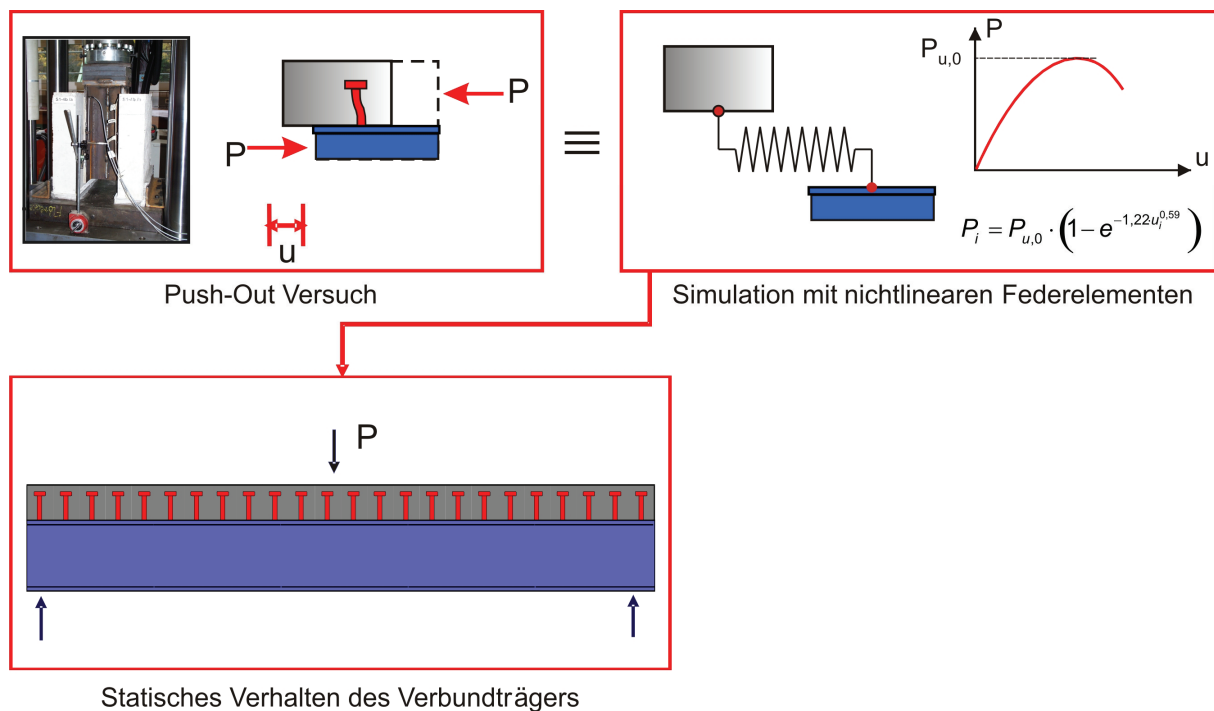
**Abb. 5.14:** Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Vorhersage der plastischen Verformung nach der neuen Schadensakkumulationshypothese



## 6. Zyklisches Verhalten von Verbundträgern

### 6.1 Allgemeines

Eine dreidimensionale FE - Simulation des Tragverhaltens eines Verbundträgers mit Ausbildung aller Kopfbolzendübel ist sehr aufwändig und rechenintensiv. Deswegen wird generell die Verbundfuge mit verschmierten oder diskreten Elementen abgebildet. Im Rahmen dieser Arbeit erfolgte die Abbildung mit diskreten Federelementen entsprechend Abb. 6.1.



**Abb. 6.1:** Abbildung der Verbundfuge im statischen Fall

Die Eigenschaften der nichtlinearen Federelemente sind durch die Last-Verformungskurven nach Kapitel 5 definiert, so dass keine zusätzlichen Materialgesetze erforderlich sind. In den folgenden FE – Berechnungen wird für die Lastverformungskurve der Kopfbolzendübel der in (Gl. 5.52) angegebene und aus weggeregelter Push-Out Kurzzeitversuchen ermittelte Ansatz verwendet.

In Abb. 6.2 ist exemplarisch die Ausbildung der Verbundfuge für die Simulation des zyklischen Verhaltens dargestellt.

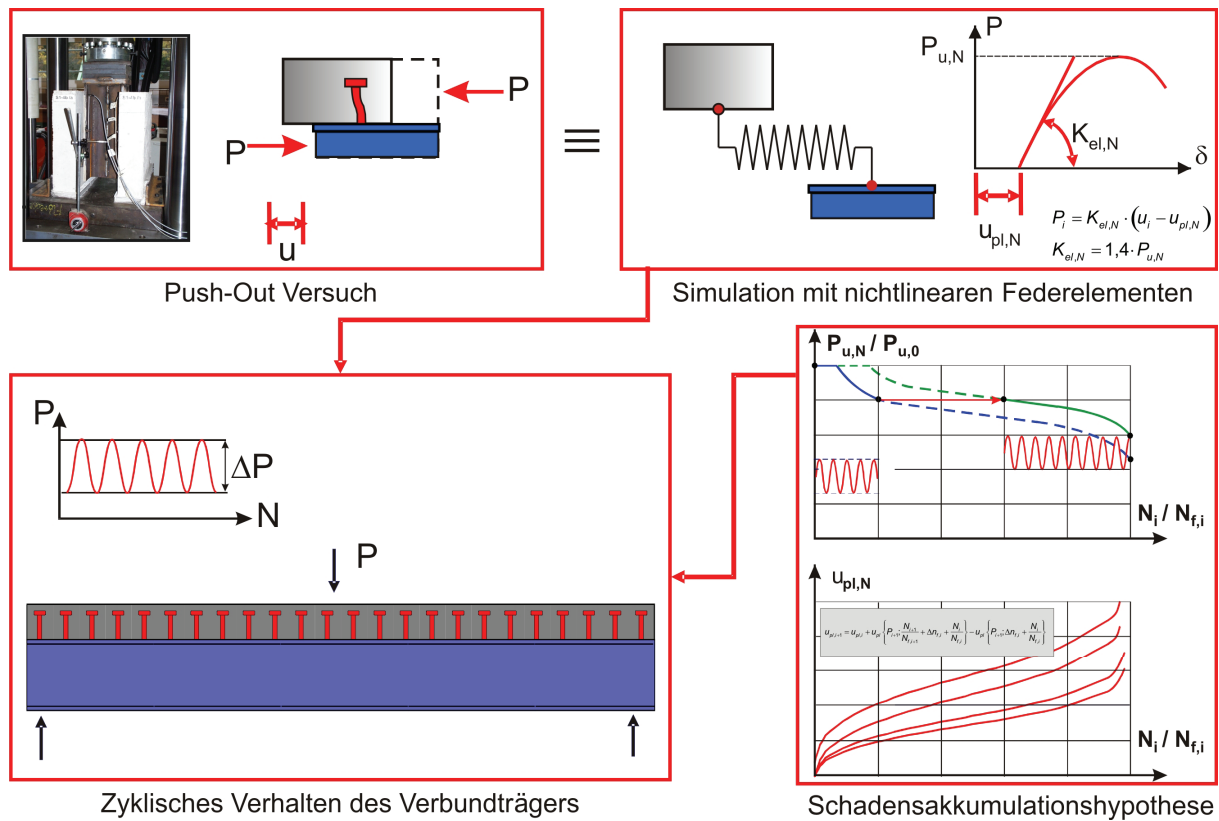


Abb. 6.2: Abbildung der Verbundfuge im zyklischen Fall

Mit Hilfe der aus kraftgeregelten zyklischen Push-Out Versuchen erstellten Ansätze hinsichtlich der statischen Resttragfähigkeit und der Schadensakkumulation ist es nun möglich, das Verhalten von Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung realitätsnah abzubilden. Dabei wird für die Last-Verformungskurve der in (Gl. 5.54) angegebene Ansatz verwendet. Nach diesem Ansatz besteht die Federkennlinie aus einem kraftlosen plastischen und einem linear-elastischen Anteil. Die Simulation des zyklischen Verhaltens des Verbundträgers erfolgt durch mehrere hintereinander durchgeführte statische FE - Berechnungen. Im ersten Schritt wird für alle Kopfbolzendübel die gleiche in Abb. 6.1 angegebene Last-Verformungskurve verwendet und der Träger bis zur globalen Oberlast belastet und dann auf die globale Unterlast entlastet. Aus diesem ersten Schritt resultieren für jeden Kopfbolzendübel unterschiedliche Kräftepaare  $P_{max}$  bzw.  $P_{min}$ . Im zweiten Schritt werden für eine bestimmte Lastwechselzahl  $N$  mit Hilfe dieser Kräfte und den oben erwähnten Ansätzen für jeden Dübel plastische Verformungen und elastische Steifigkeiten ermittelt. Demzufolge wird mit Angabe einer neuen Last-Verformungskurve für jeden Dübel eine weitere FE - Berechnung mit Belastung und

Entlastung durchgeführt. Dieses Vorgehen wird für jeden weiteren Schritt wiederholt, bis die gewünschte Lastwechselzahl erreicht wird. Das Vorgehen ist in Abb. 6.3 in einem Flussdiagramm veranschaulicht.

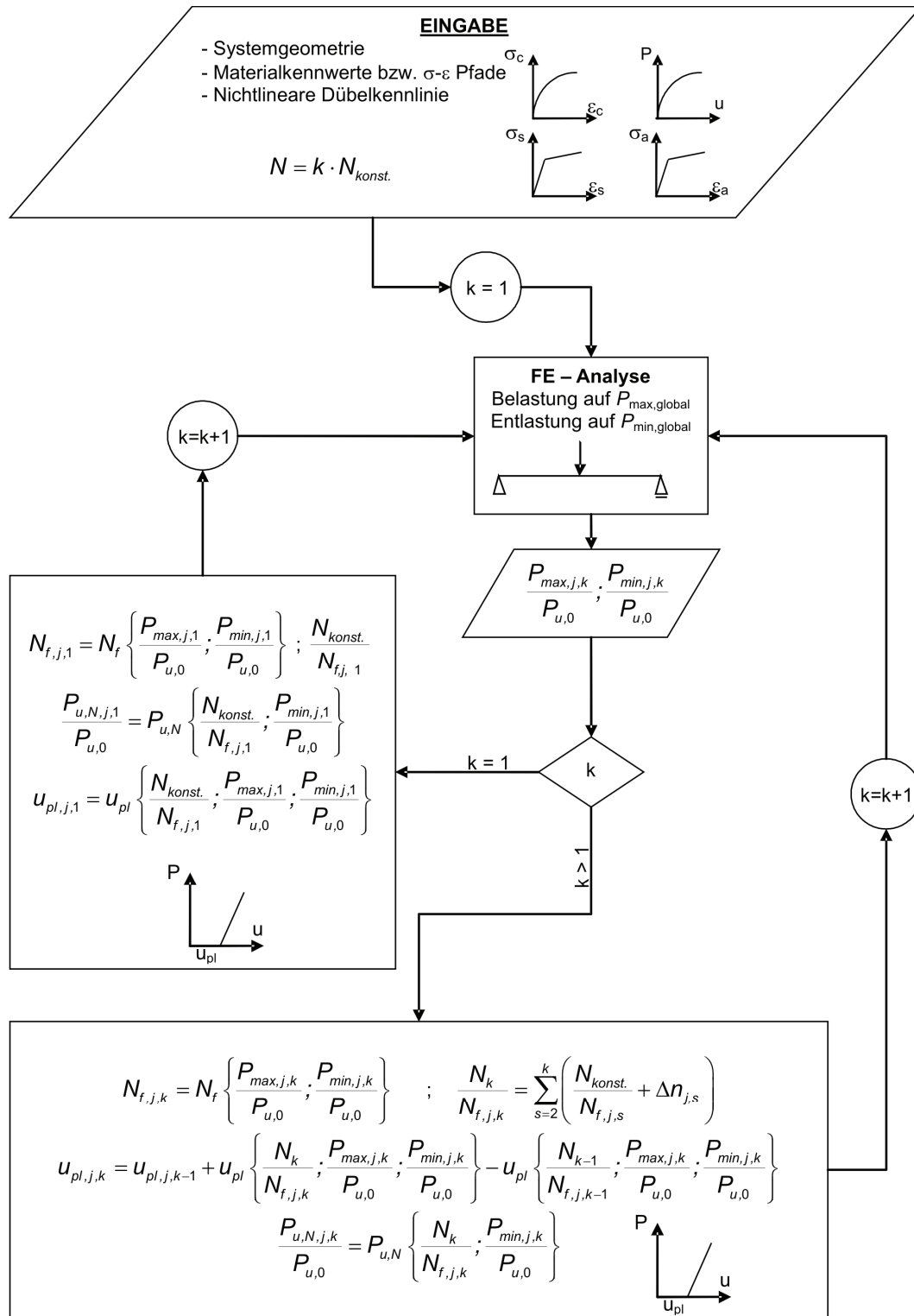


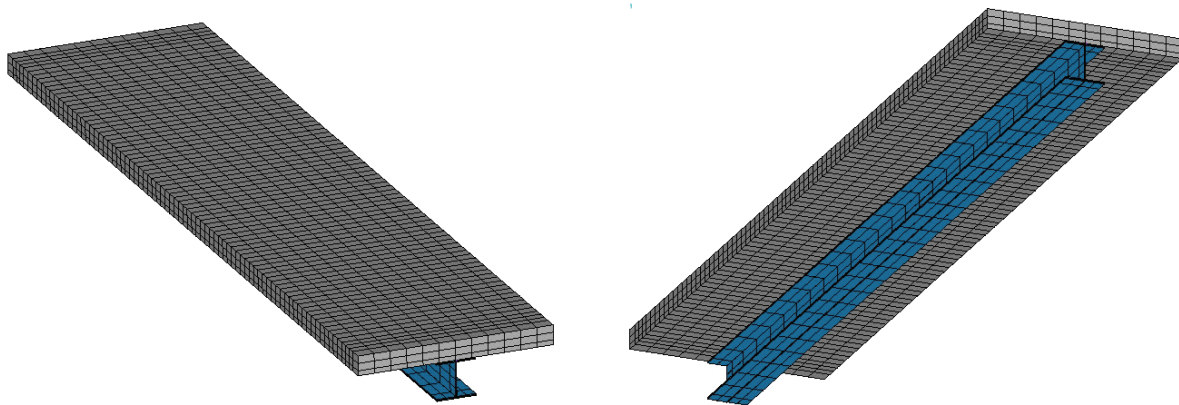
Abb. 6.3: Flussdiagramm zur zyklischen FE - Analyse

In dem Flussdiagramm in Abb. 6.3 ist der Fall mit konstanten Lastwechselschritten dargestellt. Der ideale Fall ist, dass man in jedem Schritt einen Lastwechsel berechnet. Eine derartige Berechnung würde jedoch sehr lange Rechenzeiten erfordern. Nachfolgend werden daher einige Vereinfachungen vorgenommen.

### 6.2 Modellierung des Verbundträgers

#### 6.2.1 Diskretisierung

Alle Finite Element Berechnungen wurde mit dem kommerziellen FEM – Programm Ansys<sup>®</sup> durchgeführt. Für die Abbildung der Betonplatte wurden Volumenelemente, für den Stahlträger Balkenelemente und für die Kopfbolzendübel Federelemente gewählt. Abb. 6.4 stellt exemplarisch die Diskretisierung eines Einfeldträgers dar.



**Abb. 6.4:** Diskretisierung eines Einfeldträgers (Untersicht und Draufsicht)

##### 6.2.1.1 Betonplatte und Bewehrung

Für die Betonplatte wurden die sogenannten SOLID65 – Elemente gewählt. Hierbei handelt es sich um Volumenelemente mit 8 Knoten. Diese sind von Ansys speziell für Beton-Anwendungen entwickelt worden. Mit diesen Elementen kann die Bewehrung verschmiert simuliert werden. Die Geometrie des Elements ist in Abb. 6.5 dargestellt.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Bewehrung diskret mit LINK8 einaxialen Druck-Zug-Stabelementen abgebildet. (Abb. 6.6)

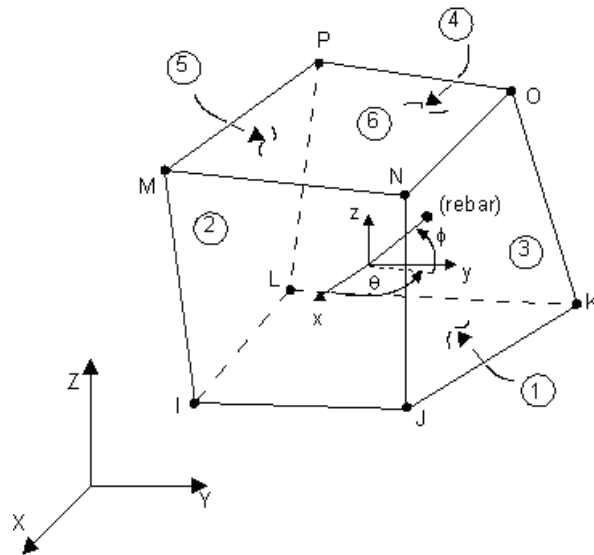


Abb. 6.5: Geometrie von SOLID65 [3]

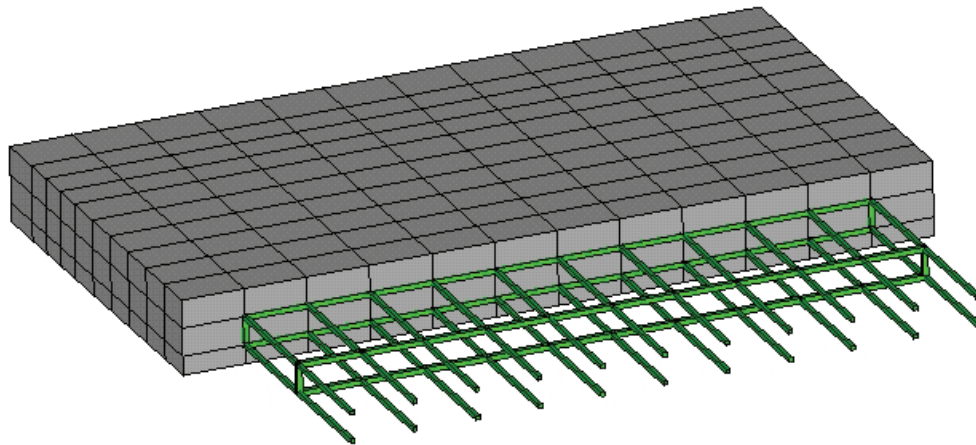


Abb. 6.6: Abbildung der Bewehrung

### 6.2.1.2 Stahlträger

Für die Diskretisierung des Stahlträgers wurden die sogenannten BEAM189 Elemente gewählt. Hierbei handelt es sich um quadratische Balkenelemente aus 3 Knoten in 3-D. Jeder Knoten hat sechs oder sieben Freiheitsgrade, je nachdem wie die Schlüsseloptionen gewählt werden. Für dieses Element kann eine Querschnittform aus der ANSYS Bibliothek gewählt werden oder man definiert einen beliebigen Querschnitt. Die Geometrie des Elements zeigt Abb. 6.7.

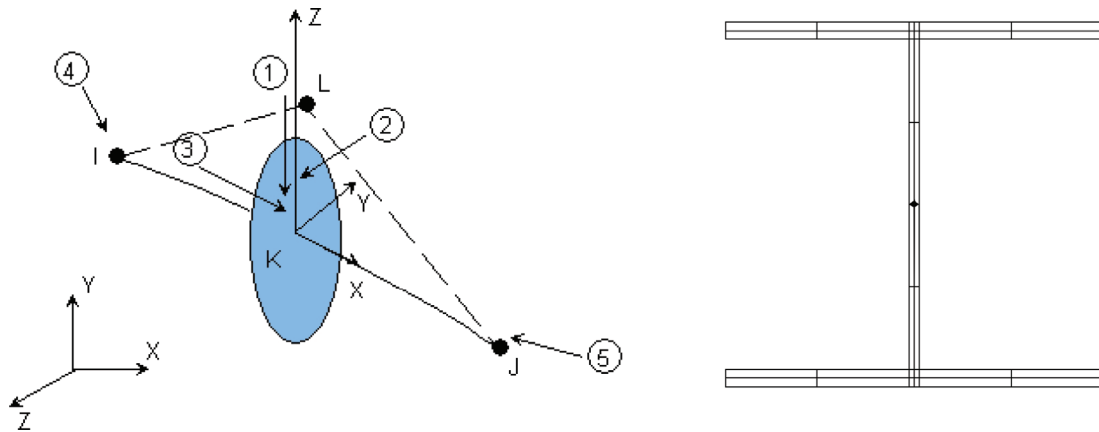


Abb. 6.7: Geometrie von BEAM189 mit einem vernetzten Querschnitt [3]

### 6.2.1.3 Kopfbolzendübel

Bei der Modellierung von Kopfbolzendübeln wurden die sogenannten COMBIN39 Elemente gewählt. Diese Elemente sind nicht-lineare Federelemente, die getrennte Längs- und Drehsteifigkeiten bei ein-, zwei- oder dreidimensionalen Anwendungen haben. Mit der Längsfeder-Option ist COMBIN39 ein Zug-Druck-Element in einer Richtung mit bis zu drei Freiheitsgraden an jedem Knoten: Translationen in x-, y-, und z-Richtung. Biegung oder Torsion werden dabei nicht berücksichtigt (Abb. 6.8).

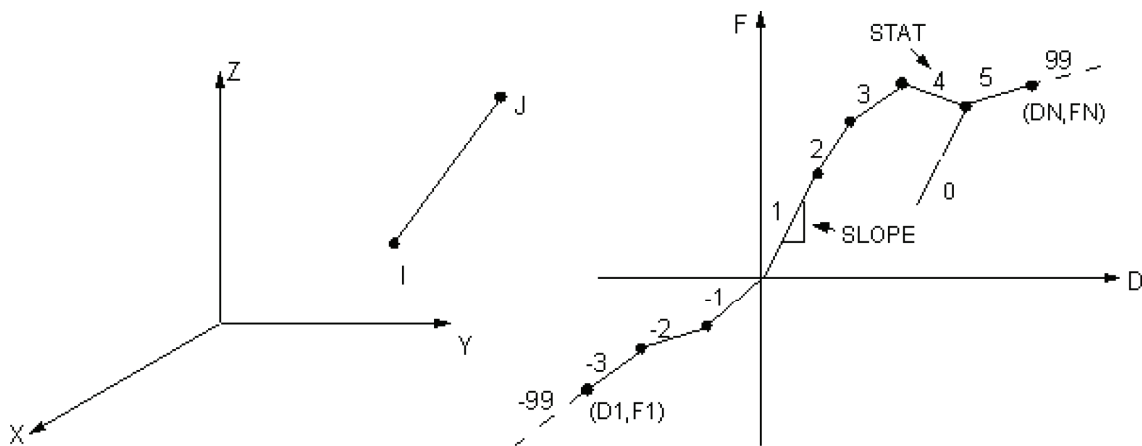
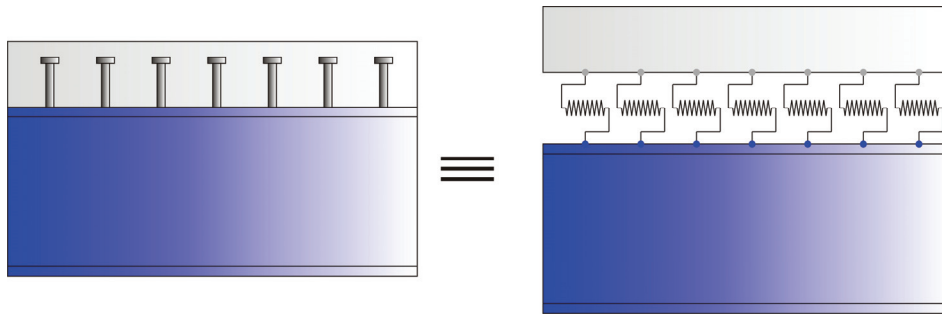


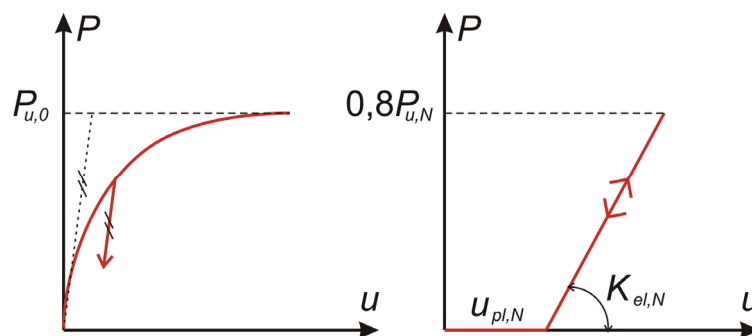
Abb. 6.8: Geometrie von COMBIN39 [3]

Die Abbildung der Verbundfuge erfolgt mit diskreten, in Längsrichtung definierten Federelementen. Wie in Abb. 6.9 dargestellt, liegen die Knoten der Betonplatte und die Knoten des Stahlträgerobergurtes übereinander.



**Abb. 6.9:** Kopplung der Betonplatte mit dem Stahlträgerobergurt

Bei der Definition von vollständigen Arbeitslinien ist zwischen dem statischen Fall ( $N = 0$ ) und dem zyklischen Fall ( $N = N_i$ ) zu unterscheiden. Im statischen Fall ( $N = 0$ ) sind alle Federelemente mit einer nichtlinearen Federkennlinie, die durch 0 geht, definiert. Im zyklischen Fall sind für alle Federelemente einzelne Federkennlinien mit einem kraftlosen Verformungsanteil, der der plastischen Verformung im Zeitpunkt der Berechnung  $N = N_i$  entspricht, definiert. Beide Arbeitslinien basieren auf den aus Versuchen hergeleiteten Gleichungen nach Kapitel 5. Die Federkennlinien sind nochmals exemplarisch in Abb. 6.10 dargestellt.



**Abb. 6.10:** Federkennlinien für den statischen (links) und zyklischen (rechts) Fall

## 6.2.2 Materialmodelle

### 6.2.2.1 Beton

Ansys verfügt speziell für Beton über das sogenannte *Concrete* Material Modell zur Beschreibung des Versagensverhaltens des Betons. Dieses Modell beschreibt den Zusammenhang zwischen beliebigen Spannungen und Verzerrungen in Verbindung mit der Formulierung einer Grenzspannungskombination zur Bestimmung von Bruchspannungszuständen. Das Versagenkriterium von Beton unter mehraxialem Spannungszustand wird in folgender Form ausgedrückt:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (\text{Gl. 6.1})$$

Darin bedeuten:

$F$ : Eine vom Hauptspannungszustand abhängige Funktion

$S$ : Versagensoberfläche ausgedrückt in Form von Hauptspannungen und fünf Parametern  $f_t$ ,  $f_c$ ,  $f_{cb}$ ,  $f_1$  und  $f_2$

Die erforderlichen Eingabeparameter für das Modell sind:

$f_t$ : Einaxiale Zugfestigkeit

$f_c$ : Einaxiale Druckfestigkeit

$f_{cb}$ : Biaxiale Druckfestigkeit

$f_1$ : Biaxiale Druckfestigkeit bei einem hydrostatischen Spannungszustand

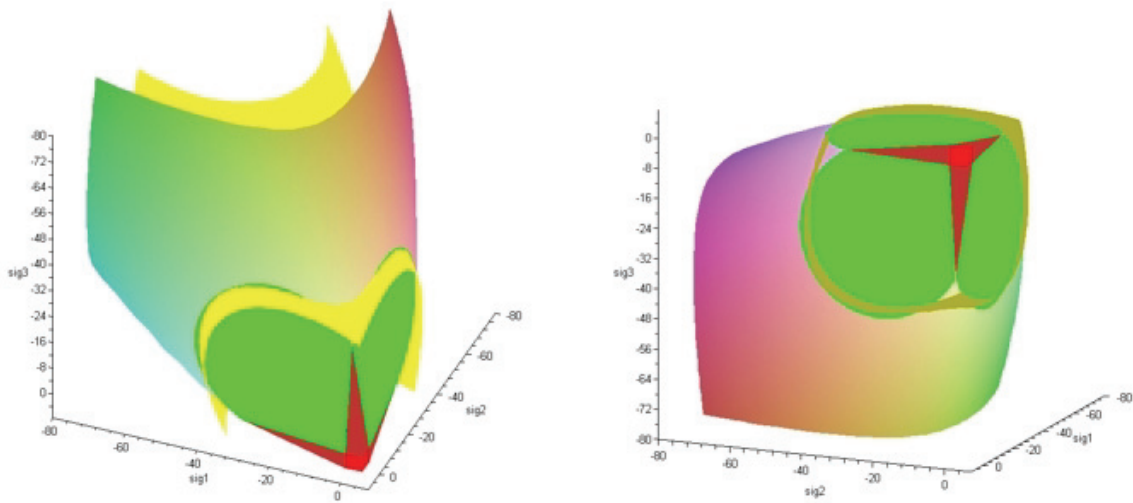
$f_2$ : Einaxiale Druckfestigkeit unter einem hydrostatischen Spannungszustand

Durch eine Kombination der Bruchbedingung mit einer Fließbedingung kann elasto-plastisches Materialverhalten im Druckbereich sowie sprödes Verhalten im Zugbereich modelliert werden. In den folgenden FE - Berechnungen wurde als Fließbedingung die von Mises Fließbedingung angewandt. Dieses Fließkriterium basiert auf der Gestaltänderungsarbeit-Hypothese und wurde ursprünglich für metallische Werkstoffe entwickelt. Die Eingabe der Fließbedingung bei den FE Berechnungen erfolgte mit dem sogenannten MISO Material Modell (*Multi Linear Isotropic Hardening*) durch Eingabe der experimentell gewonnenen Spannungs-Dehnungsbeziehung unter einaxialer Beanspruchung.

Abb. 6.11 stellt exemplarisch das Bruchkriterium in Kombination mit der Fließbedingung nach von Mises dar. Es ist zu erwähnen, dass das ursprünglich in Ansys implementierte CONCRETE Material Modell an bestimmten Stellen fehlerhaft war, so dass eine Geschlossenheit der Versagensfläche nicht gewährleistet wurde. Diese Fehler wurden durch drei wichtige Korrekturen an den implementierten Versagensflächen von Porsch, M. [49] beseitigt. Demzufolge wurden alle FE –



Berechnungen mit dem korrigierten Modell durchgeführt.



**Abb. 6.11:** Bruchkriterium in Kombination mit der Fließbedingung

### 6.2.2.1 Baustahl und Betonstahl

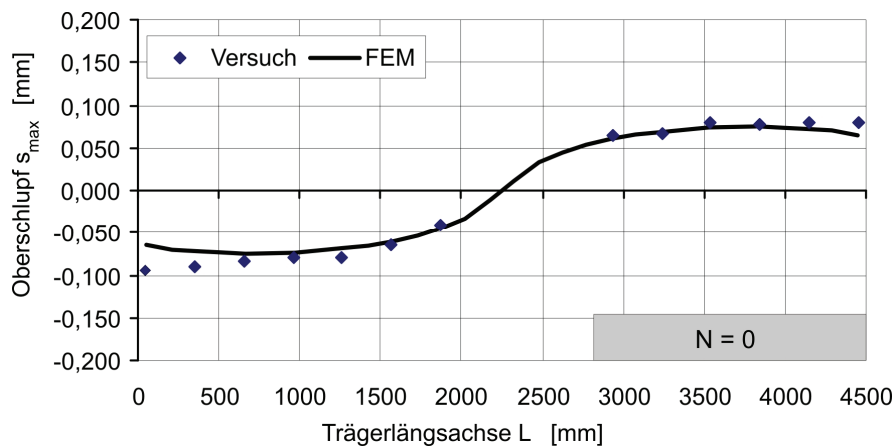
Das Material Stahl wurde bei den Berechnungen elasto-plastisch nach der von Mises Fließbedingung mit dem so genannten MISO Material Modell (*Multi Linear Isotropic Hardening*) dargestellt. Dieses Modell erlaubt die Eingabe einer nichtlinearen Spannungs-Dehnung Kurve mit bis zu 100 Wertepaaren. Außer den Wertepaaren muss der Elastizitätsmodul und die Poisson-Zahl eingegeben werden.

## 6.3 Verifikation des Modells mit einem Trägerversuch aus der Literatur

Das in den FEM Berechnungen implementierte Modell setzt für den zyklischen Fall voraus, dass die Ergebnisse der kraftgeregelten Push-Out Einstufenversuche direkt auf den Verbundträger anhand erstellter Ansätze übertragen werden können. In den letzten Jahren wurden im Rahmen von Forschungsarbeiten weggeregelte zyklische Push-Out Versuche durchgeführt, weil man der Meinung ist, dass das Verhalten bei Trägern mit dem Verhalten in den weggeregelten Push-Out Versuchen identisch ist. Bereits bei der ersten Belastung kommt es durch Schädigung des Betons in der Umgebung des Kopfbolzendübels zu einem plastischen Schlupf in der Verbundfuge. Mit zunehmender Anzahl der Zyklen nimmt diese Verformung in der Fuge zu und führt zu einer Abnahme der Längsschubkräfte.



Zunächst wurde mit den angegebenen Materialkennwerten eine statische FE - Analyse durchgeführt, in der der Träger bis zur globalen Oberlast belastet und anschließend auf die globale Unterlast entlastet wurde. Das Diagramm in Abb. 6.13 zeigt den aus dem Versuch und der FE – Analyse ermittelten Schlupfverlauf entlang der Trägerachse beim Erreichen der globalen Oberlast für den statischen Fall ( $N = 0$ ) bzw. für den ersten Zyklus.



**Abb. 6.13:** Schlupfverlauf entlang der Trägerlängsachse für  $N = 0$  (statisch)

Für die Ermittlung des Schlupfverlaufs nach  $N = 2.000.000$  Lastwechsel wurden zunächst inkrementell mit 5 Schritten FE – Analysen durchgeführt. In jedem Schritt wurde die Anzahl der Lastwechsel konstant gehalten. Danach wurden FE – Analysen mit 20, 50 und 1000 Schritten durchgeführt. Um ein Konvergenzkriterium zu definieren, wurden die Ergebnisse der FE – Berechnungen für verschiedene Schritte miteinander verglichen. Der Vergleich wurde mit der Gleichung 6.2 erfasst.

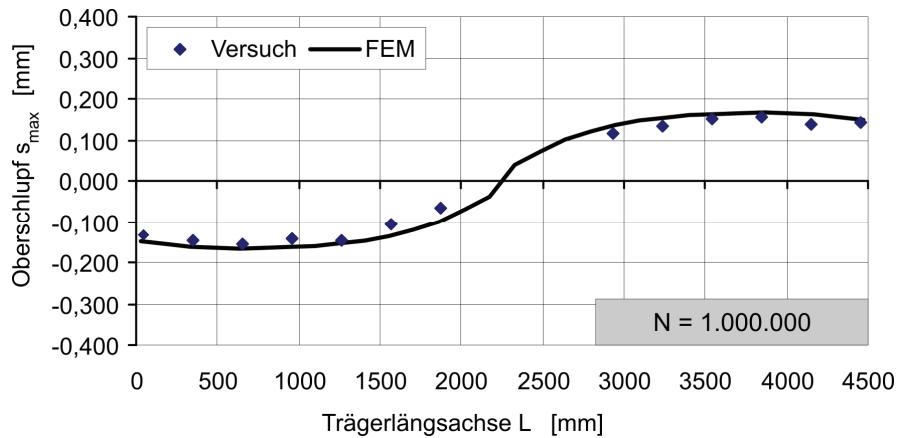
$$C_{j-i} = \frac{u_{max,j} - u_{max,i}}{u_{max,i}} = \frac{\Delta u_{max,j-i}}{u_{max,i}} \quad (\text{Gl. 6.2})$$

Aus dem Vergleich verschiedener Schrittweiten resultieren folgende Werte:

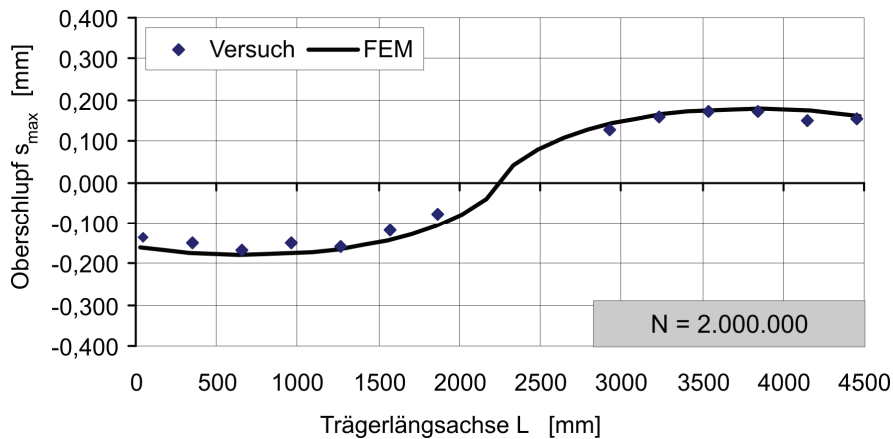
$$C_{20-5} = 3 \cdot 10^{-3} \quad ; \quad C_{50-20} = 4 \cdot 10^{-4} \quad ; \quad C_{1000-50} = 6 \cdot 10^{-5}$$

Die Ergebnisse zeigen ganz deutlich, dass 20 Schritte für die Ermittlung des Schlupfverlaufs nach 2 Millionen Lastwechseln ausreichend sind. In Abb. 6.14 und Abb. 6.15 sind aus den Versuchen und anhand von FE – Analysen jeweils mit 20 Schritten ermittelte Schlupfverläufe beim Erreichen der globalen Oberlast für

$N = 1.000.000$  und für  $N = 2.000.000$  dargestellt. Die gute Übereinstimmung der Versuchswerte mit denen der FE – Analyse ist deutlich zu erkennen.



**Abb. 6.14:** Schlupfverlauf entlang der Trägerlängsachse für  $N = 1.000.000$



**Abb. 6.15:** Schlupfverlauf entlang der Trägerlängsachse für  $N = 2.000.000$

#### 6.4 Nachrechnung eines weggeregeltten Push-Out Versuchs

Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden insgesamt 5 weggeregelte Push-Out Versuche durchgeführt [49]. Um einen Vergleich mit den kraftgeregelt durchgeführten zyklischen Push-Out Versuchen zu ermöglichen, wurden bei den Versuchen die Prüfkörper bis zu  $0,7P_{u,0}$  Oberlast belastet und die entsprechende Verformung  $s_{max}$  abgelesen. Danach wurden die Prüfkörper um  $0,25P_{u,0}$  (Doppelschubamplitude) bis auf die Unterlast entlastet und die Verformungswerte  $s_{min}$  und  $\Delta s$  abgelesen. So wurden die zyklischen Verformungsparameter für die weggeregelten Versuche festgelegt. Die Versuchsdurchführung bei den weggeregelten Versuchen war deutlich komplizierter als bei den kraftgeregelten. Da der Kolbenweg der

Prüfmaschine die Nachgiebigkeit der Prüfmaschine selbst beinhaltet, kann man dies bei der Steuerung des Versuchs nicht verwenden. So wurden zwei zusätzliche Wegaufnehmer mittig auf jeder Seite des Prüfkörpers installiert. Der Mittelwert der von diesen Wegaufnehmern gemessenen Verformung diente dann als Steuerparameter. Die Verformungsparameter waren ungefähr  $s_{max} = 0,5$  mm und  $\Delta s = 0,07$  mm.

Bei den weggeregelten Versuchen kommt es gerade am Anfang zu einer starken Abnahme der Oberlast bzw. Unterlast. Für die Nachrechnung dieser Versuche wurden die folgenden durch Auswertung von kraftgeregelten Push-Out Versuchen hergeleiteten Belastungs- und Entlastungsfunktionen angewandt:

$$\frac{P_{i,bel}}{P_{u,N}} = \left( 1 - e^{-3,25 \cdot (u_i - u_{pl,N})^{1,46}} \right) \quad (\text{Gl. 6.3})$$

$$\frac{P_{i,ent}}{P_{u,N}} = e^{-3,25 \cdot (u_{max} - u_{pl,N})^{1,46}} \cdot \left( e^{3,25 \cdot (u_i - u_{pl,N})^{1,46}} - 1 \right) \quad (\text{Gl. 6.4})$$

Um eine exakte Übereinstimmung mit den Versuchswerten zu erreichen, soll die Berechnung unter Anwendung der Schadensakkumulationshypothese möglichst mit mehreren Schritten erfolgen. Für die Verifikation wurde der Versuch S8-5a gewählt. Der Versuch wurde bei 9.370.000 Lastwechseln abgebrochen. Die Nachrechnung dieses Versuchs erfolgte in 940 Schritten mit Hilfe einer Excel Tabelle. In Abb. 6.16 ist der Vergleich zwischen den im Versuch beobachteten abfallenden Lasten und den nach dem analytischen Ansatz berechneten Werten dargestellt. Es zeigt sich, dass mit den gewählten Ansätzen eine realistische Nachrechnung des weggeregelten Versuchs möglich ist.

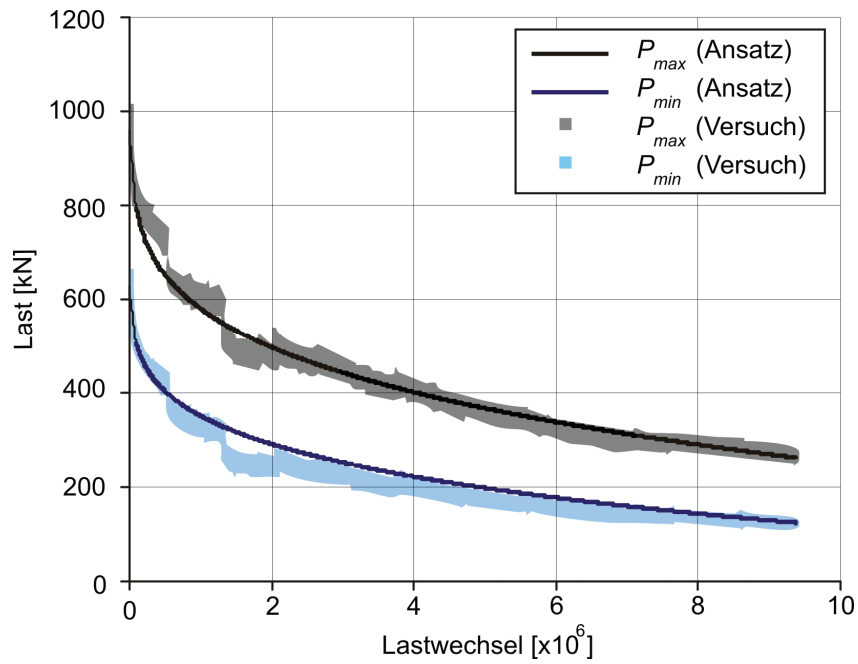


Abb. 6.16: Abfall der Ober- bzw. Unterlast über die Lebensdauer im Versuch S8-5a

### 6.5 Eigene Trägerversuche

Zur Absicherung der analytisch erhaltenen Ansätze aus Push-Out-Versuchen wurden 2 Einfeldträgerversuche nach Abb. 6.17 geplant. Dabei wurden die Träger einer Einstufenbelastung unterworfen.

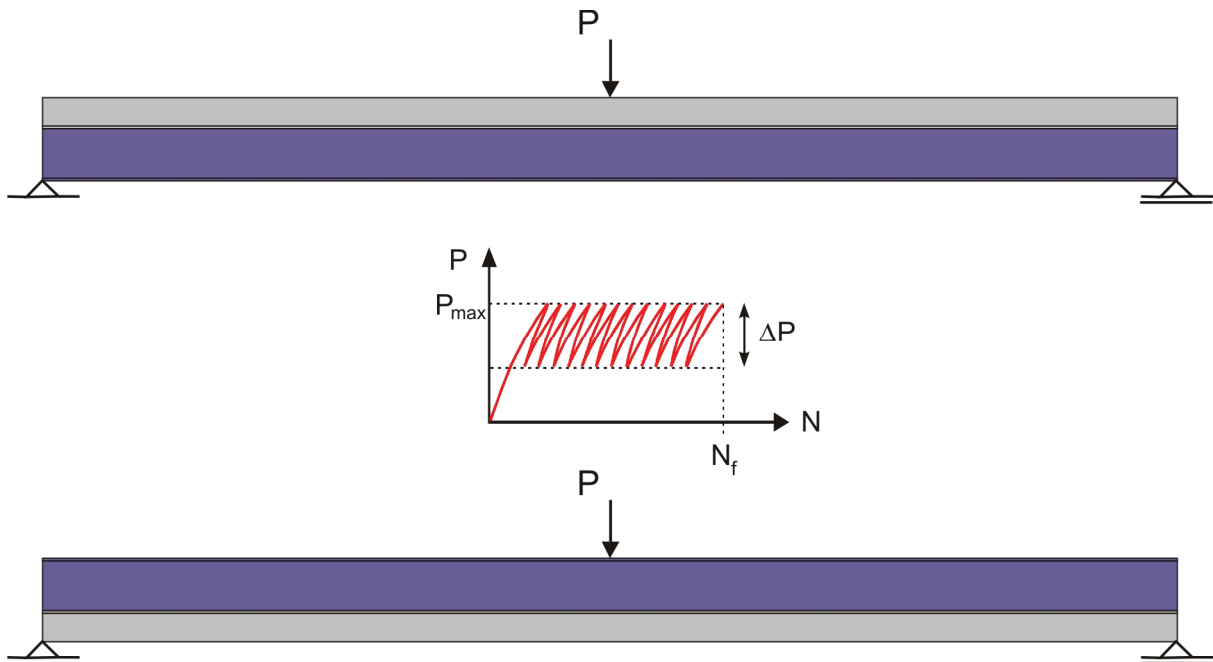
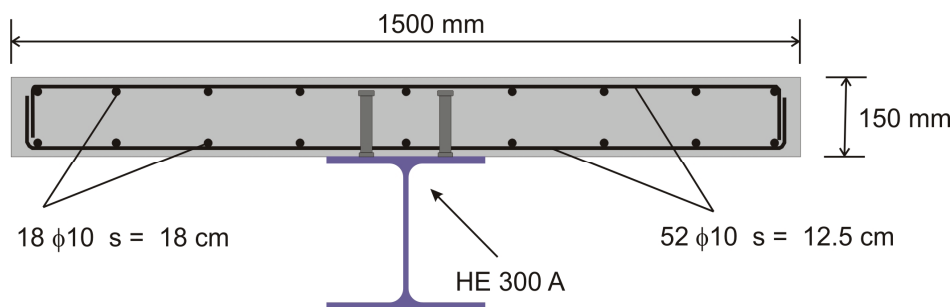


Abb. 6.17: Eigene Trägerversuche

Der erste Versuch (VT\_1) diente zur Untersuchung von Ermüdungsverhalten im positiven und der zweite (VT\_2) im negativen Momentenbereich. Zur Realisierung des negativen Momentenbereichs wurde der Träger in umgekehrter Lage, mit der Betonplatte nach unten, ausgeführt. Im Vordergrund dieser Versuche stand die Überprüfung der mit Hilfe von Push-Out Versuchskörpern gewonnenen theoretischen Bemessungsmodelle anhand des Verhaltens von hochzyklisch beanspruchten Verbundträgern.

### 6.5.1 Vorbemessung der Trägerversuche

Bei der Vorbemessung der Trägerversuche wurde darauf geachtet, dass ein realitätsnaher Träger dimensioniert wird und besonders am Anfang der zyklischen Belastung die maximale Beanspruchung in der Verbundfuge mit der Belastung von Push-Out Versuchen vergleichbar ist. Dabei wurde die Anzahl der Dübel in der Verbundfuge so gewählt, dass sich ein vollständiges Zusammenwirken zwischen den beiden Verbundpartnern ergab. Abb. 6.18 zeigt den Querschnitt des Verbundträgers VT\_1.



**Abb. 6.18:** Querschnitt des Versuchsträgers VT\_1

Der Betongurt ist 150 cm breit und 15 cm dick. Als Stahlquerschnitt wurde ein HE 300 A aus S460 verwendet. Zur Sicherung der Längsschubtragfähigkeit wurden zweireihig Kopfbolzendübel der Güte S235 J2G3 + C450 nach DIN EN ISO 13918 mit einem Durchmesser von  $\varnothing 22$  mm und einen Abstand von 250 mm in Längsrichtung angeordnet. Beide Träger wurden mit unterschiedlichen Stabdurchmessern bewehrt. Für den Träger im positiven Momentenbereich wurde als Längsbewehrung Stabstahl BSt 500S mit einem Stabdurchmesser 10 mm und als Querbewehrung Stabstahl mit einem Durchmesser 12 mm verwendet. Für den Träger im negativen Momentenbereich wurde als Längsbewehrung Stabstahl BSt

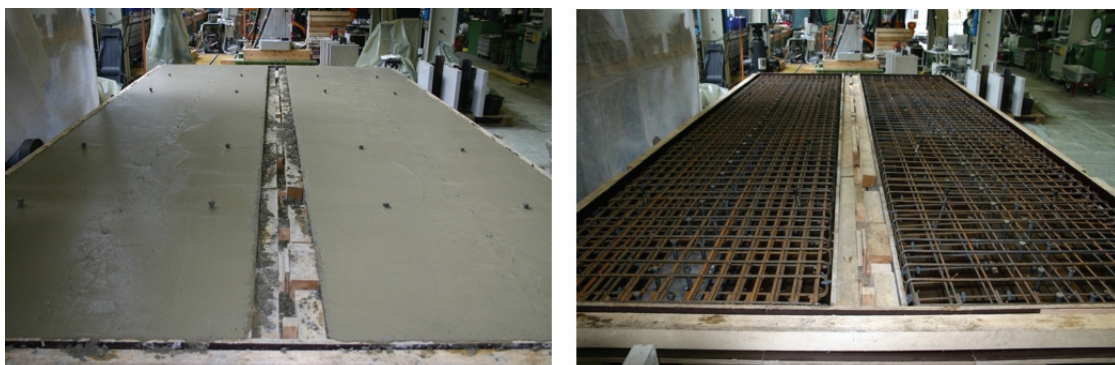
500S mit einem Stabdurchmesser 16 mm und als Querbewehrung Stabstahl mit dem Durchmesser 12 mm verwendet.

Zur Überwachung und Bestimmung der Festbetoneigenschaften wurden zeitgleich zur Betonage der Versuchskörper 21 Probezylinder mit den Abmessungen Ø150 mm x 300 mm mitbetoniert. Die 12 Probezylinder wurden in Übereinstimmung mit DIN EN 206 zunächst 28 Tage im Wasser gelagert, anschließend bis zu ihrer Prüfung offen in der Prüfhalle. Die übrigen 9 Zylinder wurden bereits ab dem ersten Tag offen in der Prüfhalle gelagert. Die Mittelwerte der aus den Probekörpern gewonnenen Werkstoffkennwerte sind in Tab. 6.1 zusammengestellt.

**Tab. 6.1:** Materialkennwerte des Versuchsträgers VT\_1

Betongurt		Stahlträger			Kopfbolzendübel		
$f_c$	$E_{cm}$	$f_y$	$f_u$	$E_a$	$f_y$	$f_u$	$E_s$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
36,0	27959	452	527	204000	440	528	215000

Beide Träger wurden gleichzeitig betoniert. Vor dem Betonieren wurden die Oberseiten der Stahlträger mit Öl eingestrichen, um Einflüsse aus der Reibung zu vermeiden. Zusätzlich wurden bei dem Träger VT\_1 direkt unter dem Lasteinleitungspunkt und bei dem Träger VT\_2 direkt am Auflagerpunkt auf der Oberseite des Stahlträgerobergurts 70 cm breite PTFE Folien verlegt. Abb. 6.19 zeigt die beiden Versuchsträger mit Kopfbolzendübeln, Bewehrung und PTFE Folien in der Schalung.



**Abb. 6.19:** Versuchsträger vor und nach dem Betonieren



Nach Eurocode 4 ergibt sich für den Versuchsträger Versuchsträger VT\_1 eine Traglast von  $P_{R,k} = 830$  kN und für den Träger VT\_2 eine Traglast von  $P_{R,k} = 530$  kN. Unter der Annahme einer vollständigen Verdübelung wurden die zyklischen Belastungsparameter  $P_{max}$  und  $P_{min}$  so gewählt, dass die maximale Dübelkraft in der Verbundfuge mit der Belastung der Push-Out Versuche vergleichbar ist. Die gewählten Belastungsparameter für beide Versuche sind in Tab. 6.2 angegeben.

**Tab. 6.2:** Belastungsparameter der Trägerversuche

Versuch	$P_{max}$ [kN]	$P_{min}$ [kN]	$\Delta P$ [kN]
VT_1	450	190	260
VT_2	160	70	90

### 6.5.2 Versuchs- und Messeinrichtung

Die Belastung der Prüfkörper erfolgte mit einem servo - hydraulischen 2000 kN Zug-Druck-Prüfzylinder der Firma Schenck, Darmstadt. Der verwendete Prüfzylinder entsprach der Klasse 1 gem. DIN 51220 und wurde jeweils mittels der Regelelektronik INSTRON 8800 gesteuert. Die Messwerte wie Kraft, Kolbenweg, Dehnungen und Wege wurden mit Spider-Vielstellenmessanlagen der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM), Darmstadt aufgenommen und anschließend mit den Programmsystemen MS-Excel der Firma Microsoft und FAMOS der Firma IMC Meßsysteme, Berlin aufbereitet. Abb. 6.20 zeigt den Versuchsträger VT\_1 im Spannfeld.

Mit Hilfe von Wegaufnehmern und Dehnungsmessstreifen wurden an dem Träger an insgesamt 62 Stellen Messungen durchgeführt. Die Abb. 6.21 zeigt an dem Versuchskörper VT\_1 die aus Wegaufnehmern und DMS bestehende Messeinrichtung.

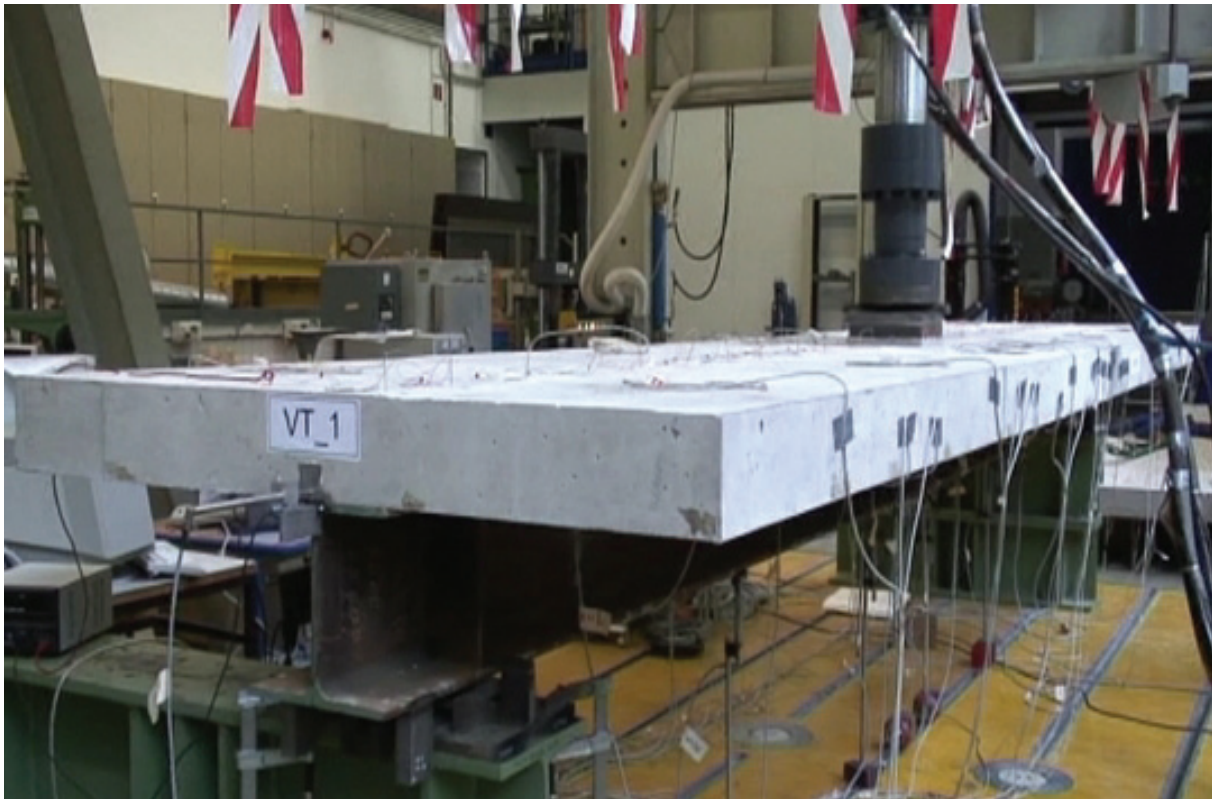


Abb. 6.20: VT\_1 im Spannfeld

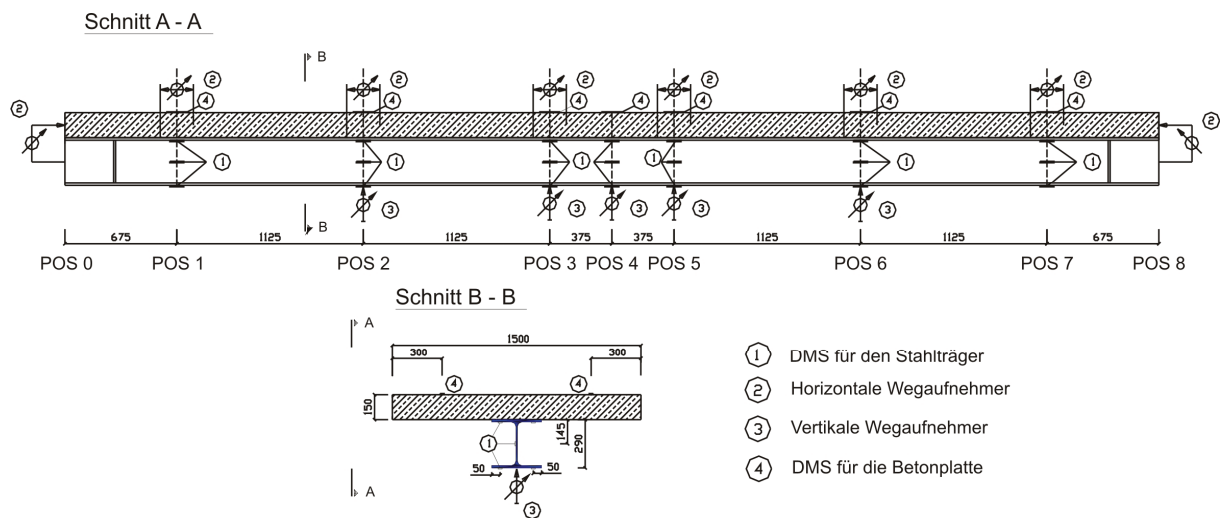


Abb. 6.21: Anordnung und Bezeichnung der Wegaufnehmer und der DMS

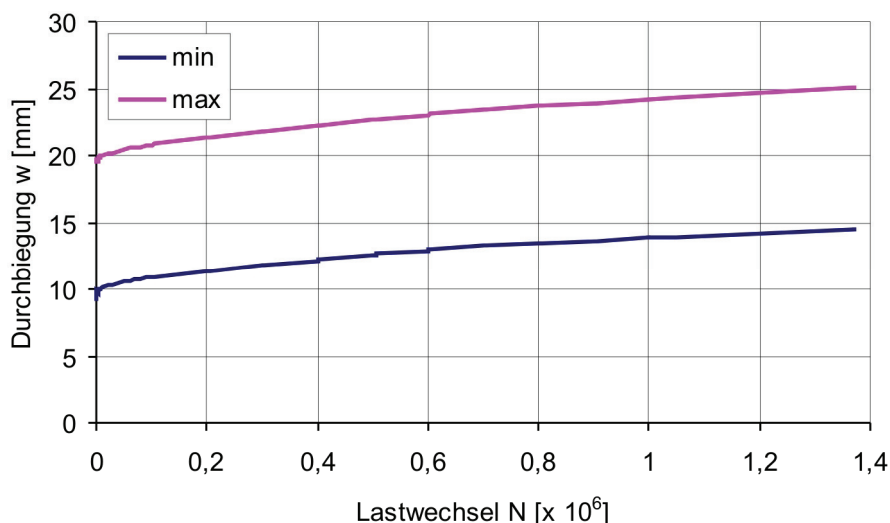
### 6.5.3 Versuchsergebnisse von VT\_1

Im Rahmen dieser Arbeit wird nur der Versuchsträger VT\_1 untersucht und nachgerechnet. Die Ergebnisse und Nachrechnung des Versuchsträgers VT\_2 sind

in [49] ausführlich dargestellt.

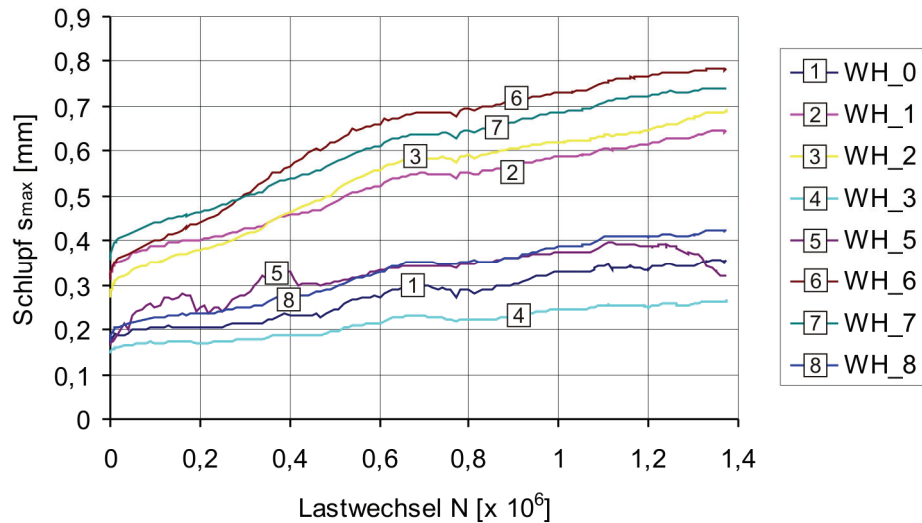
Der Versuchsträger VT\_1 wurde zunächst weggeregelt bis zu der globalen Oberlast  $P_{\max}$  von 450 kN belastet und dann entlastet. Anschließend wurden kraftgeregelt 1,37 Millionen Lastwechsel mit einer Frequenz von 0,5 Hz aufgebracht. Die zyklische Belastung wurde wie bei den Push-Out Versuchen an bestimmten Zeitpunkten angehalten und Steifigkeitsmessungen durchgeführt, wobei der Träger jeweils weggeregelt bis zu der Oberlast belastet und dann komplett entlastet wurde. Die Messungen wurden, wie in Abb. 6.21 zu sehen ist, systematisch an 8 bestimmten Schnitten durchgeführt.

In Abb. 6.22 ist die Entwicklung der Durchbiegungen in der Mitte des Trägers während der zyklischen Belastung dargestellt. Die Durchbiegungen nehmen von Anfang an stetig zu.

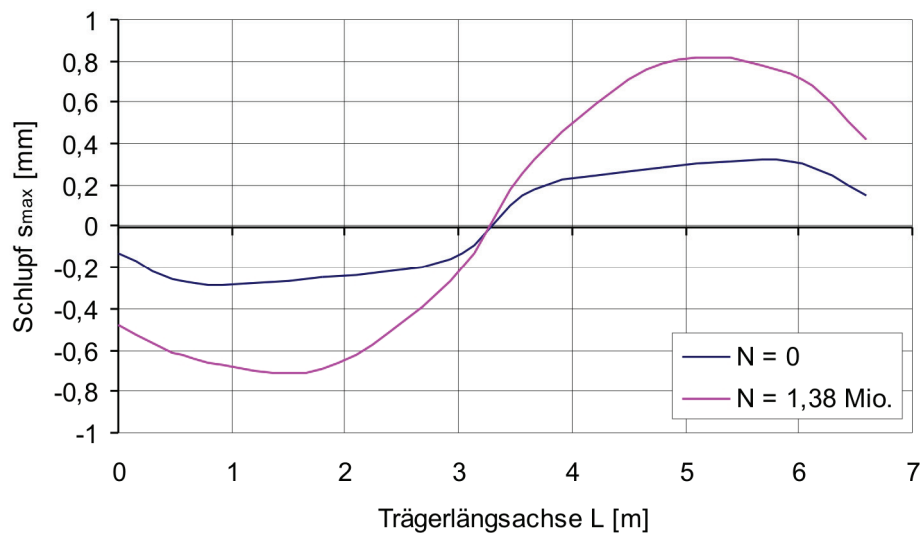


**Abb. 6.22:** Entwicklung der Durchbiegungen in der Mitte des Trägers (WV4)

Auch der Schlupf in der Verbundfuge nimmt stetig zu. In Abb. 6.23 ist die Zunahme des maximalen Schlupfes während der Lastzyklen an Wegaufnahmepositionen dargestellt. Abb. 6.24 zeigt den Verlauf des maximalen Schlupfes über die Trägerlängsachse für  $N = 0$  und  $N = 1,37$  Millionen Lastwechsel.



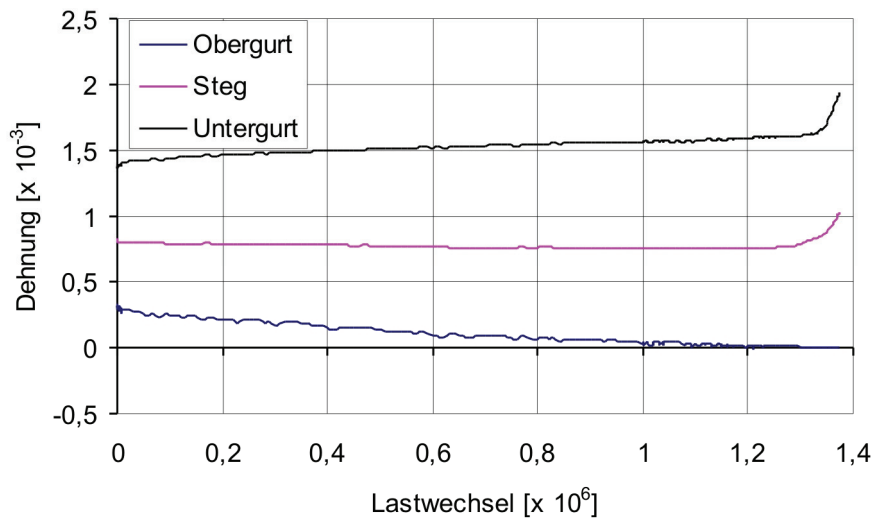
**Abb. 6.23:** Entwicklung des maximalen Schlupfes an verschiedenen Wegaufnehmerpositionen



**Abb. 6.24:** Verlauf des maximalen Schlupfes über die Trägerlängsachse

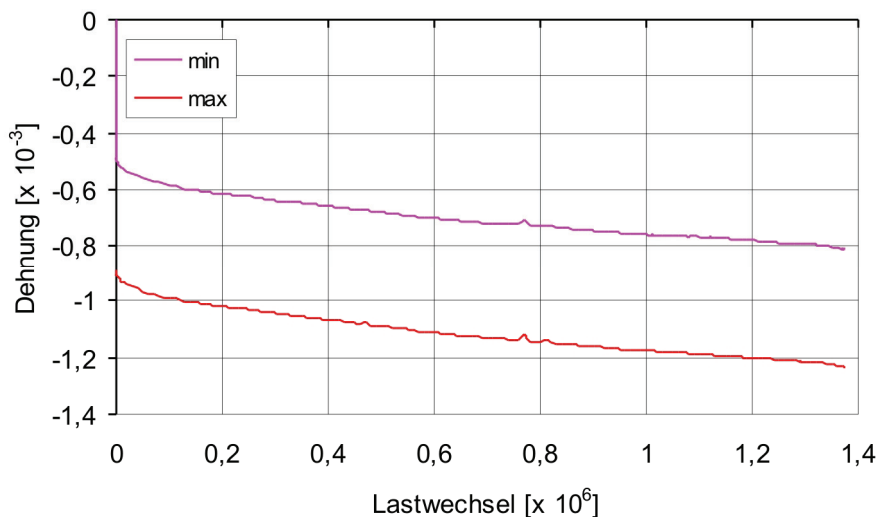
Um die Teilschnittgrößen im Stahl- und Betonquerschnitt zu berechnen, wurden mit Hilfe von DMS an mehreren Stellen kontinuierlich Dehnungen gemessen. In Abb. 6.25 ist der Verlauf der Dehnungen über die Lastwechsel am Stahlquerschnitt in Feldmitte dargestellt. Die nichtlineare Zunahme der Dehnungen am Steg und Untergurt nach 1,3 Millionen Lastwechseln ist auf einen Ermüdungsriss im Steg zurückzuführen. Der zyklische Versuch wurde daher nach 1,37 Millionen Lastwechseln beendet. Vor der Prüfung der statischen Resttragfähigkeit wurde die

gerissene Stelle fachgerecht ausgeschliffen und nachgeschweißt.



**Abb. 6.25:** Verlauf der Dehnungen im Stahlquerschnitt in Trägermitte unter Oberlastniveau

Abb. 6.26 zeigt den Verlauf der Dehnungen an der Oberseite des Betongurts in der Trägermitte beim Ober- und Unterlastniveau.



**Abb. 6.26:** Verlauf der Dehnungen im Betonquerschnitt in Trägermitte unter Ober- und Unterlastniveau

In den folgenden Abbildungen (Abb. 6.27 bis Abb. 6.33) sind die gemessenen Dehnungen im Stahl und Beton für die DMS Positionen 1 bis 7 dargestellt. Der bei den Bezeichnungen enthaltene Index „a“ zeigt die Dehnung an der Unterseite des Stahlträgerobergurts, Index „b“ die Dehnung an dem Steg und Index „c“ die

Dehnung an der Oberseite des Stahlträgeruntergurts. Außerdem bedeutet der Index „\_ST“ Stahl und der Index „\_B“ Beton.

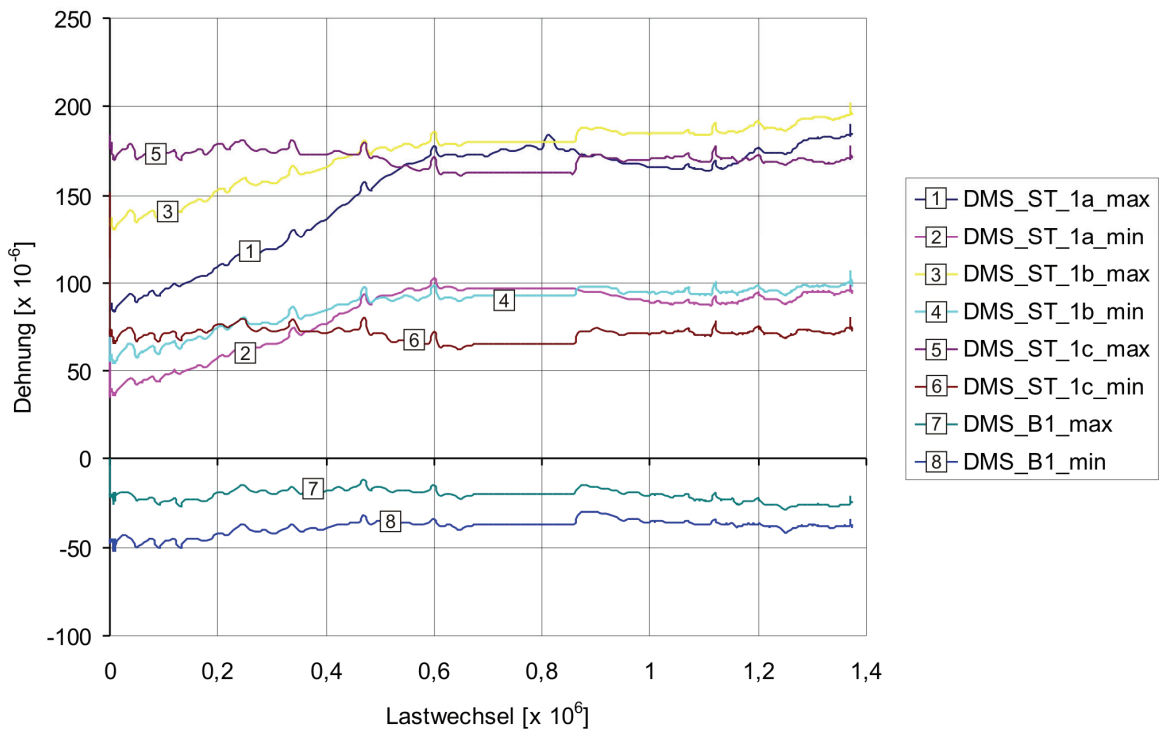


Abb. 6.27: Dehnungen im Stahl und Beton (POS 1)

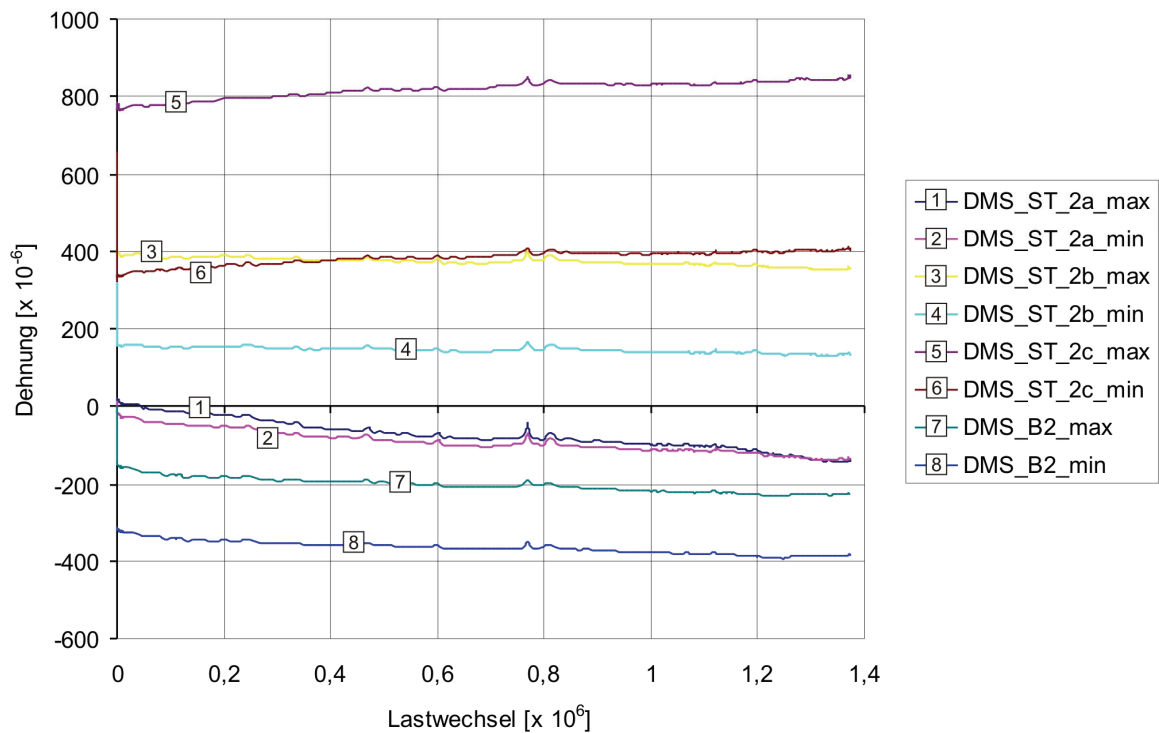


Abb. 6.28: Dehnungen im Stahl und Beton (POS 2)

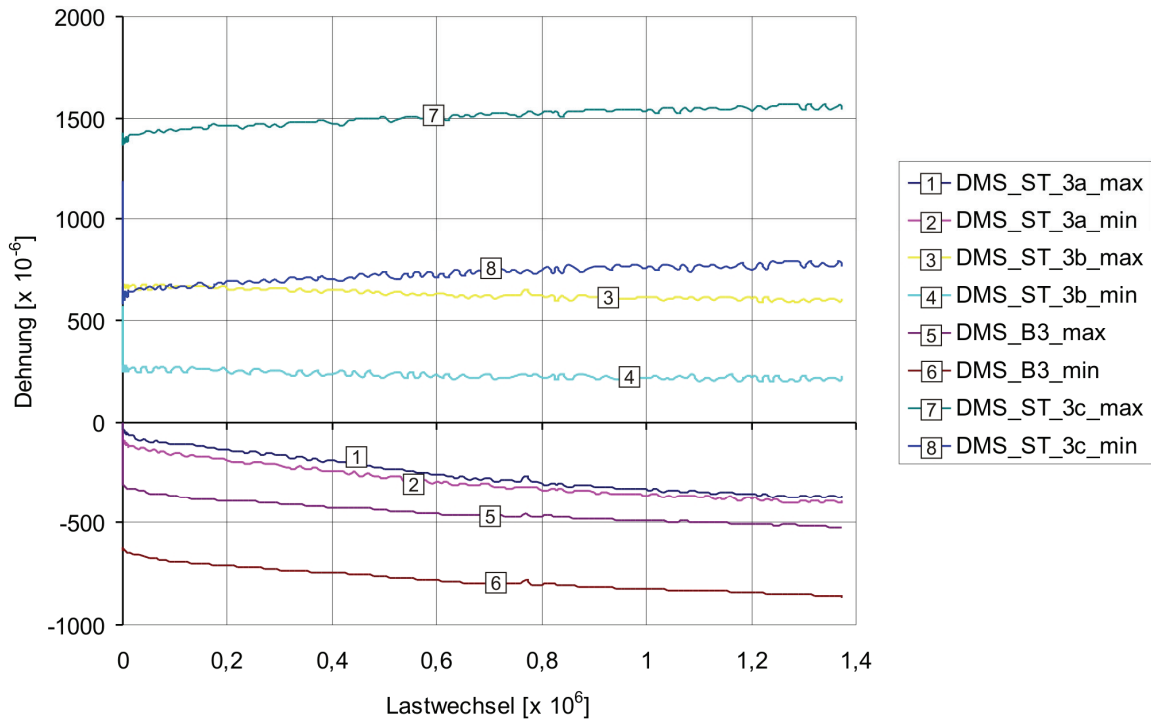


Abb. 6.29: Dehnungen im Stahl und Beton (POS 3)

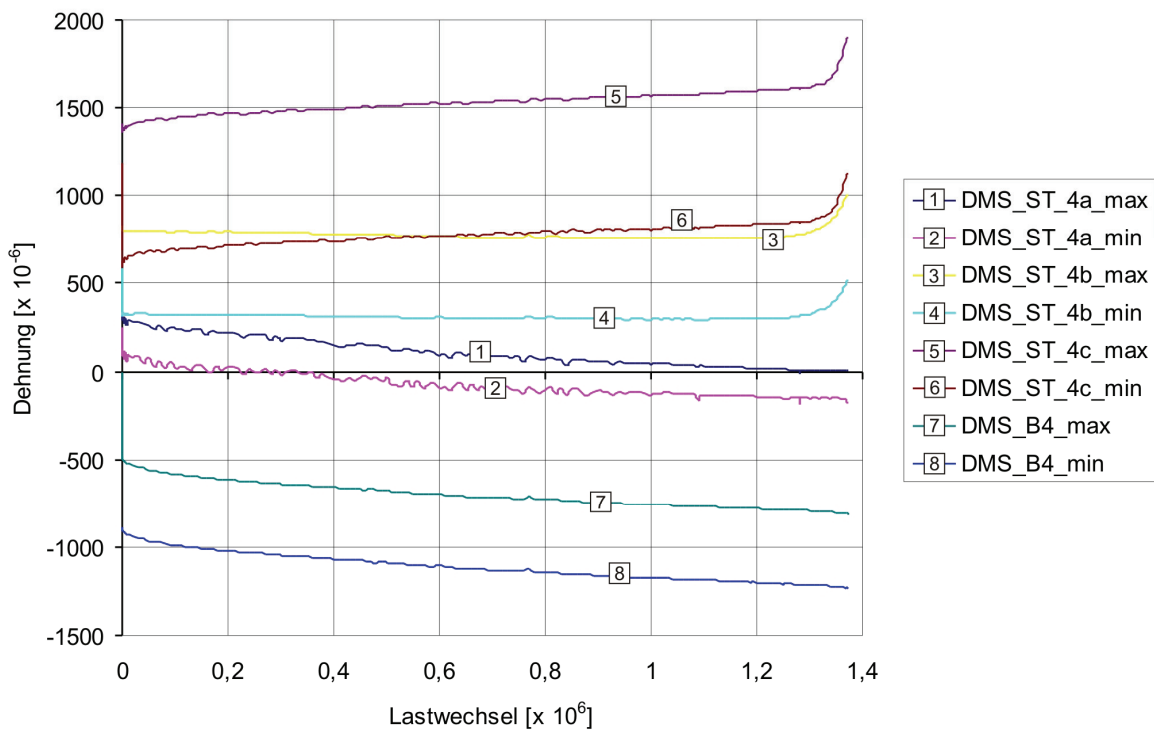


Abb. 6.30: Dehnungen im Stahl und Beton (POS 4)

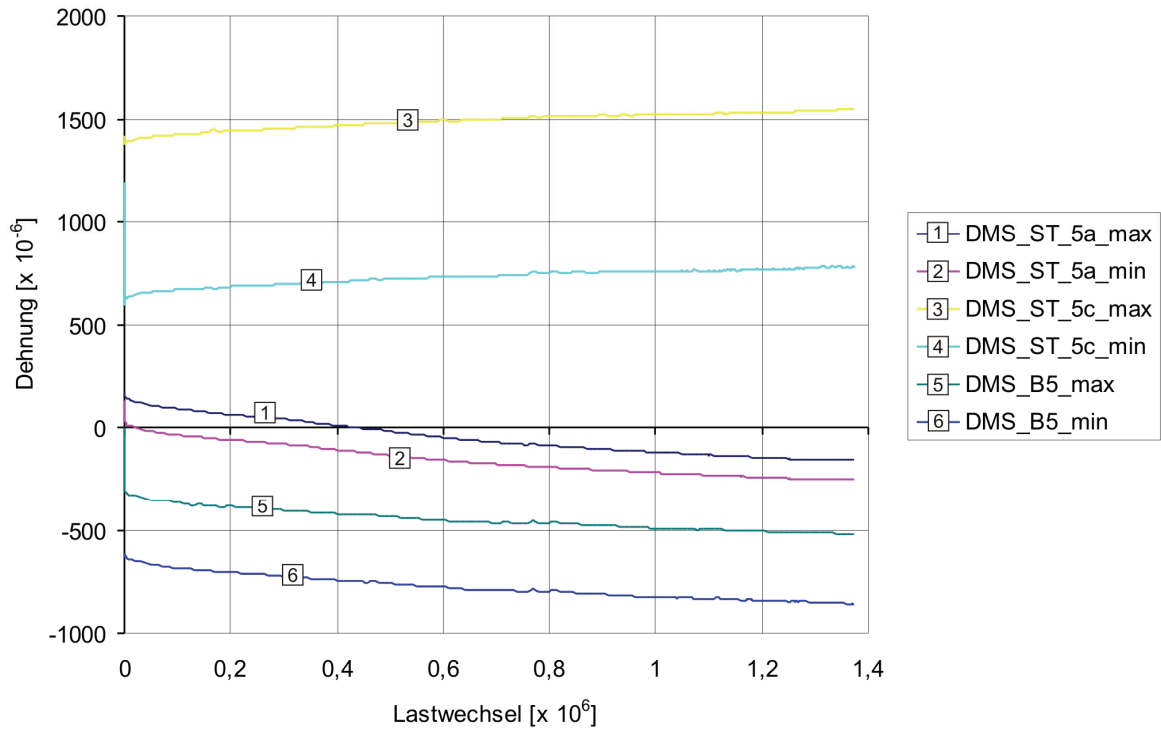


Abb. 6.31: Dehnungen im Stahl und Beton (POS 5)

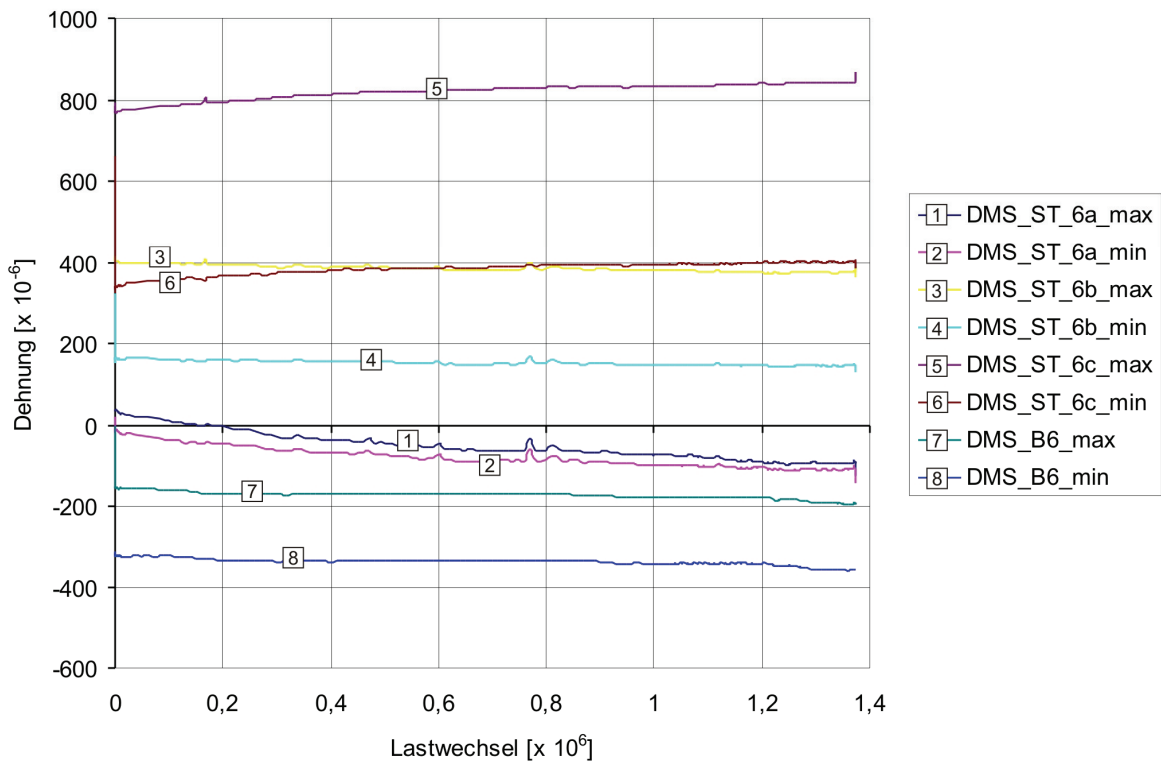
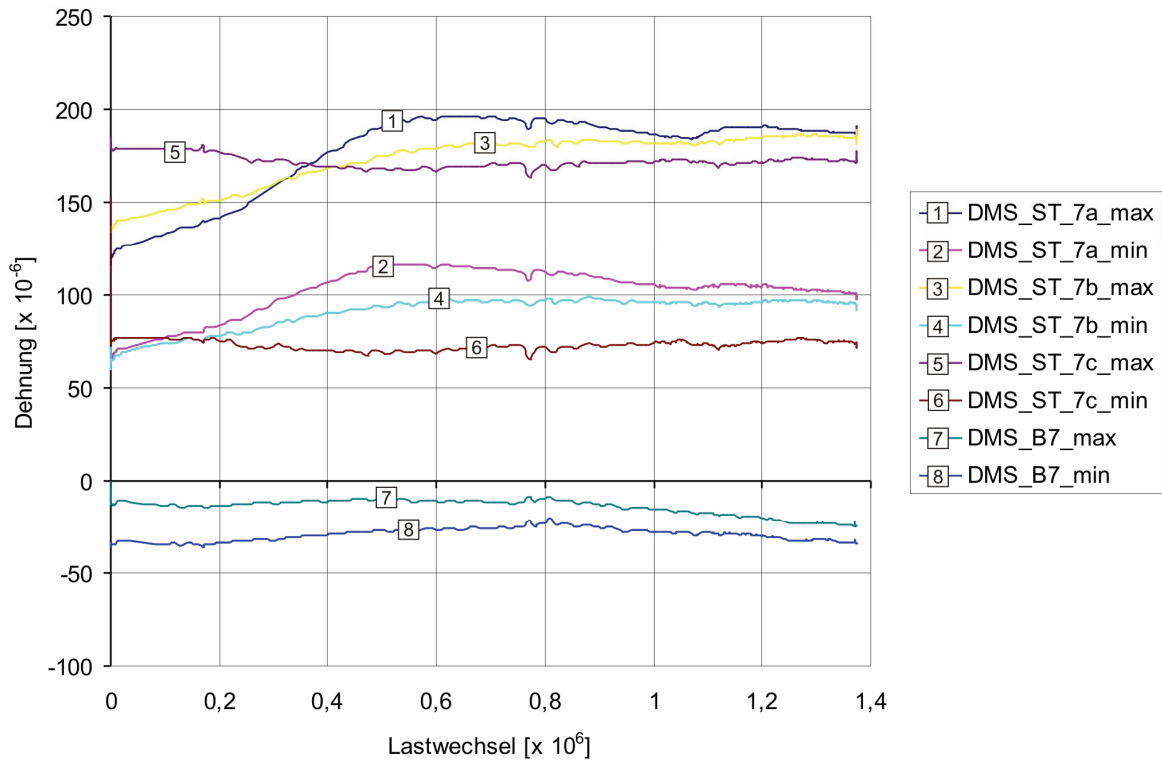


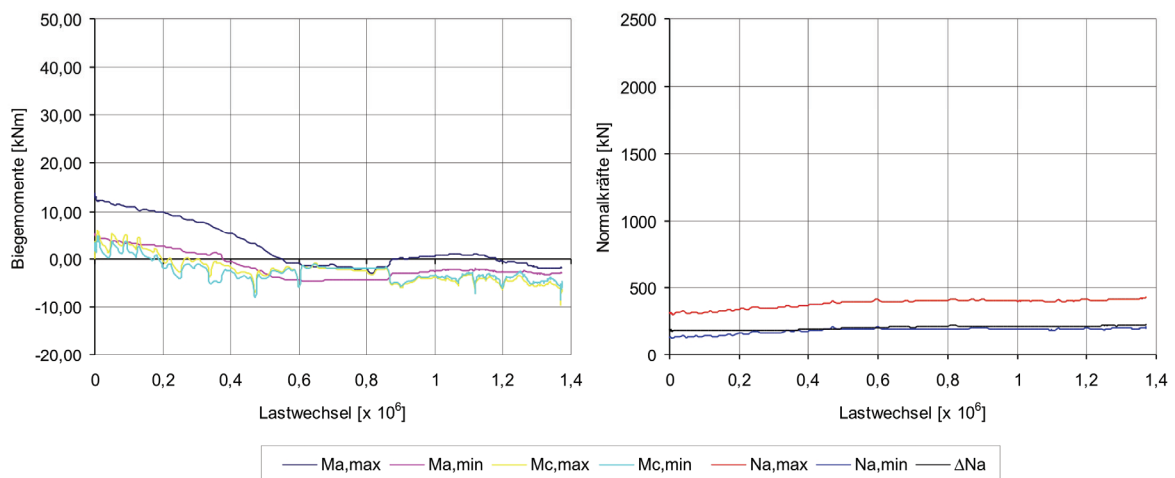
Abb. 6.32: Dehnungen im Stahl und Beton (POS 6)



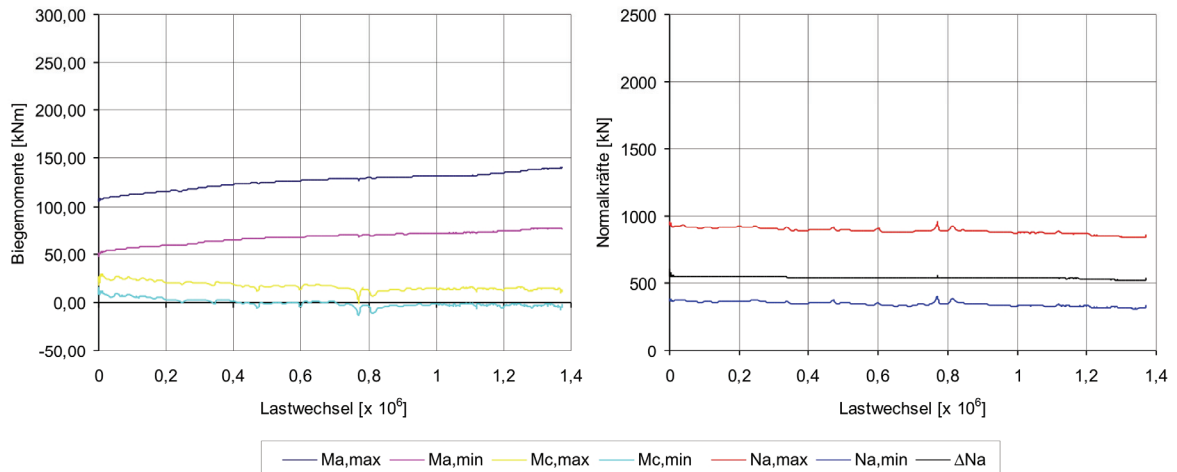


**Abb. 6.33:** Dehnungen im Stahl und Beton (POS 7)

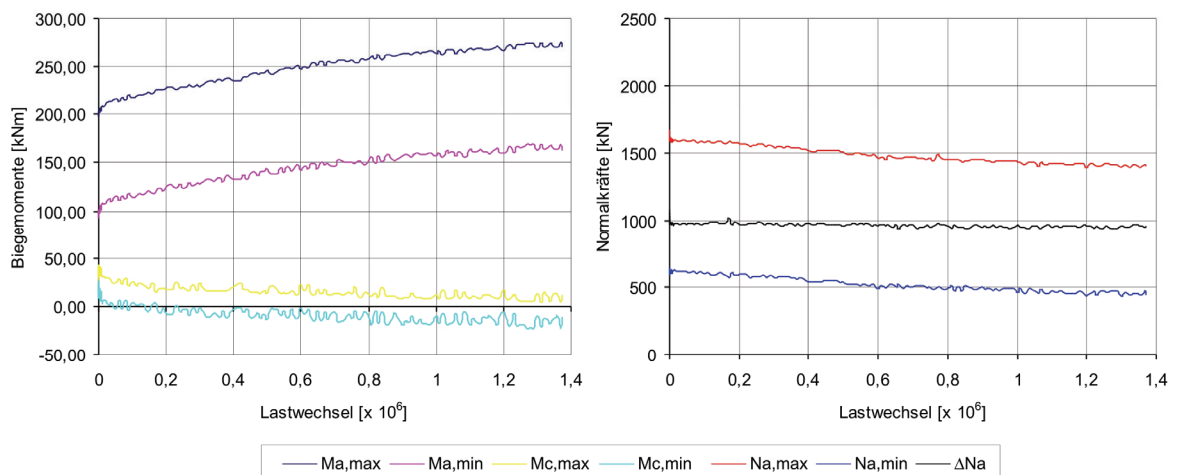
Mit Hilfe der gemessenen Dehnungen wurden die Schnittgrößen in den Teilquerschnitten berechnet. Die Momentbeanspruchungen im Stahl- und Betonquerschnitt für Oberlast- bzw. Unterlastniveau und die Normalkräfte im Stahlquerschnitt sind für die 7 Positionen in den Abbildungen von Abb. 6.34 bis Abb. 6.40 dargestellt.



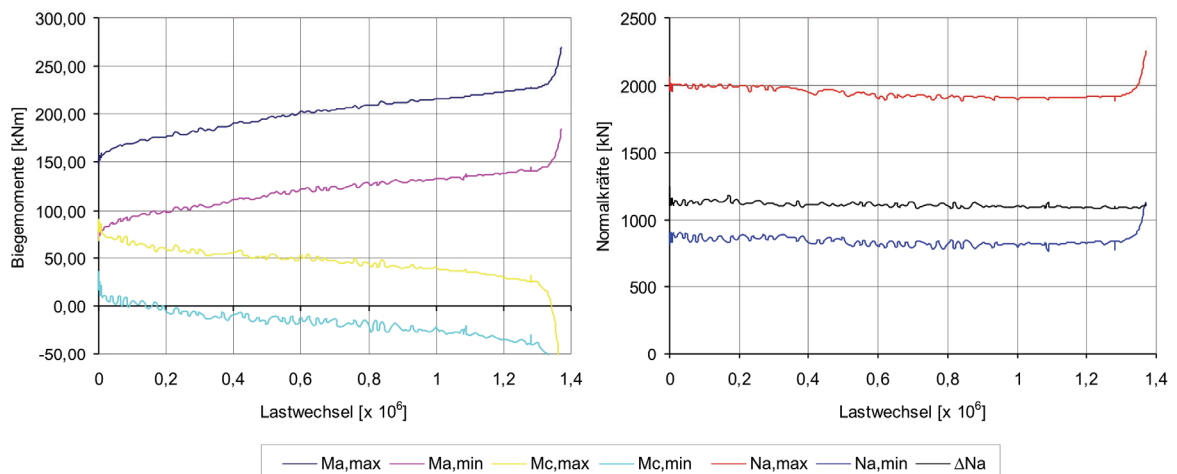
**Abb. 6.34:** Momente und Normalkräfte in Teilquerschnitten (POS 1)



**Abb. 6.35:** Momente und Normalkräfte in den Teilquerschnitten (POS 2)



**Abb. 6.36:** Momente und Normalkräfte in den Teilquerschnitten (POS 3)



**Abb. 6.37:** Momente und Normalkräfte in den Teilquerschnitten (POS 4)

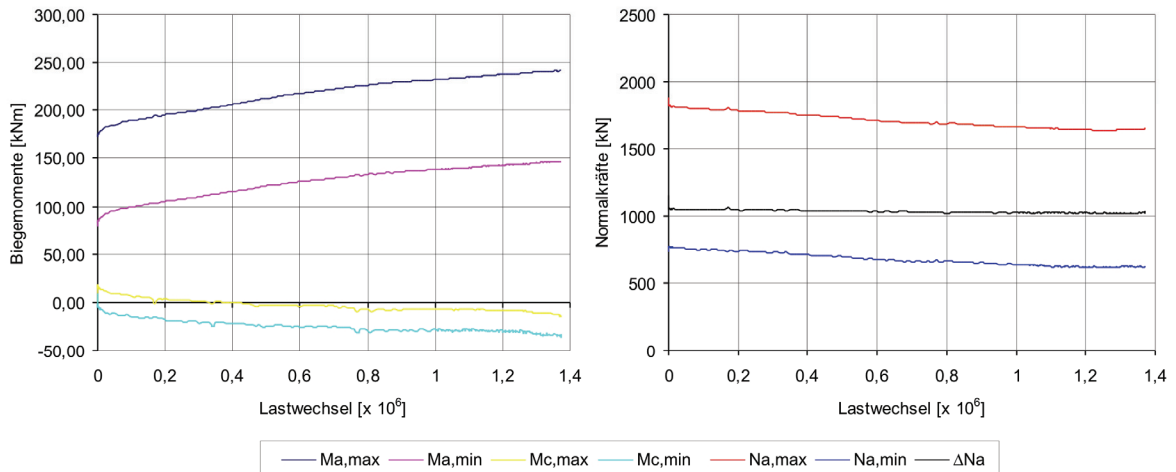


Abb. 6.38: Momente und Normalkräfte in den Teilquerschnitten (POS 5)

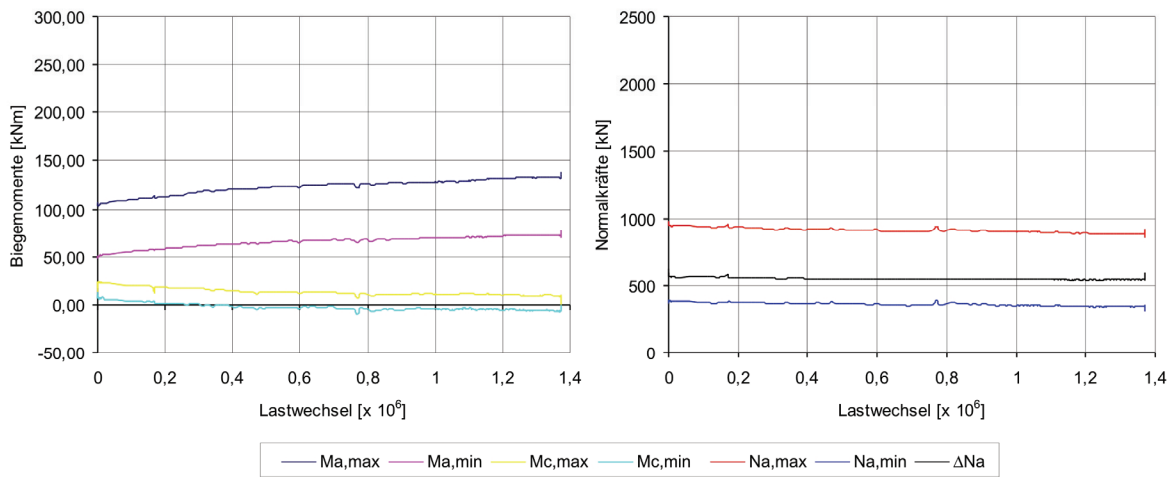


Abb. 6.39: Momente und Normalkräfte in den Teilquerschnitten (POS 6)

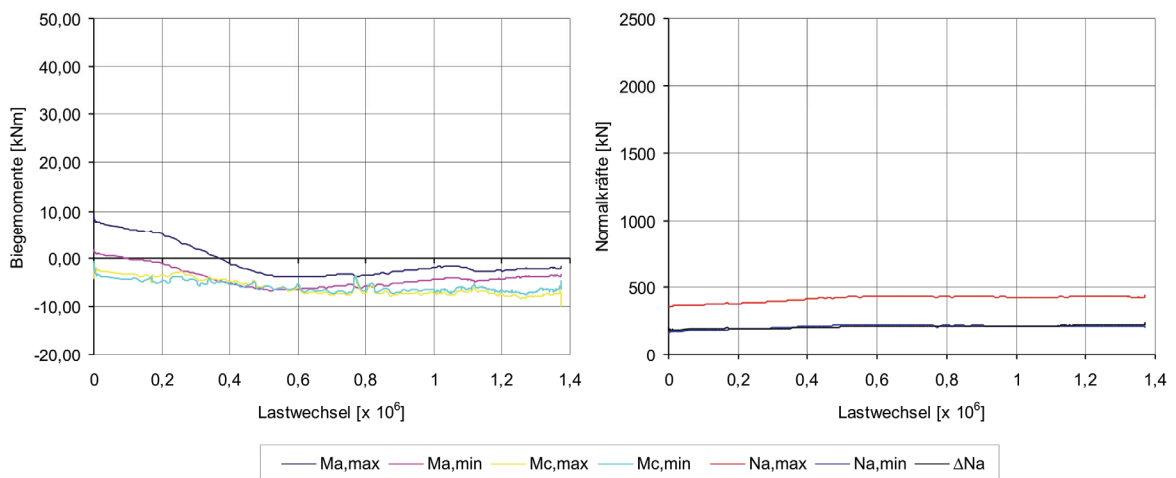


Abb. 6.40: Momente und Normalkräfte in den Teilquerschnitten (POS 7)

Mit der Zunahme der Lastwechsel nimmt der Momentanteil des Stahlträgers zu und der des Betons sinkt ab. Die maximalen und minimalen Normalkräfte nehmen ab, während die Normalkraftschwingbreiten fast konstant bleiben oder nur minimal abnehmen. Die Dübelkräfte können aus der Änderung der Normalkräfte zwischen zwei Schnitten direkt ermittelt werden.

### 6.5.4 Nachrechnung des Versuchs VT\_1

Mit den gemessenen Materialkennwerten und der nichtlinearen Funktion für die Last-Verformungskurve in Abb. 6.1 wurde eine statische FE - Berechnung durchgeführt, in welcher der Versuchsträger bis zu der Oberlast belastet und auf die Unterlast entlastet wurde. Aus dieser ersten Berechnung resultierten die einzelnen Dübelkräfte, welche als Eingabe für die weiteren FE - Berechnungen dienten. Die Nachrechnung des Trägers nach  $N$  Lastwechselzahlen erfolgt wie vorher erläutert inkrementell mit konstanten Lastwechselblocks. Nach jedem Block werden neue Dübelkräfte und die plastische Verformung in der Verbundfuge mit Hilfe von aus kraftgeregelten Push-Out Versuchen entwickelten Ansätzen zur Vorhersage der Lebensdauer, Resttragfähigkeit und der neuen Schadensakkumulationshypothese berechnet und im nächsten Schritt als Eingabe verwendet. Für die Nachrechnung nach  $N = 1,37$  Mio. wurden 20 Schritte gewählt. Abb. 6.41 zeigt die Spannungen im Beton- und Stahlquerschnitt in Längsrichtung aus der FE – Analyse für die erste Belastung.

Das Diagramm in Abb. 6.42 zeigt den aus dem Versuch und der FE – Berechnung ermittelten Schlupfverlauf entlang der Trägerachse beim Erreichen der globalen Oberlast für den statischen Fall ( $N = 0$ ) bzw. für den ersten Zyklus.

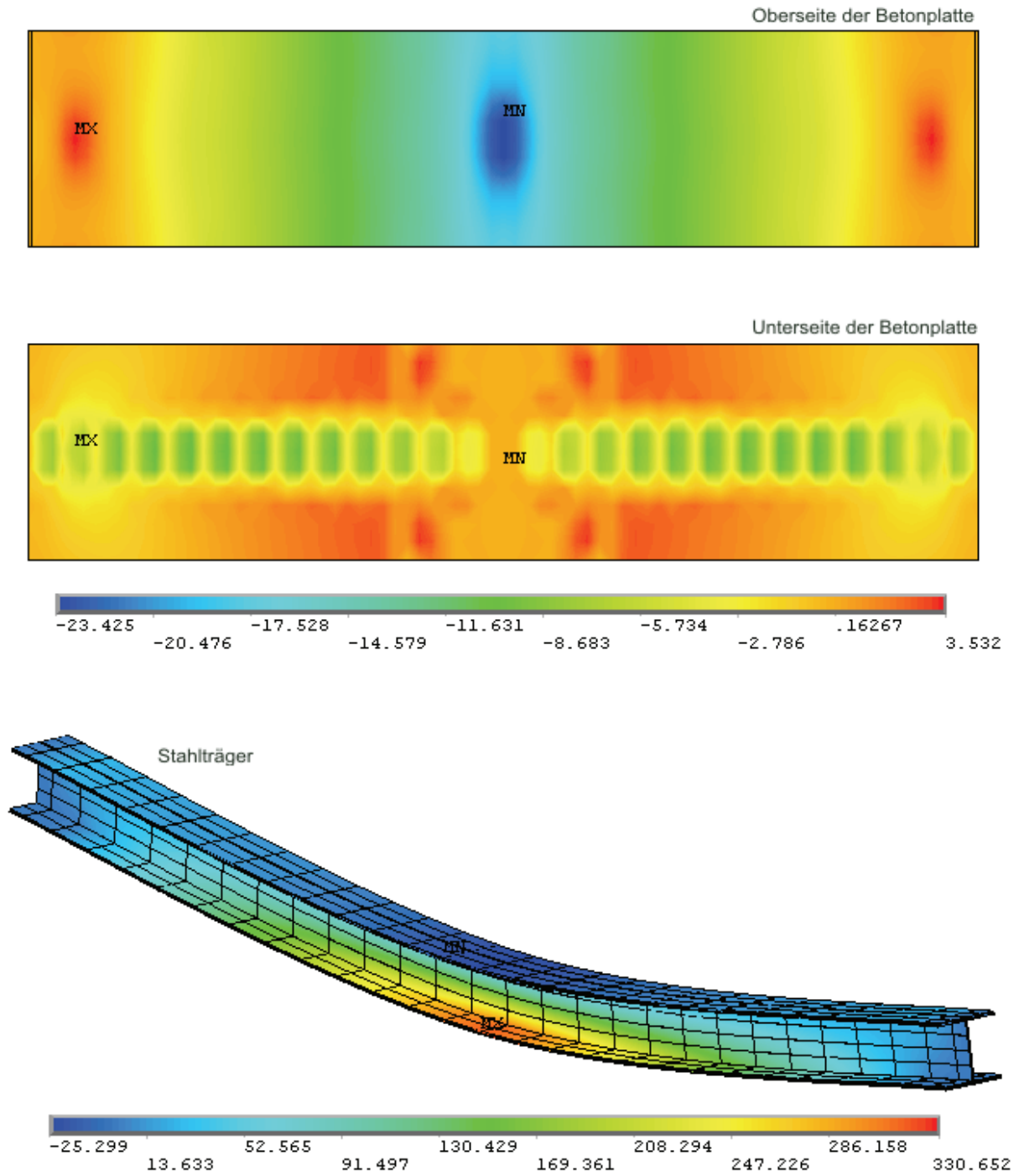
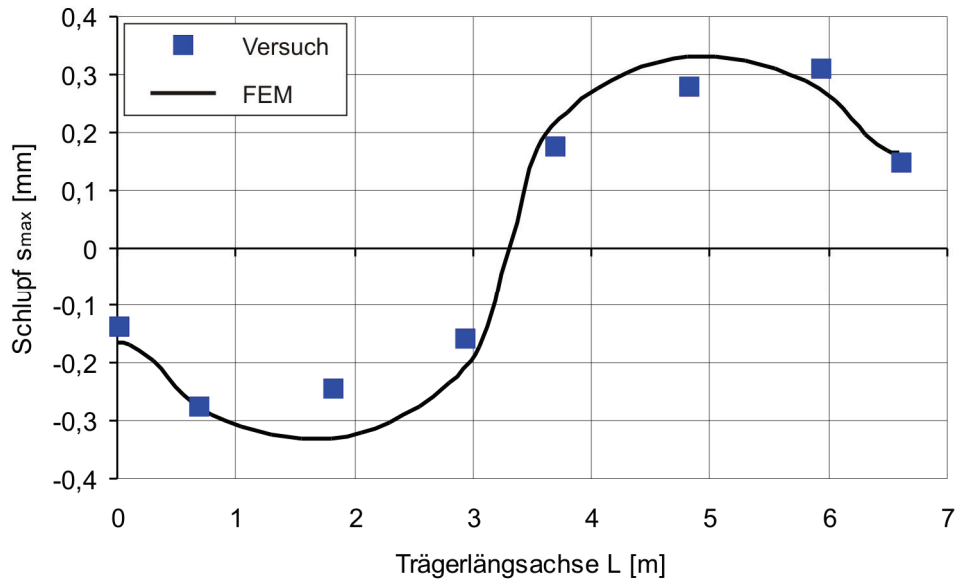
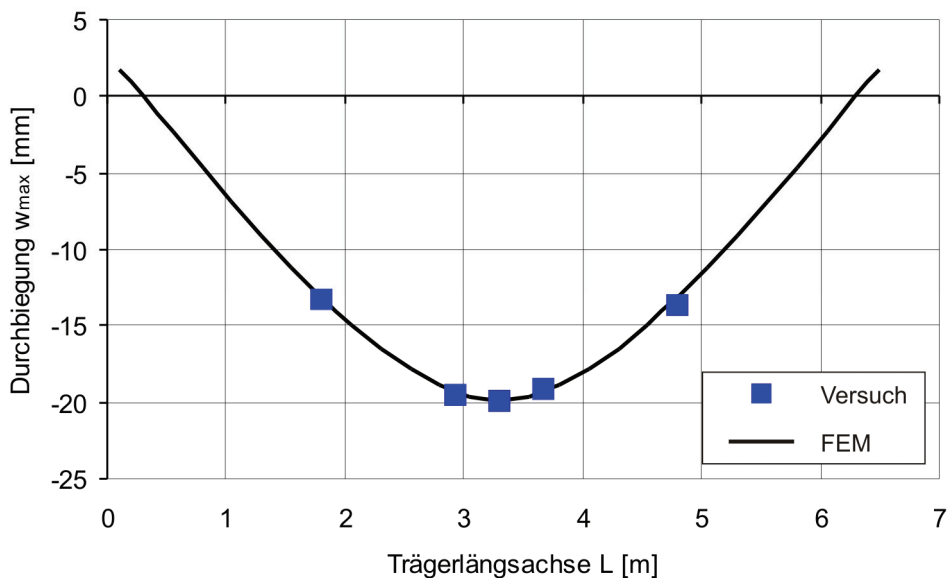


Abb. 6.41: Spannungen in Längsrichtung ( $\sigma_x$ ) für  $N = 0$  und  $P_{max}$



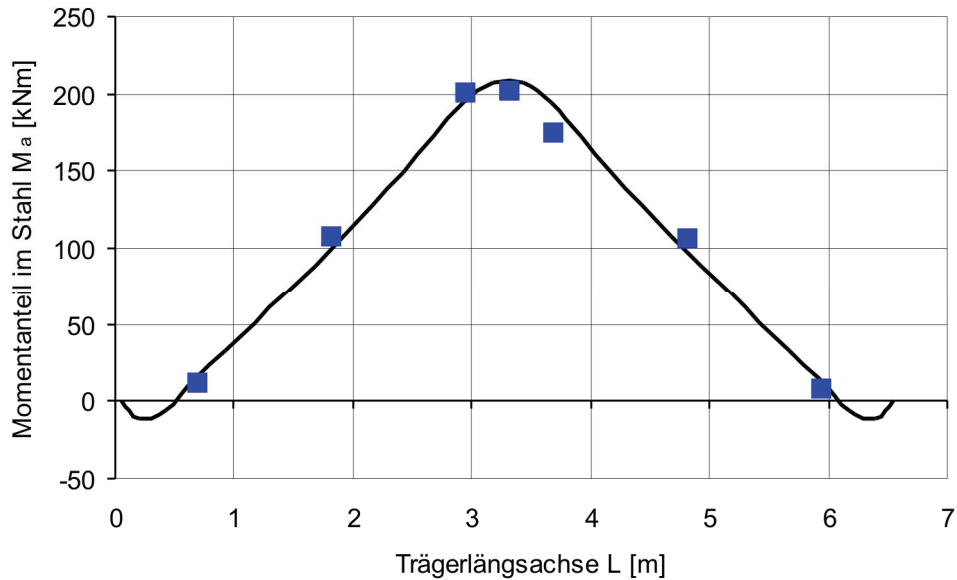
**Abb. 6.42:** Schlupfverlauf für  $P_{max}$  und  $N = 0$

Die Vergleich der rechnerischen und experimentellen Durchbiegungen für  $N = 0$  beim Oberlastniveau ist in Abb. 6.43 dargestellt.



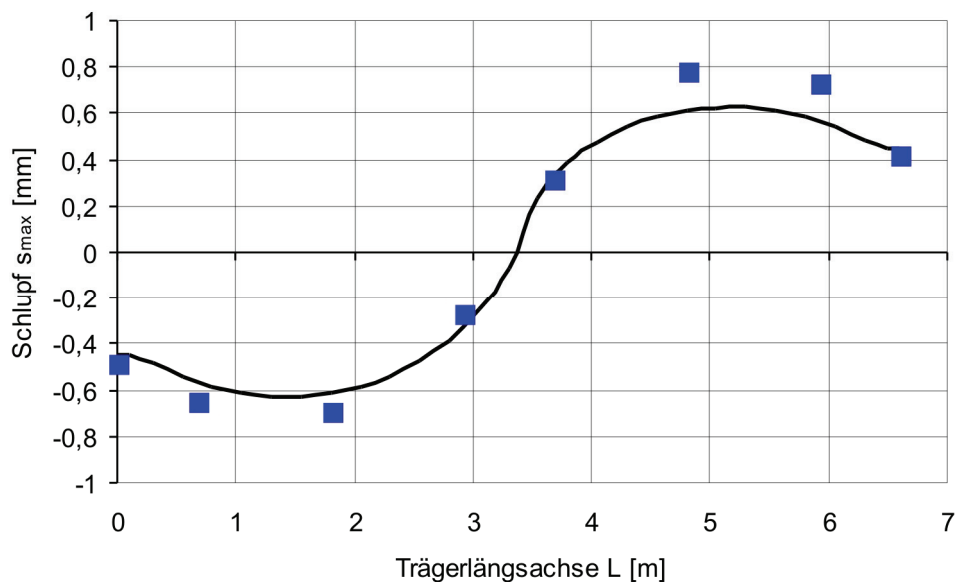
**Abb. 6.43:** Vergleich der rechnerischen und experimentell ermittelten Durchbiegungen für  $P_{max}$  und  $N = 0$

In Abb. 6.44 ist der aus den experimentellen Dehnungen berechnete Momentanteil im Stahlprofil mit den Werten der FE – Analyse ebenfalls beim Oberlastniveau dargestellt.

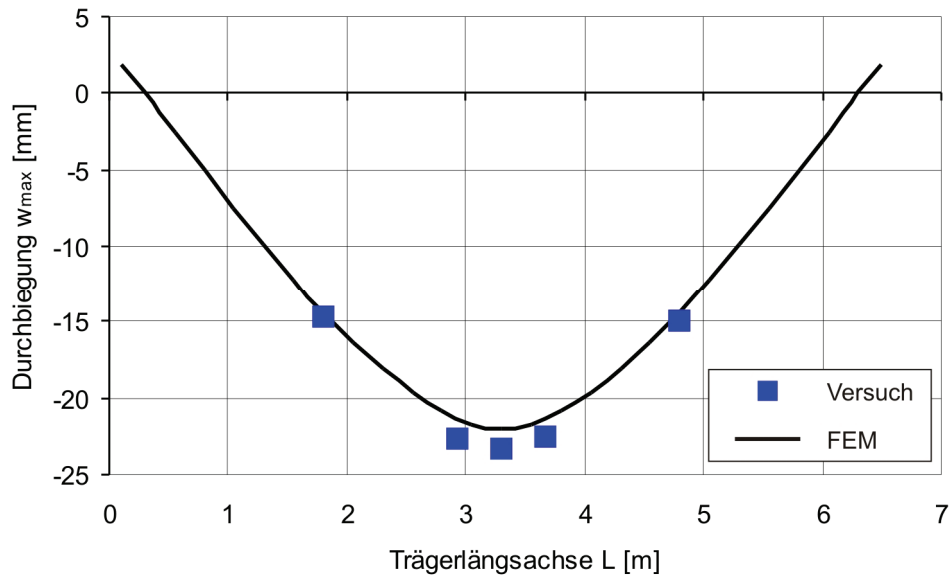


**Abb. 6.44:** Vergleich der rechnerischen und experimentellen Biegemomente  $M_a$  des Stahlquerschnittes für  $P_{max}$

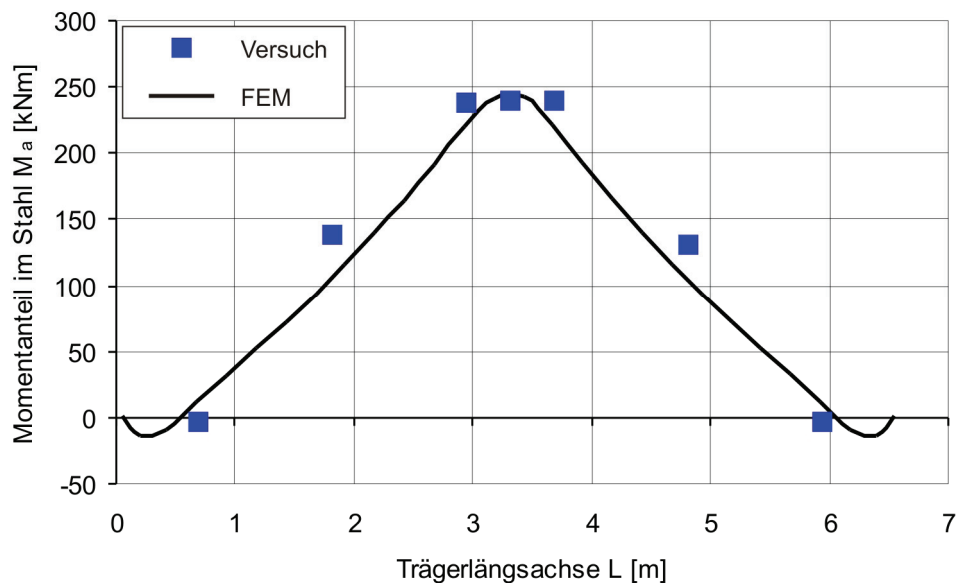
Bei den Vergleichen in den Abb. 6.42 bis Abb. 6.44 ist die gute Übereinstimmung zwischen den theoretischen und experimentellen Werten für die erste Belastung deutlich erkennbar. Entsprechende Vergleiche für  $N = 1,37$  Millionen Lastwechsel beim Oberlastniveau sind in den nachfolgenden Abb. 6.45 bis Abb. 6.47 dargestellt.



**Abb. 6.45:** Schlupfverlauf für  $P_{max}$  und  $N = 1,37$  Millionen



**Abb. 6.46:** Vergleich der rechnerischen und experimentellen Durchbiegungen für  $N = 1,37$  Millionen und  $P_{max}$

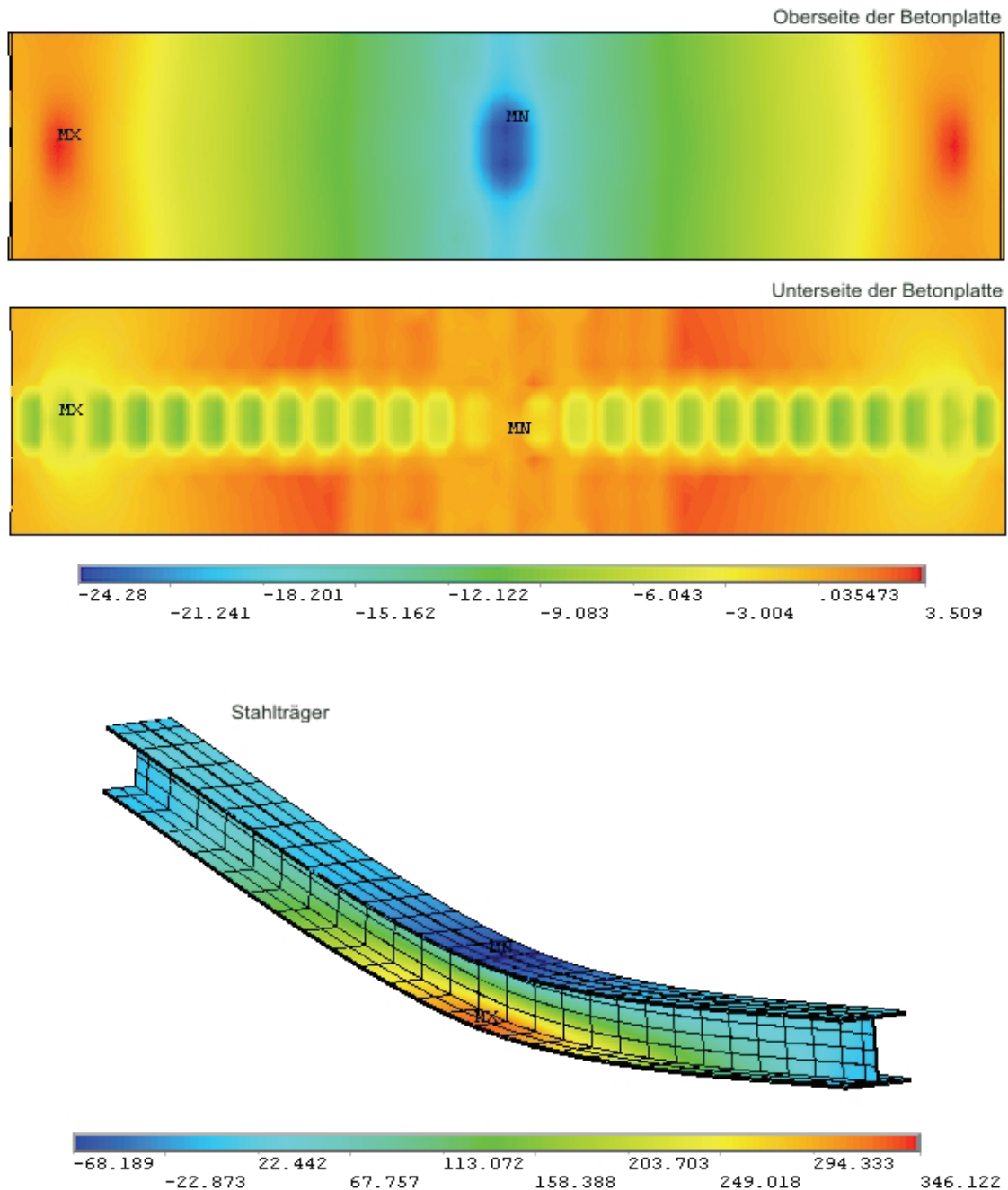


**Abb. 6.47:** Vergleich der rechnerischen und experimentell ermittelten Biegemomente  $M_a$  im Stahlquerschnitt für  $N = 1,38$  und  $P_{max}$

Auch die Vergleiche in den Abbildungen von Abb. 6.45 bis Abb. 6.47 zeigen, dass durch die Anwendung der theoretischen Ansätze bei der FE - Analyse eine gute Vorhersage des zyklischen Verhaltens eines Verbundträgers simuliert werden kann. In Abb. 6.45 sind die experimentellen Schlupfwerte auf der rechten Seite etwas größer als die auf der linken Seite. Dies ist durch eine minimale Wanderung des



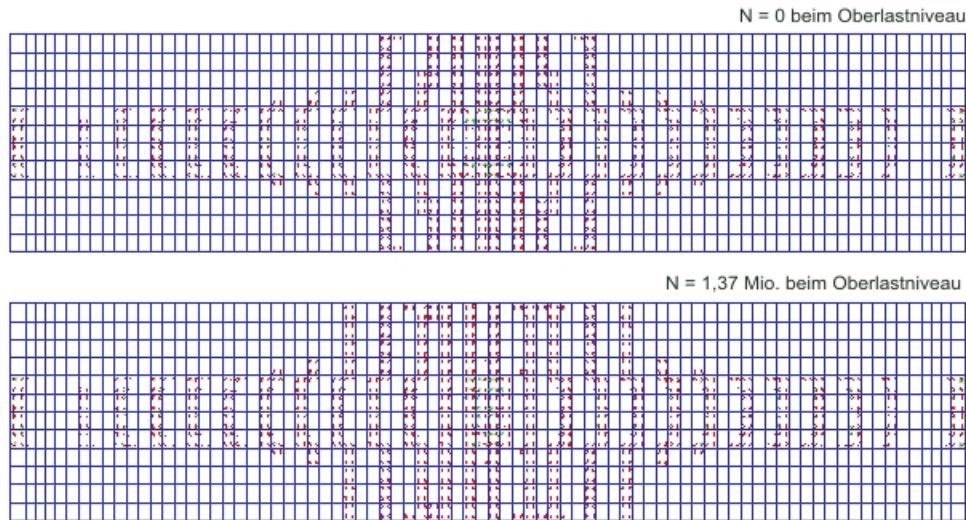
Trägers in Längsrichtung während der zyklischen Belastung zustande gekommen. Die mit der FE – Analyse berechneten Spannungen in Trägerlängsrichtung ( $\sigma_x$ ) nach 1,37 Millionen Lastwechseln zeigt Abb. 6.48.



**Abb. 6.48:** Spannungen in Längsrichtung ( $\sigma_x$ ) infolge  $P_{max}$  für  $N = 1,37$  Millionen

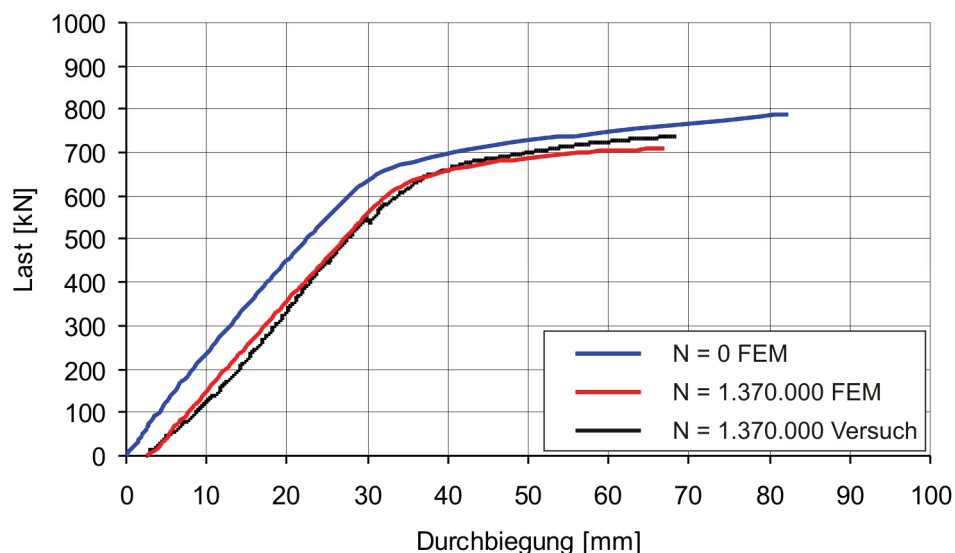
Das Element SOLID65 in ANSYS erfasst im Zugbereich Riss- und im Druckbereich Bruchfähigkeiten. So ist es möglich, die Risse in der gezogenen Faser der Unterseite der Betonplatte zu veranschaulichen. Abb. 6.49 zeigt für  $N = 0$  und  $N = 1,37$

Millionen diese Risse unter der Last  $P_{max}$ . Dieses Rissbild stimmt mit der im Versuch beobachteten Rissentwicklung gut überein.



**Abb. 6.49:** Darstellung der Risse beim Oberlastniveau

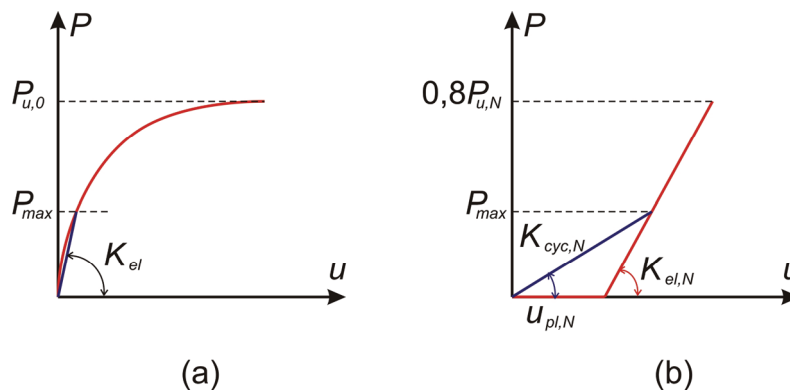
Um die Resttragfähigkeit des Versuchsträgers zu ermitteln, wurde der Träger nach 1,37 Millionen statisch zu Bruch gefahren. Abb. 6.50 zeigt den Vergleich zwischen der rechnerischen und experimentellen Last-Verformungskurve nach 1,37 Millionen Lastwechseln. Zusätzlich wird die rechnerische Last-Verformungskurve für  $N = 0$  zum Vergleich angegeben.



**Abb. 6.50:** Vergleich der rechnerischen und experimentellen Last-Verformungskurve

### 6.5.5 Anwendung der Differentialgleichung für die zyklische Nachrechnung

In Kapitel 5 Abschnitt 1 wurde das Differentialgleichungssystem für den elastischen Verbund hergeleitet. Dabei wurde vorausgesetzt, dass sich Stahl und Beton elastisch verhalten und die Last-Verformungsbeziehung der Dübel linear ist. Um die geschlossene Lösung für Einfeldträger unter einer mittigen konzentrischen Einzellast für den statischen Fall anwenden zu können, soll zunächst für die Dübel eine konstante Steifigkeit definiert werden. Für die erste Be- und Entlastung bei  $N = 0$  kann man näherungsweise die Sekantensteifigkeit  $K_{el}$  beim Oberlast- bzw. Unterlastniveau annehmen, welche im Fall eines vollständig verdübelten Einfeldträgers unter einer mittigen konzentrischen Einzellast rechts und links der Feldmitte konstant sind (Abb. 6.51 (a)). Für die Be- und Entlastung bei  $N = N_i$  Lastwechseln kann eine zyklische Sekantensteifigkeit  $K_{cyc,N}$  als Funktion von der elastischen Steifigkeit  $K_{el,N}$ , dem plastischen Schlupf  $u_{pl,N}$  und der Ober- bzw. Unterlast definiert werden (Abb. 6.51 (b)). Dabei sind die elastische Steifigkeit  $K_{el,N}$  und der plastische Schlupf  $u_{pl,N}$  nach (Gl. 5.54) und (Gl. 5.70) zu berechnen.



**Abb. 6.51:** (a) Elastische Steifigkeit beim Oberlastniveau ( $N = 0$ )

(b) Zyklische Steifigkeit beim Oberlastniveau ( $N = N_i$ )

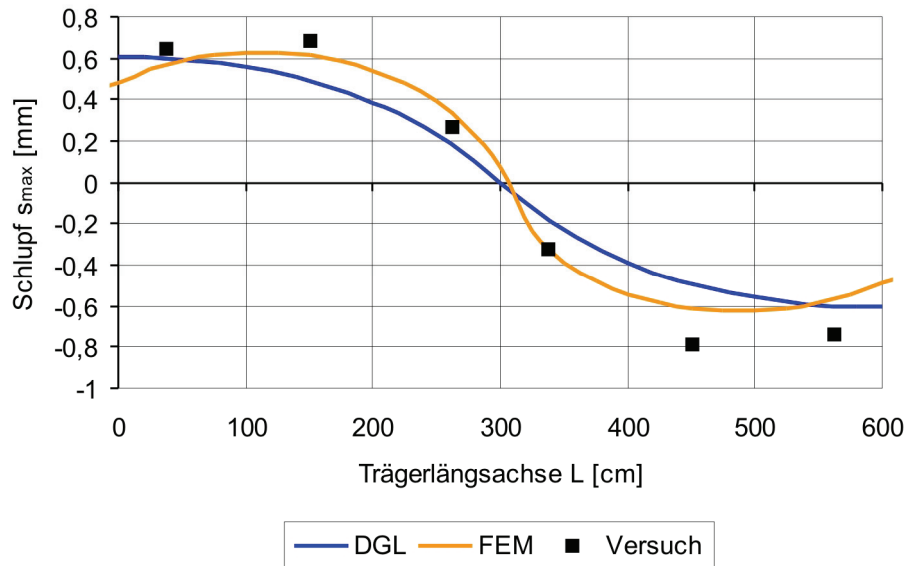
Für die zyklische Steifigkeit folgt dann:

$$K_{cyc,N} = \frac{K_{el,N} \cdot P_{dübel}}{K_{el,N} \cdot u_{pl,N} + P_{dübel}} \quad (\text{Gl. 6.5})$$

Mit  $P_{dübel} = P_{max}$  beim Oberlastniveau und  $P_{dübel} = P_{min}$  beim Unterlastniveau.

Theoretisch kann hier die gleiche inkrementelle Vorgehensweise wie bei der zyklischen Nachrechnung mit FEM angewandt werden. Im Hinblick auf eine

vereinfachte Betrachtung wird in diesem Fall auf eine inkrementelle Vorgehensweise verzichtet und der Versuchsträger VT\_1 direkt in einem Schritt nachgerechnet. In Abb. 6.52 ist der Vergleich des experimentell ermittelten Schlupfes beim Oberlastniveau mit den Nachrechnungen nach FEM und DGL dargestellt.



**Abb. 6.52:** Experimentelle und rechnerische Schlupfwerte beim Oberlastniveau

Der Vergleich in Abb. 6.52 zeigt, dass man die Lösung nach der Differentialgleichung mit zyklischen Dübelsteifigkeiten für eine einfache näherungsweise Bestimmung des Verformungszustandes eines Verbundträgers verwenden kann.

## 7. Numerische Untersuchungen an einer Einfeldverbundbrücke

### 7.1 Allgemeines

Die Untersuchungen an Push-Out Versuchskörpern und großmaßstäblichen Versuchsträgern haben gezeigt, dass die zyklische Belastung eine frühzeitige Rissinitiierung und darüber hinaus ein frühzeitiges Risswachstum am Dübelfuß verursacht. Außerdem kommt es beim Beton unmittelbar vor dem Dübelfuß zu einer stetig zunehmenden Schädigung, die lokal zu einer Zunahme der Momentbeanspruchung am Dübel führt. Versuche hinsichtlich der Resttragfähigkeit haben gezeigt, dass es wegen des frühzeitigen Risswachstums besonders bei niedrigen Belastungsniveaus gerade am Anfang der Lebensdauer (10%~20%) zu einer erheblichen Abnahme der statischen Tragfähigkeit kommt. Um diese Einflüsse aus der zyklischen Vorschädigung unter einer realitätsnahen Belastung an Verbundbrücken zu untersuchen, wurde im Rahmen dieser Arbeit eine einfeldrige Straßenbrücke nach EN 1994-2 bemessen und dann unter Berücksichtigung des Ermüdungslastmodells 4 nach EN 1991-2 [9] FE – Restlebensdaueranalysen durchgeführt.

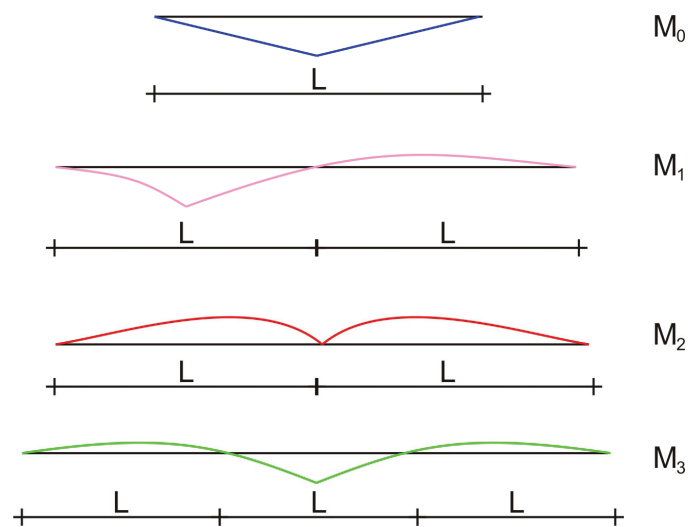
### 7.2 Ermüdungslastmodell 4 in EN 1991-2

Die zyklische Belastung, die durch den über eine Brücke fließenden Verkehr hervorgerufen wird, kann bei der Gesamtkonstruktion zu Materialermüdung führen. In modernen Brückenbaunormen ist daher die Verwendung eines geeigneten Ermüdungslastmodells von entscheidender Bedeutung. Für die Modellierung der Ermüdungslasten soll das sogenannte Last- bzw. Spannungsspektrum dienen, welches die Variation von Lasten oder die Anzahl des Wiederauftretens einzelner Lastniveaus über die Lebensdauer erfasst. Allgemein wird das Lastspektrum in Form von geeigneten Funktionen, Diagrammen, Histogrammen oder Tabellen angegeben, die aus Auswertungen von Messungen, die den tatsächlichen Verkehrsfluss berücksichtigen, abgeleitet werden.

In EN 1991-2 (Einwirkungen auf Tragwerke Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken) werden harmonisierte Verkehrslastmodelle für Straßenbrücken, Fußgängerbrücken und Eisenbahnbrücken angegeben. Für die Bemessung neuer Brückentragwerke ist EN 1991-2 zusammen mit den Eurocodes EN 1990 bis EN 1999 anzuwenden.

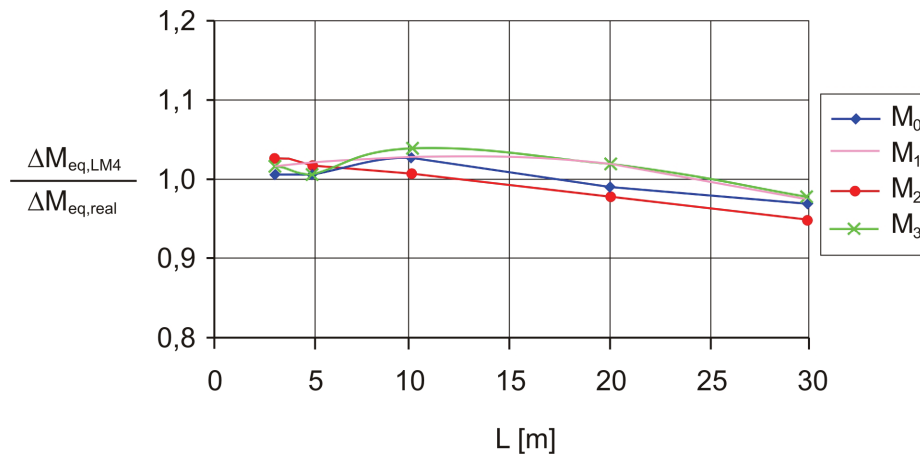
Die Ermüdungslastmodelle in EN 1991-2 wurden auf der Grundlage einer großen Auswahl von Europäischen Verkehrsmessungen zwischen 1970 und 1980 definiert und kalibriert. Die Auswertung der Messungen hat gezeigt, dass der bei Auxerre in Frankreich auf der Autobahn A6 Paris-Lyon gemessene Verkehr zwar nicht die größten Achslasten aber die größte Häufigkeit höherer Achslasten lieferte. Daher wurde der Verkehr bei Auxerre als Grundlage für die Entwicklung des Europäischen Lastmodells herangezogen.

In EN 1991-2 sind insgesamt fünf Ermüdungslastmodelle angegeben. Gegenüber dem Ermüdungslastmodell 5, welches aktuelle Verkehrsdaten verwendet, ist das Ermüdungslastmodell 4 für eine Vielzahl von Brücken und Verkehrszusammensetzungen genauer als andere Modelle. Um die Genauigkeit dieser Ermüdungslastmodelle zu prüfen, wurden in [5] Vergleiche der Lastmodelle mit dem betreffenden Verkehr bei Auxerre angestellt. Der Vergleich betrifft die Momenteinflusslinien, die in Abb. 7.1 angegeben sind.



**Abb. 7.1:** Referenz-Momenteinflusslinien für Brücken  $L = 3 - 100$  m [5]

Das Verhältnis der äquivalenten Spannungsschwingbreiten des Lastmodells 4 und des realen Verkehrs bei Auxerre ist in Abhängigkeit von der Stützweite und dem Typ der Momenteinflusslinien in Abb. 7.2 dargestellt.





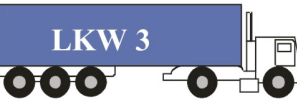
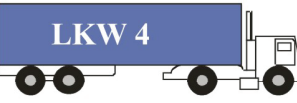

**Abb. 7.2:** Genauigkeit des Ermüdungslastmodells 4 [5]

Die gute Übereinstimmung mit dem Ermüdungslastmodell 4 und dem realen Verkehr ist hier deutlich zu erkennen. Aus diesem Grund werden die im Weiteren vorgestellten numerischen Untersuchungen unter Berücksichtigung dieses Lastmodells durchgeführt.

Das Ermüdungslastmodell 4 besteht aus einer Gruppe von 5 Standardlastkraftwagen, die Einwirkungen erzeugen, wie sie aus dem typischen Verkehr auf europäischen Straßen entstehen. In Tab. 7.1 sind die Achslasten, Achsabstände und je nach Verkehrsart die Verkehrsanteile dieser 5 Fahrzeuge angegeben.

In EN 1991-2 wird ferner abhängig von der Verkehrskategorie die Anzahl der Lastkraftwagen  $N_{Obs}$  je Jahr und Fahrstreifen angegeben. Bei Autobahnbrücken mit hohem LKW Anteil ist z.B. von 2 Millionen LKW-Überfahrten pro Jahr auszugehen. Den nachfolgenden numerischen Untersuchungen wurde eine Straßenbahnbrücke mit hohem LKW Anteil unter Berücksichtigung großer Entfernung nach Tab. 7.1 zugrunde gelegt.

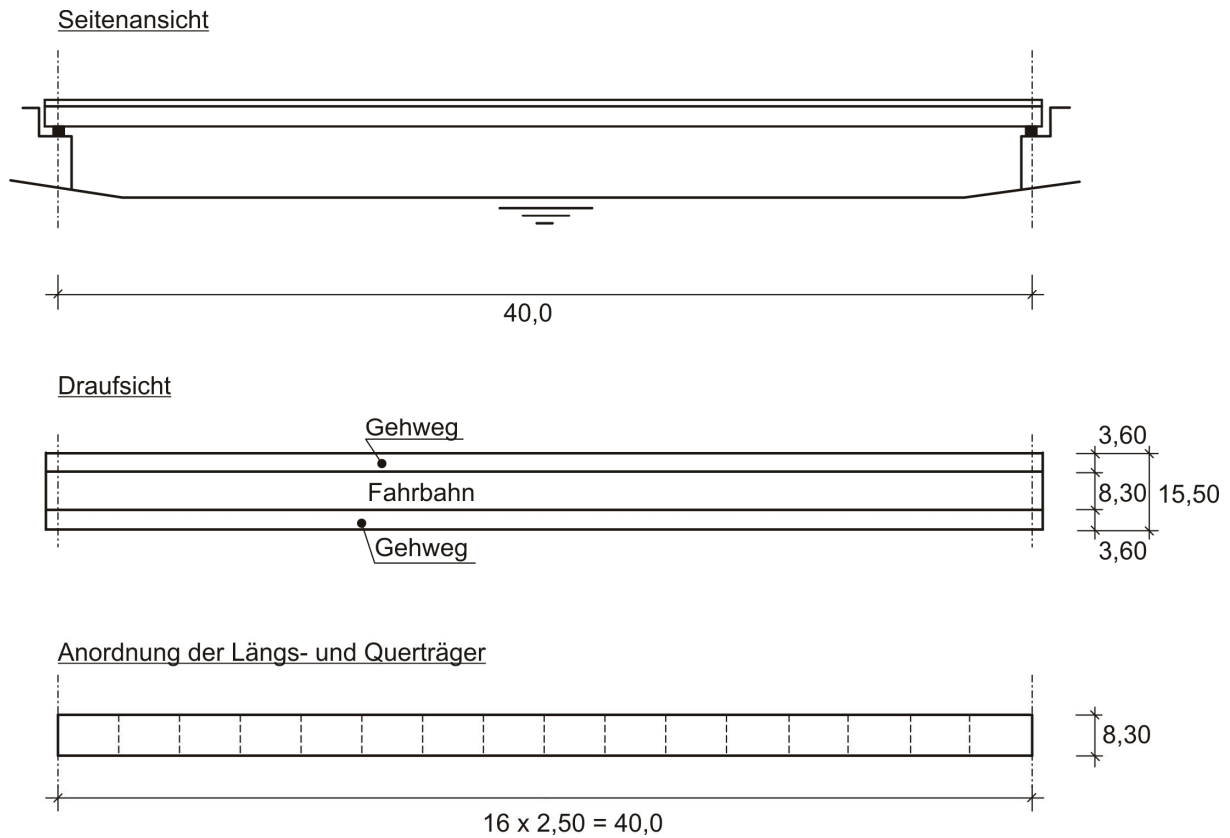
Tab. 7.1: Gruppe von Ersatzfahrzeugen (Ermüdungslastmodell 4 in EN 1991-2)

Fahrzeugtyp			Verkehrsart		
1	2	3	4	5	6
			Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr
Schwerfahrzeug	Achsabstand [m]	Ersatzachslast [kN]	Schwerverkehrsanteil		
 LKW 1	4,5	70 130	20	40	80
 LKW 2	4,2 1,30	70 120 120	5	10	5
 LKW 3	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50	30	5
 LKW 4	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15	15	5
 LKW 5	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10	5	5

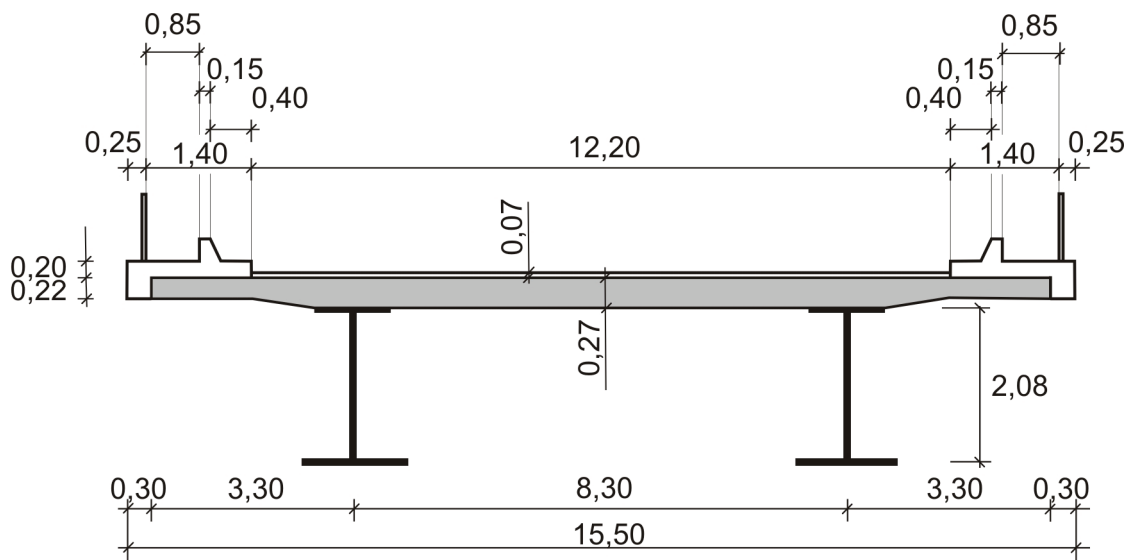
### 7.3 Systemgeometrie und Materialkennwerte

Es handelt sich hier um eine Einfeldstraßenbrücke in Verbundbauweise, bestehend aus zwei Hauptträgern im Abstand von 8,30 m mit einer Gesamtlänge von 40 m. Die Hauptträger sind als geschweißte Vollwandträger ausgebildet. Stabilisiert werden die Hauptträger durch Querrahmen, die in einem Abstand von 2,5 m angeordnet sind. Die wesentlichen Abmessungen sind in Abb. 7.3 und Abb. 7.4 zusammengestellt.





**Abb. 7.3:** Übersicht der Brücke (Angaben in [m])

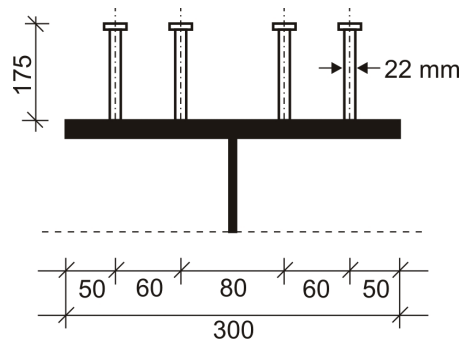


**Abb. 7.4:** Querschnitt der Brücke (Angaben in [m])

Die geschweißten Vollwandträger haben die Materialgüte S335 J2G3. Für die Fahrbahnplatte wurde Beton der Festigkeitsklasse C35/45 gewählt. Zur Sicherung der Längsschubtragfähigkeit wurden Kopfbolzendübel der Güte S235 J2G3 + C450

nach DIN EN ISO 13918 mit einem Durchmesser von 22 mm alle 25 cm verwendet. Die Fahrbahnplatte wurde mit Betonstahl BSt500 bewehrt.

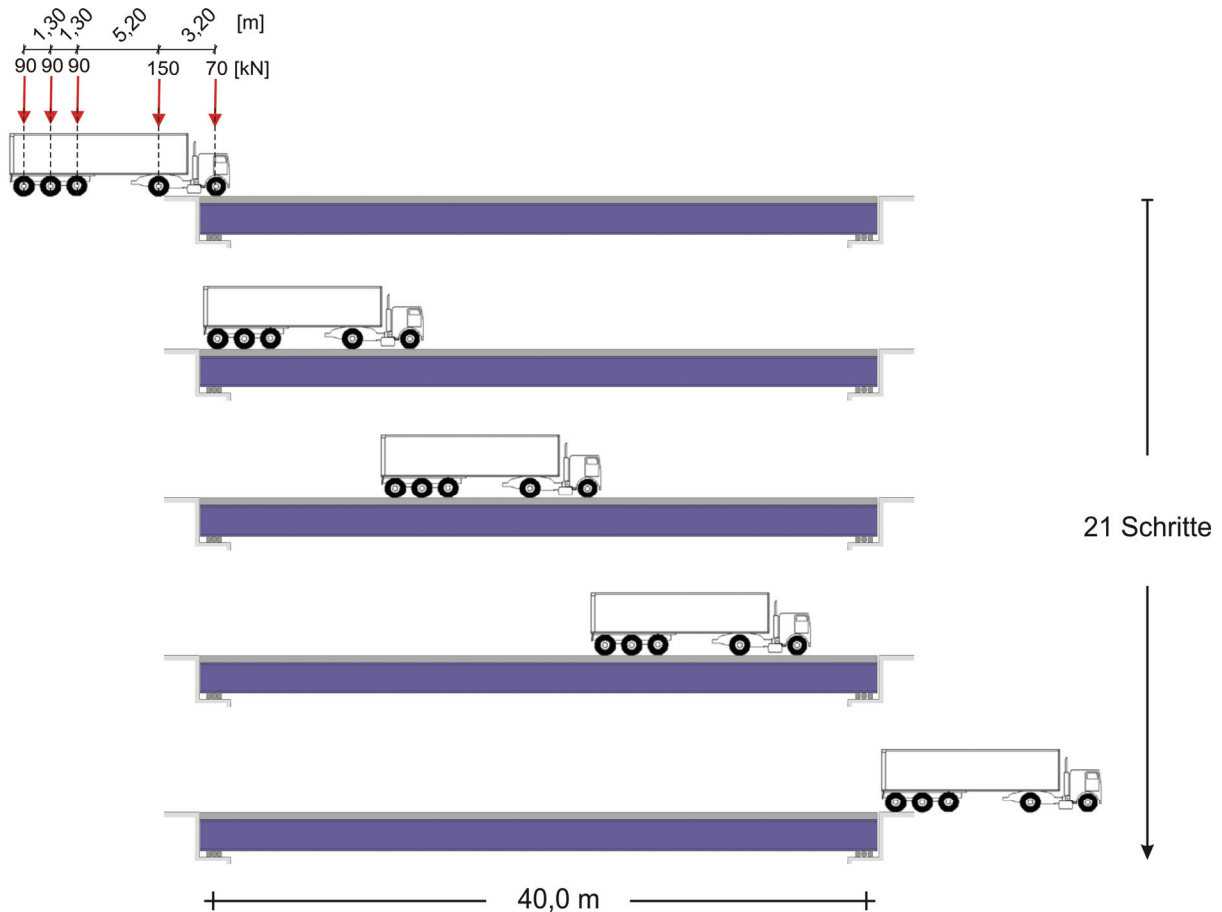
Bei den Nachweisen für die Verbundsicherung nach Eurocode 4-2 werden im Auflagerbereich der Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Feldbereich der Grenzzustand der Ermüdung maßgebend. Es ergeben sich im Auflagerbereich 22 Dübel/m und im Feldbereich 14 Dübel/m. Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurden die Dübel äquidistant mit 22 Dübeln/m vierreihig angeordnet (Abb. 7.5).



**Abb. 7.5:** Dübelanordnung in Querrichtung

#### 7.4 Vorgehensweise und Ergebnisse der FE – Analysen

Nach EN 1991-2 ist für eine Autobahnbrücke von insgesamt 2 Millionen Lastkraftwagen auszugehen. Unter Berücksichtigung der Verkehrsanteile für große Entfernungen werden 400 Tausend von dem ersten, 100 Tausend von dem zweiten, eine Million von dem dritten, 300 Tausend von dem vierten und 200 Tausend von dem fünften Fahrzeugstyp (Tab. 7.1) diese Brücke in beliebiger Reihenfolge befahren. Aus einzelnen Überfahrten resultieren schadensäquivalente Beanspruchungen für die Dübel. Es darf nach EN1991-2 angenommen werden, dass die Fahrzeuge die Brücke alleine befahren. Die Überfahrt eines Fahrzeuges wird bei der FE – Analyse wie in Abb. 7.6 für LKW 3 dargestellt mit unterschiedlichen Laststellungen simuliert.

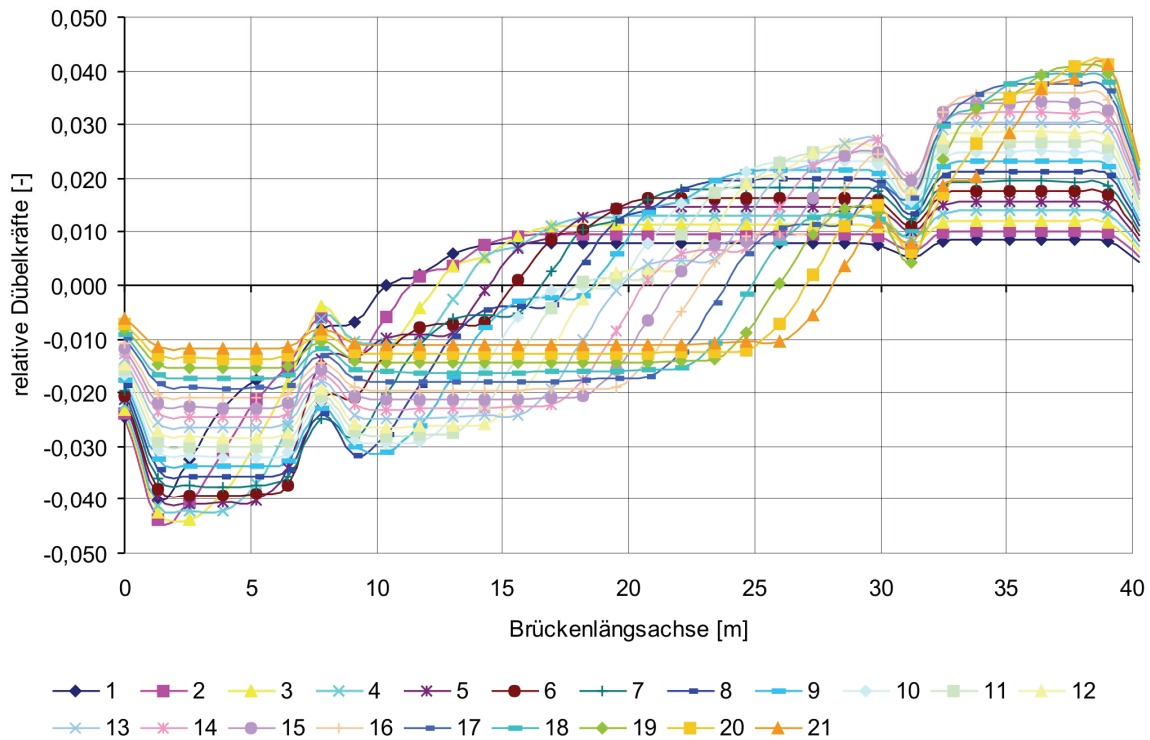


**Abb. 7.6:** Die Simulation der Überfahrt (LKW 3)

Nach einer Überfahrt resultieren für die Dübel maximale und minimale Dübelkräfte, die in den weiteren Schritten für die zyklische Berechnung notwendig sind. Die numerischen Untersuchungen erfolgen unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der Belastungsgeschichte, d.h. es werden die Fälle „mit“ und „ohne“ Eigengewichtsverbund untersucht.

#### 7.4.1 Lebensdauer bei Herstellung ohne Eigengewichtsverbund

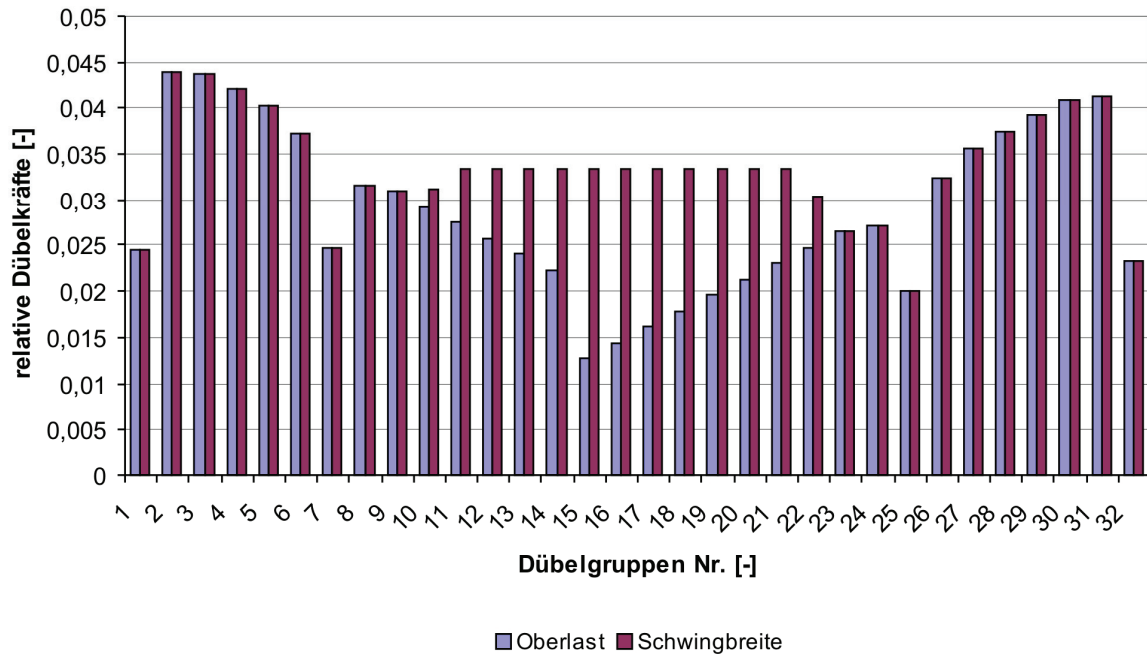
In Abb. 7.7 sind für die Überfahrt des Fahrzeuges LKW 3 die auf die statische Tragfähigkeit bezogenen relativen Dübelkräfte über die Brückenlängsachse für insgesamt 21 Schritte dargestellt.



**Abb. 7.7:** Bezogene Dübelkräfte nach einer Überfahrt (LKW 3)

Aus dem in Abb. 7.7 dargestellten Verlauf werden für jeden Dübel die maximalen und minimalen Dübelkräfte abgelesen. Die der zyklischen Berechnung zugrunde liegenden Dübelkräfte (Oberlast und Schwingbreite) sind für den LKW-Typ 3 exemplarisch in Abb. 7.8 dargestellt. Die Dübel werden bei der FE – Analyse zur Begrenzung der Rechenzeit nicht einzeln sondern in Gruppen abgebildet.

Die zyklische Simulation erfolgt wie in Abb. 7.9 dargestellt. Zuerst werden für jedes Fahrzeug die Belastungsparameter nach entsprechenden Lastwechseln bzw. Überfahrten mit dem inkrementellen Vorgehen durch Anwendung der verbesserten Schadensakkumulationshypothese ermittelt. Bei der Simulation entspricht ein Inkrement bis zu 100.000 Überfahrten. Die nach insgesamt 5 unterschiedlichen zyklischen Analysen resultierende Dübelkräfte wurden dann unter Berücksichtigung ansteigender und abfallender Gesamtlasten der Fahrzeuge sortiert und für beide Reihenfolgen die statischen Resttragfähigkeiten ermittelt.



**Abb. 7.8:** Die zyklischen Belastungsparameter nach einer Überfahrt (LKW 3)

Aus den experimentellen Untersuchungen der Reihenfolgeversuche ist bekannt, dass unter Berücksichtigung der gleichen Anzahl von Lastzyklen in jeder Stufe die Resttragfähigkeit bei abfallenden Lasten kleiner als bei ansteigenden Lasten ist. Dies bedeutet, dass das Sortieren der Lasten in ansteigender und abfallender Reihenfolge zwei Grenzzustände definiert. Dem realen Zustand der Reihenfolge entspricht dann ein Zustand zwischen diesen beiden Grenzzuständen. In diesem Sinne wurde der Mittelwert der aus den beiden Reihenfolgen ermittelten Resttragfähigkeiten berechnet und diese mittleren Resttragfähigkeiten bezogen auf die statischen Tragfähigkeiten in Abb. 7.10 dargestellt.

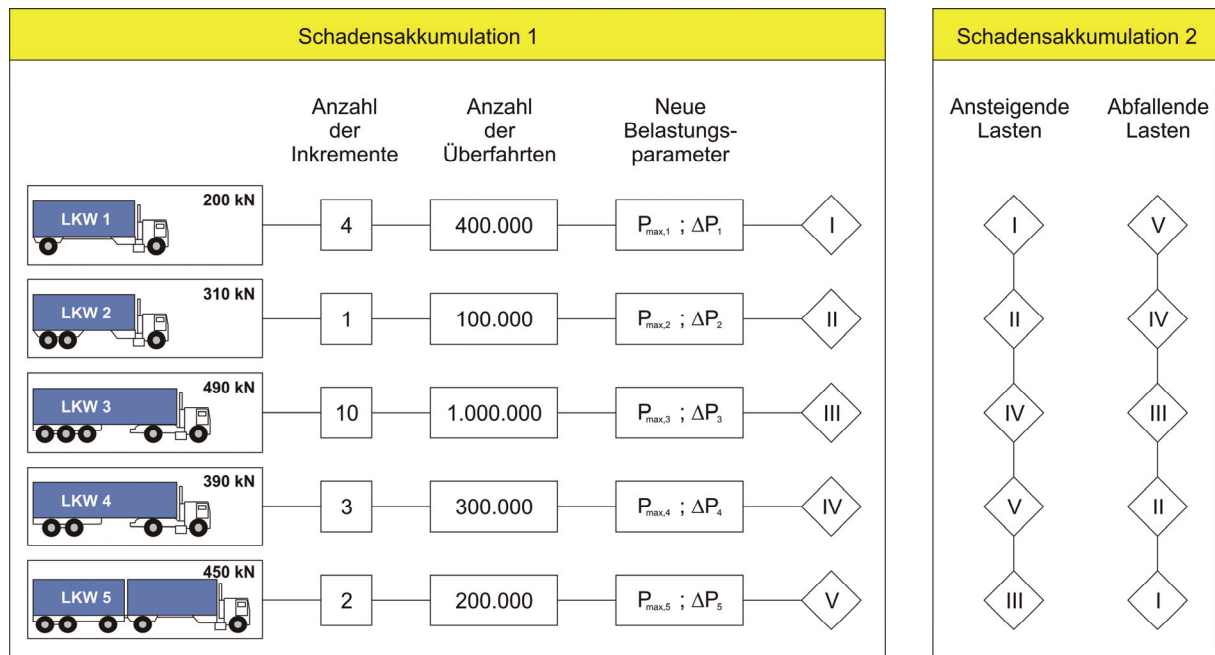


Abb. 7.9: Vorgehensweise bei der zyklischen Simulation

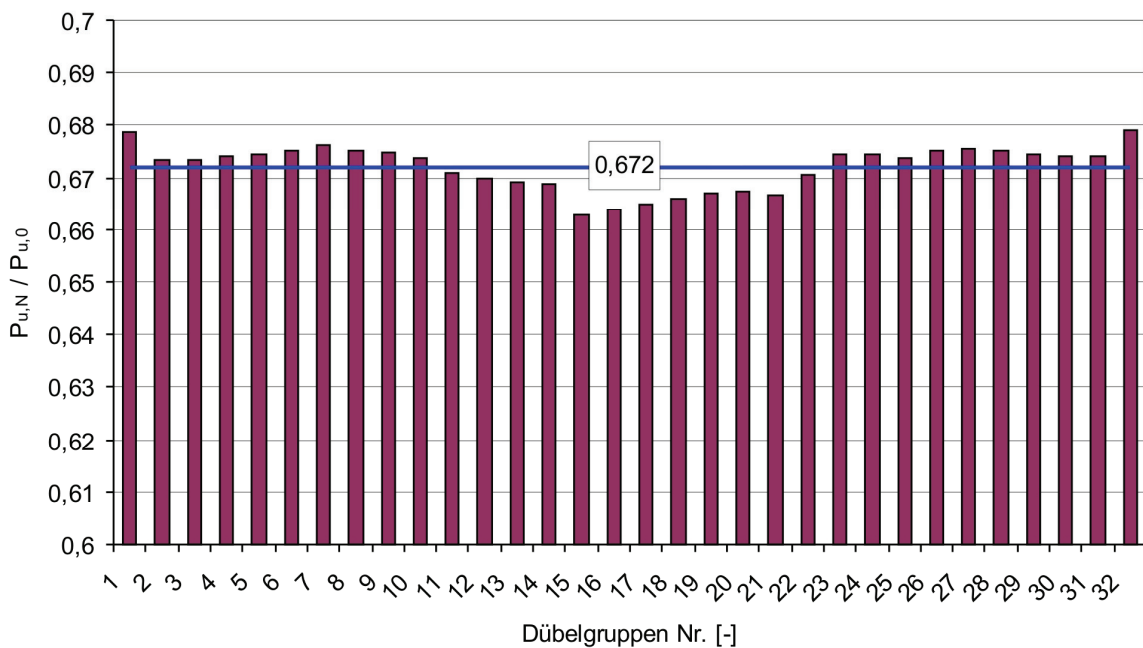
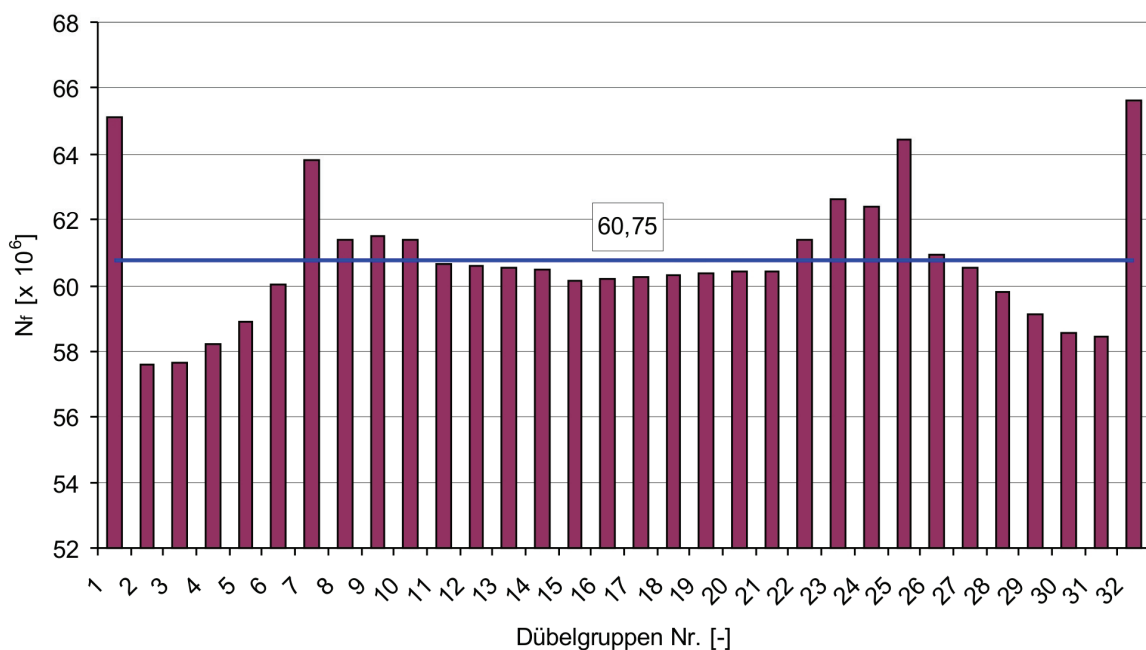


Abb. 7.10: Die mittleren Resttragfähigkeiten nach einem Jahr

Nach der zyklischen FE - Analyse sind die statischen Tragfähigkeiten im Durchschnitt auf 67,2 % der statischen Tragfähigkeit abgefallen. Jedoch ist hierbei zu berücksichtigen, dass die dieser FE – Analyse zugrunde gelegte statische Tragfähigkeit ein aus Versuchen ermittelter Wert ist, d.h. der Bemessungswert der

Dübeltragfähigkeit beträgt 53 % der experimentell ermittelten Tragfähigkeit.

Verzichtet man im ersten Schritt auf eine Schadensakkumulation und geht davon aus, dass die nach der ersten Überfahrt erzeugten Dübelkräfte über die gesamte Lebensdauer unverändert bleiben, wie es z.B. bei einem kraftgeregelten zyklischen Push-Out Versuch unter Einstufenbelastung der Fall ist, dann wird das erste Dübelversagen nach ca. 29,8 Jahren erreicht. In Abb. 7.11 ist die Restlebensdauer einzelner Dübelgruppen nach einem Jahr dargestellt. Im Durchschnitt beträgt die Restlebensdauer der Dübel ca. 60,75 Millionen Überfahrten.



**Abb. 7.11:** Die Restlebensdauer der Dübelgruppen

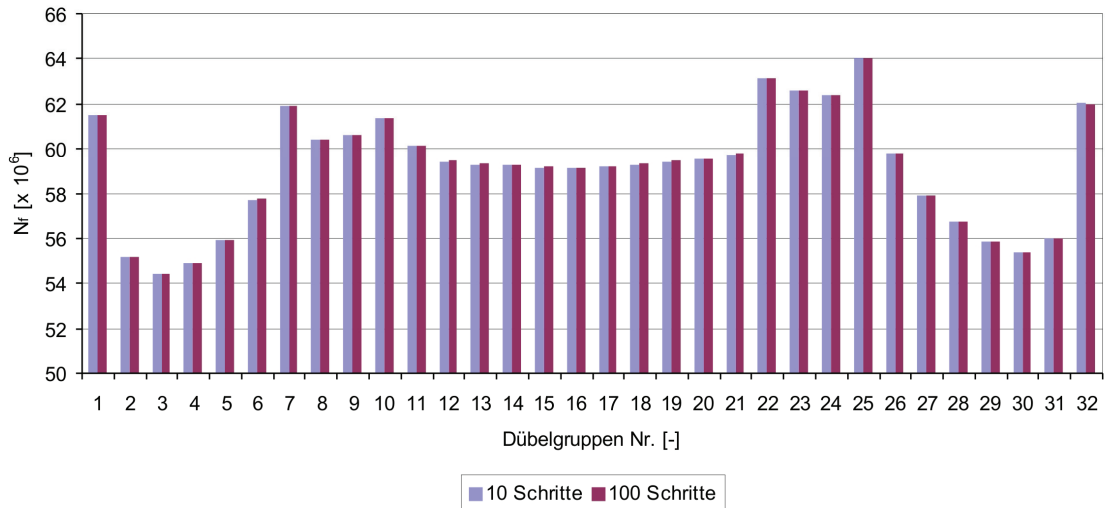
Der analytische Ansatz zur Beurteilung der Resttragfähigkeit liefert für niedrige Belastungsniveaus direkt am Anfang der Lebensdauer einen erheblichen Abfall der statischen Resttragfähigkeit. Aus diesem Grund führt ein Verzicht auf die Schadensakkumulation bei der Vorhersage der Resttragfähigkeit nach  $N$  Lastwechselzahlen zu keinem nennenswerten Unterschied. Der Ansatz zur Vorhersage der Lebensdauer ist dagegen deutlich empfindlicher. In Tab. 7.2 ist die Empfindlichkeit beider Größen exemplarisch aufgezeigt.

**Tab. 7.2:** Ein Beispiel für die Empfindlichkeit der erstellten analytischen Ansätze

Fall	$P_{max,1} / P_{u,0}$	$P_{max,2} / P_{u,0}$	$\frac{P_{min,1} / P_{u,0}}{P_{min,2} / P_{u,0}}$	$N_{f,2} / N_{f,1}$	$\frac{P_{u,N2} / P_{u,N1}}{(N = 2 \times 10^6)}$
A	0,2	0,18	0,02	1,235	1,015
B	0,02	0,018	0	1,018	1,001

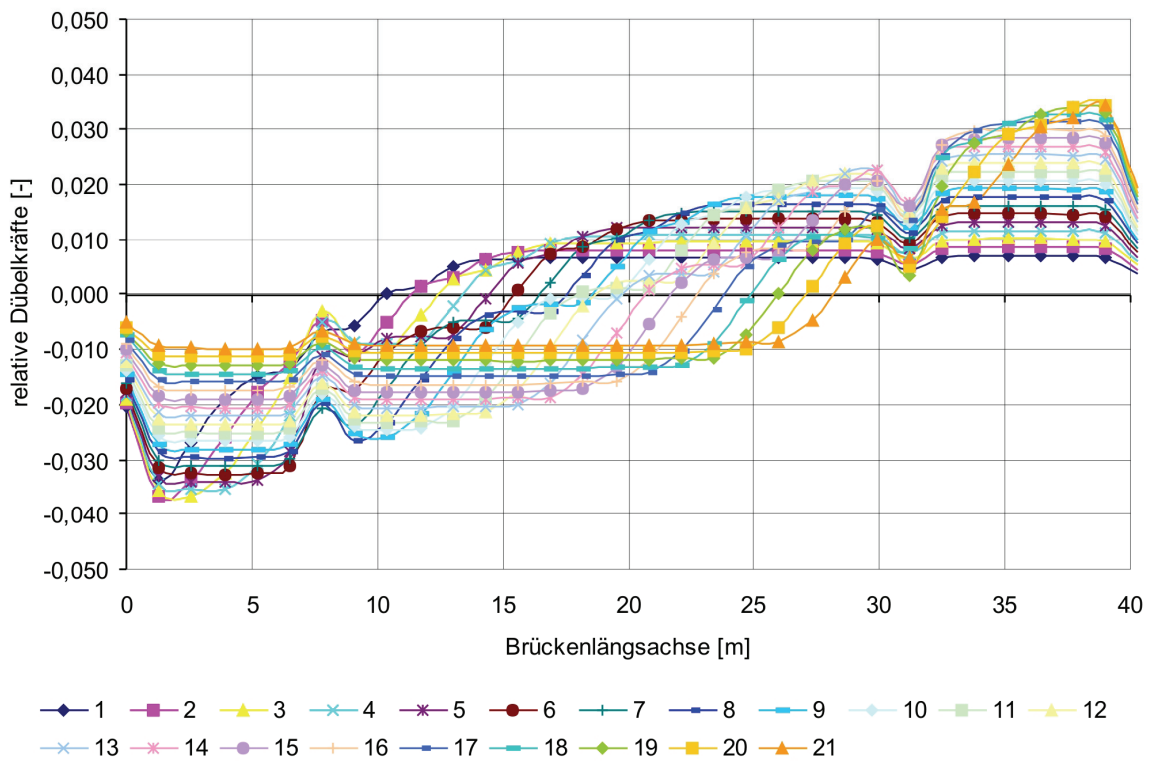
Die analytischen Ansätze führen im Fall einer 10%igen Reduktion bei der Oberlast, von  $0,2P_{u,0}$  auf  $0,18P_{u,0}$ , bei konstanter Unterlast von  $0,02P_{u,0}$  (Fall A) bei der theoretischen Lebensdauer zu einer Zunahme von 23,5 %, während es bei der Resttragfähigkeit nach  $N = 2$  Millionen Lastzyklen zu einer Steigerung von nur 1,5 % kommt. Auf der anderen Seite führt eine Reduktion der Oberlasten von  $0,02P_{u,0}$  auf  $0,018P_{u,0}$  bei konstanter Unterlast von 0 (Fall B) bei der theoretischen Lebensdauer zu einer Zunahme von 1,8%, während es bei der Resttragfähigkeit nach  $N = 2$  Millionen Lastzyklen zu einer Steigerung von 0,1% kommt. In diesen beiden Fällen ist es offensichtlich, dass der Einfluss der zyklischen Belastung auf die Lebensdauer deutlich größer ist als auf die Resttragfähigkeit. Andererseits ist nach den erstellten analytischen Ansätzen der Einfluss der zyklischen Belastung auf die Lebensdauer bei niedrigen zyklischen Belastungsniveaus (Fall B), wie es bei numerischen Untersuchungen der Verbundbrücke ohne Berücksichtigung des Eigengewichtes der Fall ist, deutlich geringer als bei höheren Belastungsniveaus (Fall A). Daher wird ein Verzicht auf die Schadensakkumulation 1 (Abb. 7.10) mit höheren Inkrementen auch keinen nennenswerten Einfluss auf die theoretische Lebensdauer haben. Um dies zu zeigen, wurde für die 1.000.000 Überfahrten von LKW 3 eine FE - Analyse mit 100 Schritten durchgeführt und die daraus resultierenden Lebensdauern mit denen der FE – Analyse mit 10 Schritten in Abb. 7.12 verglichen. In Abb. 7.12 ist zwischen beiden Fällen fast kein Unterschied festzustellen. Der Fall A in Tab. 7.2 entspricht dem Zustand der numerischen Untersuchungen mit Berücksichtigung des Brückeneigengewichts. Der Einfluss der Anzahl der Inkremente auf die Lebensdauer für diesen Fall wird noch im Abschnitt 7.4.2 untersucht werden.



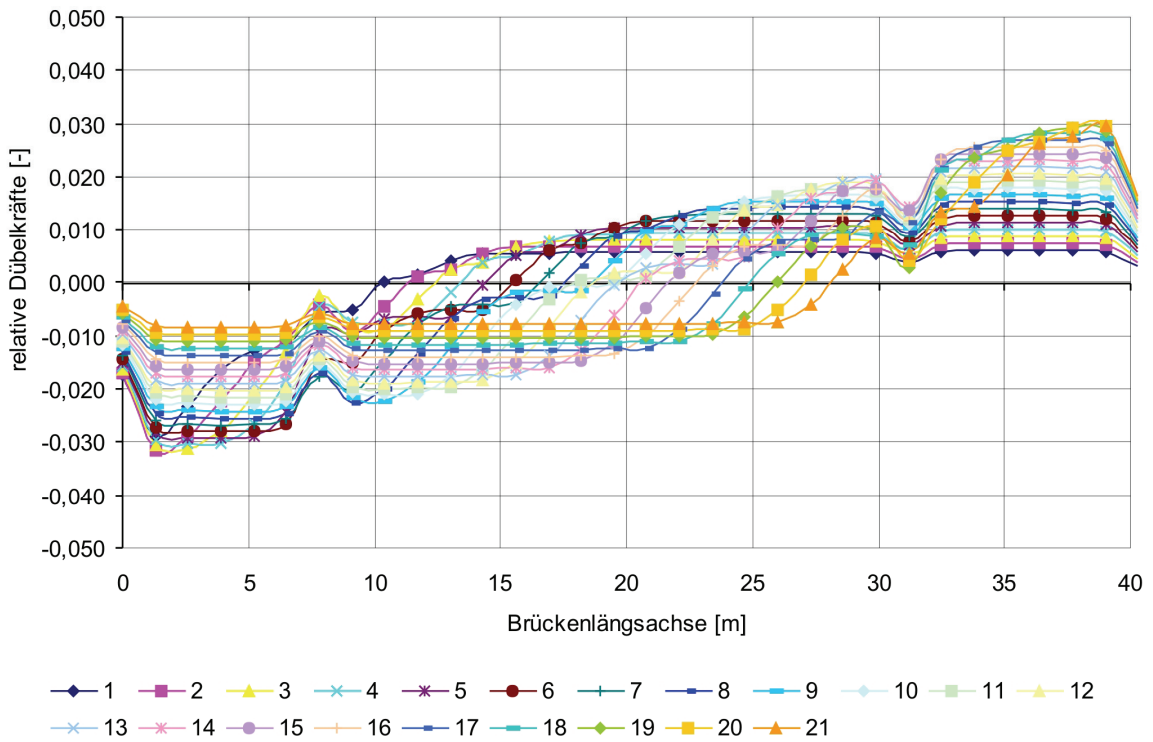


**Abb. 7.12:** Vergleich der theoretischen Lebensdauer der Dübelgruppen nach FE – Analyse mit 10 und 100 Schritten (LKW3 – nach 1.000.000 Überfahrten)

Um die Einflüsse aus der Dübelanzahl zu untersuchen, wurde die gleiche Brücke mit 20 % und 40 % Erhöhung der Dübelanzahl nochmals untersucht. In Abb. 7.13 und Abb. 7.14 sind die relativen Dübelkräfte über die Brückenlängsachse nach der Überfahrt des Fahrzeugs LKW 3 mit 20 % bzw. 40 % mehr Dübeln angegeben.

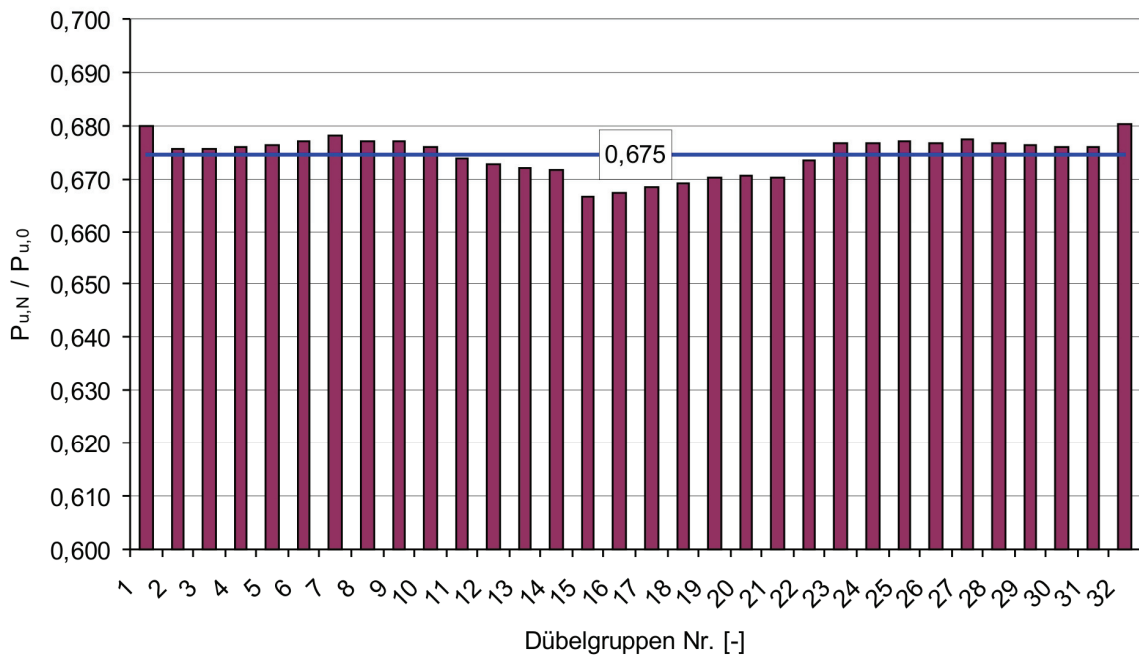


**Abb. 7.13:** Relative Dübelkräfte nach einer Überfahrt mit 20% mehr Dübeln (LKW 3)

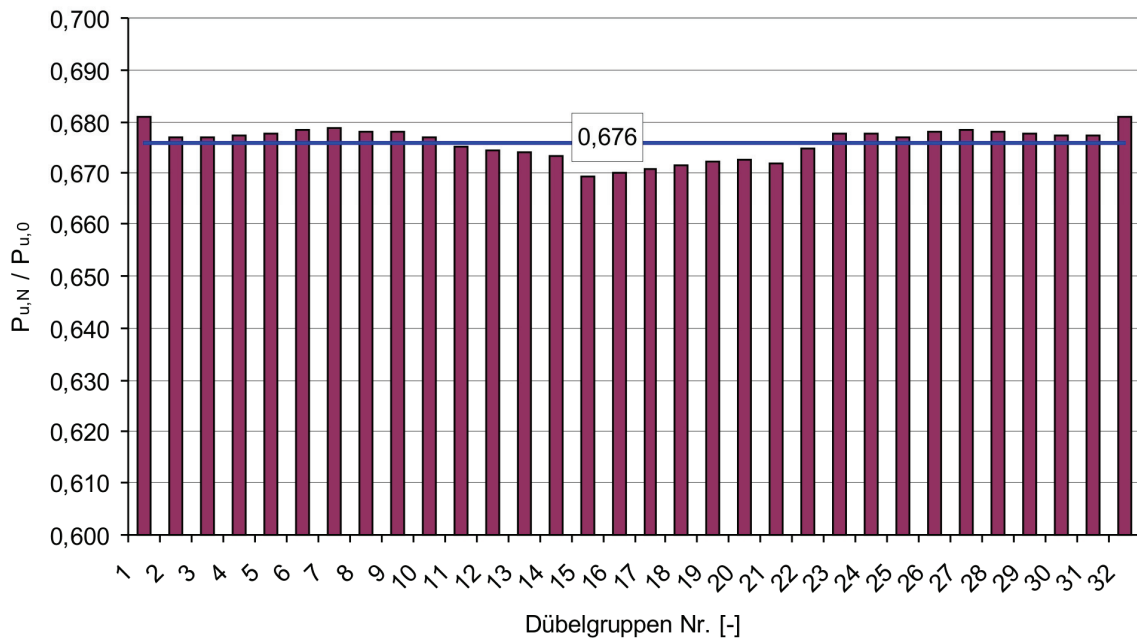


**Abb. 7.14:** Relative Dübelkräfte nach einer Überfahrt mit 40% mehr Dübeln (LKW 3)

Mit der vorher erläuterten Vorgehensweise wurden die mittleren Dübeltragfähigkeiten nach 2 Millionen LKW – Überfahrten ermittelt. Sie sind in Abb. 7.15 und Abb. 7.16 um 20 bzw. 40 % erhöhte Dübelanzahlen dargestellt.



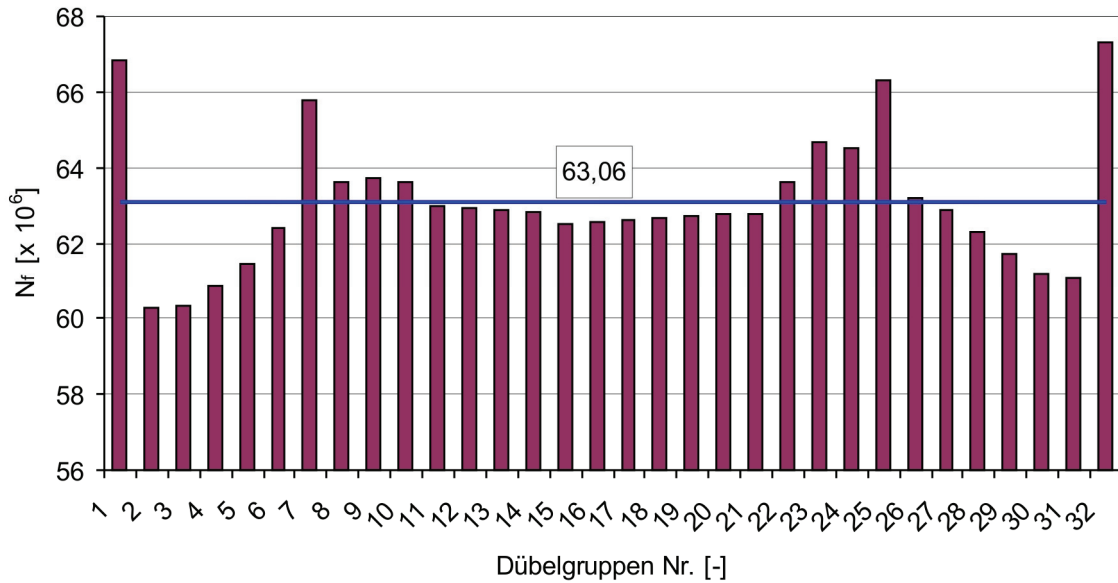
**Abb. 7.15:** Die mittleren Resttragfähigkeiten nach einem Jahr (mit 20 % mehr Dübeln)



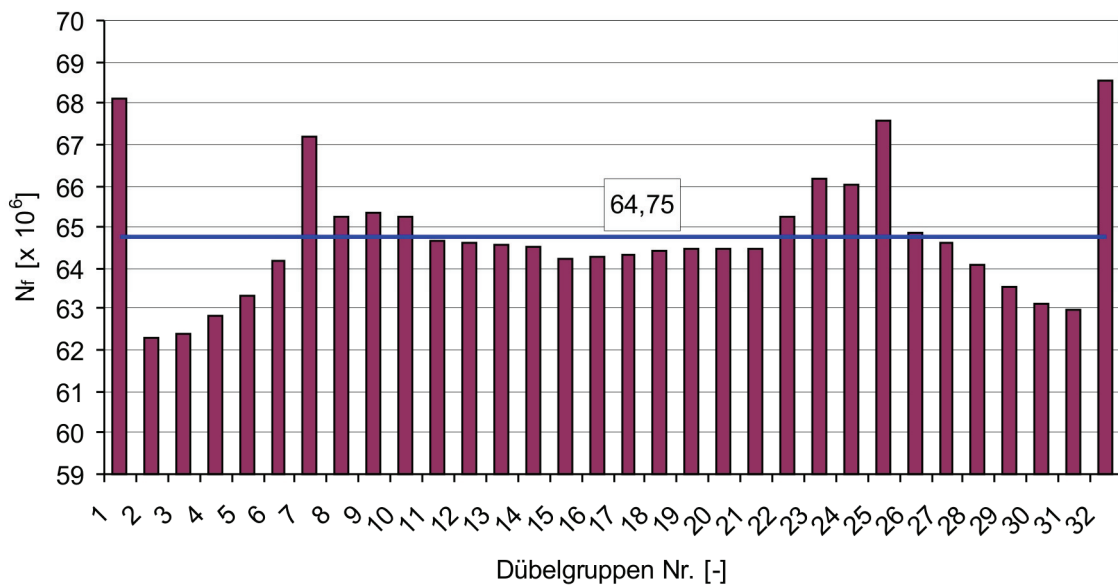
**Abb. 7.16:** Die mittleren Resttragfähigkeiten nach einem Jahr (mit 40 % mehr Dübeln)

Im Durchschnitt hat sich die Resttragfähigkeit im Fall einer 20-prozentigen Erhöhung der Dübelanzahl von  $0,672P_{u,0}$  auf  $0,675P_{u,0}$  um 0,45 % und im Fall einer 40-prozentigen Erhöhung der Dübelanzahl von  $0,672P_{u,0}$  auf  $0,676P_{u,0}$  um 0,60 % erhöht.

Verzichtet man wie vorher im ersten Schritt auf eine Schadensakkumulation und geht davon aus, dass sich die nach der ersten Überfahrt erzeugten Dübelkräfte über die gesamte Lebensdauer unverändert einstellen, dann wird das erste Dübelversagen im Fall von 20 % Erhöhung der Dübelanzahl nach ca. 31 Jahren und im Fall von 40 % Erhöhung der Dübelanzahl nach ca. 32 Jahren erreicht. In Abb. 7.17 und Abb. 7.18 ist die Restlebensdauer der Dübel für eine Erhöhung der Dübelanzahl von 20 % bzw. 40 % dargestellt. Eine Erhöhung der Dübelanzahl um 20 % bzw. 40 % führt hier bei der Restlebensdauer der Dübelgruppen im Durchschnitt nur zu einer Erhöhung von ca. 4% bzw. 7%.



**Abb. 7.17:** Restlebensdauer der Dübelgruppen nach einem Jahr (Erhöhung der Dübelanzahl um 20 %)

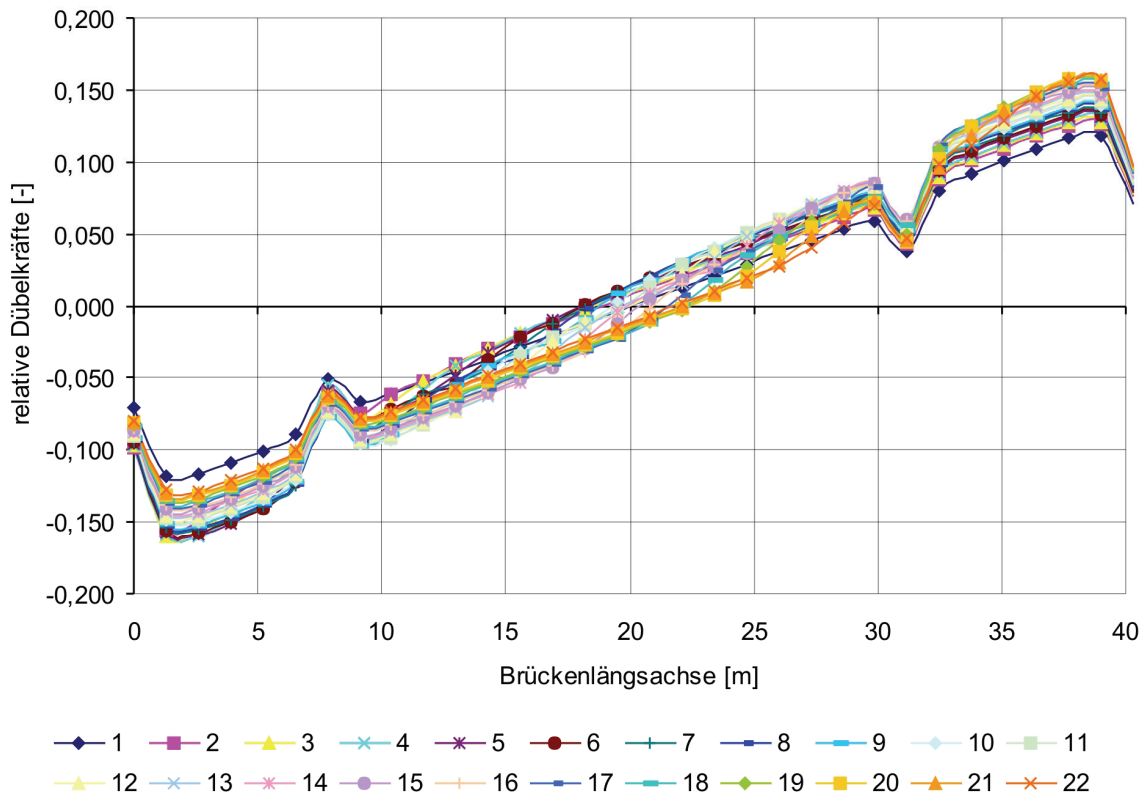


**Abb. 7.18:** Restlebensdauer der Dübelgruppen nach einem Jahr (Erhöhung der Dübelanzahl um 40 %)

**7.4.2 Lebensdauer bei Brücken mit Eigengewichtsverbund**

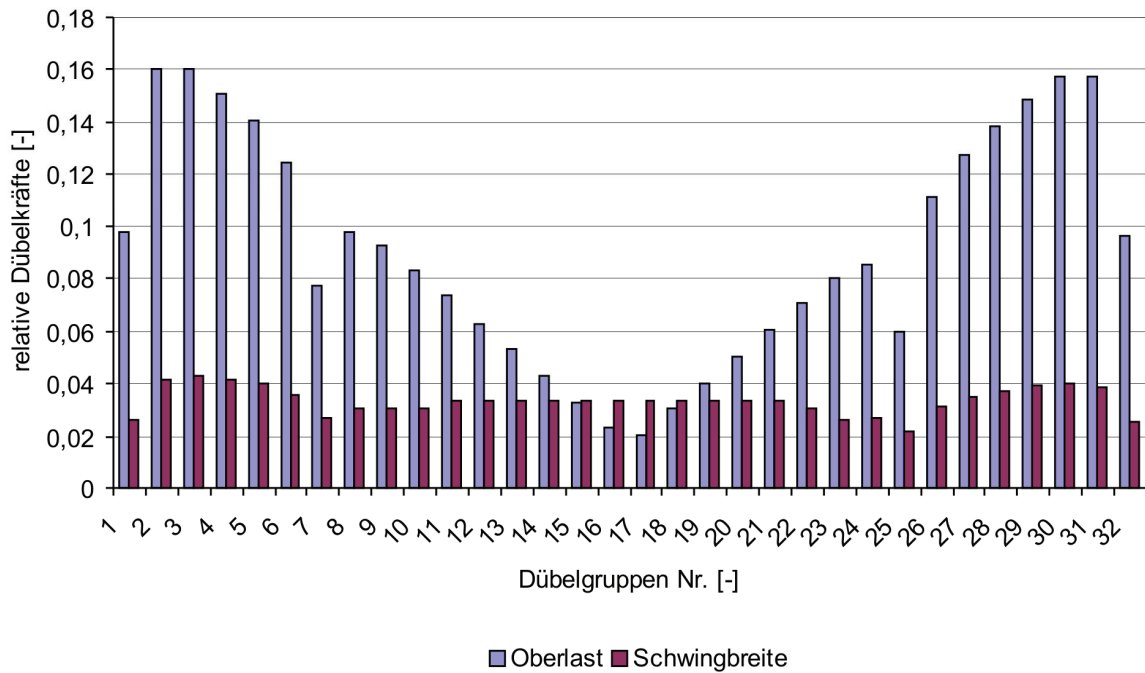
Mit der gleichen Systematik, die in Abschnitt 7.4.1 erläutert wurde, wird die Verbundbrücke nachfolgend unter Berücksichtigung des Eigengewichtsverbundes numerisch untersucht. In Abb. 7.19 sind für die Überfahrt des Fahrzeuges LKW 3 die auf die statischen Tragfähigkeiten bezogenen Dübelkräfte über die

Brückenlängsachse für insgesamt 22 Schritte dargestellt.

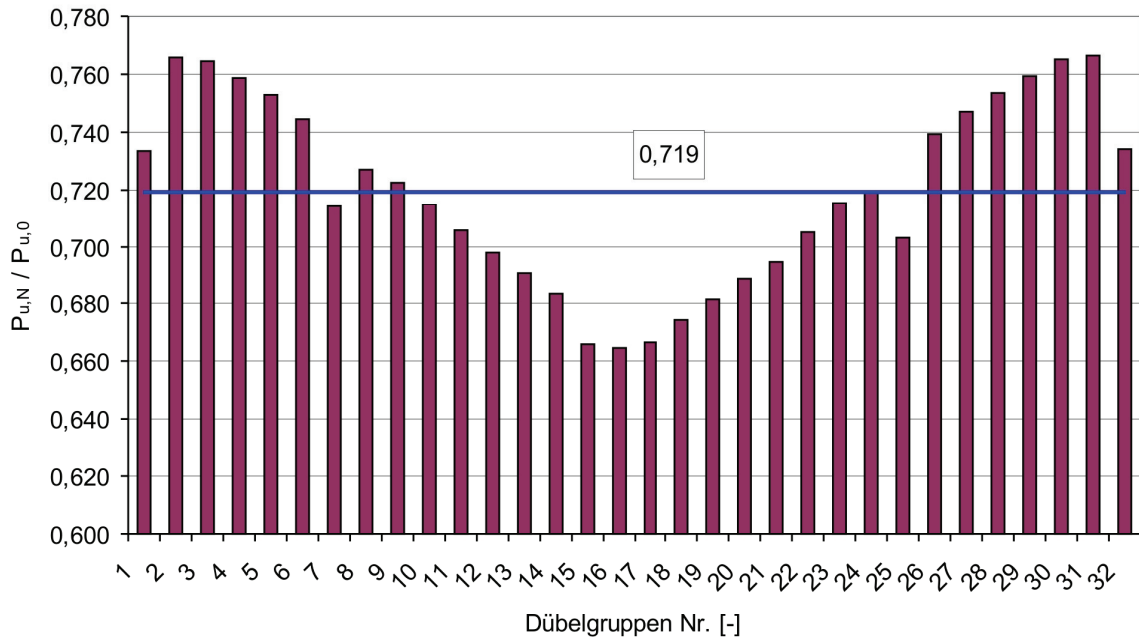


**Abb. 7.19:** Relative Dübelkräfte nach einer Überfahrt (LKW 3) mit Eigengewichtsverbund

Die der zyklischen Berechnung zugrunde liegenden Dübelkräfte (Oberlast und Schwingbreite) sind für den LKW-Typ 3 exemplarisch in Abb. 7.20 dargestellt. Der Vergleich der Oberlasten in Abb. 7.20 und Abb. 7.8 zeigt, dass das Brückeneigengewicht einen deutlichen Einfluss auf die Oberlast hat. In Abb. 7.21 sind die relativen Resttragfähigkeiten einzelner Dübelgruppen nach 2 Millionen LKW Überfahrten angegeben. Nach der zyklischen FE - Analyse sind die statischen Tragfähigkeiten im Durchschnitt auf 71,9% abgefallen.



**Abb. 7.20:** Die zyklischen Belastungsparameter nach einer Überfahrt (LKW 3) mit Eigengewichtsverbund

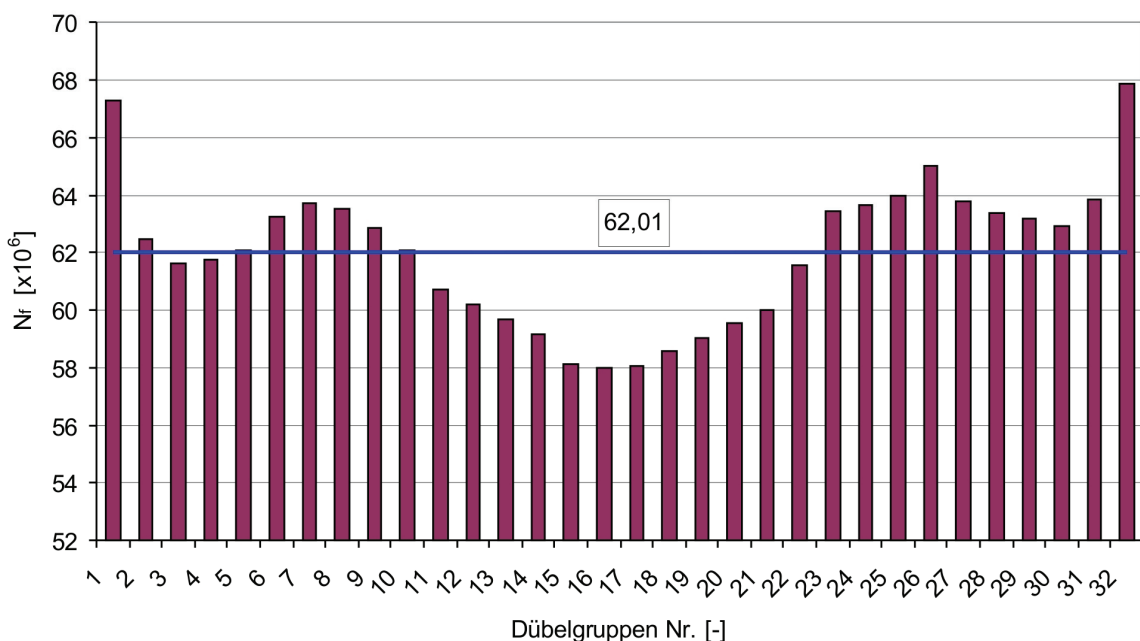


**Abb. 7.21:** Die mittleren Resttragfähigkeiten nach einem Jahr (mit Eigengewicht)

Der Vergleich der relativen Dübelresttragfähigkeiten in Abb. 7.21 und in Abb. 7.10 zeigt, dass die durchschnittliche Dübelresttragfähigkeit nach der FE – Analyse mit

Eigengewichtsverbund um 6,5 % größer als die nach der FE – Analyse ohne Eigengewichtsverbund ist.

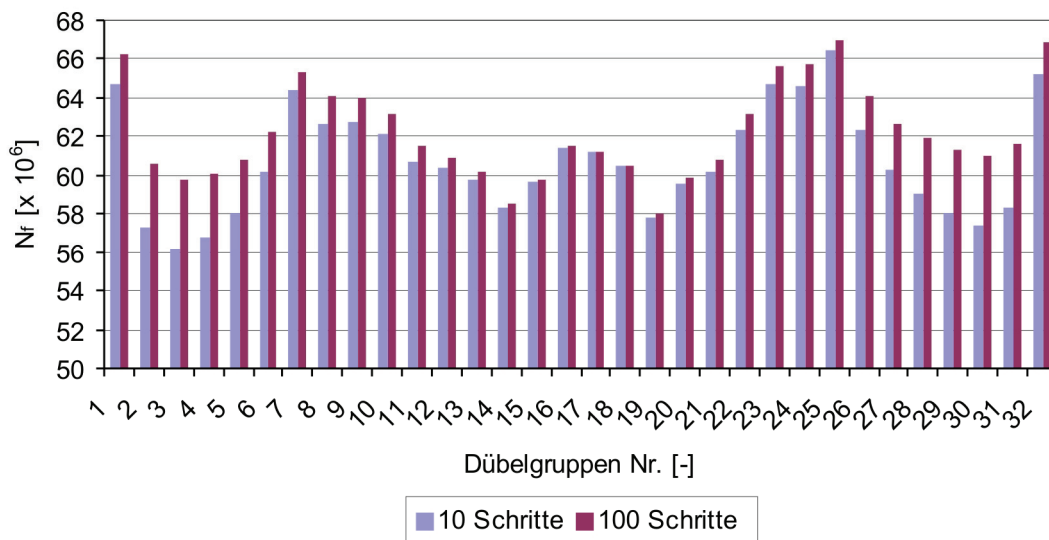
Verzichtet man wie vorher im ersten Schritt auf eine Schadensakkumulation und geht davon aus, dass sich die nach der ersten Überfahrt erzeugten Dübelkräfte über die gesamte Lebensdauer unverändert wiederholen, dann wird das erste Dübelversagen nach ca. 30 Jahren erreicht. In Abb. 7.22 ist die Restlebensdauer einzelner Dübelgruppen nach einem Jahr dargestellt. Im Durchschnitt beträgt die Restlebensdauer der Dübel 62,01 Millionen Überfahrten.



**Abb. 7.22:** Die Restlebensdauer der Dübelgruppen (mit Eigengewichtsverbund)

Der Vergleich der Restlebensdauern in Abb. 7.22 und Abb. 7.11 zeigt, dass die durchschnittliche Lebensdauer der Dübel nach der FE – Analyse mit Berücksichtigung des Brückeneigengewichts um 2,0 % größer als die nach der FE – Analyse ohne Berücksichtigung des Brückeneigengewichts ist.

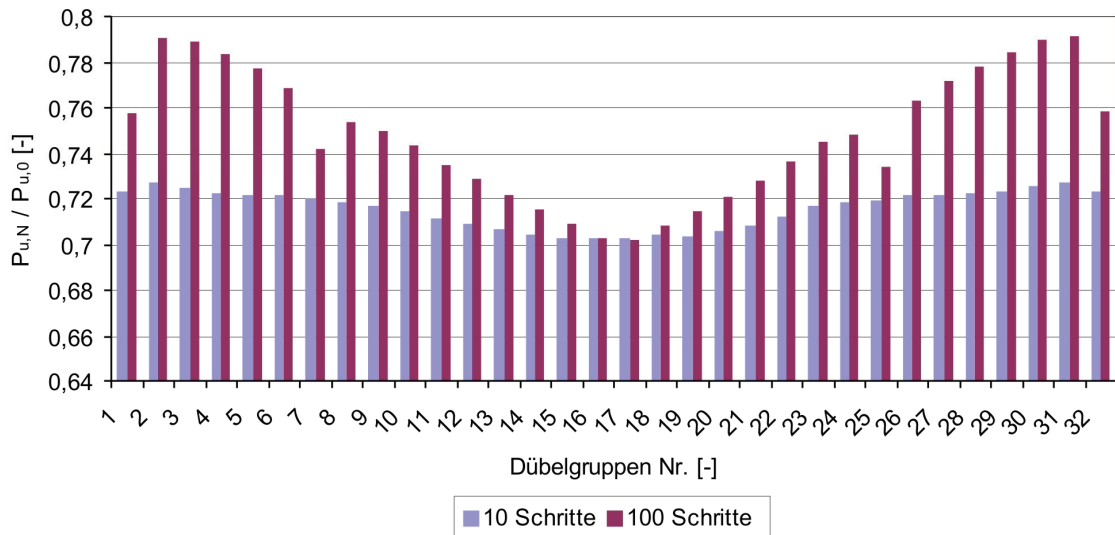
Zur Überprüfung des Einflusses der Anzahl der Inkremente bei der Schadensakkumulation 1 (Abb. 7.10) unter Berücksichtigung des Eigengewichtsverbundes wurde für die 1.000.000 Überfahrten von LKW 3 eine FE - Analyse mit 100 Schritten durchgeführt und die daraus resultierende Lebensdauer mit der der FE – Analyse mit 10 Schritten in Abb. 7.23 verglichen.



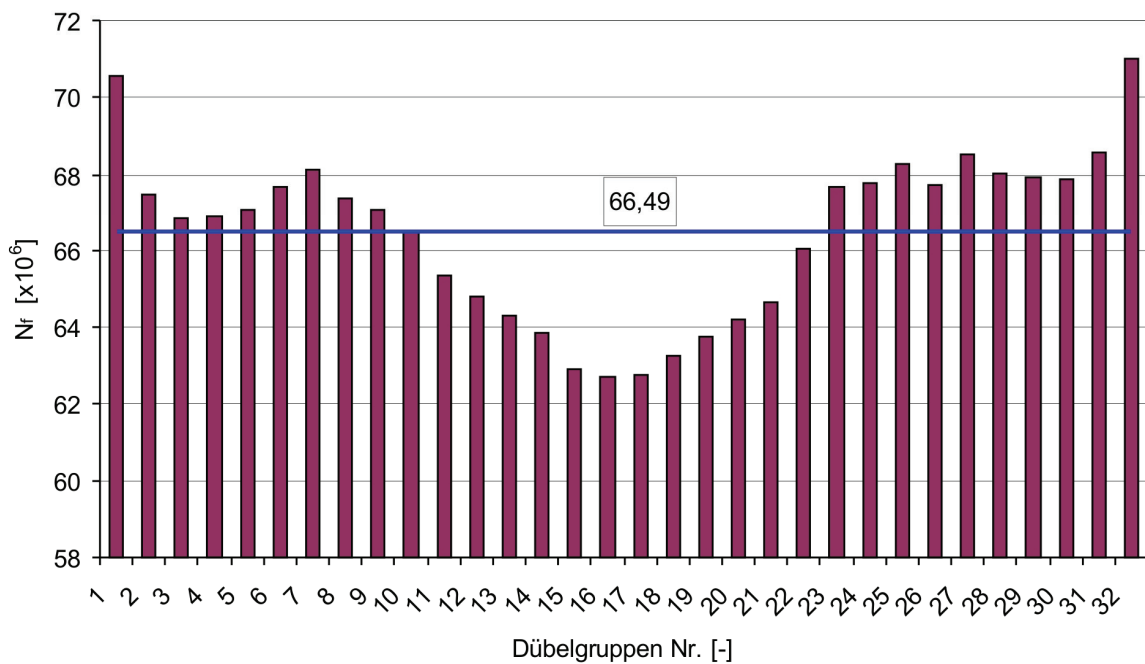
**Abb. 7.23:** Vergleich der theoretischen Lebensdauer der Dübelgruppen nach FE – Analyse mit 10 und 100 Schritten (LKW3 – nach 1.000.000 Überfahrten mit Eigengewichtsverbund)

Anders als nach der FE – Analyse ohne Berücksichtigung des Brückeneigengewichtes erhöht sich in diesem Fall die Lebensdauer der Dübelgruppen, wenn die FE – Analyse mit 100 Schritten durchgeführt wird. Im Durchschnitt beträgt diese Erhöhung 2,4 %. Der Vergleich der Dübelresttragfähigkeiten für 10 und 100 Schritte in Abb. 7.24 zeigt, dass die ermittelten Resttragfähigkeiten nach einer Million Überfahrten von LKW 3 bei 100 Schritten deutlich höher als bei 10 Schritten sind. Im Durchschnitt haben sich die Resttragfähigkeiten von  $0,716 P_{u,0}$  auf  $0,748 P_{u,0}$  um 4,3 % erhöht. Um die Einflüsse aus der Erhöhung der Dübelanzahl um 20 % mit Berücksichtigung des Brückeneigengewichtes zu untersuchen, wurden weitere FE – Analysen durchgeführt. Die mittlere Dübelresttragfähigkeit hat sich nach der Erhöhung der Dübelanzahl fast gar nicht geändert und dennoch ist bei der Restlebensdauer eine Erhöhung von 7,2 % festzustellen. Die Restlebensdauer einzelner Dübelgruppen nach einem Jahr ist in Abb. 7.25 dargestellt.





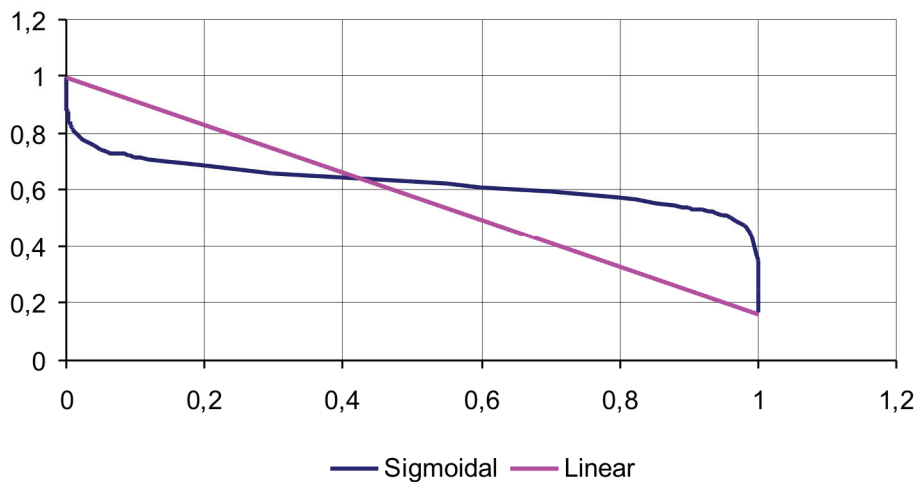
**Abb. 7.24:** Vergleich der Resttragfähigkeiten der Dübelgruppen nach FE – Analyse mit 10 und 100 Schritten (LKW3 – nach 1.000.000 Überfahrten mit Eigengewichtsverbund)



**Abb. 7.25:** Restlebensdauer der Dübelgruppen nach einem Jahr (Erhöhung der Dübelanzahl um 20 %)

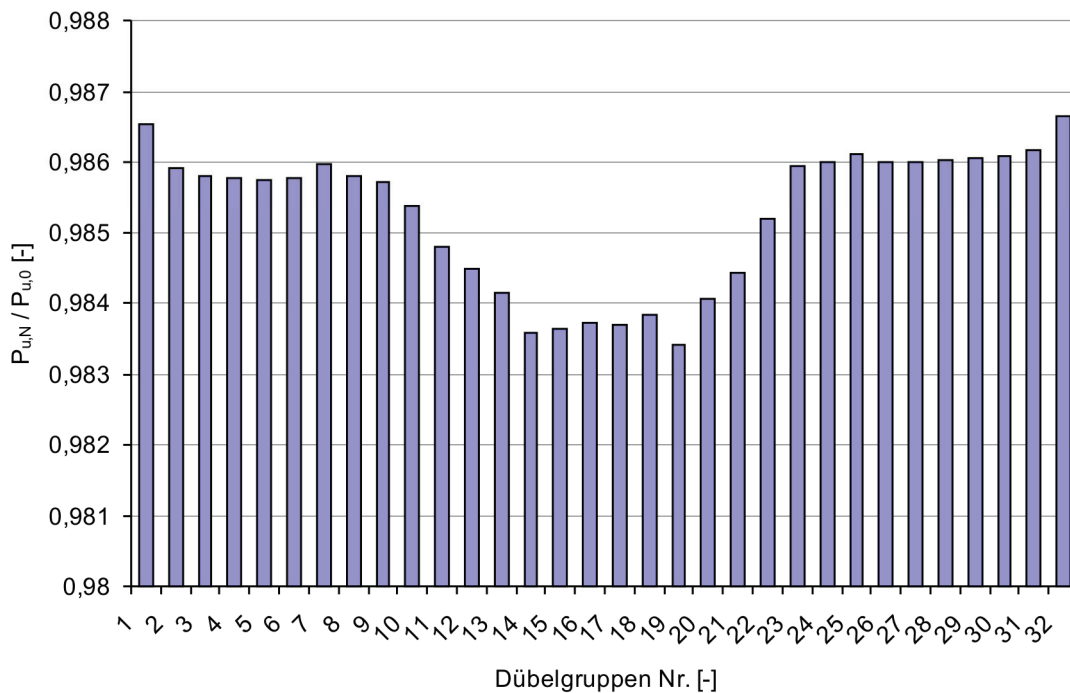
Der analytische Ansatz zur Vorhersage der Resttragfähigkeit über die Lebensdauer in (Gl. 5.67) liefert wegen seines asymptotischen Charakters bei  $N_i / N_f = 0$  eine rapide Abnahme der statischen Tragfähigkeit. Bei niedrigen Belastungsniveaus (z.B.

$P_{max} < 0,2P_{u,0}$ ), welche mit den Versuchsergebnissen nach Kapitel 3 nicht abgedeckt sind, ist dieser Abfall am Anfang erheblich. Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass die Resttragfähigkeit beim Erreichen der Ermüdungslastspielzahl auf den Wert der Oberlast abfallen wird, kann theoretisch die Abnahme der Resttragfähigkeit über die Lebensdauer auch linear angenommen werden. In Abb. 7.26 ist der Vergleich des sigmoidalen, asymptotischen Ansatzes mit dem linearen Ansatz für  $P_{max} = 0,16P_{u,0}$  und  $P_{min} = 0,12P_{u,0}$  exemplarisch dargestellt.



**Abb. 7.26:** Vergleich des sigmoidalen Ansatzes mit dem linearen Ansatz zur Vorhersage der Resttragfähigkeit.

Unter der Annahme, dass bei niedrigen Belastungsniveaus bis 5% der Lebensdauer keine nennenswerte Betonschädigung unmittelbar vor dem Dübelfuß stattfinden wird, sollte eigentlich die Resttragfähigkeit des Kopfbolzendübels am Anfang zwischen der linearen und der sigmoidalen Linie liegen. Um einen Vergleich für den Fall der Einfeldverbundbrücke zu ermöglichen, wurde für die 1.000.000 Überfahrten von LKW 3 eine FE – Analyse mit 10 Schritten unter Berücksichtigung eines linearen Ansatzes für die Resttragfähigkeit durchgeführt. Dabei wurden auch die erforderlichen Änderungen bei der mathematischen Formulierung der Schadensakkumulationshypothese vorgenommen. Die nach 1.000.000 Überfahrten resultierenden Resttragfähigkeiten sind in Abb. 7.27 dargestellt.



**Abb. 7.27:** Die Resttragfähigkeiten der Dübelgruppen nach FE – Analyse mit (LKW3 – nach 1.000.000 Überfahrten mit Brückeneigengewicht und linearem Ansatz für den Abfall der statischen Tragfähigkeit)

Abb. 7.27 zeigt deutlich, dass die Resttragfähigkeiten der Dübelgruppen nur minimal abgefallen sind. Um realitätsnahe Resttragfähigkeiten im Fall von niedrigen Belastungsniveaus vorherzusagen, sind offensichtlich weitere Versuche besonders zwischen 0 % bis 10 % der Lebensdauer notwendig, da die Höhe der anfänglichen Resttragfähigkeit bei der inkrementellen FE – Analyse einen nennenswerten Einfluss auf die berechnete Restlebensdauer hat.

### 8. Zusammenfassung und Ausblick

Verbundträger aus Stahl und Beton stellen eine Alternative zu herkömmlichen Stahl-, Beton- und Spannbetonträgern dar und finden Einsatzbereiche besonders bei Straßen- bzw. Eisenbahnbrücken. Wegen ihrer Wirtschaftlichkeit und geringem Fertigungsaufwand werden als Verbundmittel überwiegend Kopfbolzendübel verwendet, so dass in den neuen Fassungen der nationalen und internationalen Verbundbaunormen nur noch diese Verbundmittel geregelt sind. Aufgrund des Schweißverfahrens kommt es bei diesen Kopfbolzendübeln zu geometrischen und metallurgischen Kerbstellen, welche unter nicht ruhender Belastung eine Rissinitiierung und im Weiteren eine Rissausbreitung in Kombination mit einer zunehmenden Betonschädigung verursachen.

Im Rahmen dieser Arbeit werden Kopfbolzendübel in Vollbetonplatten unter zyklischer Belastung anhand von zyklischen Push-Out Versuchen und einem Trägerversuch untersucht. Die Auswertung von Push-Out Versuchen hat gezeigt, dass die Lebensdauer nicht nur von der Schwingbreite sondern auch von der Oberlast der zyklischen Belastung abhängig ist. Außerdem wurde festgestellt, dass wegen einer frühen Rissinitiierung und Rissausbreitung am Dübelfuß gerade am Anfang der zyklischen Belastung (10%-20% der Lebensdauer) in Abhängigkeit von der Höhe der Oberlast die statische Tragfähigkeit der Dübel erheblich abfällt. Im Kapitel 4 werden ergänzend zu den eigenen Versuchen die kraftgeregelten zyklischen Push-Out Versuche in der Literatur neu ausgewertet und ein neuer analytischer Ansatz zur Vorhersage der Lebensdauer entwickelt. Auf der Grundlage von kraftgeregelten Push-Out Versuchen wird im Kapitel 5 ein Berechnungsverfahren entwickelt, mit dem die statische Resttragfähigkeit von hochzyklisch belasteten Kopfbolzendübeln bestimmt werden kann. Darüber hinaus wird die in [59] entwickelte verbesserte Schadensakkumulationshypothese, welche Reihenfolgeeffekte und nichtlineares Materialverhalten berücksichtigt, mathematisch formuliert und ein analytischer Ansatz zur Bestimmung der plastischen Verformung in der Verbundfuge entwickelt. Neben dem zyklischen Verhalten wird auch das Kurzzeitverhalten von Kopfbolzendübeln untersucht. Aus den Ergebnissen eigener Kurzzeitversuche vor und nach der zyklischen Belastung werden empirische Ansätze zur Vorhersage der

Last-Verformungskurve von Kopfbolzendübeln aufgestellt.

Alle in Kapitel 4 und 5 entwickelten analytischen Ansätze dienen als Basis für eine Simulation des zyklischen Verhaltens von Verbundträgern. Im Kapitel 6 werden die Einzelheiten eines inkrementellen Verfahrens für die zyklische Simulation des Verbundträgers vorgestellt. Das Verfahren wurde mit einem Trägerversuch aus der Literatur sowie an einem im Rahmen des Teilprojektes C8 des SFB398 durchgeführten Versuch verifiziert. Außerdem wird gezeigt, dass die Ergebnisse weggeregelter Push-Out Versuche mit den aus kraftgeregelten Push-Out Versuchen entwickelten Ansätzen nachgerechnet werden können. Ergänzend wird erläutert, wie die analytische Lösung nach der Differentialgleichung mit zyklischen Dübelsteifigkeiten für eine einfache näherungsweise Bestimmung des Verformungszustandes eines Verbundträgers herangezogen werden kann.

Das Kapitel 7 behandelt eine reale nach Eurocode 4 bemessene einfeldrige Straßenbrücke in Verbundbauweise, für die eine Nachrechnung mit Hilfe des Lastmodells 4 in EN 1991-2 erfolgt. Die Untersuchung hat gezeigt, dass die Resttragfähigkeiten der Dübel mit dem hier entwickelten Verfahren nach einem Jahr bis auf ca. 70 % der statischen aus Versuchen ermittelten Tragfähigkeit abfallen kann und das erste Dübelversagen nach ca. 30 Jahren eintreten wird. Der Grund dafür ist, dass der gewählte analytische Ansatz zur Beurteilung der Resttragfähigkeit wegen seines asymptotischen Charakters bei  $N_i / N_f = 0$  eine rapide Abnahme der statischen Tragfähigkeit liefert. Bei niedrigen Belastungsniveaus (z.B.  $P_{max} < 0,2P_{u,0}$ ), für die der hier gewählte analytische Ansatz experimentell nicht abgesichert ist, sind daher noch weitere Untersuchungen erforderlich.

## Literaturverzeichnis

- [1] Akao, S., Kurita, A., Hiragi, H. (1982). Fatigue strength of stud shear connectors with concrete deposited from different placing directions, IABSE Fatigue, Lausanne.
- [2] Albert, W.A.J. (1838). Über Treibseile am Harz. *Archiv für Mineralogie, Geognosie, Bergbau und Hüttenkunde* 10, 215-34.
- [3] Ansys® 7.1 HTML Online Documentation.
- [4] Braithwaite, F. (1854). On the fatigue and consequent fracture of metals. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London* 13, 463-75.
- [5] Croce, P. (2001). Background to fatigue load models for Eurocode 1: Part 2 Traffic Loads, *Prog. Struct. Engng Mater*, 335-345.
- [6] DIN EN 206-1 (2001). Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.
- [7] DIN EN ISO 13918-1 (1998). Schweißen – Bolzen und Keramikringe zum Lichtbogenbolzenschweißen.
- [8] ECSC Research Project (1999). Use of High-Strength Steel S460, Chapter 9.2 – Fatigue of shear studs  $\varnothing 25$ , Final Report, Bergische Universität Wuppertal.
- [9] EN 1991-2 (2003). Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges.
- [10] EN 1994-1-1 (2004). Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [11] EN 1994-2 (2005). Design of composite steel and concrete structures, Part 2: General rules and rules for bridges.
- [12] Feldmann, M., Gesella, H. (2005). Zur Vorhersage des Rissfortschritts bei einbetonierten Kopfbolzendübeln in Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung, *Stahlbau* 74/10, 767-779.
- [13] Gattesco, N., Guiriani, E. (1996). Experimental study on stud shear connectors subjected to cyclic loading, *J. Constructional Steel Research*, Vol.38, No.1, 1-21.
- [14] Gattesco, N., Guiriani, E., Gubana, A. (1997). Low-cycle fatigue test on stud shear connectors, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No.2.
- [15] Gesella, H. (2006). Zur Vorhersage des Rissfortschritts bei einbetonierten Kopfbolzendübeln in Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung,

- 
- Dissertation, Fachbereich Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen, Technische Universität Kaiserslautern.
- [16] Hallam, M.W. (1976). The behaviour of stud shear connectors under repeated loading, The University of Sydney, School of Civil Engineering.
- [17] Hanswille, G. (1994). Zum Nachweis der Ermüdung von Verbundträgern nach Eurocode 4, Stahlbau 63.
- [18] Hanswille, G., Porsch, M., Üstündag, C. (2006). Neue Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln, Stahlbau 75, Heft 4, 303-316.
- [19] Hanswille, G., Porsch, M., Üstündag, C. (2007). Resistance of headed studs subjected to fatigue loading, Part I: Experimental study. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63, 475-484.
- [20] Hetenyi, M. (1946). Beams on elastic foundations, University of Michigan Press, Ann Arbor, MI. Kerr, A.
- [21] Hiragi H., Matsui S. (1998). Investigation on remarkable improvement of fatigue strength for headed studs, Proceedings of Conference on Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering '98, Calgary, Canada.
- [22] Hoischen, A. (1954). Verbundträger mit elastischer und unterbrochener Verdübelung, Der Bauingenieur 29, Heft7, 241-244.
- [23] Irwin, G.R. (1967). Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate. *Journal of Applied Mechanics* 24, 361-4.
- [24] Johnson, R.P. (2000). Resistance of stud shear connectors to fatigue, Journal of Structural Steel Research 56, 101-116.
- [25] Knight, A.W. (1934). The design and construction of composite slab and girder bridges. *Journal Institution of Engineers Australia*, Vol. 6, 10-22.
- [26] Kretz, J. (1999). Zur Zeitfestigkeit von Verbundträgern mit Profilblechen, Dissertation, Fachbereich Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen, Technische Universität Kaiserslautern.
- [27] Leffer, A. (2002). Zum Ermüdungsverhalten einbetonierter Kopfbolzendübel unter realitätsnaher Beanspruchung im Verbundbrückenbau, Dissertation, Fachbereich Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen, Technische Universität Kaiserslautern.
- [28] Lehman, H. G., Lew, H.S., Toprac, A.A. (1965). Fatigue strength of 3/4 inch studs in lightweight concrete (Push tests), University of Texas, Center for Highway Research, Austin.

- [29] Leonhardt, F. (1988). Kritische Bemerkungen zur Prüfung der Dauerfestigkeit von Kopfbolzendübeln für Verbundträger, *Bauingenieur* 63, 307-310.
- [30] Leonhardt, F., Andrä, H.P., Andrä R.S., Harre, W. (1987). Zur Bemessung durchlaufender Verbundträger bei dynamischer Belastung, *Bauingenieur* 62, 311-323.
- [31] Lungershausen, H. (1988). Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln, *Technisch Wissenschaftliche Mitteilung Nr. 88-7*; Institut für Konstruktiven Ingenieurbau Ruhr-Universität Bochum.
- [32] Maeda, Y., Kajikawa Y. (1986). Fatigue strength of tension flanges with stud shear connectors, *IABSE Proceedings P-104/86*, 141-156.
- [33] Maeda, Y., Matsui S., Hiragi, H. (1983). Effects of Concrete-placing direction on static and fatigue strength of stud shear connectors, *Technology reports of The Osaka University*, 33(1733), 397-404.
- [34] Mainstone, R.J., Menzies, J.B. (1967). Shear connectors in steel-concrete composite beams for bridges, Part 1: Static and fatigue tests on push-out test specimens, *Concrete* 1(9), 291-302.
- [35] Mainstone, R.J., Menzies, J.B. (1967). Shear connectors in steel-concrete composite beams for bridges, Part 2: Fatigue tests on beams, *Concrete* 1(10), 351-358.
- [36] Mensinger, M. (2000). Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau, Dissertation, Fachbereich Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen, Technische Universität Kaiserslautern.
- [37] Menzies, J.B. (1971). CP117 and shear connectors in steel-concrete composite beams made with normal density or lightweight concrete, *The Structural Engineer*, No. 2 Vol. 49.
- [38] Miner, M.A. (1945). Cumulative damage in fatigue. *Journal of Applied Mechanics* 12, 159-64.
- [39] Muess, H. (1994). Verbundbau, aus Grimm, F.: *Stahlbau im Detail*, Band 2, WEKA Baufachverlage GmbH.
- [40] Oehlers, D.J. (1990). Deterioration in strength of stud connectors in composite bridge beams. *Journal of Structural Engineering*, 116(12): 3417-3431.
- [41] Oehlers, D.J. (1990). Methods of estimating the fatigue endurance of stud shear connections, *IABSE Proc.*, P-145/90, *Periodica* 3, 65-84, Int. Assoc. for



---

Bridge and Struct. Engrs., Zurich, Switzerland.

- [42] Oehlers, D.J. (1990). Methods of Estimating the Fatigue Endurances of Stud Shear Connections, IABSE Proceedings P-145/90, 65-84.
- [43] Oehlers, D.J. (1991). Uni-directional fatigue tests on stud shear connectors, Res. Rep. R87, Dep. Of civil Engineering, The University of Adelaide, Adelaide, Australia.
- [44] Oehlers, D.J., Carroll, M.A. (1988). Simulation of composite beams subjected to traffic loads, Composite construction in steel and concrete, ed. by Buckner, C.D., Viest, I.M., 450-459.
- [45] Oehlers, D.J., Foley, L. (1985). The fatigue strength of stud shear connections in composite beams, Proceedings/Institution of Civil Engineers, Part 2 Research and Theory, 79, 349-364.
- [46] Oehlers, D.J., Johnson, R.P. (1987). The strength of stud shear connections in composite beams, The Structural Engineer, Volume 65B, No 12, 236-240.
- [47] Oehlers, D.J., Singleton, W.M. (1986). The simulation of simply supported composite beams tested under fatigue loads, Proceedings/Institution of Civil Engineers Part 2 Research and Theory, Vol 81, 647-657.
- [48] Palmgren, A. (1924). Die Lebensdauer von Kugellagern. *VDI Zeitschrift* 68, 339-341.
- [49] Porsch, M. (2007). Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Lehrstuhl für Stahlbau- und Verbundkonstruktionen, Bergische Universität Wuppertal (in Arbeit).
- [50] Roderick, J.W., Ansourian, P. (1976). Repeated loading of composite Beams, The Institution of Engineers, Civil Engineering Transactions.
- [51] Roik, K., Hanswille, G. (1990). Bemessungswerte für Kopfbolzendübel nach Eurocode 4. *Festschrift Polonyi*.
- [52] Roik, K., Hanswille, G. (1983). Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln. *Stahlbau*, Heft 10.
- [53] Roik, K., Hanswille, G. (1987). Zur Dauerfestigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verbundträgern, *Bauingenieur* 62, 273-285.

- [54] Roik, K., Hanswille, G. (1989). Background Report on Eurocode 4 - Limit State of Fatigue for headed Studs. *Minister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau*, Forschungsprojekt: RS II, 674102-8630, Bonn.
- [55] Roik, K., Hanswille, G. (1989). Background Report on Eurocode 4-Stud Connectors. *Minister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau*, Forschungsprojekt: RS II, 674102-8630, Bonn.
- [56] Roik, K., Holtkamp, H.J. (1989). Untersuchung zur Dauer- und Betriebsfestigkeit von Verbundträgern mit Kopfbolzendübeln, *Stahlbau* 58, 53-62.
- [57] Schütz, W. (1993). Zur Geschichte der Schwingfestigkeit. *Materialwissenschaft und Werkstofftechnik* 24, 203-232.
- [58] Schütz, W. (1996). A history of fatigue. *Engineering Fracture Mechanics* 54, 263-300.
- [59] Slutter R.G., Fisher, J.W. (1966). Fatigue Strength of shear Connectors. Highway Research Record No. 147.
- [60] Stamm, K., Witte, H. (1974). Sandwichkonstruktionen, Berechnung, Fertigung, Ausführung, Springer Verlag New York – Wien.
- [61] Thompson, N., Wadsworth, N.J., Louat, N. (1956). The origin of fatigue fracture in copper. *Philosophical Magazine* 1, 113-26.
- [62] Thurlimann, B. (1959). Fatigue and static strength of stud shear connectors. *J. Am. Concr. Inst.*, 1287–1301.
- [63] Veljkovic, M., Johannson, B. (2004). Residual static resistance of welded stud shear connectors, *Composite Construction V*, South Africa – Berg-en-Dal, Mpumalanga.
- [64] Viest, I.M. (1996). Studies of composite construction at Illinois and Lehigh, 1940-1978, *Engineering Foundation Conferences, Composite Construction III*, Irsee, Germany.
- [65] Wöhler, A. (1860). Versuche zur Ermittlung der auf die Eisenbahnwagenachsen einwirkenden Kräfte und die Widerstandsfähigkeit der Wagen-Achsen. *Zeitschrift für Bauwesen* 10, 583-616.
- [66] Zappfe, C.A., Worden, C.O. (1951). Fractographic registrations of fatigue. *Transactions of the American Society for Metals* 43, 958-69.

# **Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau**

## **Bergische Universität Wuppertal**

---

- Heft 1** Andres, M.: Zum Stabilitätsnachweis von Schalentragsystemen aus Hochleistungsbeton, 2004
- Heft 2** Wörmann, R.: Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nichtlineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragsystemen, 2004
- Heft 3** Piel, W.: Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen, 2004
- Heft 4** Mahran, E.: Finite-Infinite-Elemente-Modellierung zur Simulation der Boden-Bauwerk-Flüssigkeit-Interaktion unter dynamischer Anregung, 2004
- Heft 5** Eusani, R.: Zur numerischen Zeitbereichssimulation der Aeroelastischen Instabilität bei Seilbrücken, 2005
- Heft 6** Stracke, J.: Flachdecken aus Konstruktions - Leichtbeton, 2005
- Heft 7** Hanswille, G., Porsch, M., Üstündağ, C.: Versuchsbericht über die Durchführung von 77 Push-Out-Versuchen im Rahmen des Forschungsprojektes „Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton“, Projekt C8 im Sonderforschungsbereich 398, 2007
- Heft 8** Schäfer, M.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen, 2007
- Heft 9** Üstündağ, C.: Beitrag zur Bemessung von Verbundträgern unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen, 2007