

Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand

T 3318

T 3318

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2015

ISBN 978-3-8167-9529-2

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de



24. Juni 2015
. Ausfertigung

Schlussbericht Nr. P02-16

<u>Auftraggeber</u>	Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt) Kolonnenstr. 30 B 10829 Berlin
<u>Förderkennzeichen</u>	P 52-5- 7.294.1-1425/13
<u>Inhalt des Berichts</u>	Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand
<u>Bearbeiter</u>	Jörn Remitz, M.Sc. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann TU Braunschweig iBMB - Fachgebiet Massivbau Beethovenstraße 52 38106 Braunschweig ☎ (05 31) 391-5409; Fax -8179 E-Mail: massivbau@ibmb.tu-bs.de

Der Bericht umfasst 40 Seiten und 25 Anlageseiten.

Der Bericht darf nur ungekürzt veröffentlicht oder vervielfältigt werden; eine auszugsweise Wiedergabe bedarf der vorherigen schriftlichen Einwilligung.

Indexseite

Index	Seite	Änderung	Datum	Bearbeiter

Inhaltsverzeichnis

Seite

1	Einleitung.....	5
2	Stand der Technik	6
2.1	Grundlagen zur Ermüdungsfestigkeit von eingebautem Spannstahl.....	6
2.2	Bisherige Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von eingebautem Spannstahl.....	7
2.2.1	Allgemeines	7
2.2.2	Versuchsergebnisse für Vorspannung mit nachträglichem Verbund.....	8
2.2.3	Versuchsergebnisse für Vorspannung mit sofortigem Verbund	9
2.3	Besondere Aspekte zum Ermüdungsverhalten von Spannstahl	9
2.3.1	Baupraktische Gesichtspunkte	9
2.3.2	Einfluss einer variierenden Spannmitgliedführung	10
3	Versuche an Spannbetonträgern mit nachträglichem Verbund.....	11
3.1	Versuchsprogramm	11
3.2	Konfiguration der Versuchsträger	11
3.3	Baustoffe	12
3.3.1	Beton	12
3.3.2	Betonstahl.....	12
3.3.3	Spannstahl.....	12
3.3.4	Hüllrohre	13
3.3.5	Einpressmörtel.....	13
3.4	Herstellung der Versuchsträger	13
3.4.1	Herstellung	13
3.4.2	Vorspannen und Verpressen.....	13
3.5	Messwernerfassung	14
3.6	Versuchsdurchführung	15
3.7	Ermittlung der Spannstahlspannungen	16
3.8	Versagen der Versuchsträger.....	17
3.9	Untersuchung der Versuchsträger nach Versuchsende.....	17
3.10	Versuchsergebnisse	20
3.10.1	Erfassung der Spanndrahtbrüche.....	20
3.10.2	Rissbilder und Rissbreiten der Versuchsträger	21
3.10.3	Durchbiegungsverhalten der Versuchsträger	22
4	Versuch an Spannbetonträger mit sofortigem Verbund	24
4.1	Versuchsprogramm	24
4.2	Konfiguration des Versuchsträges.....	24

4.3	Herstellung der Versuchsträger	25
4.3.1	Herstellung	25
4.3.2	Vorspannen	25
4.4	Messwerterfassung	25
4.5	Versuchsdurchführung	25
4.6	Ermittlung der Spannstahlspannungen	25
4.7	Versagen des Versuchsträgers	26
4.8	Untersuchung des Versuchsträgers nach Versuchsende	26
4.9	Versuchsergebnisse	28
4.9.1	Erfassung der Spanndrahtbrüche.....	28
4.9.2	Rissbilder und Rissbreiten der Versuchsträger	30
4.9.3	Durchbiegungsverhalten der Versuchsträger	31
5	Versuchsergebnisse im Kontext des EC2	32
5.1	Versuchsergebnisse für Vorspannung mit nachträglichem Verbund.....	32
5.2	Versuchsergebnisse für Vorspannung mit sofortigem Verbund	34
6	Zusammenfassung und Ausblick	36
7	Unterschriften	38
8	Literaturverzeichnis	39

Anhang

1 Einleitung

Die Beurteilung des Ermüdungsverhaltens von Spannstählen bei Bauwerken unter nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen ist u.a. im Rahmen zunehmender Verkehrsbeanspruchungen, einer längeren Lebensdauer von Bauwerken sowie der Verwendung von innovativen und hochfesten Baustoffen von großer Bedeutung. Insbesondere die in älteren Brückenbauwerken eingebauten Spannglieder sind aufgrund der teilweise geringeren Vorspanngrade, der stetig steigenden Verkehrsbeanspruchung (hohe Lastwechselzahlen und große Spannungsschwingbreiten) in Verbindung mit einer langen Nutzungsdauer einer hohen Ermüdungsbelastung ausgesetzt.

Speziell im eingebauten Zustand wird das Ermüdungsverhalten von Spannstählen aufgrund der komplexen Beanspruchungsverhältnisse von vielen Einflussfaktoren beeinträchtigt. Ein wesentlicher Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit von eingebauten Spannstählen ist die bei gekrümmt geführten Spanngliedern auftretende Reiberermüdung.

Im Rahmen eines ebenfalls vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) geförderten Forschungsprojekts am Fachgebiet Massivbau des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig wurde der derzeitige Kenntnisstand zum Ermüdungsverhalten von Spannstählen beschrieben sowie eine Datenbank über bisher durchgeführte Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von eingebauten Spannstählen erstellt [1].

Das Ziel dieses Forschungsvorhabens war eine weitergehende theoretische und experimentelle Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit von eingebauten Spannstählen im Dauerfestigkeitsbereich der Wöhlerlinien gemäß DIN EN 1992-1-1 [2] und DIN EN 1992-1-1/NA [3] (nachfolgend insgesamt mit EC2/NA bezeichnet).

2 Stand der Technik

2.1 Grundlagen zur Ermüdungsfestigkeit von eingebautem Spannstahl

Infolge dynamischer bzw. wiederholter Beanspruchungen können eingebaute Spannstähle bereits bei einem Lastniveau weit unterhalb der statischen Festigkeit versagen. Für die Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit wird im Wöhlerdiagramm abhängig von der Lastwechselzahl N zwischen der Kurzzeitfestigkeit, der Zeitfestigkeit und der Dauerfestigkeit unterschieden (Bild 2-1). Die ertragbare Schwingbreite $\Delta\sigma$ wird im Rahmen von Zulassungsversuchen an freischwingenden Spannstahlproben in Einstufenversuchen ermittelt.

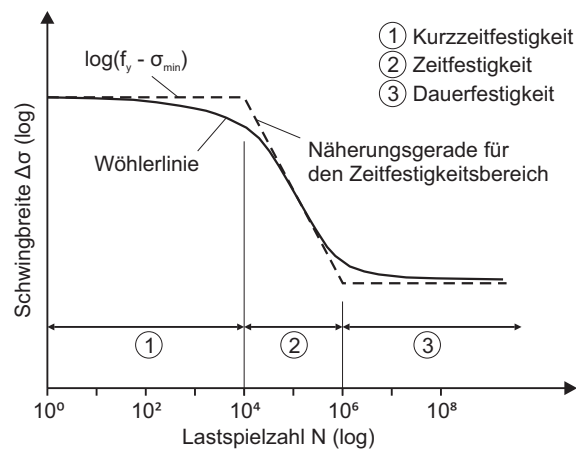


Bild 2-1: Qualitative Wöhlerlinie für (Spann-)Stahl

Aus zahlreichen Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedern im eingebauten Zustand konnten im Vergleich zum freischwingend geprüften Spannstahl zum Teil deutlich geringere Lastwechselzahlen bei gleicher Schwingbreite festgestellt werden. Dies ist zum einen auf die komplexeren Spannungs- und Beanspruchungsverhältnisse im realen Bauteil zurückzuführen und zum anderen insbesondere durch das Phänomen der sogenannten „Reibermüdung“ begründet.

Reibermüdungseffekte treten bei Kontakt von metallischen Werkstoffen auf, die sich unter Wirkung von Querpressungen relativ zueinander bewegen. FUNK [4] untersuchte Ende der 60er Jahre im Bereich des Maschinenbaus anhand von Kleinmodellversuchen den Einfluss von Reibdauerbeanspruchungen auf die Ermüdungsfestigkeit von Stahl. Er unterscheidet zwischen einer dem Verschleiß ähnlichen Oberflächenbeschädigung unter der Wirkung einer mechanischen Beanspruchung (Reibkorrosion) und der Reduzierung der Dauerfestigkeit durch Materialermüdung (Reibermüdung). In seinen Versuchen ist der zunehmende Einfluss einer Flächenpressung (Querpressung) sowie einer auftretenden Relativverschiebung (Reibweg) bei zunehmender Lastwechselzahl ersichtlich (Bild 2-2).

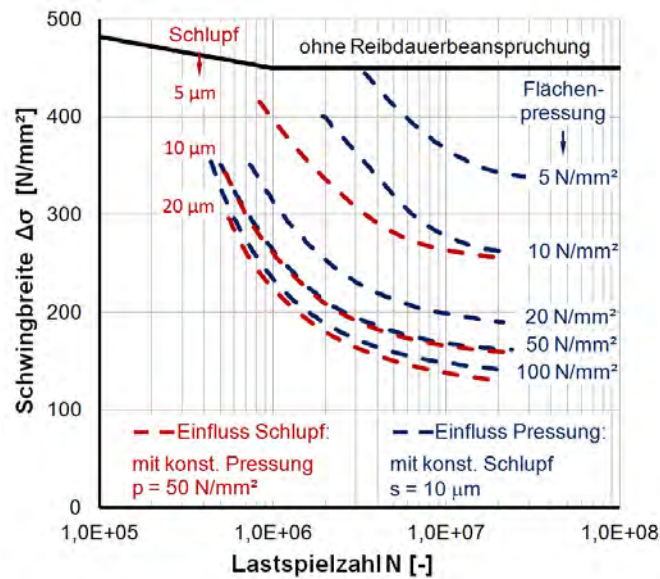


Bild 2-2: Einfluss von Flächenpressure und Schlupf nach [4]

Bei Bauteilen mit gekrümmt geführten Spanngliedern im nachträglichen Verbund treten diese Relativverschiebungen im Rissbereich zusammen mit örtlich hohen Querpressuren in der Kontaktzone zwischen Spannstaht und Hüllrohr auf. Sie führen zu einer analogen Reduzierung der aufnehmbaren Schwingbreite im Vergleich zu Proben ohne Reibdauerbeanspruchungen (d.h. freischwingend geprüften Spannstähten).

Die Beanspruchungsverhältnisse zwischen Spannstaht, Einpressmörtel und Hüllrohr im Bereich eines kreuzenden Biegerisses sind in Bild 2-3 schematisch dargestellt.

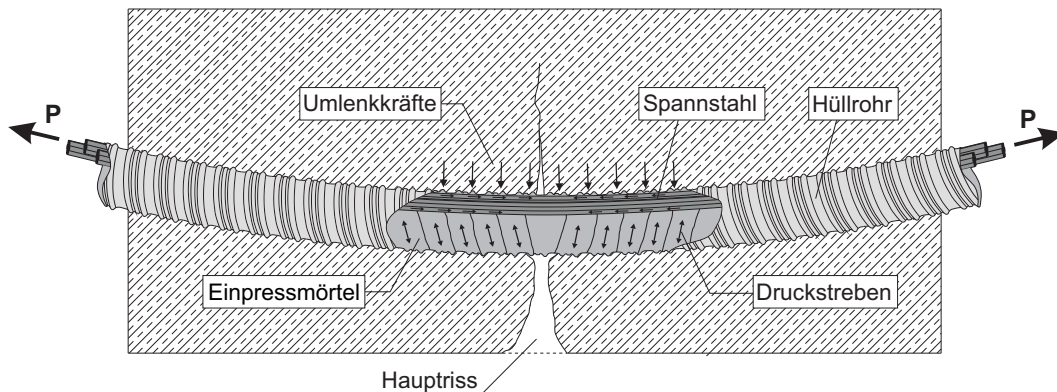


Bild 2-3: Beanspruchungsverhältnisse bei gekrümmt Spanngliedern an kreuzenden Rissen nach [5]

2.2 Bisherige Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von eingebautem Spannstaht

2.2.1 Allgemeines

Aufbauend auf dem Sachstandbericht von EMPELMANN/SENDER [1] wurden weitere Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Spannstähten im eingebauten Zustand (im sofortigen und nachträglichen Verbund) in die Literaturdatenbank aufgenommen. Im Folgenden werden kurz der Stand der Technik und die wesentlichen Erkenntnisse dargelegt. Für Einzelheiten zu den Versuchen sei hier auf den o.g. Sachstandbericht verwiesen.

2.2.2 Versuchsergebnisse für Vorspannung mit nachträglichem Verbund

Die ersten systematischen Untersuchungen zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von Spannstahl unter Berücksichtigung von Reibermüdungseffekten wurden von CORDES/LAPP-EMDEN [6] mittels Kleinmodellversuchen an geraden, eingespannten Spannstahlproben durchgeführt, die den Einfluss der Spannstahlart, des Anpressdruckes sowie des Reibweges unter zyklischer Beanspruchung untersuchten (Bild 2-4). Die bei im Hüllrohr geführten Spannstählen auftretende Reibdauerbeanspruchung wurde unter Einwirkung einer Querpressung mittels eines Hüllrohrausschnittes simuliert. Es zeigte sich, dass sich infolge von Reibdauerbeanspruchungen durch Aufbringen einer Querpressung zwischen Spannstahl und Stahlhüllrohr die Dauerschwingfestigkeit von glatten Spannstahlstäben gegenüber der Dauerschwingfestigkeit von Litzen im Bezug auf freischwingend geprüfte Proben ohne Reibbeanspruchung stärker reduziert.

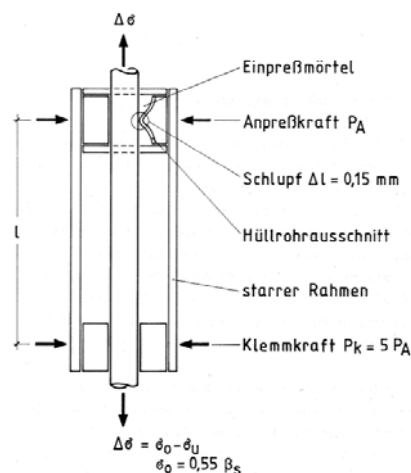


Bild 2-4: Exemplarischer Versuchsaufbau eines Kleinmodellversuches unter Wirkung einer Querpressung [6]

Die zeitgleich von MÜLLER [7] durchgeführten Großmodellversuche (mit Spannstahl aus derselben Fertigung wie bei den Versuchen nach CORDES/LAPP-EMDEN) bestätigten diesen Einfluss der Spannstahlart. Der bei Verwendung von Litzen kleinere Unterschied zu freischwingend geprüften Spannstahlproben wurde auf innere linienförmige Reibvorgänge zwischen den verdrehten Einzeldrähten zurückgeführt, die das Ermüdungsverhalten bereits im freischwingenden Zustand ohne Wirkung einer äußeren Querpressung beeinträchtigen.

Bei Großmodellversuchen von BÖKAMP [8], ABEL [9] und HEGGER/NEUSER [10] gingen die Spannstahlbrüche zwar größtenteils von der Kontaktstelle „Spannstahl-Stahlhüllrohr“ aus, jedoch waren an den Kontaktstellen zwischen den Einzeldrähten („Spannstahl-Spannstahl“) Reibkorrosionsspuren erkennbar, die zu einer Herabsetzung der Ermüdungsfestigkeit beigetragen haben könnten.

Bei Untersuchungen durch BÖKAMP [8] wurde in Ansätzen der Einfluss einer Bewitterung untersucht. Dabei stellten sich trockene Umgebungsbedingungen (d. h. Versuchskörper ohne Bewitterung) für die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit als ungünstiger heraus. Dies ist auf einen „Schmiereffekt“ infolge der während der Versuchsdurchführung aufgetragenen Flüssigkeit zurückzuführen.

Neben Stahlhüllrohren kommen bei nachträglichem Verbund auch Kunststoffhüllrohre zum Einsatz. Bei Untersuchungen mit Verwendung von Kunststoffhüllrohren wurde eine starke Abhängigkeit zur aufgetragenen Spannungsschwingbreite deutlich ([9], [10], [11], [12], [13]). Unter Verwendung von Kunststoffhüllrohren ergaben sich nur unerheblich größere ertragbare

Lastwechselzahlen bei großen Spannungsschwingbreiten im Vergleich zur Verwendung von Hüllrohren aus Bandstahl; bei kleinen Spannungsschwingbreiten sind hingegen die ertragbaren Lastwechselzahlen deutlich größer als bei Hüllrohren aus Bandstahl. Dies bedeutet, dass bei geringen Schwingbreiten der Einfluss von Reibeffekten sowohl zwischen Spannstahl und Hüllrohr als auch zwischen den Spannstählen untereinander zunimmt.

Bei der Sichtung der bisher durchgeführten Untersuchungen lassen sich folgende, wesentliche Einflussparameter für die Beurteilung der Reibermüdungsbeanspruchung von eingebauten Spanngliedern ableiten:

- Art der Reibpartner
- Höhe der Spannungsschwingbreite
- Größe der Querpressung
- auftretende Relativverschiebung (Reibweg)

Eine Übersicht über untersuchte Einflussparameter geht aus [14] hervor.

2.2.3 Versuchsergebnisse für Vorspannung mit sofortigem Verbund

Die bei den Untersuchungen von gekrümmt geführten Spanngliedern mit nachträglichem Verbund auftretenden, charakteristischen Reibdauerbeanspruchungen als Folge von Relativverschiebungen zwischen Spannstahl und Hüllrohr in Verbindung mit hohen Querpressungen ist aufgrund der zumeist geraden Spanngliedführung auf den ersten Blick nicht zu erwarten. Bei Spanngliedern im sofortigen Verbund ist der maßgebende Einflussparameter die Güte des Verbundes zwischen dem Spannstahl und dem umgebenden Beton. Nach [15] ist bei Vorliegen eines guten Verbundes ein hoher Widerstand gegen Ermüdung gegeben. Bei Vorliegen eines schlechten Verbundes und großer Rissbreiten liegt ein ungünstiges Ermüdungsverhalten vor, da infolge von Durchbiegungen und der daraus resultierenden Krümmung des Spannglieds unter einer zyklischen Beanspruchung Reibvorgänge zwischen Spannstahl und Beton eintreten. In einigen Versuchen von ABELES et al. [15] reduzierte sich die Ermüdungsfestigkeit infolge dieser Reibeffekte zwischen Spannstahl und Beton gegenüber freischwingend geprüften Spannstahlproben unter vergleichbaren Schwingbreiten erheblich. Nach [8] und [18] zeigen Dauerschwingversuche von gerade geführten Spanngliedern mit sofortigem Verbund im Wesentlichen ein nahezu äquivalentes Ermüdungsverhalten hinsichtlich der ertragbaren Lastwechselzahlen im Vergleich zu freischwingend geprüften Proben. Untersuchungen von HELLER [17] bestätigen dieses Ergebnis, jedoch konnte auch ein wesentlich schlechteres Ermüdungsverhalten bei einigen Versuchen beobachtet werden.

Grundsätzlich ist aus den Untersuchungen erkennbar, dass das Rissverhalten und das damit einhergehende Verbundverhalten im Bereich von Rissen einen wesentlichen Einfluss auf das Ermüdungsverhalten von Spanngliedern im sofortigen Verbund haben.

Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Spannbettbindern sind u.a. von ABELES et al. [15], BÖKAMP [8], MULLER/DUX [16], HELLER [17] und HARAJLI/NAAMAN [18] durchgeführt worden. Nur die Versuche von BÖKAMP [8] wurden oberhalb des Dekompressionsniveaus gefahren, sodass die anderen Versuchsergebnisse lediglich als Tendenz bei der Auswertung hinzugezogen werden können.

2.3 Besondere Aspekte zum Ermüdungsverhalten von Spannstahl

2.3.1 Baupraktische Gesichtspunkte

Neben den vorher genannten Einflüssen auf das Ermüdungsverhalten von Spannstählen spielen baupraktische Einflussfaktoren, wie z. B. Vorschädigungen durch Korrosion sowie mecha-

nische Beschädigungen beim Transport und Einbau der Spannglieder, eine entscheidende Rolle bei der Betrachtung von Reibermüdungseffekten. Des Weiteren sind die Qualität der Verlege- und Einpressarbeiten von Hüllrohren sowie die Lage der Spannstähle zueinander von Bedeutung. Untersuchungen von ROSTÁSY et al. [19] an aus Brücken ausgebauten Spannstählen ergaben, dass infolge von Korrosionsnarben die Dauerschwingfestigkeiten erheblich abnehmen. Die statischen Festigkeitswerte zeigten hingegen lediglich eine geringe Abminderung im Vergleich zu einwandfreien Stahlproben.

Die Auswirkungen von Vorschädigungen durch Korrosion oder mechanischer Beanspruchung sowie der Einfluss des Einpressmörtels bzw. der Einpressgüte wurden bisher jedoch unzureichend untersucht. Zudem sind Untersuchungen zur Berücksichtigung feuchter und aggressiver Umgebungsbedingungen kaum bzw. nicht in systematischer Form vorhanden.

2.3.2 Einfluss einer variierenden Spanngliedführung

Die wesentlichen Einflüsse auf die Reibermüdung bei gekrümmt geführten Spanngliedern wurden bereits im Kapitel 2.2.2 erwähnt. Die Größe der Querpressung wird durch die eingebaute Hüllrohrkrümmung sowie der Vorspannung der Spannglieder beeinflusst. Die Werte der ertragbaren Lastwechsel unter bestimmten Spannungsschwingbreiten im Wöhlerdiagramm basieren i.d.R. auf Einbausituationen, die den Mindestradius der jeweiligen Zulassung als ungünstigsten Parameter erfassen. In der Praxis wurden bzw. werden Spannglieder jedoch auch mit größeren Radien verlegt, sodass die Größe der Querpressung reduziert wird.

In Bild 2-5 werden für die Versuche nach FUNK [4] (vgl. Bild 2-2) die ertragbare Schwingbreite mit Reibdauerbeanspruchung $\Delta\sigma_F$ auf die Schwingbreite ohne Reibdauerbeanspruchung $\Delta\sigma_0$ bezogen und in Abhängigkeit der Querpressung oder eines Reibweges für bestimmte Lastwechselzahlen aufgetragen. Aus dem Diagramm wird deutlich, dass eine Abnahme des Reibweges bzw. der Querpressung mit einer Zunahme der ertragbaren Schwingbreite mit Reibdauerbeanspruchung einhergeht. Bezogen auf die Wöhlerlinien nach EC2/NA (Versuchsdaten mit Ansatz des Mindestradius) würde bei größeren Umlenkradien die ertragbare Schwingbreite aufgrund der geringeren Querpressungen zunehmen (Verschiebung der Bemessungswöhlerlinie nach oben). Mit steigender Lastwechselzahl wird dieser Einfluss der Querpressung bzw. des Reibweges weiter verstärkt.

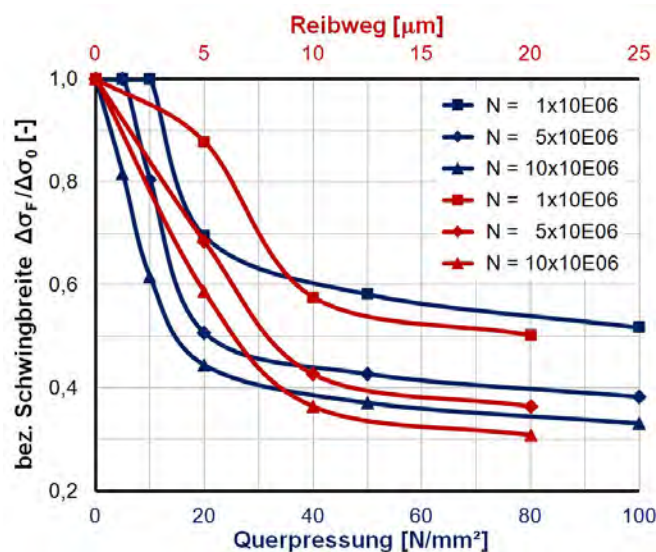


Bild 2-5: Qualitativer Einfluss einer Querpressung und eines Reibweges auf die Dauerfestigkeit von Stahl (abgeleitet aus den Versuchsergebnissen nach [4])

3 Versuche an Spannbetonträgern mit nachträglichem Verbund

3.1 Versuchsprogramm

Insgesamt wurden vier Versuchsträger mit gekrümmt geführten Spanngliedern im nachträglichen Verbund untersucht.

Das durchgeführte Versuchskonzept mit den experimentell untersuchten Versuchsparametern ist in Tabelle 3-1 dargestellt und basiert auf den folgenden Überlegungen:

- Bei Bauwerken mit hoher Nutzungs- und Lebensdauer, wie z. B. Brücken, treten sehr hohe Lastwechselzahlen ($N > 10^7$) auf. Dieser Beanspruchungsbereich wurde mit einer bisher noch kaum betrachteten Schwingbreite von etwa 100 N/mm² abgedeckt.
- Bei dem Versuchsträger B2 wurde das Szenario für Reibkorrosion insofern verschärft, dass bei einer im zulässigen Bereich auf etwa 150 N/mm² erhöhten Schwingbreite und einem minimalen Biegeradius ein Versagen im Zeitfestigkeitsbereich möglich wird.
- Die Anwendung hoher Betonfestigkeiten wird zukünftig vermehrt zunehmen oder kann heute schon bei unplanmäßigen Überfestigkeiten auftreten. Die Auswirkung einer hohen Betonfestigkeit ist bisher durch Versuche noch nicht systematisch belegt. Daher wurden die Versuchsträger B3 und B4 aus hochfestem Beton hergestellt.
- Mit dem Versuchsträger B4 wurde die Fragestellung verfolgt, ob sich im Vergleich zum Versuchsträger B3 eine geringere Krümmung in Bezug auf die Reibkorrosion günstig auf die Lebensdauer des Spanngliedes auswirkt.

Tabelle 3-1: Übersicht der experimentell untersuchten Versuchsparameter

Versuchsträger	Beton	Oberspannung	Schwingbreite	Biegeradius
B1	normalfest	$\sim 0,65 \cdot f_{pk,nenn}$	~ 100 N/mm ²	min R
B2	normalfest	$\sim 0,75 \cdot f_{pk,nenn}$	~ 150 N/mm ²	min R
B3	hochfest	$\sim 0,65 \cdot f_{pk,nenn}$	~ 100 N/mm ²	min R
B4	hochfest	$\sim 0,65 \cdot f_{pk,nenn}$	~ 100 N/mm ²	2 x min R

3.2 Konfiguration der Versuchsträger

Für die Versuche wurde als statisches System ein Einfeldbalken mit bereichsweise konstantem Moment gewählt (4-Punkt Biegeversuch), um eine klare Beanspruchungssituation im maßgebenden Trägerbereich zu erhalten. Die Geometrie sowie die Abmessungen der Versuchsträger B1 bis B4 sind Bild 3-1 zu entnehmen. Die Stützweite der Versuchsträger betrug 5,10 m.

Die Spannglieder bestanden aus fünf 0,6“-Litzen der Spannstahlgüte St 1570/1770, die in Stahlhüllrohren geführt wurden. Im Vergleich zu bisherigen Untersuchungen mit überwiegend drei Litzen in einem Hüllrohr wurden die Bedingungen für das Auftreten von Reibdauerbeanspruchungen mit der Wahl von fünf Litzen in einem Hüllrohr verstärkt. Im mittleren Trägerbereich wurden die Spannglieder mit einem Biegeradius gemäß Tabelle 3-1 gekrümmt verlegt.

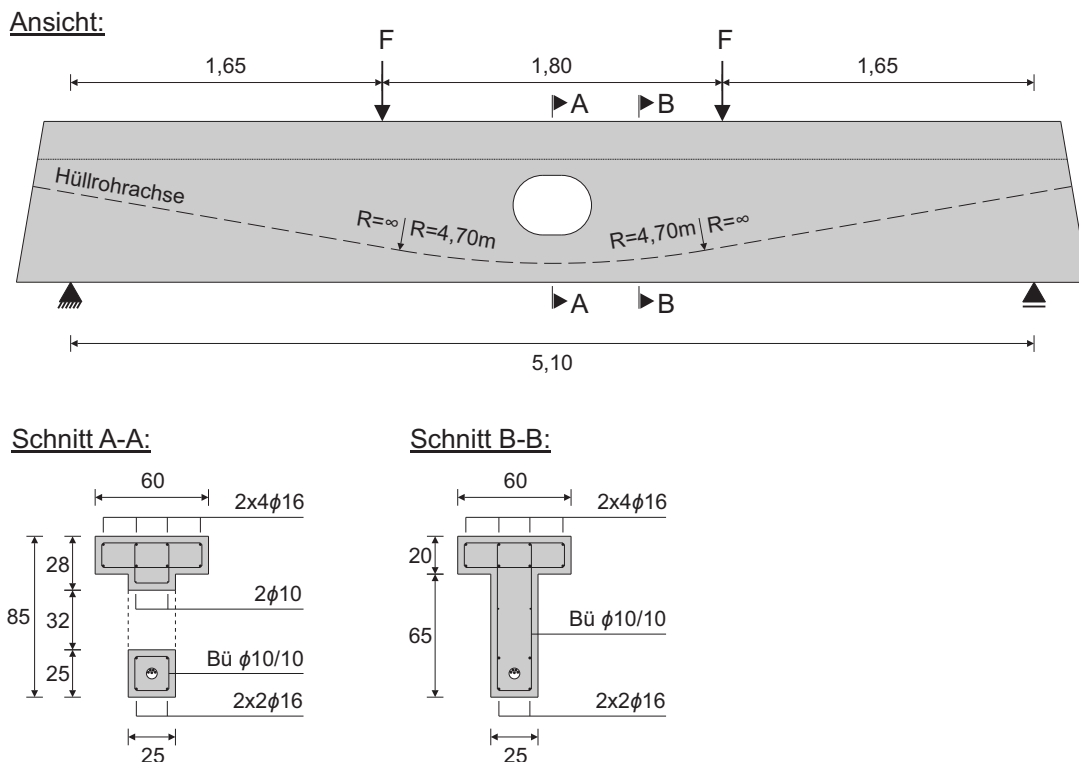


Bild 3-1: System, Belastung und Querschnitt der Versuchsträger (nachträglicher Verbund)

Die Enden der Versuchsträger wurden abgeschrägt, sodass die Spanngliedverankerung orthogonal zur Spanngliedachse ausgeführt werden konnte. In Trägermitte wurde eine Aussparung angeordnet, um einen definierten Riss in Trägermitte zu erzeugen, der messtechnisch überwacht wurde.

3.3 Baustoffe

3.3.1 Beton

Die Versuchsträger B1 bis B4 wurden mittels Transportbeton hergestellt. Eine zuvor durchgeführte Probestronge im Betonwerk und eine anschließende Bestimmung der Frischbeton- und Festbetoneigenschaften dienen zur Sicherstellung einer geeigneten Betonzusammensetzung. Für die Versuchsträger B1 und B2 wurde ein normalfester und für die Versuchsträger B3 und B4 ein hochfester Beton verwendet. Die Betonzusammensetzungen, die Frischbetoneigenschaften sowie die Ergebnisse der Begleitkörperprüfungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten sind in Tabelle A-1, Tabelle A-2 und Tabelle A-3 zusammengefasst.

3.3.2 Betonstahl

Die verwendete Betonstahlbewehrung wurde mit Betonstahl B500S mit den in Tabelle A-4 aufgeführten Materialeigenschaften ausgeführt. Die Bewehrungsführung ist Bild 3-1 zu entnehmen.

3.3.3 Spannstahl

Für die Versuchsträger wurden Spannglieder bestehend aus fünf siebendrähtigen Spannstahl-litzen mit einem Durchmesser von 15,3 mm / 0,60" ($A_p = 140 \text{ mm}^2$) der Spannstahlgüte St 1570/1770 ($f_{p0,1k} = 1500 \text{ N/mm}^2$) eingesetzt, die in Hüllrohren verlegt wurden und deren Verbund mit dem umgebenden Beton durch nachträgliches Verpressen der Hüllrohre mit Mö-

tel sichergestellt wurde. Die in Begleitkörperprüfungen ermittelten Materialeigenschaften sowie die Ergebnisse von freischwingend geprüften Spannstahlproben sind in Tabelle A-5 bzw. Tabelle A-6 dargestellt.

3.3.4 Hüllrohre

Die gekrümmt geführten Litzenspannglieder wurden in runden, spiralfalzten Stahlhüllrohren verlegt, deren Eigenschaften gemäß Herstellerangaben in der Tabelle A-7 aufgeführt sind.

3.3.5 Einpressmörtel

Der Einpressmörtel bestand aus einem Zement CEM I 32,5 R mit einem Wasser-Zement-Wert von ~0,40 unter Zusatz von ~1,0 % Tricosal (bezogen auf das Zementgewicht) und wurde unter baupraktischen Bedingungen hergestellt und eingebracht. In Tabelle A-8 sind die Ergebnisse der Begleitkörperprüfungen dargestellt.

3.4 Herstellung der Versuchsträger

3.4.1 Herstellung

Die Herstellung der Versuchsträger erfolgte am iBMB, Fachgebiet Massivbau der TU Braunschweig. Lediglich der Beton wurde von einem Betonwerk hergestellt und als Transportbeton geliefert.

Das Einbringen des Betons erfolgte unter Einsatz einer Rüttelflasche sowie Außenrüttlern, die in den Trägerendbereichen an der Schalung angebracht wurden. Im Anschluss an die Betonage wurden die Versuchsträger zum Schutz gegen vorzeitiges Austrocknen durch Abdecken mit Folien sowie durch Befeuchtung nachbehandelt. Nach dem Ausschalen wurden die Versuchsträger im Versuchsstand bei Temperaturen zwischen 22 °C und 26 °C und relativen Luftfeuchten zwischen 30 % und 70 % eingebaut.

3.4.2 Vorspannen und Verpressen

Die Spannarbeiten an den Versuchsträgern sowie das Verpressen der Hüllrohre wurden in Zusammenarbeit mit dem Hersteller der Spannsysteme durchgeführt.

Die Vorspannkraft wurde mittels einer Spannpresse kraftgesteuert aufgebracht. Neben der manuellen Messung des Dehnweges erfolgten eine computergestützte Messung des Kolbenhubs sowie Dehnungsmessungen mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) auf zufällig ausgewählten Drähten der Spannstahlitzen.

Der Keilschlupf an der Verankerung der Spannstahlitzen wurde durch Überspannen kompensiert. Des Weiteren wurden bei der Bestimmung der Vorspannkraft die Verluste infolge Spanngliedreibung sowie zeitabhängige Verluste infolge Kriechen und Schwinden berücksichtigt.

Das Verpressen der Hüllrohre erfolgte unmittelbar nach dem Vorspannen der Spannglieder. Das einwandfreie Verpressen der Hüllrohre konnte nach Versuchsende durch den Ausbau der Hüllrohre und Litzen festgestellt werden.

Nach einer Aushärtezeit des Einpressmörtels von mindestens 7 Tagen wurde der jeweilige Versuch gestartet.

3.5 Messwerterfassung

Vor Beginn der Spannarbeiten wurde eine Nullmessung durchgeführt. Folglich beziehen sich alle durchgeführten Messungen auf den Zustand unter Eigengewicht des Versuchsträgers vor Aufbringen der Vorspannung. Im Anschluss wurden die Messwerte kontinuierlich aufgezeichnet, um Rückschlüsse auf die tatsächlich vorhandene Spannkraft ziehen zu können und den Einfluss zeitabhängiger Verluste der Vorspannkraft bis zum Zeitpunkt des Versuchsbeginns zu erfassen.

Die Anzahl und Lage der Messstellen wurden so angeordnet, dass die Verformungs- und Dehnungszustände sowohl im Bereich der Aussparung als auch im Bereich des Vollquerschnitts (jeweils im Bereich der konstanten Momentenbeanspruchung und der gekrümmt geführten Spannglieder) erfasst werden konnten. Die Lage der Messquerschnitte (MQ) I bis III sowie die Anordnung der angebrachten Messtechnik kann Bild 3-2 entnommen werden.

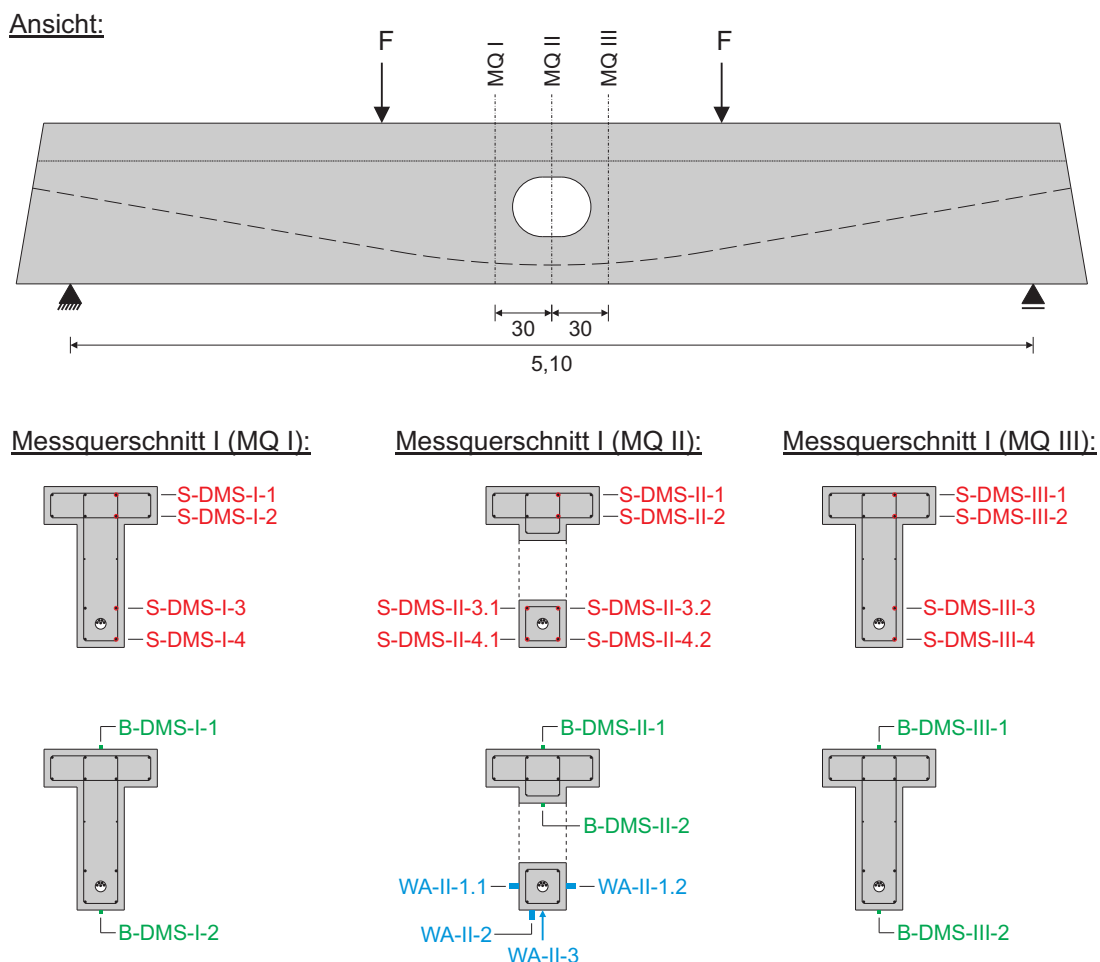


Bild 3-2: Lage der Messquerschnitte (MQ) und Anordnung der Dehnungsmessstreifen (DMS) auf Betonstahl (rot) und Beton (grün) sowie der induktiven Wegaufnehmer (WA, blau)

Für die Messung der Stahldehnungen wurden Dehnungsmessstreifen (DMS) auf der Betonstahlbewehrung appliziert.

Für die Ermittlung der Vorspannkraft wurden im Bereich der Spanngliederankerungen auf zufällig ausgewählten Drähten der Spannstahlhülzen DMS appliziert, die durch das Verpressen der Hüllrohre zerstört wurden. Auf eine Applikation von Spannstahl-DMS im Bereich der

Krümmung wurde bewusst verzichtet, um den Kontaktbereich zwischen Spannstahl, Einpressmörtel und Hüllrohr im Hinblick auf Reibdauerbeanspruchungen nicht zu stören.

Die Messung der Betondehnungen erfolgte nach Betonage und Erhärten des Betons über auf der Betonoberfläche applizierte DMS.

Nach Einbau der Versuchsträger in den Versuchsstand (s. Bild 3-3) wurden induktive Wegaufnehmer (WA) zur näherungsweise Messung der maßgebenden Rissbreiten auf Höhe der Spannlieder sowie der Durchbiegung in Trägermitte angebracht.

Bei den Versuchsträgern B2 bis B4 wurden zusätzlich Beschleunigungsaufnehmer auf dem Ankerkörper sowie an der Unterseite des Versuchsträgers angebracht.

Die aufgebrachte Kraft der Hydraulik-Zylinder wurde über eine integrierte Kraftmessdose aufgezeichnet.

Für die Auswertung des Ermüdungsverhaltens der Versuchsträger war die Identifikation des zeitlichen Auftretens der einzelnen Ermüdungsbrüche von entscheidender Bedeutung. Das Feststellen der Bruchzeitpunkte erfolgte anhand der regelmäßigen Erfassung und Auswertung der Messwerte. Dazu wurden während der dynamischen Belastung nach jeweils 100 Lastwechsel die Maximal- und Minimalwerte der jeweiligen Messstellen aufgezeichnet.

3.6 Versuchsdurchführung

Den Versuchsaufbau inklusive der Belastungseinrichtung zeigt Bild 3-3. Eine zwängungsfreie Lagerung der Versuchsträger wurde durch Einsatz eines Kipp- und eines Rollenlagers sichergestellt. Die Belastung der Versuchsträger erfolgte über zwei von einem Pulsator gesteuerte Hydraulik-Prüfzylinder (vgl. Bild 3-3).

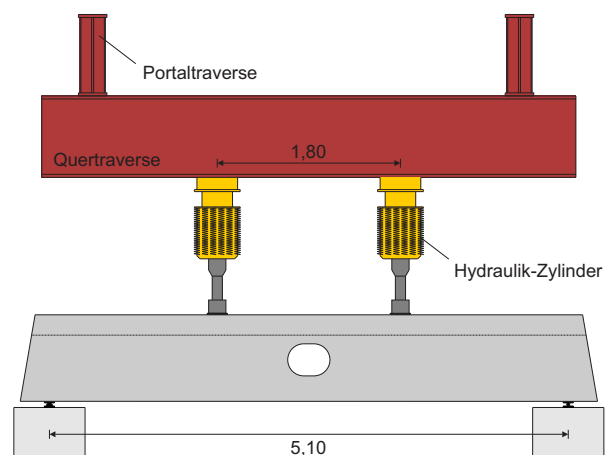


Bild 3-3: Aufbau und Prinzipskizze des Versuchsstands

Vor Aufbringen der dynamischen Belastung mit der definierten Spannungsschwingbreite wurde die Belastung statisch stufenweise zunächst bis zur definierten Oberlast aufgebracht. Währenddessen wurden die auftretenden Risse auf der Betonoberfläche angezeichnet. Nach Erreichen der Oberlast wurden die Rissbreiten mittels Risskamera dokumentiert. Daraufhin wurden die Unterlast angefahren und die Rissbreiten aufgenommen. Anschließend erfolgte ausgehend von der Unterlast das Aufbringen der berechneten Belastungsamplitude (vgl. Bild 3-4),

die während der Versuchsdurchführung konstant gehalten wurde (Einstufenversuch). Im Anschluss wurde die Frequenz der zyklischen Belastung innerhalb weniger Lastwechsel bis zum Erreichen von 3 Hz erhöht.

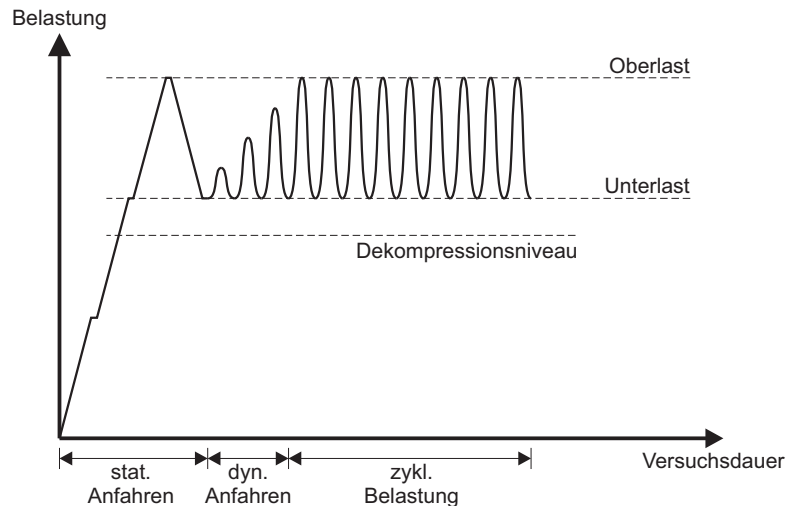


Bild 3-4: Schematische Darstellung des Versuchsablaufes

3.7 Ermittlung der Spannstahlspannungen

Die Ermittlung der Spannstahlspannungen und der Spannungsschwingbreiten erfolgte bei der Konzeption der Versuchsträger durch eine Querschnittsberechnung nach Zustand II. Hierfür wurden folgende Annahmen getroffen:

- Ebenbleiben der Querschnitte
- starrer Verbund zwischen Beton und Stahl (ohne Berücksichtigung möglicher Spannungsumlagerungen)
- linear elastisches Materialverhalten für Beton- und Spannstahl (unter Ansatz der ermittelten E-Moduln aus Begleitkörperprüfungen)
- Spannungs-Dehnungslinie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen nach EC2 für Beton (unter Ansatz der ermittelten Druckfestigkeiten und E-Moduln aus Begleitkörperprüfungen)
- Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit

Theoretische Untersuchungen zum Verbundverhalten und daraus resultierender Spannungsumlagerungen zwischen Beton- und Spannstahl anhand eines Federmodells nach [20] ergaben, dass der Einfluss des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Beton- und Spannstahl für die Ermittlung der Spannungsschwingbreiten im Spannstahl bei den vorliegenden Konfigurationen vernachlässigbar klein ist.

Die mittels der Druck-Zylinder aufgebrachte Belastung sowie die rechnerisch ermittelte Ober- und Unterlast sowie die Spannungsschwingbreite im Spannstahl unter Ansatz der oben getroffenen Annahmen sind in Tabelle 3-2 angegeben.

Tabelle 3-2: Belastungsniveau und Spannungsschwingbreite der einzelnen Versuchsträger

Versuchsträger	Vorspannung $\sigma_{p, \text{Versuchsbeginn}}$ [N/mm ²]	Unterlast F^u [kN/Zylinder]	Oberlast F^o [kN/Zylinder]	Oberspannung σ_p^o [N/mm ²]	Schwingbreite $\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]
B1	958	294	364	$0,66 \cdot f_{pk, \text{nenn}}$	104
B2	1033	339	439	$0,75 \cdot f_{pk, \text{nenn}}$	151
B3	951	294	364	$0,65 \cdot f_{pk, \text{nenn}}$	99
B4	936	294	364	$0,64 \cdot f_{pk, \text{nenn}}$	100

Die Vorspannung der Versuchsträger wurde so gewählt, dass bei Unter- und Oberlast das Dekompressionsniveau überschritten wurde (Zustand II). Bei Schwingbreiten oberhalb des Dekompressionsniveaus sind die Auswirkungen infolge von Abweichungen in der Vorspannkraft oder auf der Einwirkungsseite (z. B. Ankerschlupf, Reibungsverluste, zeitabhängige Spannkraftverluste, etc.) vernachlässigbar klein. Somit war eine eindeutige Auswertung der Versuche hinsichtlich der rechnerischen Bestimmung der vorhandenen Spannungsschwingbreite im Spannstahl möglich.

Bei den Versuchsträgern B1 bis B4 wurde der Spannungszuwachs im Spannstahl infolge Eigengewicht nicht angesetzt, da die Versuchsträger zum Zeitpunkt des Vorspannens bereits im Versuchsstand eingebaut waren.

3.8 Versagen der Versuchsträger

Die Versuche wurden beendet, wenn eine gewisse Anzahl an Indikatoren von Drahtbrüchen vorlag, um dann mit Hilfe der vorliegenden Drahtbrüche (nach Ausbau der Litzen) die Bruchzeitpunkte (Lastwechselzahlen) einzelner Drähte bestimmen zu können. Eine Ausnahme bildet Versuchsträger B4, bei dem die zyklische Belastung nach 11 Mio. Lastwechsel beendet wurde, da keine Anzeichen von Drahtbrüchen in den Messwertverläufen erkennbar waren. Im Anschluss an die zyklische Belastung wurde Träger B4 entlastet und für eine Abschlussmessung ausgehend von der Nulllast statisch auf Unter- und Oberlast gefahren.

3.9 Untersuchung der Versuchsträger nach Versuchsende

Nach Versuchsende der jeweiligen Versuchsträger wurden die Hüllrohre im mittleren Bereich des Trägers auf einer Länge von etwa 3 m freigelegt und untersucht. Bei keinem der Versuchsträger konnten Risse im Hüllrohr festgestellt werden. Auf der Außenseite der Hüllrohre zeigten sich deutliche Spuren infolge der Umlenkkräfte bzw. der Querverpressungen einzelner Litzen (vgl. Bild 3-5 links).

Im Anschluss wurde das Hüllrohr längs aufgetrennt und der Einpressmörtel mit den Litzen sorgfältig entnommen. Am tiefsten Punkt des Hüllrohrverlaufs (Trägermitte) waren deutliche Korrosionsspuren sowohl am Hüllrohr als auch am Spannstahl erkennbar (vgl. Bild 3-5 rechts). Neben feuchtigkeitsinduzierten Korrosionsspuren in den Hüllrohrsicken (wahrscheinlich aufgrund von aufgetretener Feuchtigkeit bei der Betonage der Versuchsträger sowie im Zeitraum zwischen Betonage und Verpressen der Hüllrohre; in Bild 3-5 blau gekennzeichnet) konnten ebenfalls Reibkorrosionsspuren aufgrund von Reibdauerbeanspruchungen zwischen Stahl und Hüllrohr identifiziert werden (in Bild 3-5 rot gekennzeichnet).

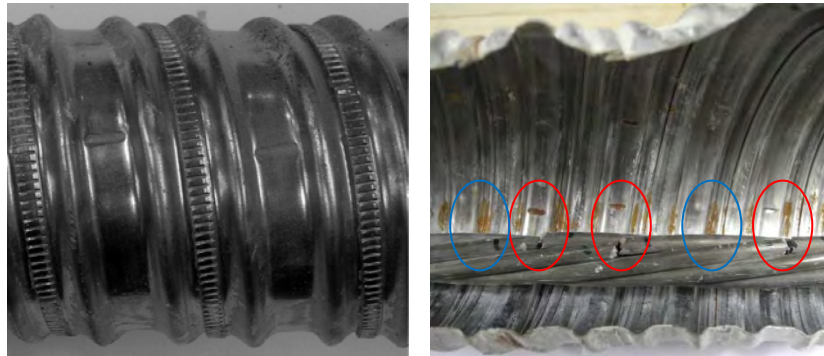


Bild 3-5: Querpressung am Hüllrohr (links); feuchtigkeitsinduzierte Korrosionsspuren (rechts, blau gekennzeichnet) sowie Reibkorrosionsspuren und Identifikation der Reibpartner im Bereich der Drahtbrüche (rechts, rot gekennzeichnet)

Bei der Entnahme der Litzen sowie des Einpressmörtels wurden Drahtbrüche lokalisiert und den jeweiligen Reibstellen zugeordnet (vgl. Bild 3-5 rechts). Tabelle 3-3 gibt einen Überblick über die bei dem jeweiligen Versuchsträger identifizierten Drahtbrüche. Die Lage der Drahtbrüche bezieht sich jeweils auf die Trägermitte (vgl. Bild 3-6). Zudem wurden die einzelnen Drahtbrüche den Litzen gemäß Bild 3-6 zugeordnet. Bei Litzen, die direkten Kontakt zum Hüllrohr hatten, konnte eine eindeutige Bestimmung der Reibflächen zwischen Litzendraht und Hüllrohr festgestellt werden (vgl. Bild 3-5).

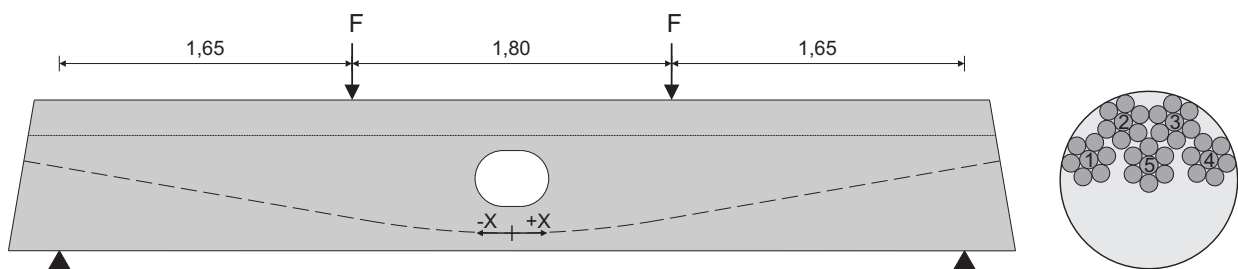


Bild 3-6: Lage der Drahtbrüche (links, gemessen von der Trägermitte) und Bezeichnung der Litzen im Hüllrohr (rechts)

Bei Versuchsträger B1 waren - über die betrachtete Länge verteilt - alle Drähte der Litze 2 gebrochen. Litzendrähte mit Kontakt zum Hüllrohr zeigten insgesamt die größte Anzahl an Drahtbrüchen.

Die Drahtbrüche traten überwiegend im Bereich der Betonbiegerisse auf (vgl. Anhang D).

Tabelle 3-3: Lage und Anzahl der Drahtbrüche

Drahtbruch	B1		B2		B3		B4	
	Lage [m]	Litze	Lage [m]	Litze	Lage [m]	Litze	Lage [m]	Litze
1	-1,07	2	0,14	2	-0,16	3	-0,78	1
2	-1,05	2	0,14	3	-0,15	1	-0,67	1
3	-1,00	2	0,17	2	-0,03	5	-0,37	1
4	-0,52	3	0,58	2	0,00	2	-0,20	1
5	-0,35	2	0,60	3	0,04	2		
6	-0,31	3			0,05	3		
7	-0,17	3			0,05	1		
8	-0,16	2			0,11	3		
9	-0,01	3			0,63	3		
10	-0,01	5						
11	0,24	3						
12	0,73	2						
13	0,75	5						
14	0,81	2						
15	0,83	5						
Summe Drahtbrüche / beteiligte Litzen	$\Sigma=15$	2,3,5	$\Sigma=5$	2,3	$\Sigma=9$	1,2,3,5	$\Sigma=4$	1

Trotz eines sorgfältigen Einziehens der Litzen in das Hüllrohr zeigte sich bei der Entnahme der Litzen, dass diese teilweise nicht parallel zueinander im Hüllrohr verliefen, sondern einige Litzen untereinander verdreht waren (vgl. Bild 3-7).



Bild 3-7: Verdrillung der Litzen untereinander im Hüllrohr (hier: Versuchsträger B4)

Nach dem Ausbau der Spannstahllitzen wurden einige Drahtbruchflächen unter einem Rasterelektronenmikroskop (REM) am iBMB der TU Braunschweig analysiert. Bild 3-8 zeigt vergleichend eine REM-Aufnahme einer Bruchfläche und schematisch die charakteristische Bruchfläche eines Drahtes unter Ermüdungsbeanspruchung. Im Risseinleitungsbereich ist diese durch eine Anrissnase und eine geneigte Daueranrissfläche gekennzeichnet, die mit steigendem Risswachstum zu einem schlagartigen Restbruch des Drahtes führt. Sowohl die Dauerbruchs als auch die Restbruchfläche konnten anhand der REM-Aufnahme eindeutig identifiziert werden. Zudem waren die Anrissnase (ausgehend von einer Reibdauerbeanspruchung zwischen dem Draht und dem Hüllrohr) und die Rastlinien schwach erkennbar.

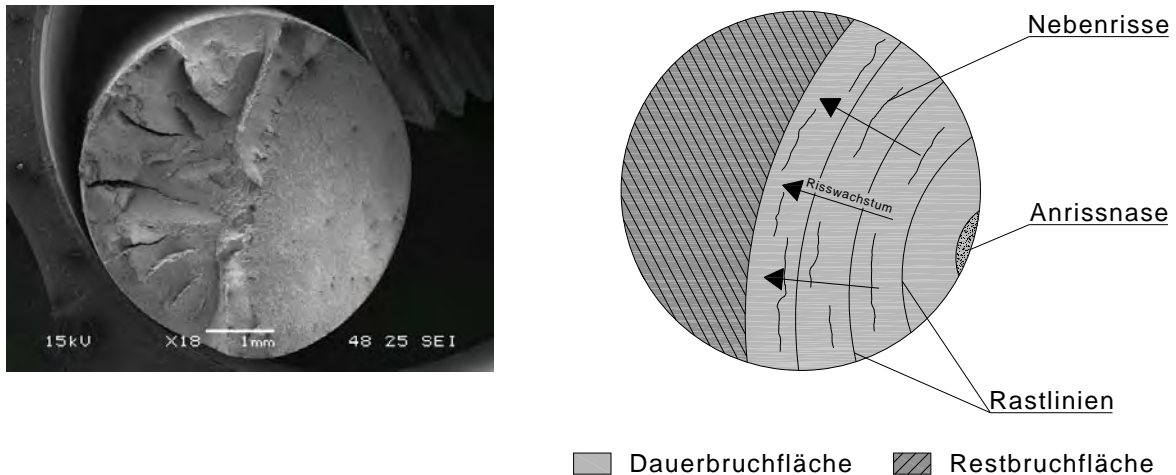


Bild 3-8: REM-Aufnahme und Prinzipskizze der Bruchfläche eines Reibdauerbruchs

3.10 Versuchsergebnisse

3.10.1 Erfassung der Spanndrahtbrüche

Für die Bestimmung der Zeitpunkte der Drahtbrüche wurden sämtliche Messwerte ausgewertet.

Nach der Auswertung der Messwerte stellten sich die induktiven Wegaufnehmer auf Höhe der Spannglieder als bester Indikator für das Auftreten von Drahtbrüchen heraus. Bei einem Drahtbruch konnte ein eindeutiger, sprungartiger Anstieg im Messwertverlauf festgestellt werden (vgl. Bild 3-9).

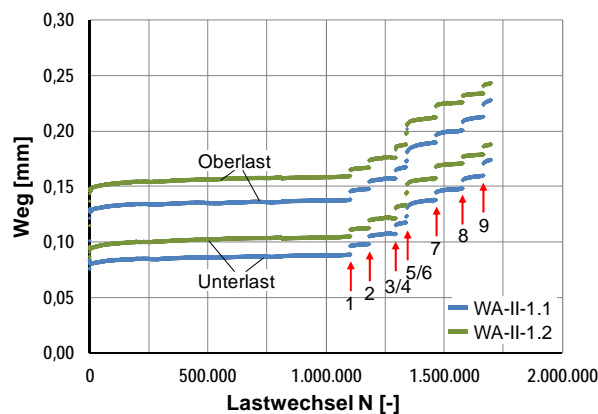


Bild 3-9: Messwerte der induktiven Wegaufnehmer auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte unter zyklischer Belastung (WA-II-1.1 und WA-II-1.2, Versuchsträger B3) inkl. Kennzeichnung der sprunghaften Anstiege infolge Drahtbrüche

Mittels der Beschleunigungsaufnehmer konnten die Impulse, ausgehend von einzelnen Drahtbrüchen, aufgezeichnet werden. Diese zeigten eine zeitliche Übereinstimmung mit den Sprüngen in den Verläufen der induktiven Wegaufnehmer, sodass ein Bruchzeitpunkt (Bruchlastwechselzahl) mit hoher Genauigkeit bestimmt werden konnte. Die Identifikation der Lage des ersten Drahtbruchs für die spätere Untersuchung der Drahtbruchfläche konnte mit Hilfe der

Beschleunigungsaufnehmer nicht realisiert werden, da die einzelnen Drahtbrüche geometrisch meist sehr nah beieinander lagen.

In Tabelle 3-4 sind für den jeweiligen Versuchsträger die Lastwechselzahlen der einzelnen Drahtbrüche dargestellt. Beim Versuchsträger B1 konnten lediglich die Zeitpunkte der ersten drei Drahtbrüche mit hinreichender Genauigkeit identifiziert werden, da bei zeitlich dicht aufeinanderfolgenden Drahtbrüchen die Sprünge in den Messwertverläufen der induktiven Wegaufnehmer ineinander übergingen und folglich nicht eindeutig identifiziert werden konnten (vgl. Anhang E.1).

Da beim Versuchsträger B4 bis zu einer Lastwechselzahl von $1,1 \cdot 10^7$ Lastwechsel keine Anzeichen von Drahtbrüchen in den Messwertverläufen erkennbar waren, wurde der Träger im Anschluss an die zyklische Belastung entlastet und für eine Abschlussmessung ausgehend von der Nulllast statisch auf Unter- und Oberlast gefahren. Während der statisch aufgebrauchten Belastung konnten akkustisch vier dumpfe Bruchgeräusche wahrgenommen werden. Nach Ausbau der Litzen konnten drei Spanndrahtbrüche und ein Anriss eines Drahtes festgestellt werden, die den dumpfen Geräuschen zugeordnet werden konnten.

Tabelle 3-4: Lastwechselzahlen der Spanndrahtbrüche

Drahtbruch	B1 LW [-]	B2 LW [-]	B3 LW [-]	B4 LW [-]
1	1.504.600	1.201.700	1.103.500	11.000.000 ^{*)}
2	1.637.000	1.201.900	1.183.500	11.000.000 ^{*)}
3	2.113.000	1.232.900	1.295.600	11.000.000 ^{*)}
4)	1.244.100	1.295.700	11.000.000 ^{****)}
5)	1.330.600	1.339.600	
6)		1.343.700	
7)		1.466.100	
8)		1.579.200	
9)		1.666.800	
10)			
11)			
12)			
13)			
14)			
15)			

*) Zeitpunkt des Drahtbruches nicht eindeutig identifizierbar
<sup>**) Drahtbruch bei statischer Belastung nach Versuchsende
^{****) Drahtanriss bei statischer Belastung nach Versuchsende}</sup>

3.10.2 Rissbilder und Rissbreiten der Versuchsträger

Grundsätzlich zeigten alle Versuchsträger ein ähnliches Rissbild. Im Bereich zwischen den Lasteinleitungspunkten verliefen die Biegerisse aufgrund der konstanten Momentenbelastung weitgehend vertikal. In den Außenbereichen zwischen Lasteinleitungspunkt und Auflager verliefen die Risse entsprechend der Hauptspannungen infolge der Querkraftbeanspruchung geneigt. Während der Versuchsdurchführung zeigte sich immer ein Fortschreiten der Risshöhe in Richtung Gurtplatte, welches durch das Auftreten von Drahtbrüchen deutlich verstärkt wurde. Die Rissbilder der einzelnen Versuchsträger sind Anhang D zu entnehmen.

Die Rissbreitenmessungen mittels Risskamera an den Versuchsträgern B1, B3 und B4 ergaben bei Versuchsbeginn unter Oberlast Werte unterhalb von 0,20 mm. Beim Versuchsträger B2 lagen die Rissbreiten infolge der gewählten, höheren Spannungsschwingbreite unter Oberlast unterhalb von 0,30 mm. Diese Werte zeigten eine gute Übereinstimmung zu den Messwerten der induktiven Wegaufnehmer auf Höhe der Spannglieder (vgl. Anhang E), da die Betondehnungen aufgrund des geringen Rissabstandes bei einer Messbasis der induktiven Wegaufnehmer von 10 cm sehr gering waren.

Die aus den Messungen mittels Risskamera resultierenden Rissbreitenamplituden bei Versuchsbeginn ergaben für die Versuchsträger B1, B3 und B4 Werte um 0,05 mm, die des Versuchsträgers B2 Werte um 0,10 mm. Diese Werte wurden durch die Messungen mittels induktiver Wegaufnehmer bestätigt (Bild 3-10). Während die Rissbreiten infolge von Drahtbrüchen sprunghaft anstiegen, blieb die Rissbreitenamplitude zwischen Unter- und Oberlast nahezu konstant.

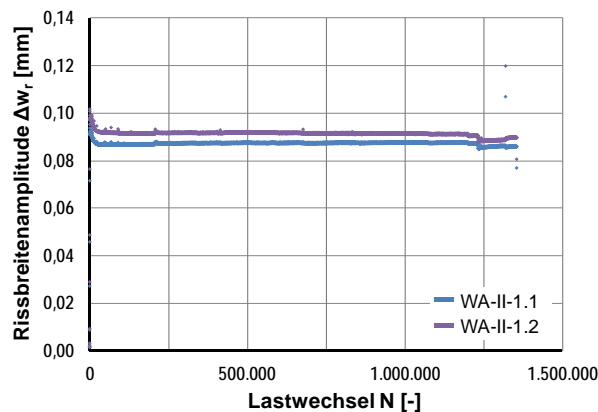


Bild 3-10: Rissbreitenamplituden aus den Messwerten der WA auf Höhe des Spannstahls (WA-II-1.1 und WA-II-1.2, Versuchsträger B3)

3.10.3 Durchbiegungsverhalten der Versuchsträger

Die Durchbiegung der einzelnen Versuchsträger wurde mittels induktiver Wegaufnehmer in Trägermitte kontinuierlich erfasst (vgl. Kap. 3.5). Alle Werte bezogen sich auf den Zustand nach Einbau in den Versuchsstand (ohne Eigengewicht des Versuchsträgers) vor dem Spannvorgang.

Im Durchbiegungsverlauf unter zyklischer Belastung waren zwar kleine sprunghafte Anstiege zu erkennen, jedoch konnte anhand dieses Verlaufs keine konkrete Aussage über die Zeitpunkte einzelner Drahtbrüche getroffen werden (Bild 3-11). Die Zuordnung der einzelnen Drahtbrüche (1-9) erfolgte anhand der Messwerte der induktiven Wegaufnehmer auf Höhe der Spannglieder sowie unterhalb des Trägers (vgl. Kap. 3.10.1).

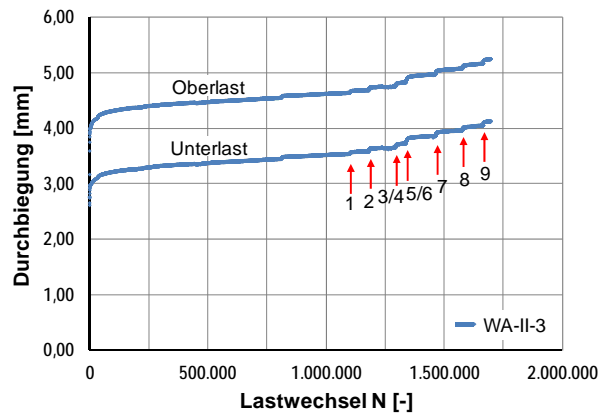


Bild 3-11: Durchbiegungsverhalten unter zyklischer Belastung (Versuchsträger B3) inkl. Zeitpunkte der Drahtbrüche

4 Versuch an Spannbetonträger mit sofortigem Verbund

4.1 Versuchsprogramm

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurde neben den Versuchsträgern mit Vorspannung im nachträglichen Verbund ein Spannbettbinder mit einer Länge von 5,00 m untersucht. Neben gerade geführten Litzenspanngliedern kam ein hochfester Beton zum Einsatz.

4.2 Konfiguration des Versuchsträges

Die Belastung des Versuchsträgers erfolgte durch zwei Einzellasten in den Drittelpunkten (4-Punkt Biegeversuch), sodass über eine definierte Länge eine konstante Momentenbeanspruchung (Eigengewicht vernachlässigt) aufgebracht wird. Im Vergleich zum 3-Punkt Biegeversuch ergibt sich eine größere Länge mit konstanter Maximalbeanspruchung, über die eine materialbedingte Fehlstelle zum Ermüdungsversagen führen kann.

Der Versuchsaufbau inklusive der Abmessungen und Bewehrung des Versuchsträgers B5 ist in Bild 4-1 dargestellt

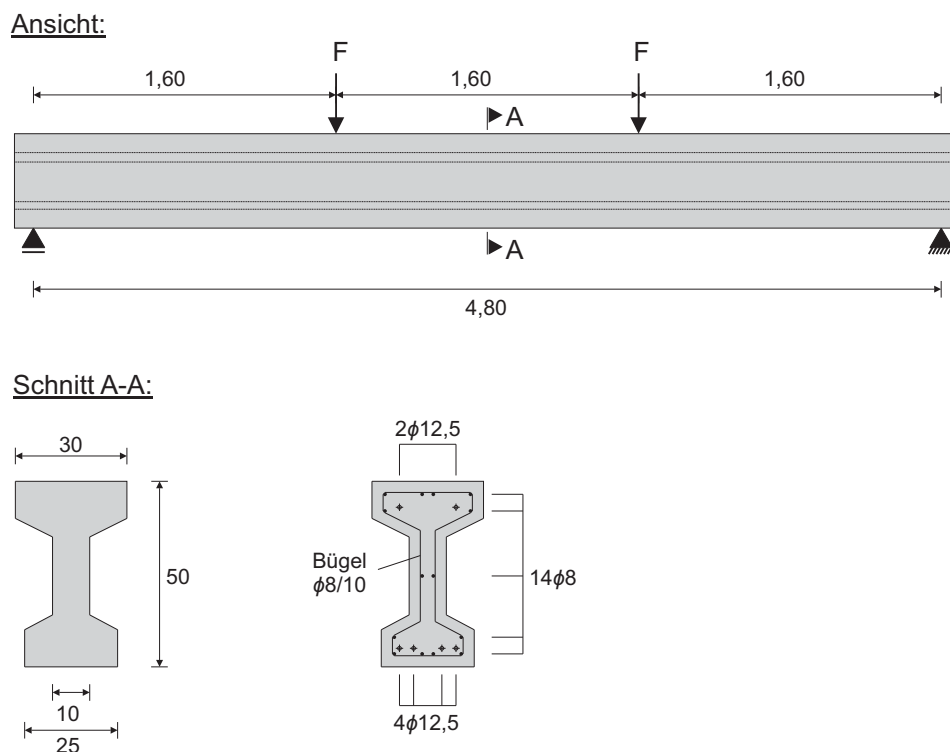


Bild 4-1: Versuchsaufbau und Versuchsträger

Die Vorspannung wurde mit siebendrähtigen Spannstahlitzen mit einem Durchmesser von 12,5 mm / 0,50“ (93 mm²) der Spannstahlgüte St 1570/1770 aufgebracht.

Die Betonstahlbewehrung wurde mit Betonstahl B500S ausgeführt. Als Beton wurde ein hochfester Transportbeton eingesetzt. Die in Begleitkörperprüfungen ermittelten Materialkennwerte des verwendeten Betons sind Anhang A zu entnehmen.

4.3 Herstellung der Versuchsträger

4.3.1 Herstellung

Die Herstellung des Versuchsträgers erfolgte in einem Fertigteilwerk und wurde vom iBMB, Fachgebiet Massivbau der TU Braunschweig betreut.

4.3.2 Vorspannen

Das Aufbringen der Vorspannkraft auf den Versuchsträger erfolgte in einem Betonalter von 24 Stunden.

4.4 Messwerterfassung

Die Erfassung von Messwerten erfolgte analog zu den Versuchsträgern mit Vorspannung im nachträglichen Verbund mit induktiven Wegaufnehmern sowie Dehnungsmessstreifen auf dem Beton und der Betonstahlbewehrung. Die Lage der Messtechnik ist im Anhang C dargestellt.

Die Nullmessung erfolgte nach Einbau in den Versuchsstand vor Versuchsbeginn (Belastung durch das Eigengewicht des Versuchsträgers wurde messtechnisch nicht erfasst).

Während der Versuchsdurchführung kam es infolge eines Stromausfalls und zwei Rechnerausfällen (aufgrund der hohen Datenverarbeitung) zum Verlust von Messdaten.

4.5 Versuchsdurchführung

Den Versuchsaufbau inklusive der Belastungseinrichtung zeigt Bild 4-2. Die Durchführung der Versuche erfolgte analog zu den Versuchen mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund (vgl. Kap. 3.6).

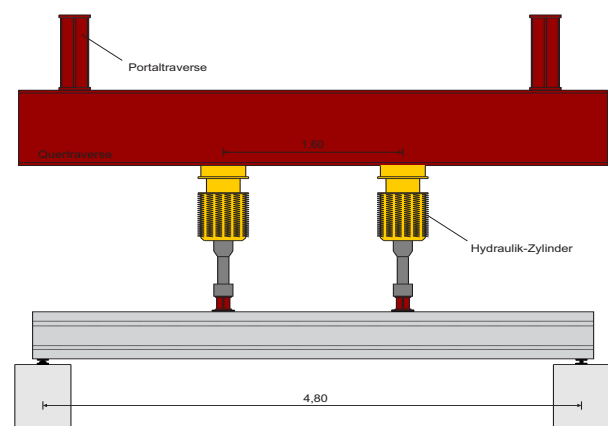


Bild 4-2 Aufbau und Prinzipskizze des Versuchsstands (Versuchsträger B5)

4.6 Ermittlung der Spannstahlspannungen

Die Ermittlung der Spannstahlspannungen und der Spannungsschwingbreiten erfolgte gem. Kap. 3.7.

Tabelle 4-1: Belastungsniveau und Spannungsschwingbreite

Versuchsträger	Vorspannung $\sigma_{p, \text{Versuchsbeginn}}$ [N/mm ²]	Unterlast F^u [kN/Zylinder]	Oberlast F^o [kN/Zylinder]	Oberspannung σ_p^o [N/mm ²]	Schwingbreite $\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]
B5	1038	94	122	$0,71 \cdot f_{pk, \text{nenn}}$	143

Bei der Berechnung der Spannungen im Spannstahl wurde zusätzlich der Spannungszuwachs infolge Eigengewicht der Versuchsträger berücksichtigt.

4.7 Versagen des Versuchsträgers

Das Versagen des Versuchsträgers erfolgte nach $3,6 \cdot 10^6$ Lastwechsel. Während der zyklischen Beanspruchung nahm die Biegesteifigkeit stetig ab, sodass schließlich ein sekundäres Betondruckversagen durch das Einschnüren der Druckzone eintrat. Das Versagen des Trägers kündigte sich ab etwa $3 \cdot 10^6$ Lastwechsel durch die Ausbildung von zwei Hauptrissen (in Trägermitte und nahe der Lasteinleitung) mit großen Rissbreiten an, von denen schließlich einer zum Versagen führte (vgl. Bild 4-3). Die rasant ansteigenden Rissbreiten zum Ende des Versuchs deuteten auf eine Zerstörung des Verbunds zwischen Spannstahl und Beton infolge der zyklischen Beanspruchung hin und dem damit einhergehenden Verlust der Biegesteifigkeit.

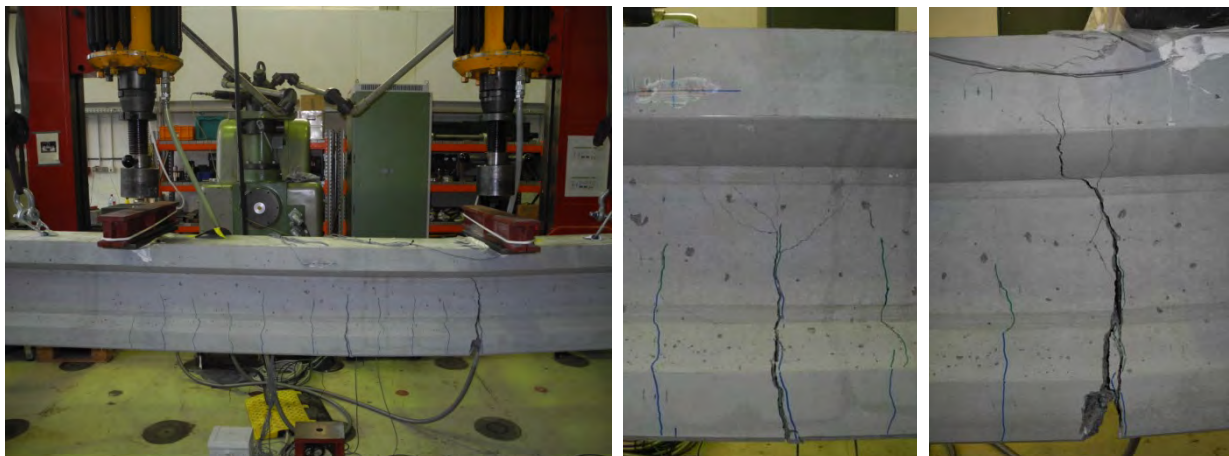


Bild 4-3: Versuchsträger B5 nach Versuchsende (links), Riss in Trägermitte (Mitte) und Riss nahe der Lasteinleitung (Versagensstelle, rechts)

Während der zyklischen Belastung zeichneten sich drei wesentliche Phasen ab: Die Anfangsphase (ca. 10.000 LW) war gekennzeichnet durch einen starken Anstieg der Durchbiegung und der Rissbreiten. In der zweiten Phase war lediglich ein minimaler Zuwachs der Durchbiegung und der Rissbreiten zu erkennen. In der letzten Phase (ab etwa $3 \cdot 10^6$ LW) war eine deutliche Reduzierung der Steifigkeit in Form von großen Rissbreiten und einem starken Anstieg der Durchbiegung erkennbar. Dies war auf zuvor erfolgte Drahtbrüche zurückzuführen, infolge dessen im Restquerschnitt der Bewehrung die Stahlspannung anstieg. Nach Eintreten weiterer Drahtbrüche in der Bewehrung kam es schließlich zum Gesamtversagen des Versuchsträgers.

4.8 Untersuchung des Versuchsträgers nach Versuchsende

Direkt nach Versagen des Versuchsträgers B5 waren im Rissquerschnitt deutliche Korrosionsspuren auf den Spannstählen festzustellen (Bild 4-4).

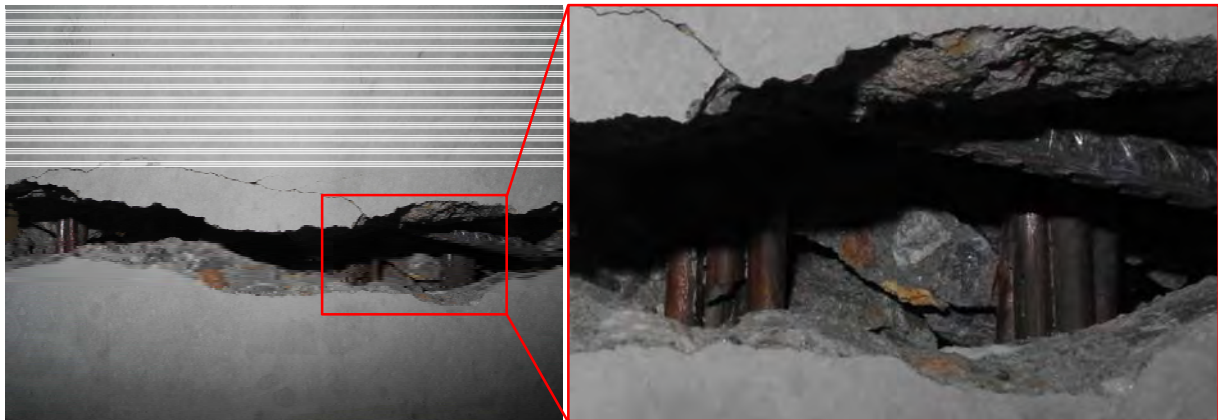


Bild 4-4: Untersicht des Versagensrisses nach Versuchsende im Versuchsstand (links) und festgestellte Korrosion am Spannstahl im Riss (inkl. Drahtbruch) durch Bildvergrößerung (rechts)

Auch bei den Untersuchungen nach [17] zeigten sich im Rissquerschnitt deutliche Korrosionsspuren auf dem Spannstahl. Die Korrosion war ein Anzeichen dafür, dass auch bei gerade geführten Spanngliedern im sofortigen Verbund Reibkorrosionsvorgänge auftreten, die von der Kontaktfläche zwischen Beton und Stahl ausgingen und auf die Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl zurückzuführen waren.

Im Anschluss wurden der Beton- und Spannstahl im mittleren Bereich des Trägers auf einer Länge von etwa 3 m freigelegt und untersucht.

Tabelle 4-2 gibt einen Überblick über die bei dem jeweiligen Versuchsträger identifizierten Drahtbrüche. Die Lage der Drahtbrüche bezieht sich jeweils auf die Trägermitte (vgl. Bild 4-5). Zudem wurden die einzelnen Drahtbrüche den Litzen gemäß Bild 4-5 zugeordnet.

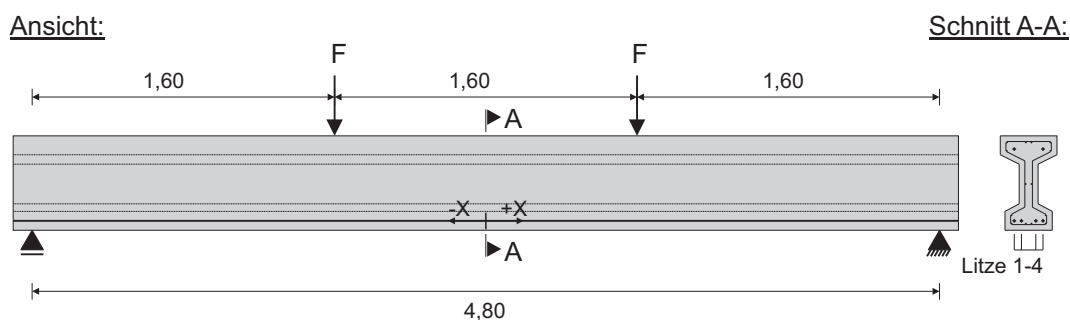


Bild 4-5: Lage der Drahtbrüche (gemessen von der Trägermitte) und Bezeichnung der Litzen

Tabelle 4-2: Lage und Anzahl der Drahtbrüche

Drahtbruch	B5		Drahtbruch	B5	
	Lage [m]	Litze		Lage [m]	Litze
1	0,11	1	16	0,70	2
2	0,11	1	17	0,70	2
3	0,11	1	18	0,70	3
4	0,11	1	19	0,70	3
5	0,11	1	20	0,70	3
6	0,11	1	21 ⁾	0,70	3
7	0,11	1	22 ⁾	0,70	3
8	0,11	2	23 ⁾	0,70	4
9	0,57	3	24 ⁾	0,70	4
10	0,57	3	25 ⁾	0,70	4
11	0,70	2	26 ⁾	0,70	4
12	0,70	2	27 ⁾	0,70	4
13	0,70	2	28 ⁾	0,70	4
14	0,70	2	29 ⁾	0,70	4
15	0,70	2			

⁾ Drahtbruch bei Erreichen der Bruchdehnung (Brucheinschnürung)

Beim Zerlegen des Versuchsträgers konnte festgestellt werden, dass alle Drähte der vier Litzen mindestens einmal gebrochen waren. Die Lage der einzelnen Drahtbrüche in Zusammenhang mit dem Rissbild des Versuchsträgers kann Anhang D entnommen werden.

Die Drahtbrüche 1 bis 20 wiesen typische Anzeichen eines Ermüdungsbruches auf (vgl. Bild 3-8), während die restlichen Drahtbrüche (in Tabelle 4-2 mit *) gekennzeichnet) bei Erreichen der Bruchdehnung versagten. Sämtliche Ermüdungsbrüche gingen dabei von einer Kontaktstelle zwischen einzelnen Drähten einer Litze aus („Litzendraht-Litzendraht“).

Des Weiteren stellte sich heraus, dass alle Betonstähle in der Zugzone durch Erreichen der Zugfestigkeit mindestens einmal gerissen sind (vgl. Anhang D).

4.9 Versuchsergebnisse

4.9.1 Erfassung der Spanndrahtbrüche

Die Auswertung der induktiven Wegaufnehmer auf Höhe der Spannglieder ist in Bild 4-6 dargestellt. Bis etwa $3 \cdot 10^6$ Lastwechsel war kein signifikanter Anstieg der Messwerte erkennbar. Erst nach etwa $3 \cdot 10^6$ Lastwechsel konnten starke sprunghafte Anstiege in den Verläufen verzeichnet werden, bis der Versuchsträger schließlich versagte. Die eindeutige Bestimmung des ersten Drahtbruches war aufgrund dieses Messwertverlaufs nicht möglich.

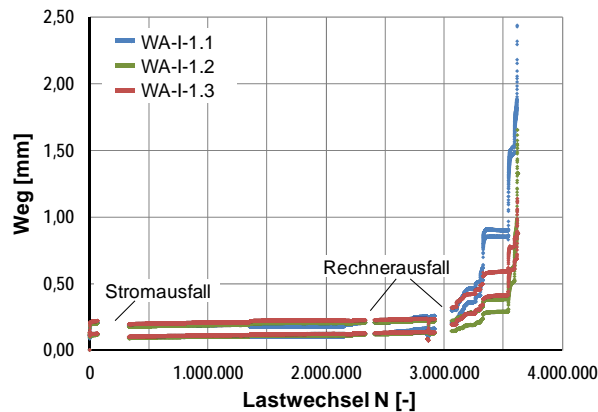


Bild 4-6: Messwerte der induktiven Wegaufnehmer auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte unter zyklischer Belastung (WA-I-1.1, WA-I-1.2 und WA-I-1.3)

Bei der Auswertung der Messungen der Dehnungsmessstreifen auf dem Betonstahl sowie der Beschleunigungsaufnehmer konnte der Zeitpunkt des ersten Drahtbruchs mit hoher Sicherheit bei einer Lastwechselzahl von 2.226.400 identifiziert werden (Bild 4-7 und Bild 4-8). Zudem waren weitere mögliche Bruchzeitpunkte im Messverlauf des Beschleunigungsaufnehmers erkennbar. Da die Betonstähle durch Erreichen der Zugfestigkeit versagten, konnte davon ausgegangen werden, dass die ersten Brüche im Spannstahl auftraten.

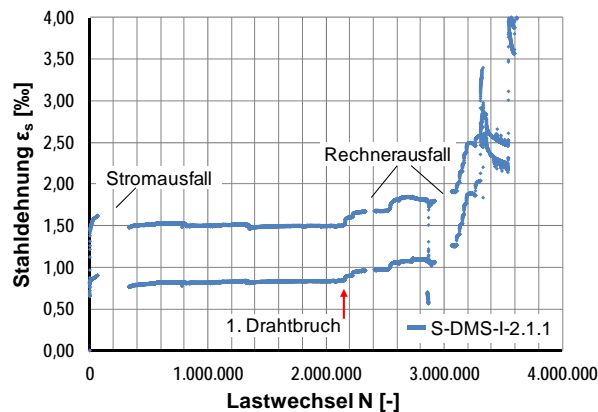


Bild 4-7: Messwerte der Stahl-DMS in Trägermitte unter zyklischer Belastung (S-DMS-I-2.1.1) inkl. Kennzeichnung des 1. Drahtbruches

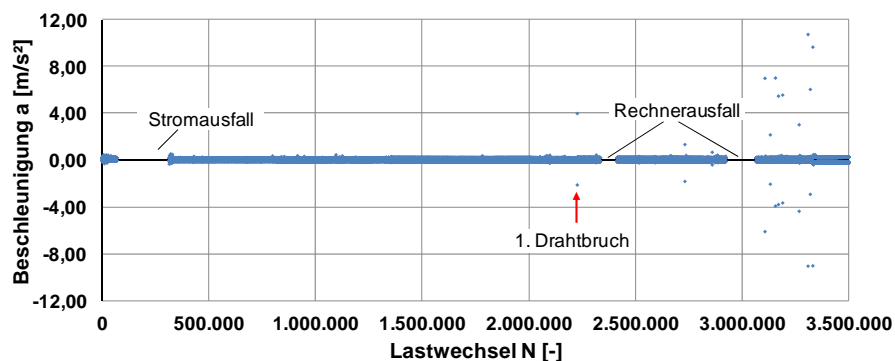


Bild 4-8: Messwerte eines Beschleunigungsaufnehmers unter zyklischer Belastung inkl. Kennzeichnung des 1. Drahtbruches

Da lediglich alle 100 Lastwechsel der jeweilige Maximal- und Minimalwert ausgelesen wurde, zeigte sich bei zeitlich dicht aufeinanderfolgenden Drahtbrüchen (Drahtbruchfolge) nur ein Indikator für das Auftreten von Drahtbrüchen im Messintervall. In Tabelle 4-3 sind die messtechnisch erfassten Lastwechselzahlen der einzelnen Drahtbrüche bzw. Drahtbruchfolgen dargestellt.

Tabelle 4-3: Lastwechselzahlen einzelner Drahtbrüche oder Drahtbruchfolgen

Drahtbruch bzw. Drahtbruchfolge	B4 LW [-]
1	2.226.400
2	2.730.900
3	3.106.300
4	3.161.200
5	3.155.100
6	3.169.100
7	3.189.000
8	3.266.300
9	3.307.900
10	3.318.500
11	3.330.500
12 ^{*)}	3.617.600
*) Versagenszeitpunkt B5	

4.9.2 Rissbilder und Rissbreiten der Versuchsträger

Die Rissbilder des Versuchsträgers B5 sind im Anhang D für unterschiedliche Zeitpunkte während der Versuchsdurchführung hinterlegt.

Ein Fortschreiten der Risse in Richtung Druckzone sowie eine starke Zunahme der Rissbreiten zeichnete sich erst ab $3 \cdot 10^6$ Lastwechsel ab, sodass der Versuchsträger schließlich durch das Einschnüren der Betondruckzone versagte (sekundäres Betondruckzonenversagen).

Die Rissbreitenmessungen mittels Risskamera ergaben bei Versuchsbeginn unter Oberlast Werte unterhalb von 0,20 mm. Diese Werte zeigten ebenfalls eine gute Übereinstimmung zu den Messwerten der induktiven Wegaufnehmer auf Höhe der Spannglieder.

Die aus den Messungen mittels Risskamera resultierten Rissbreitenamplituden bei Versuchsbeginn ergaben Werte um 0,07 mm. Diese Werte wurden durch die Messungen mittels induktiver Wegaufnehmer bestätigt (Bild 4-9). Während der Versuchsdauer zeigten die Verläufe der Rissbreitenamplituden mehrere sprunghafte Anstiege bzw. Abfälle, die jedoch im Wesentlichen in einer fortschreitenden Rissbildung begründet waren und keine Aussage über mögliche Drahtbrüche zuließen.

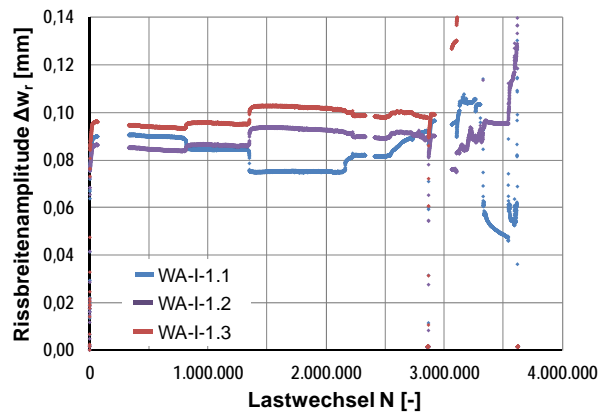


Bild 4-9: Rissbreitenamplituden aus den Messwerten der WA auf Höhe des Spannstahls (WA-I-1.1, WA-I-1.2 und WA-I-1.3)

4.9.3 Durchbiegungsverhalten der Versuchsträger

Der Verlauf der Durchbiegung unter zyklischer Belastung (Bild 4-10) ähnelte dem der induktiven Wegaufnahme auf Höhe der Spannglieder (Bild 4-6). Die Durchbiegung des Versuchsträgers bezog sich auf den Zustand nach Einbau in den Versuchsstand (ohne Eigengewicht des Versuchsträgers und Vorspannung).

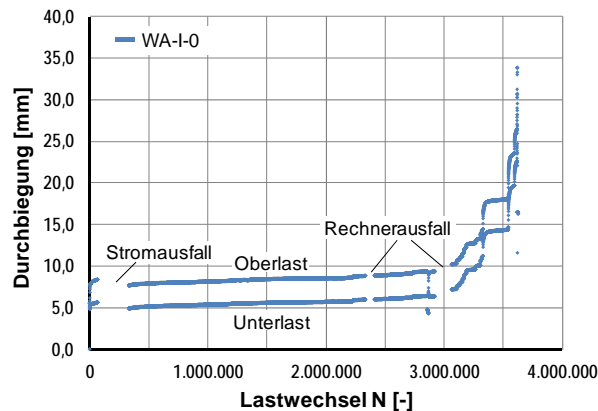


Bild 4-10: Durchbiegungsverhalten unter zyklischer Belastung

5 Versuchsergebnisse im Kontext des EC2

5.1 Versuchsergebnisse für Vorspannung mit nachträglichem Verbund

Für die Gegenüberstellung der eigenen Versuchsergebnisse mit der Bemessungswöhlerlinie nach EC2/NA und den bisherigen Untersuchungsergebnissen aus der Literatur wurden Versuche von BÖKAMP [8], ABEL [9], ESKOLA [11], HEGGER/NEUSER [10], MÜLLER [12], VOß/FALKNER [21] und MAURER et al. [22] berücksichtigt.

Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse wurde lediglich auf Untersuchungen zurückgegriffen, bei denen während der Versuchsdurchführung die Belastungsstufe bzw. -amplitude nicht verändert und das Dekompressionsniveau bei Unter- und Oberlast überschritten wurde.

Bezüglich der Einordnung in das Wöhlerdiagramm wurde die Lastwechselzahl beim Bruch des ersten Spanndrahtes gemäß der bisherigen Auswertung in der Literatur gewählt. Durch diese Auswertung wird das Ermüdungsverhalten von Spannbetonträgern zunächst konservativ beurteilt, da sich hier im Allgemeinen noch kein Versagen (Kollaps) einstellt. Jedoch ist zu beachten, dass in der Bemessung jederzeit die Nachweise im rechnerischen Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und der Gebrauchstauglichkeit (SLS) zu erbringen sind. Da in den Nachweisen im ULS und SLS keine Reduktion des Spannstahlquerschnitts infolge eines Drahtbruchs berücksichtigt wird (vollständiger Erhalt), wird für das Ermüdungsversagen der erste Drahtbruch eines Spannstahls angesetzt.

In Bild 5-1 sind die eigenen Versuchsergebnisse den Ergebnissen aus der Literatur sowie der Wöhlerlinie nach EC2/NA gegenübergestellt.

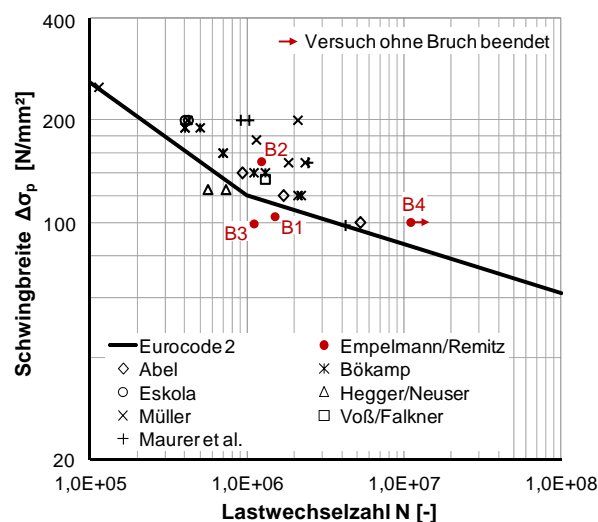


Bild 5-1: Wöhlerdiagramm inkl. Versuchsergebnisse (Großmodellversuche) mit gekrümmt geführten Spanngliedern im nachträglichem Verbund in Stahlhüllrohren im Kontext des EC2/NA

Das Ergebnis des Versuchsträgers B2 mit einer Schwingbreite von etwa 150 N/mm² (Zeitfestigkeitsbereich) liegt oberhalb der Wöhlerlinie nach EC2/NA und bestätigt die Ergebnisse vorangegangener Versuche aus der Literatur.

Das Ergebnis des Versuchsträgers B1 liegt unterhalb der Wöhlerlinie nach EC2/NA. Ursache für das frühzeitige Auftreten des ersten Drahtbruchs könnten nach Meinung der Verfasser ma-

terialbedingte Fehlstellen im Spannstahl sein, die die Reiberermüdungseffekte begünstigen. In diesem Zusammenhang ist zu beachten, dass Fehlstellen oder Beschädigungen größeren Einfluss auf die Ergebnisse im Dauerfestigkeitsbereich haben und so zu größeren Streuungen in diesem Bereich führen.

Beim Versuchsträger B3 aus hochfestem Beton erfolgte der erste Drahtbruch bei $1,1 \cdot 10^6$ Lastwechsel und beim Versuchsträger B1 aus normalfestem Beton und ansonsten gleicher Versuchskonzeption bei $1,5 \cdot 10^6$ Lastwechsel. Es konnte abschließend nicht geklärt werden, ob diese Ergebnisse im normalen Streubereich liegen oder die reduzierte Ermüdungsfestigkeit in der erhöhten Betonfestigkeit (z. B. erhöhte Querpressungen infolge eines höheren E-Moduls) begründet ist. Der Vergleich der Ergebnisse der Versuchsträger B1 und B3 legt aber die Vermutung nahe, dass Spannbetonträger aus hochfestem Beton eine geringfügig reduzierte Ermüdungsfestigkeit gegenüber Spannbetonträgern aus normalfestem Beton haben. Nach Meinung der Verfasser ist der Ansatz der Wöhlerlinie nach EC2/NA für hoch- und ultrahochfeste Betone durch weitere Untersuchungen zu prüfen.

Während die Versuche B1 bis B3 sowie die Versuche aus der Literatur mit den Mindestradien für gekrümmte Hüllrohre der jeweiligen Zulassung durchgeführt wurden, zeigt der Versuchsträger B4 mit dem zweifachen Mindestradius ein deutlich günstigeres Ermüdungsverhalten (Versuchsabbruch nach $11 \cdot 10^6$ Lastwechsel) im Vergleich zum ansonsten identisch ausgebildeten Versuchsträger B3. Infolge einer reduzierten Hüllrohrkrümmung (einhergehend mit einer reduzierten Querpressung) ist von einer Verschiebung der Wöhlerlinie auszugehen, sodass sich bei gleicher Spannungsschwingbreite die ertragbare Lastwechselzahl erhöht. Da während der zyklischen Belastung des Versuchsträgers B4 keine Brüche festgestellt wurden, wurde der Versuch bei der Einordnung ins Wöhlerdiagramm als Durchläufer bewertet. Kritisch zu hinterfragen sind die bei der Abschlussmessung (ausgehend von der Nulllast wurde statisch auf Unter- und Oberlast gefahren) aufgetretenen Drahtbrüche. Diese sind auf das vollständige Entlasten des Versuchsträgers nach Ende der zyklischen Belastung zurückzuführen. Ein vollständiges Entlasten eines Spannbetonträgers wird in der normalen Nutzung aufgrund der vorhandenen Eigen- und Ausbaulasten i.d.R. nicht auftreten; allerdings könnten solche Lastzustände im Lebenszyklus infolge Sanierung oder Umnutzung durchaus von Bedeutung sein.

Neben der Auswertung der Versuche anhand des 1. Drahtbruchs werden die eigenen Versuche anhand des zweiten und dritten Drahtbruchs ausgewertet, um den möglichen Einfluss materialbedingter Fehlstellen (z. B. Mikro-Anrisse im Stahl) zu eliminieren. In Bild 5-2 ist der Bereich der Lastwechselzahl zwischen erstem und drittem Drahtbruch dargestellt. Die Auswertung zeigt, dass die einzelnen Drahtbrüche im Bereich großer Schwingbreiten innerhalb weniger Lastwechsel erfolgen, während bei kleineren Schwingbreiten zwischen einzelnen Drahtbrüchen höhere Lastwechselzahlen ertragen werden. Die größte Auswirkung ergibt sich bei Versuchsträger B1, der nun (bei Angabe des dritten Drahtbruches) fast die Wöhlerlinie nach EC2/NA erreicht.

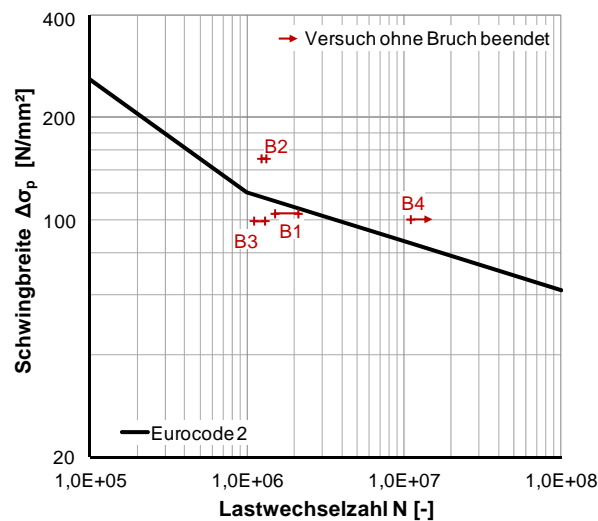


Bild 5-2: Lastwechselbereich zwischen 1. und 3. Drahtbruch

5.2 Versuchsergebnisse für Vorspannung mit sofortigem Verbund

Das Versuchsergebnis des Versuchsträgers B5 mit Vorspannung im sofortigen Verbund ist in Bild 5-3 der Wöhlerlinie nach EC2/NA sowie den Ergebnissen vorangegangener Großmodellversuche aus der Literatur ([8], [16], [17] und [18]) gegenübergestellt. Aufgrund der geringen Anzahl an verwertbaren Ergebnissen wurde auch auf Versuche zurückgegriffen, bei denen eine eindeutige Auswertung aufgrund der Problematik des Durchfahrens des Dekompressionsniveaus, der Veränderung der Schwingbreite während des Versuchs oder aufgrund teilweise unvollständiger Angaben nur begrenzt möglich war.

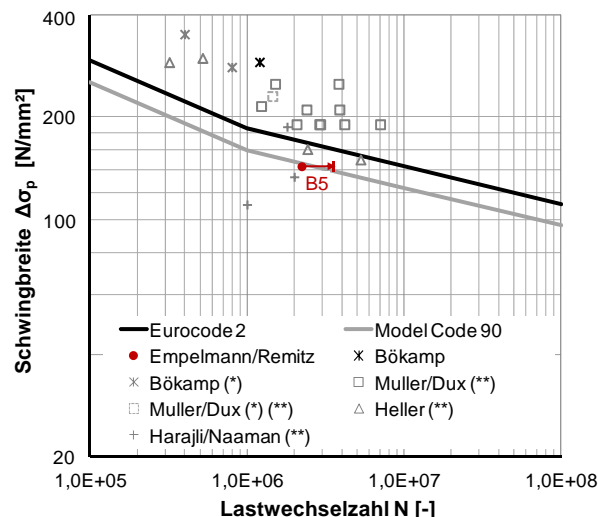


Bild 5-3: Wöhlerdiagramm inkl. Versuchsergebnisse (Großmodellversuche) mit geraden Spanngliedern im sofortigen Verbund im Kontext des EC2/NA
 (*) Mehrstufenversuch (Reduzierung der Schwingbreite während des Versuchs)
 (**) Dekompressionsniveau durchfahren

Neben dem Zeitpunkt des ersten Drahtbruchs ist auch die Lastwechselspanne bis zum Versagen des Versuchsträgers B5 dargestellt.

Das Ergebnis des Versuchsträgers B5 liegt unterhalb der Bemessungswöhlerlinie nach EC2/NA, während die Bemessungswöhlerlinie nach Model Code 90 [23] das Versuchsergebnis des Versuchsträgers B5 fast mit einbezieht. Aufgrund der geringen Datenbasis im Bereich von kleinen Spannungsschwingbreiten kann keine genaue Aussage über den tatsächlichen Verlauf der Wöhlerlinie getroffen werden. Eine systematische Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Spannstählen im sofortigen Verbund ist nach Meinung der Verfasser aufgrund der geringen Aussagekraft bisheriger Versuche notwendig.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens sollten weitere Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von eingebauten Spanngliedern, insbesondere im Bereich geringer Spannungsschwingbreiten, durchgeführt werden.

Anhand von 4 Großmodellversuchen mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund wurde der Einfluss der Betondruckfestigkeit sowie der Hüllrohrkrümmung untersucht.

Der Versuchsträger B2 mit einer rechnerischen Spannungsschwingbreite von 151 N/mm^2 und einer Oberspannung von $\sigma_p^o = 0,75 \cdot f_{pk}$ erreichte $1,2 \cdot 10^6$ Lastwechsel ohne Drahtbruch und liegt damit im Bereich von vorangegangenen Versuchen aus der Literatur.

Beim Versuchsträger B1 erfolgte der erste Drahtbruch bereits bei einer Lastwechselzahl von $1,5 \cdot 10^6$, sodass das Ergebnis unterhalb der Wöhlerlinie nach EC2/NA liegt. Eine mögliche Ursache für das frühzeitige Auftreten des ersten Drahtbruchs sind nach Meinung der Verfasser materialbedingte Fehlstellen im Spannstahl, die Ausgangspunkte für Reibermüdungseffekte darstellen und folglich die Ermüdungsfestigkeit herabsetzen. Es wird vermutet, dass bei kleinen Spannungsschwingbreiten (Dauerfestigkeitsbereich) die Auswirkungen von Fehlstellen stärker zum Tragen kommen und hier die Ergebnisse von Untersuchungen größeren Streuungen ausgesetzt sind. Eine konkrete Aussage über den Einfluss auf den Verlauf der Wöhlerlinie im Dauerfestigkeitsbereich ist aufgrund der geringen Datenbasis aber nicht möglich.

Beim Einsatz eines hochfesten Betons reduzierte sich die ertragbare Schwingbreite im Vergleich zu einem normalfesten Beton. Bei annähernd gleicher Spannungsschwingbreite von rechnerisch etwa 100 N/mm^2 ertrug der Versuchsträger B1 aus normalfestem Beton $1,5 \cdot 10^6$ Lastwechsel ohne Drahtbruch, während der Versuchsträger B3 aus hochfestem Beton mit ansonsten gleicher Versuchskonzeption $1,1 \cdot 10^6$ Lastwechsel ohne Drahtbruch ertrug. Somit liegen die Ergebnisse der Versuchsträger B1 und B3 unterhalb der Wöhlerlinie gemäß EC2/NA.

Beim Versuchsträger B4, bei dem das Hüllrohr mit dem doppelten Mindestradius der entsprechenden Zulassung verlegt wurde, zeigte im Vergleich zum ansonsten identisch konzipierten Versuchsträger B3 ein deutlich günstigeres Ermüdungsverhalten. Die zyklische Belastung wurde nach insgesamt $1,1 \cdot 10^7$ Lastwechseln ohne Auftreten eines Drahtbruchs abgebrochen. Erst bei anschließender Wiederbelastung auf Oberlast (nach vollständiger Entlastung) traten Drahtbrüche im Spannstahl auf.

Grundsätzlich gingen bei den Versuchen mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund die Drahtbrüche von den Kontaktstellen „Spannstahl-Hüllrohr“ aus.

Desweiteren wurde ein Versuchsträger mit gerade geführten Spanngliedern im sofortigen Verbund geprüft. Dieser aus hochfestem Beton hergestellte Versuchsträger ertrug $2,2 \cdot 10^6$ Lastwechsel ohne Drahtbruch und versagte schließlich bei $3,6 \cdot 10^6$ Lastwechsel. Das Ergebnis liegt unterhalb der Wöhlerlinie nach EC2/NA, in der bei einer Schwingbreite von etwa 150 N/mm^2 eine ertragbare Lastwechselzahl von über $10 \cdot 10^6$ Lastwechsel gefordert wird. Der Versuch zeigte einen stetigen Verlust des Verbunds zwischen Stahl und Beton und damit verbunden einen Abfall der Steifigkeit. Nach dem Versagen der ersten Drähte war der Spannungszuwachs in dem verbleibenden Stahlquerschnitt so stark, dass sich schließlich ein sukzessives und progressives Versagen der Spannglieder einstellte. Bei der visuellen Begutachtung der Litzen im Rissquerschnitt nach Versuchsende konnten zudem starke Korrosionsspuren an den Litzen festgestellt werden.

Zusammenfassend wurden für Spannglieder im nachträglichen Verbund folgende Schlussfolgerungen gezogen:

- Insbesondere bei Schwingbreiten unterhalb von 100 N/mm² sollten weitere Untersuchungen erfolgen, um mögliche Auswirkungen von Fehlstellen oder Beschädigungen des Spannstahls zu quantifizieren und eine konkrete Aussage über den Verlauf der Wöhlerlinie zu treffen.
- Der vermutete Einfluss der Betonfestigkeit (Reduktion der Ermüdungsfestigkeit bei hochfesten Betonen) ist durch weitere Versuche zu überprüfen.
- Für einen wirklichkeitsnahen (und wirtschaftlichen) Nachweis gegen Ermüdung sollte die Berücksichtigung der tatsächlich vorhandenen Querpressung (Berücksichtigung von Spannkraft und Hüllrohrkrümmung) erfasst und näher quantifiziert werden.
- Der Einfluss von baupraktisch relevanten Aspekten, wie z. B. mechanische Vorschädigungen beim Transport oder Einbau sowie Auswirkungen von möglichen Verdrehungen bzw. Verdrillungen einzelner Spannglieder untereinander, sollten überprüft werden. In diesem Zusammenhang ist auch der Einfluss von (vollständigen) Entlastungen bzw. längeren Ruhephasen auf die Ermüdungsfestigkeit zu betrachten.

Zusammenfassend wurden für Spannglieder im sofortigen Verbund folgende Schlussfolgerungen gezogen:

- Das Versuchsergebnis des Versuchsträgers B5 zeigt, dass der Verlauf der Wöhlerlinie für Vorspannung mit sofortigem Verbund aufgrund der geringen Datenbasis von vorhandenen und uneingeschränkt verwertbaren Untersuchungen derzeit lediglich als Abschätzung angesehen werden kann. Hier sind weitere, systematische Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten erforderlich.

7 Unterschriften

Braunschweig, 24.06.2015

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann

Jörn Remitz, M.Sc.

8 Literaturverzeichnis

- [1] EMPELMANN, M.; SENDER, C.: Sachstandbericht zur Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand. iBMB TU Braunschweig, 2010.
- [2] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Januar 2011.
- [3] DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Januar 2011
- [4] FUNK, W.: Der Einfluss der Reibkorrosion auf die Dauerhaltbarkeit zusammengesetzter Maschinenelemente. Dissertation Technische Hochschule Darmstadt, 1968.
- [5] VOß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonträgern im Zustand II – Unterschiedliches Verbundverhalten bei Schwellbelastung. Dissertation iBMB TU Braunschweig, 1994.
- [6] CORDES, H.; LAPP-EMDEN, M.: Untersuchungen zur Dauerfestigkeit von Spanngliedern für die besonderen Bedingungen der teilweisen Vorspannung. Institut für Massivbau RWTH Aachen, Bericht Nr. 18/84, Juni 1984.
- [7] MÜLLER, H. H.: Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben „Prüfverfahren für die Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen“. Institut für Bauingenieurwesen III Technische Universität München, Nr. 1111, Mai 1985.
- [8] BÖKAMP, H.: Ein Beitrag zur Spannstahlermüdung unter Reibdauerbeanspruchung bei teilweiser Vorspannung. Dissertation Institut für Massivbau RWTH Aachen, 1991.
- [9] ABEL, M.: Zur Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen. Dissertation Institut für Massivbau RWTH Aachen, 1996.
- [10] HEGGER, J.; NEUSER, J.: Untersuchungen zur Reibermüdung von großen Spanngliedern bei teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen. Institut für Massivbau RWTH Aachen, Institutsbericht Nr.: 49/98, 1998.
- [11] ESKOLA, L.: Zur Ermüdung teilweise vorgespannter Betontragwerke. Dissertation Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, 1996.
- [12] MÜLLER, H. H.: Spannglieder in Kunststoffhüllrohren. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben IfBt. IV 1-5-474/86, Lehrstuhl für Massivbau TU München, 1994.
- [13] OERTLE, J.: Reibermüdung einbetonierter Spannkabel. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 166, September 1988.
- [14] EMPELMANN, M.; REMITZ, J.: Ermüdungsverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 11, S. 760-770.
- [15] ABELES, P. W., BROWN, E. J., HU, C. H.: Fatigue resistance of underreinforced prestressed beams subjected to different stress ranges; Miner's hypothesis, ACI-

Publication, Sp 41-11, 1974, S. 237-277.

- [16] MULLER, J. F., DUX, P. F.: Fatigue of Prestressed Concrete Beams with Inclined Strands, University of Queensland, Department of Civil Engineering, Research Report No. CE 135, 1992.
- [17] HELLER, B. E.: Fatigue of Pretensioned Concrete Beams, University of Texas at Austin, Master Thesis, 2003.
- [18] HARAJLI, M. H., NAAMAN, A. E.: Deformation and cracking of partially prestressed concrete beams under static and cyclic fatigue loading, University of Michigan, Report No. UMEE 84R1, 1984.
- [19] ERDMANN, J.; NEISECKE, J.; ROSTÁSY, F. S.: Baustoffuntersuchungen an Spannbetonbauwerken zur Ermittlung des Langzeitverhaltens von Spannstählen. iBMB TU Braunschweig, 1982.
- [20] EMPELMANN, M.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen. Dissertation Institut für Massivbau RWTH Aachen, 1995.
- [21] VOß, K.-U., FALKNER, H.: Versuche zum Zusammenwirken von Beton- und Spannstahl in Spannbetonbiegebalken unter Betriebsbedingungen. Abschlussbericht iBMB TU Braunschweig, 1993.
- [22] MAURER, R.; HEEKE, G.; MARZAHN, G.: Ermüdungsfestigkeit der Spannstähle einer Autobahnbrücke von 1957 im einbetonierten Zustand. Bauingenieur 87 (2012), Heft 5, S. 226-236.
- [23] CEB-FIP Model Code 1990: Design Code. Committee Euro-International du Beton. London: Thomas Telford, 1993.

Anhang

Seite A

Anhang A	Baustoffeigenschaften.....	3
Anhang B	Fotodokumentation der Herstellung und des Zerlegens der Träger	5
B.1	Herstellung der Versuchsträger	5
B.2	Zerlegen der Versuchsträger nach Versuchsende	7
Anhang C	Messtechnik Versuchsträger B5 (sofortiger Verbund)	8
Anhang D	Rissbilder B1 bis B5.....	9
Anhang E	Messdaten Versuchsträger B1 bis B5.....	12
E.1	Versuchsträger B1	12
E.1.1	Aufbringen der Vorspannung.....	12
E.1.2	Standzeit bis Versuchsbeginn	12
E.1.3	Statische Erstbelastung (auf Ober- und Unterlast).....	13
E.1.4	Zyklische Belastung.....	13
E.1.5	Rissbreitenamplituden	14
E.2	Versuchsträger B2.....	15
E.2.1	Aufbringen der Vorspannung.....	15
E.2.2	Standzeit bis Versuchsbeginn	15
E.2.3	Statische Erstbelastung (auf Ober- und Unterlast).....	16
E.2.4	Zyklische Belastung.....	16
E.2.5	Rissbreitenamplituden	17
E.3	Versuchsträger B3.....	18
E.3.1	Aufbringen der Vorspannung.....	18
E.3.2	Standzeit bis Versuchsbeginn	18
E.3.3	Statische Erstbelastung (auf Ober- und Unterlast).....	19
E.3.4	Zyklische Belastung.....	19
E.3.5	Rissbreitenamplituden	20
E.4	Versuchsträger B4.....	21
E.4.1	Aufbringen der Vorspannung.....	21
E.4.2	Standzeit bis Versuchsbeginn	21
E.4.3	Statische Erstbelastung (auf Ober- und Unterlast).....	22
E.4.4	Zyklische Belastung.....	22
E.4.5	Statische Belastung nach Versuchsende (auf Oberlast)	23
E.4.6	Rissbreitenamplituden	23
E.5	Versuchsträger B5 (sofortiger Verbund).....	24
E.5.1	Statische Erstbelastung (auf Ober- und Unterlast).....	24

E.5.2	Zyklische Belastung.....	24
E.5.3	Rissbreitenamplituden	25

Anhang A Baustoffeigenschaften

Tabelle A-1: Betonzusammensetzung

		B1	B2	B3	B4	B5
Gesteinskörnung 0/2mm	[kg/m ³]	747	710	565	562	619
Gesteinskörnung 8/8mm	[kg/m ³]	337	371	242	232	306
Gesteinskörnung 8/16mm	[kg/m ³]	779	762	891	886	790
Zement CEM I 42,5 R	[kg/m ³]	368	377	-	-	-
Zement CEM I 52,5 R	[kg/m ³]	-	-	454	449	450
Wasser	[kg/m ³]	153	154	148	144	103
Zusatzstoff Flugasche	[kg/m ³]	45	49	120	119	60
Zusatzstoff Mikrosilika	[kg/m ³]	-	-	-	-	80
Zusatzmittel BV	[kg/m ³]	2,23	2,19	3,16	3,14	-
Zusatzmittel PCE-FM	[kg/m ³]	3,66	3,71	7,45	8,09	10,00

Tabelle A-2: Ergebnisse der Frischbetonprüfungen

		B1	B2	B3	B4	B5
Ausbreitmaß	[cm]	48,5	48,5	51	49	-
Frischbetontemperatur	[°C]	16,4	11,4	27,8	23,0	-
LP-Gehalt	[%]	-	2,1	-	1,2	-
Frischbetonrohddichte	[kg/dm ³]	-	2,39	2,43	2,48	-

Tabelle A-3: Ergebnisse der Begleitkörperprüfungen des Betons

Versuchsträger	Zeitpunkt	Alter [d]	mittlere Zylinder- druckfestigkeit	mittlere Spaltzug- festigkeit	E-Modul
			$f_{cm,zyl}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]
B1	-	28	50,0	3,2	26.400
	Spann ^{*)}	34	51,6	3,2	26.000
	Versuch ^{**)}	41	52,8	3,4	25.400
B2	Spann ^{*)}	11	49,2	3,8	-
	-	28	59,4	4,0	28.900
	Versuch ^{**)}	31	59,4	4,0	28.900
B3	Spann ^{*)}	14	72,8	4,1	-
	-	28	79,4	4,2	-
	Versuch ^{**)}	49	79,4	4,9	37.100
B4	Spann ^{*)}	9	66,4	3,8	-
	-	28	70,2	4,4	36.200
	Versuch ^{**)}	28	70,2	4,4	36.200
B5	Versuch ^{**)}	28	102,8	5,0	43.200

^{*)} Zeitpunkt der Spann- und Verpressarbeiten

^{**)} Zeitpunkt des Versuchsbeginns

Tabelle A-4: Mittlere Kennwerte der Betonstahlbewehrung aus den Begleitkörperprüfungen

Versuchsträger	Durchmesser \varnothing_s [mm]	Streckgrenze f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_t [N/mm ²]
B1 bis B4	16	528	642
	10	540	630

Tabelle A-5: Mittlere Kennwerte der Spannstahlilitzen aus den Begleitkörperprüfungen

Versuchsträger	Durchmesser \varnothing_p [mm]	0,1% - Dehngrenze $f_{p,0.1}$ [N/mm ²]	0,2% - Dehngrenze $f_{p,0.2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_p [N/mm ²]	E-Modul E_p [N/mm ²]
B1 & B2	15,3	1.722	1.764	1.943	196.500
B3 & B4	15,3	1.641	1.687	1.898	190.300
B5	12,5	1.726	1.771	1.948	194.600

Tabelle A-6: Ergebnisse der freischwingend geprüften Spannstahlilitzen

Versuchsträger	Oberspannung [N/mm ²]	Schwingbreite [N/mm ²]	Frequenz [Hz]	Lastwechsel
B1 & B2	$0,70 \cdot f_p = 1360$	250	8,0	Abbruch bei $5 \cdot 10^6$
	$0,70 \cdot f_p = 1360$	350	7,0	Abbruch bei $5 \cdot 10^6$
	$0,70 \cdot f_p = 1360$	400	8,0	402.000

Tabelle A-7: Eigenschaften der verwendeten Hüllrohre

Versuchsträger	Material, Hüllrohrtyp	Hüllrohr- durchmesser d/d_a [mm]	min. Krüm- mungsradius R_{min} [m]	Reibungs- beiwert μ [-]	ungewollter Umlenkwinkel k [°/m]
B1 bis B4	Stahl, rund	50/57	4,70	0,20	0,3

Tabelle A-8: Ergebnisse der Begleitkörperprüfungen des Einpressmörtels

Versuchsträger	Alter [d]	Zylinder- druckfestigkeit $f_{c,zyl}$ [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ [N/mm ²]
B1	2	38,2	4,0
	28	56,8	3,8
B2	2	35,3	2,3
	28	51,4	2,1
B3	2	-	-
	28	46,6	2,6
B4	2	-	-
	28	43,5	1,5

Anhang B Fotodokumentation der Herstellung und des Zerlegens der Träger

B.1 Herstellung der Versuchsträger



Bild B-1: Bewehrungskorb B1 bis B3 (Hüllrohrradius 4,70 m)



Bild B-2: Bewehrungskorb B4 (Hüllrohrradius 9,40 m)



Bild B-3: Schalung und Bewehrung



Bild B-4: Betonage (links) und Nachbehandlung (rechts)



Bild B-5: Ausschalen (links) und Einbau in den Versuchsstand (rechts)



Bild B-6: Aufbringen der Vorspannung

B.2 Zerlegen der Versuchsträger nach Versuchsende



Bild B-7: Entnahme des Hüllrohrs



Bild B-8: Lage der Litzen im Hüllrohr (links) und Auftrennen des Hüllrohrs (rechts)

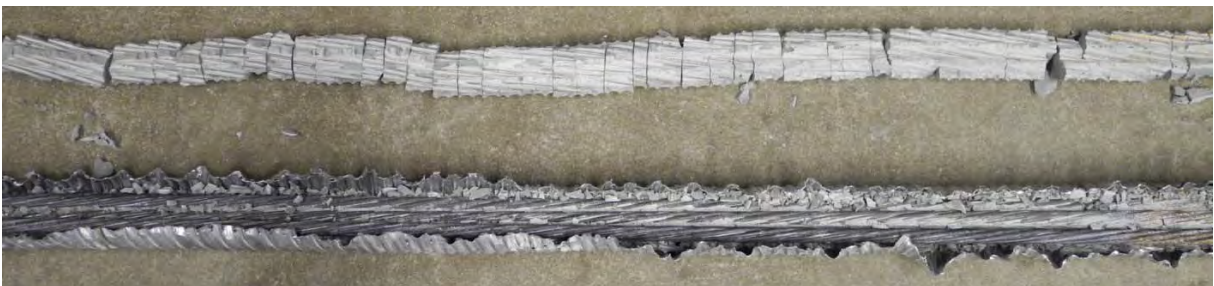
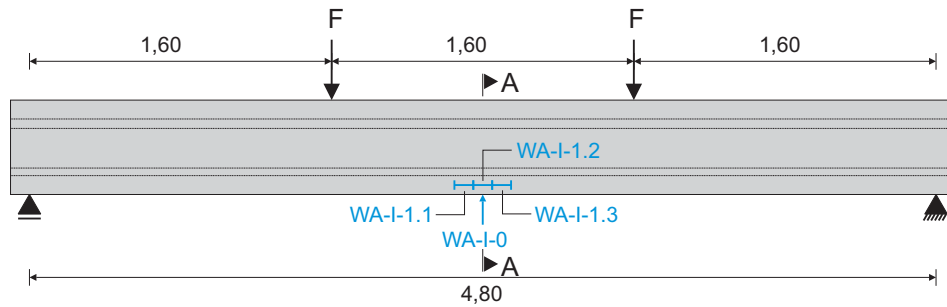


Bild B-9: Entnahme des Einpressmörtels und der Litzen

Anhang C Messtechnik Versuchsträger B5 (sofortiger Verbund)



Schnitt A-A:

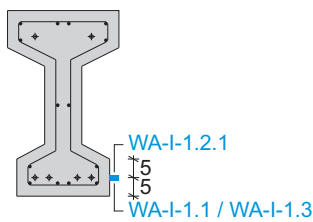
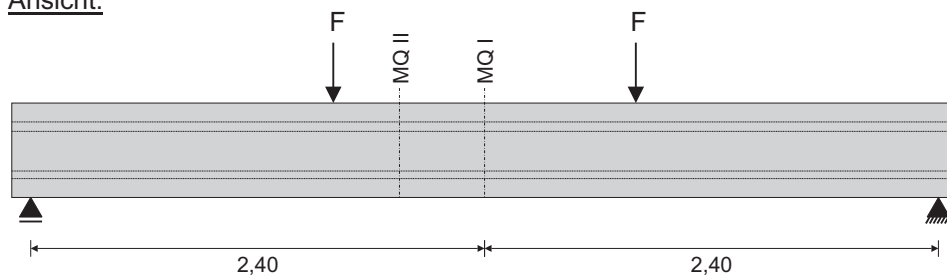
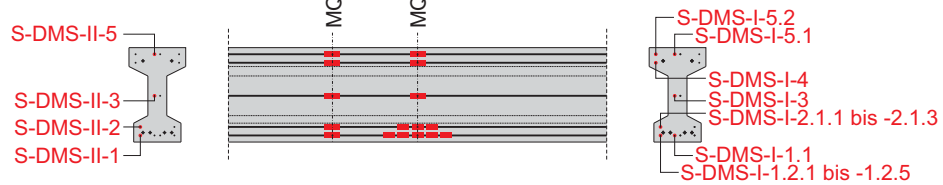


Bild C-1: Lage der induktiven Wegaufnehmer (WA)

Ansicht:



Stahl-DMS:



Beton-DMS:

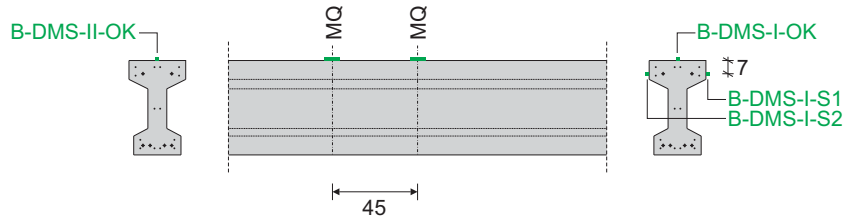
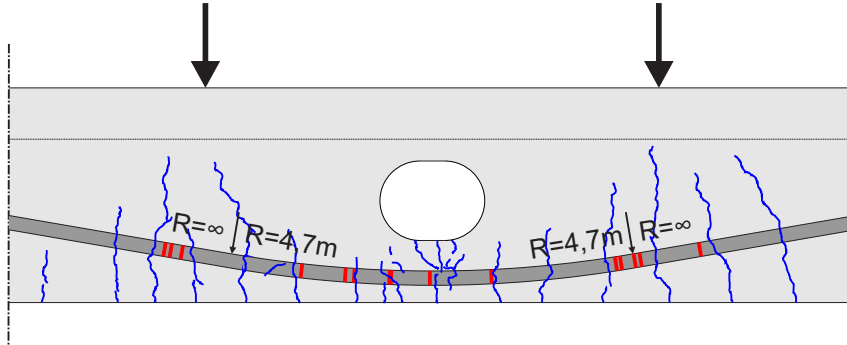


Bild C-2: Lage der Messquerschnitte (MQ) und Anordnung der Dehnungsmessstreifen (DMS) auf Betonstahl (rot) und Beton (grün)

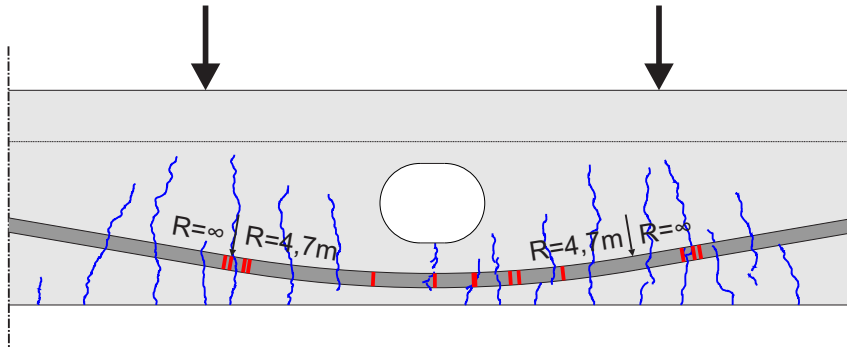
Anhang D Rissbilder B1 bis B5

Versuchsträger B1

Vorderseite:

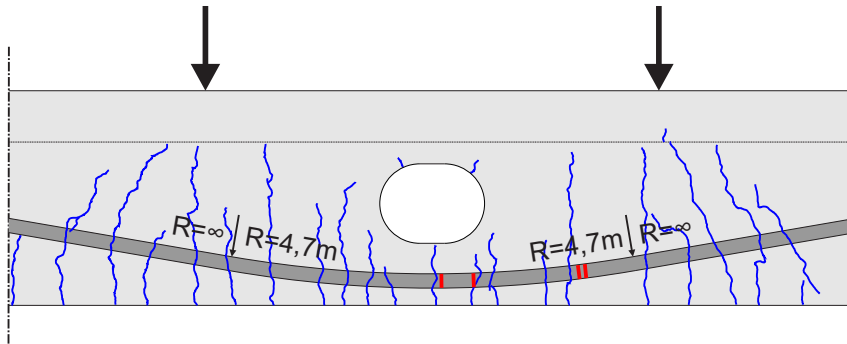


Rückseite:

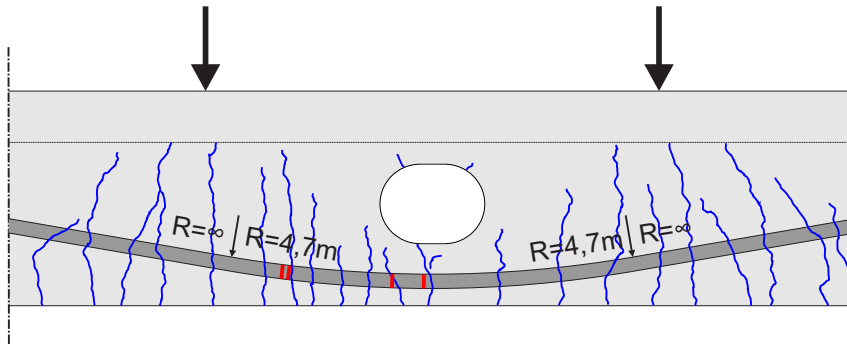


Versuchsträger B2

Vorderseite:

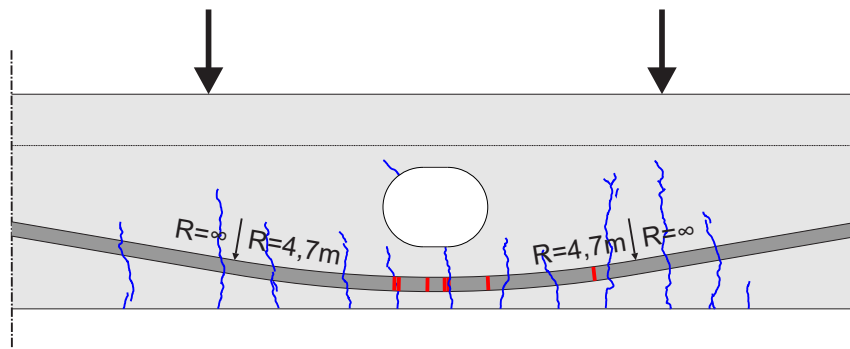


Rückseite:

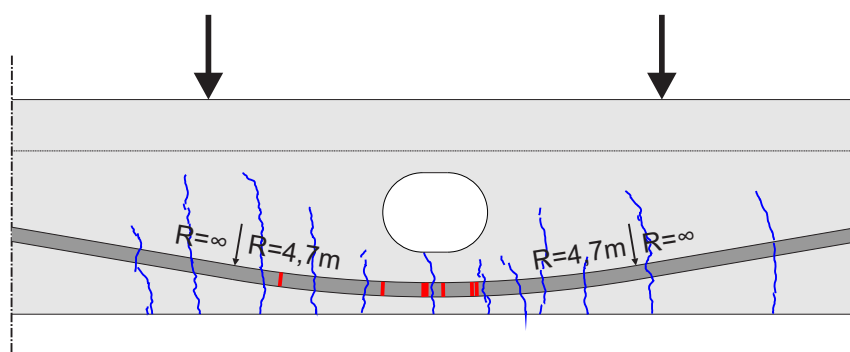


Versuchsträger B3

Vorderseite:

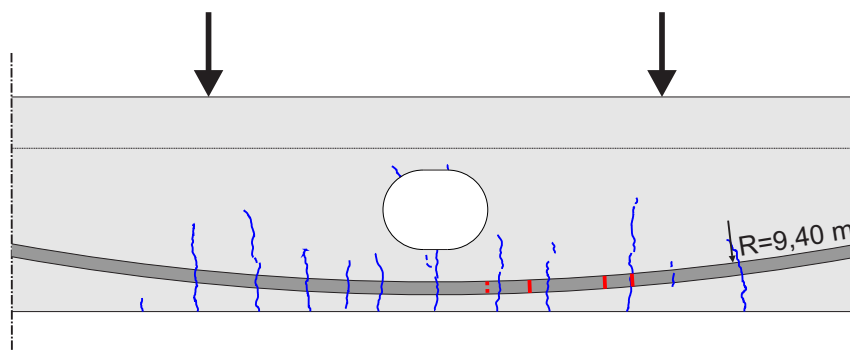


Rückseite:

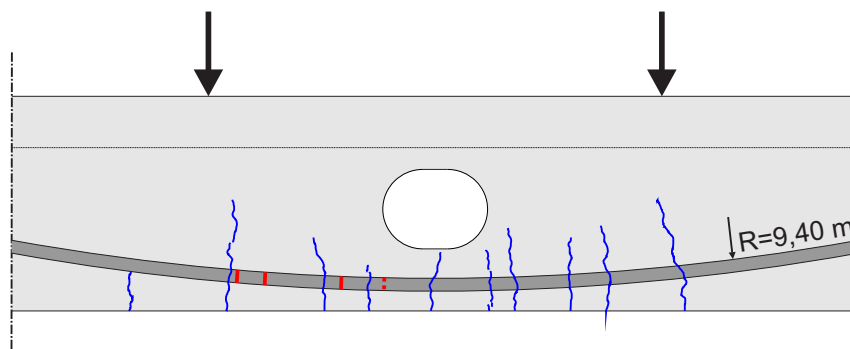


Versuchsträger B4

Vorderseite:

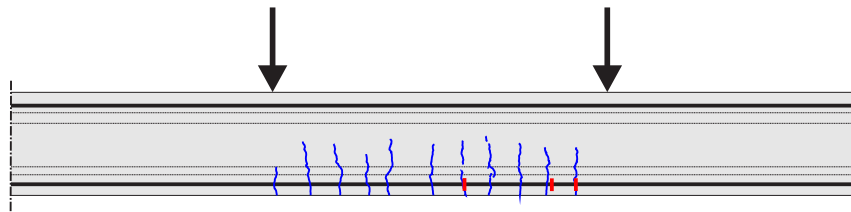


Rückseite:

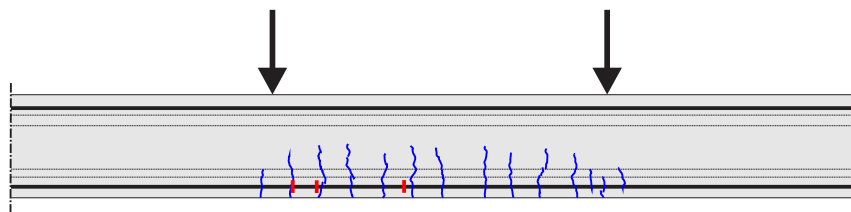


Versuchsträger B5 (bis 2 Mio. LW)

Vorderseite:

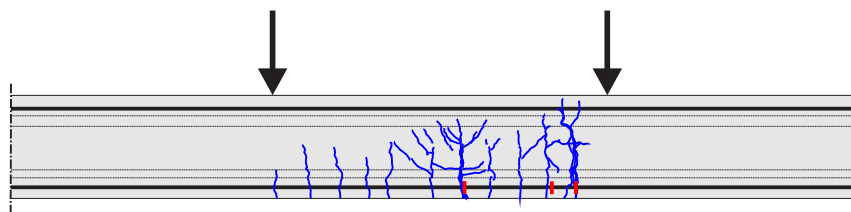


Rückseite:

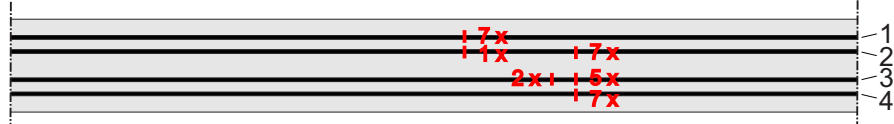
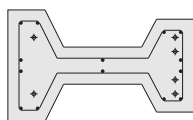


Versuchsträger B5 (nach Versagen)

Vorderseite:



Untersicht Litzen
 $\phi 12.5$ St 1570/1770:

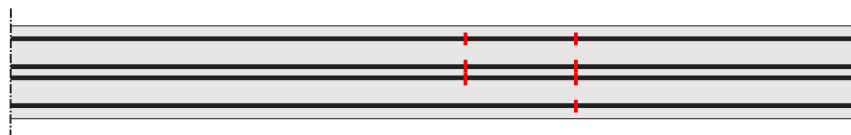
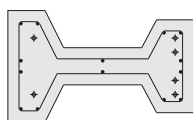


Litze Nr.

- 1
- 2
- 3
- 4

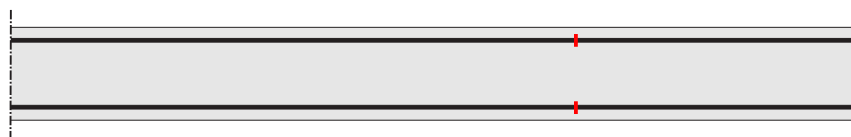
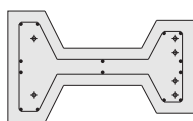
Untersicht B500

1. Lage $\phi 6$:



Untersicht B500

2. Lage $\phi 6$:



Anhang E Messdaten Versuchsträger B1 bis B5

E.1 Versuchsträger B1

E.1.1 Aufbringen der Vorspannung

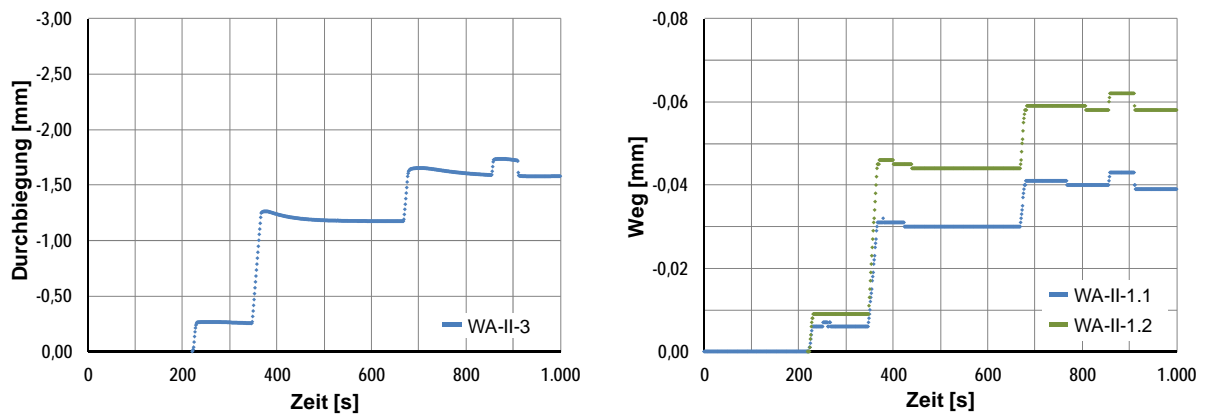


Bild E-1: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, WA-II-1.2, rechts)

E.1.2 Standzeit bis Versuchsbeginn

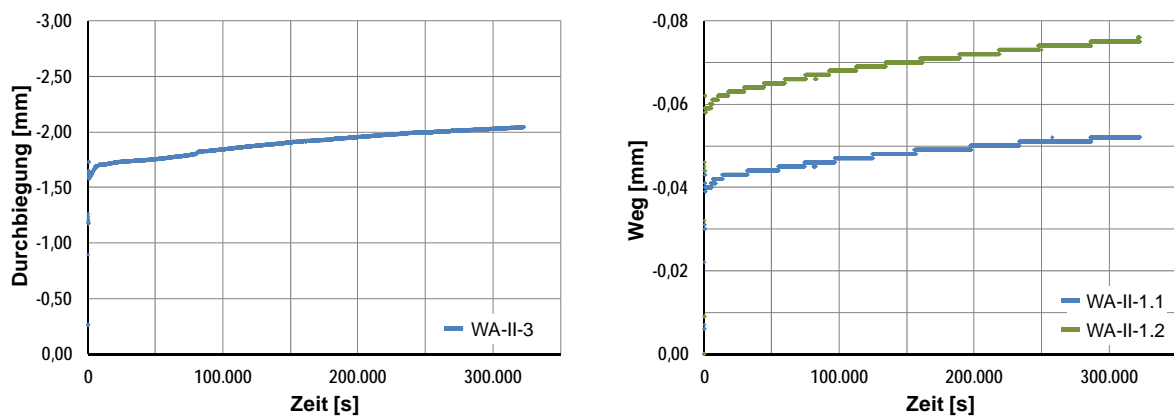


Bild E-2: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, WA-II-1.2, rechts)

E.1.3 Statische Erstbelastung (auf Ober- und Unterlast)

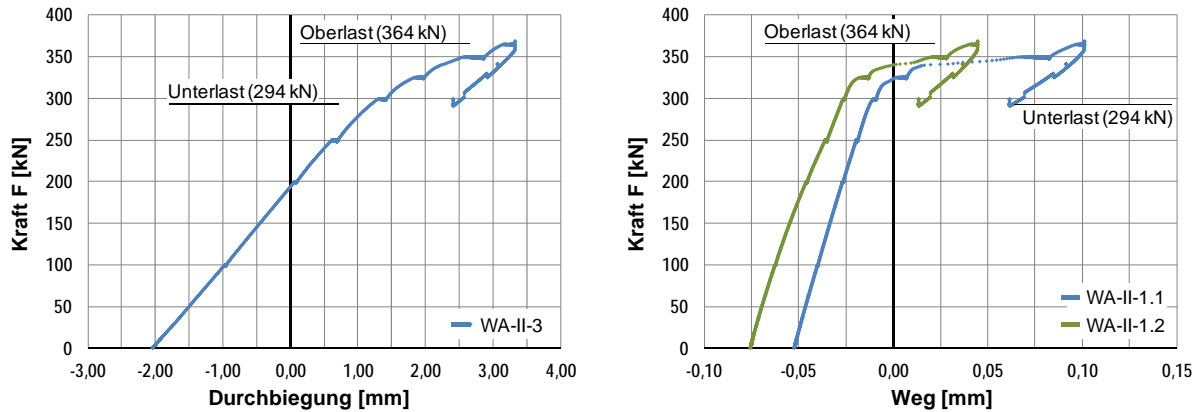


Bild E-3: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, WA-II-1.2, rechts)

E.1.4 Zyklische Belastung

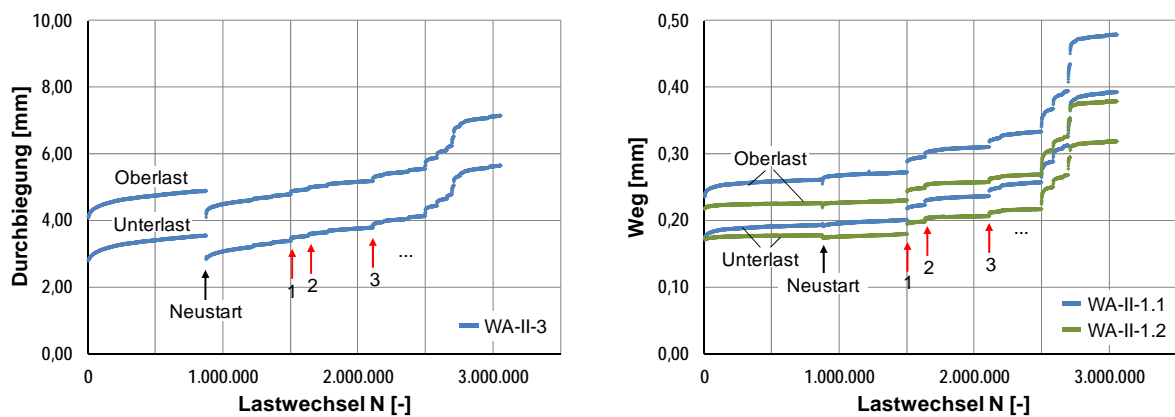


Bild E-4: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, WA-II-1.2, rechts) inkl. Kennzeichnung der sprunghaften Anstiege infolge Drahtbrüche

E.1.5 Rissbreitenamplituden

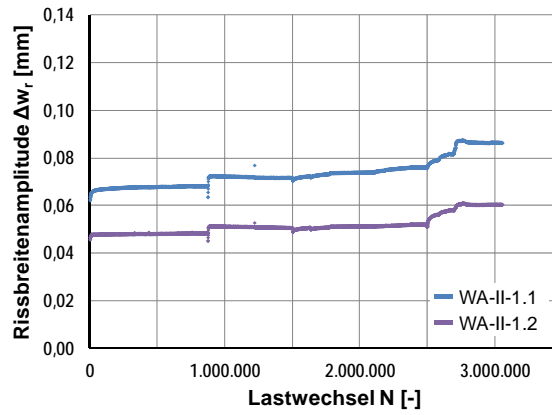


Bild E-5: Rissbreitenamplituden aus den Messwerten der WA auf Höhe des Spannstahls (WA-II-1.1, WA-II-1.2)

E.2 Versuchsträger B2

E.2.1 Aufbringen der Vorspannung

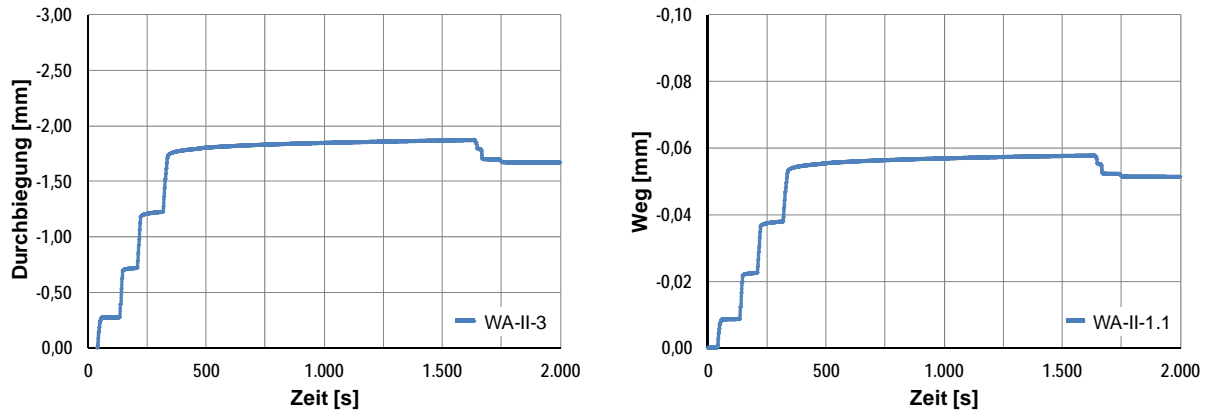


Bild E-6: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und des WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, rechts)

E.2.2 Standzeit bis Versuchsbeginn

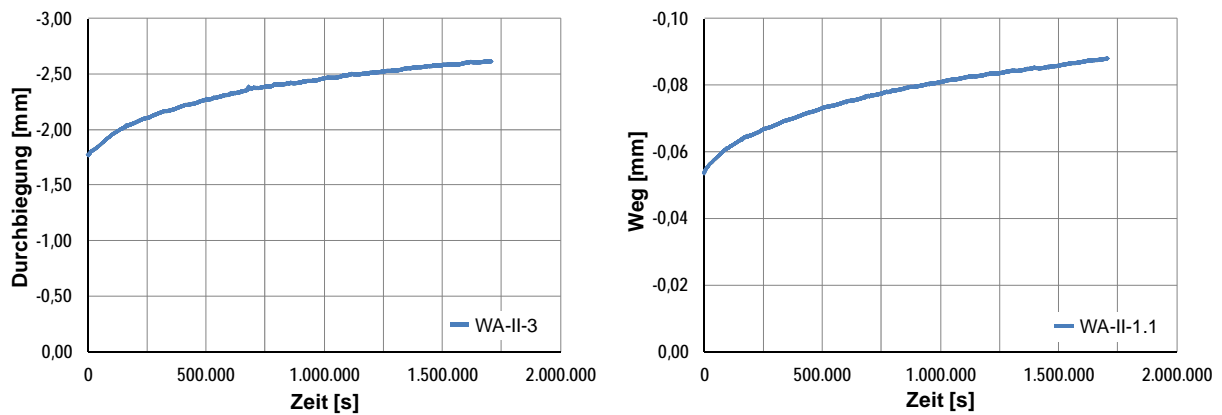


Bild E-7: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und des WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, rechts)

E.2.3 Statische Erstbelastung (auf Ober- und Unterlast)

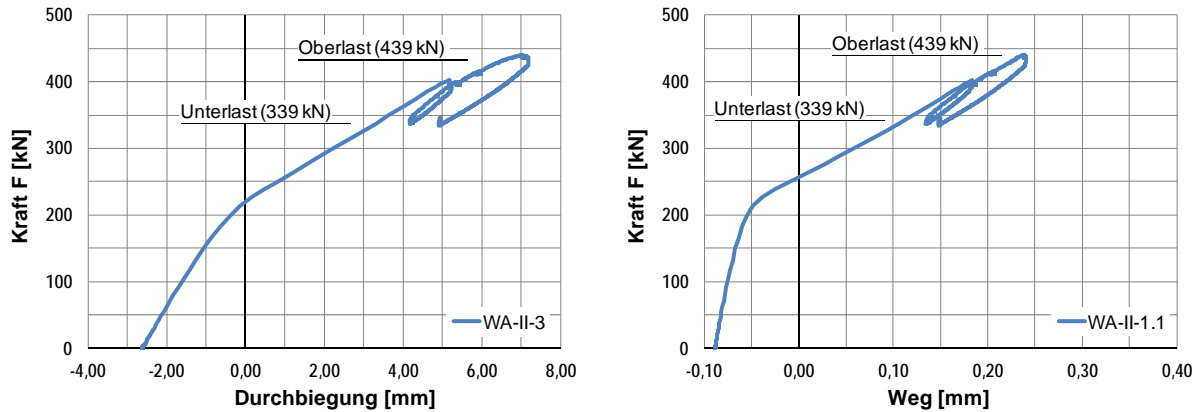


Bild E-8: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und des WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, rechts)

E.2.4 Zyklische Belastung

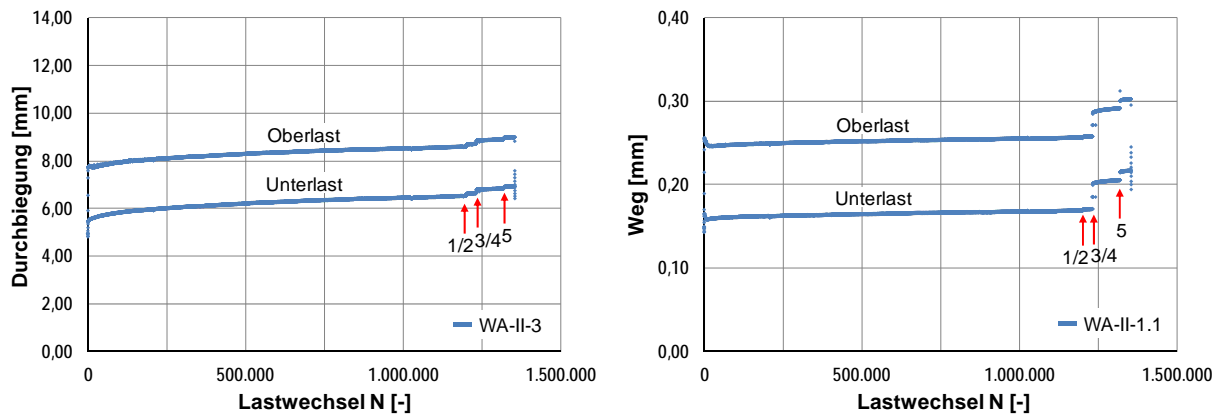


Bild E-9: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und des WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, rechts) inkl. Kennzeichnung der sprunghaften Anstiege infolge Drahtbrüche

E.2.5 Rissbreitenamplituden

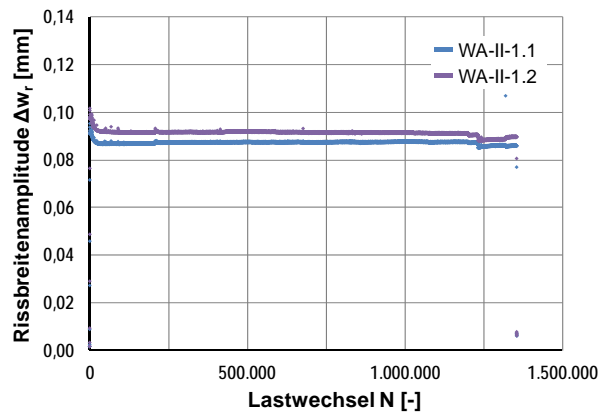


Bild E-10: Rissbreitenamplituden aus den Messwerten der WA auf Höhe des Spannstahls (WA-II-1.1, WA-II-1.2)

E.3 Versuchsträger B3

E.3.1 Aufbringen der Vorspannung

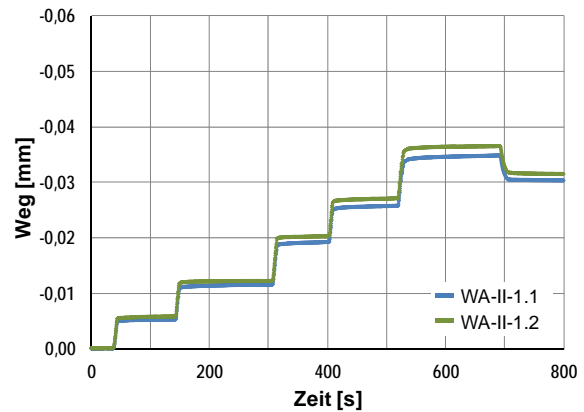
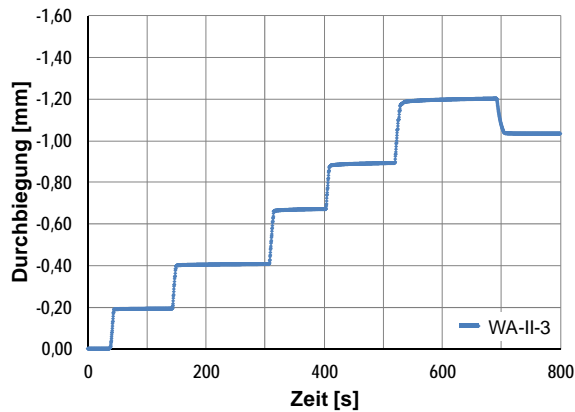


Bild E-11: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, WA-II-1.2, rechts)

E.3.2 Standzeit bis Versuchsbeginn

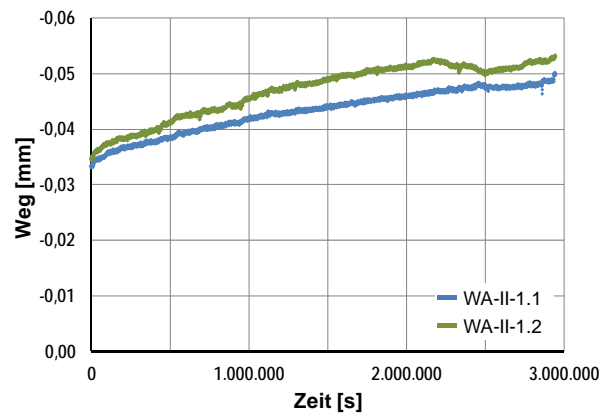
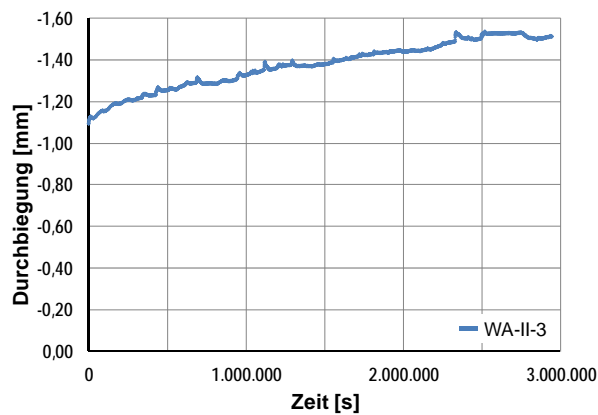


Bild E-12: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, WA-II-1.2, rechts)

E.3.3 Statische Erstbelastung (auf Ober- und Unterlast)

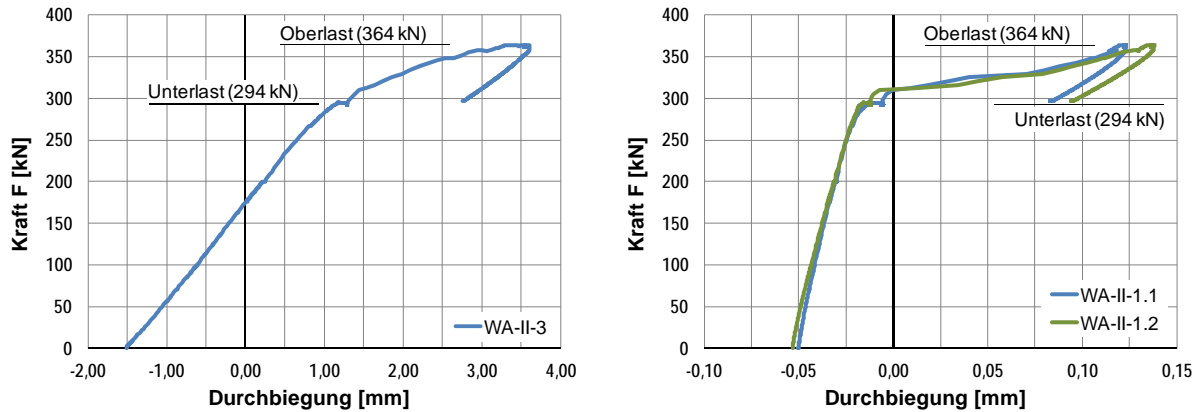


Bild E-13: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, WA-II-1.2, rechts)

E.3.4 Zyklische Belastung

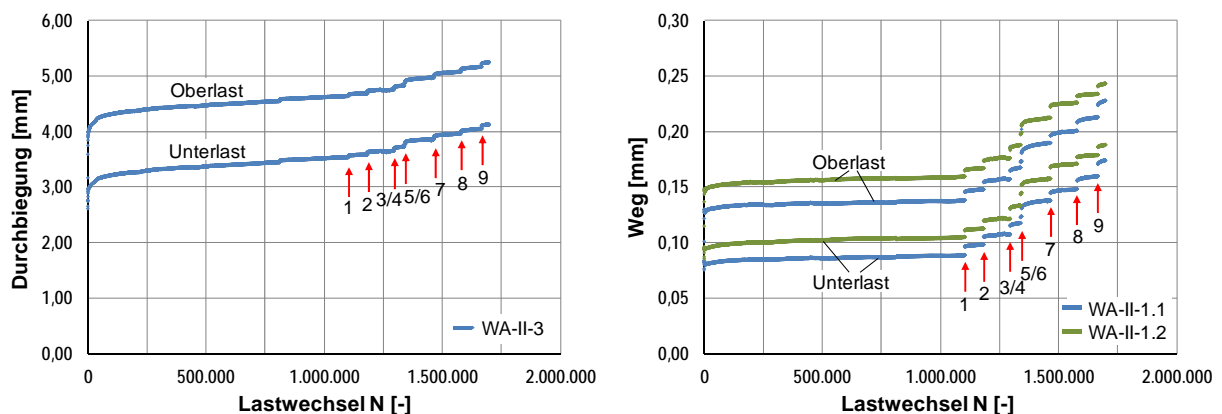


Bild E-14: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, WA-II-1.2, rechts) inkl. Kennzeichnung der sprunghaften Anstiege infolge Drahtbrüche

E.3.5 Rissbreitenamplituden

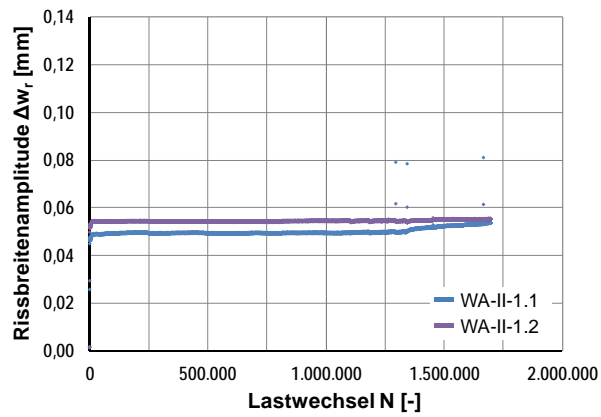


Bild E-15: Rissbreitenamplituden aus den Messdaten der WA auf Höhe des Spannstahls (WA-II-1.1, WA-II-1.2)

E.4 Versuchsträger B4

E.4.1 Aufbringen der Vorspannung

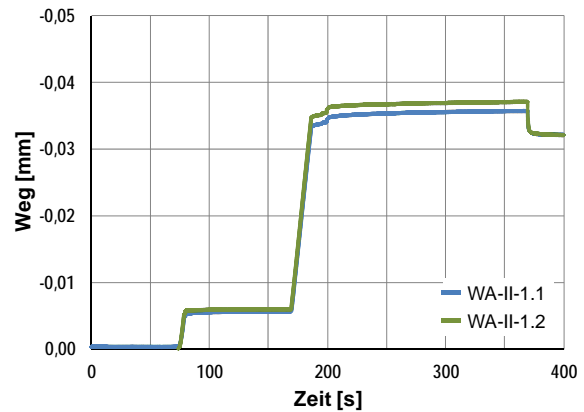
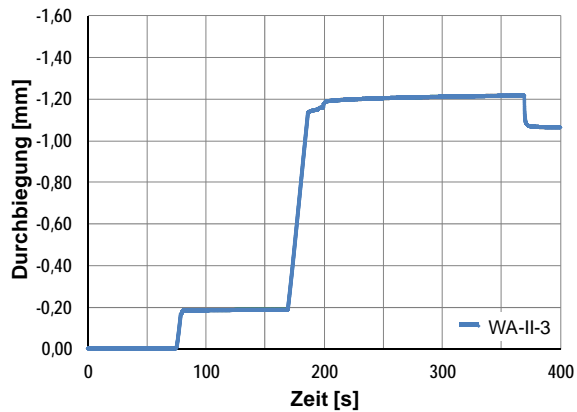


Bild E-16: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, WA-II-1.2, rechts)

E.4.2 Standzeit bis Versuchsbeginn

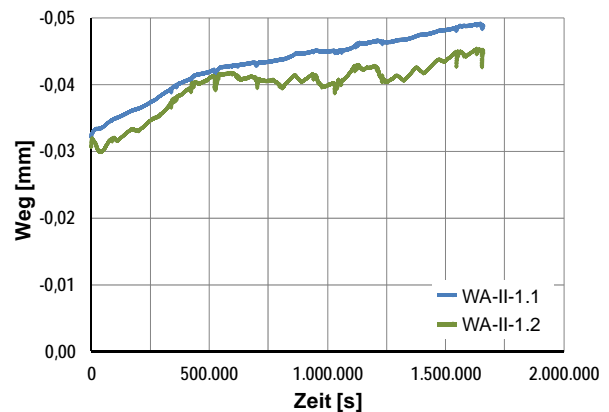
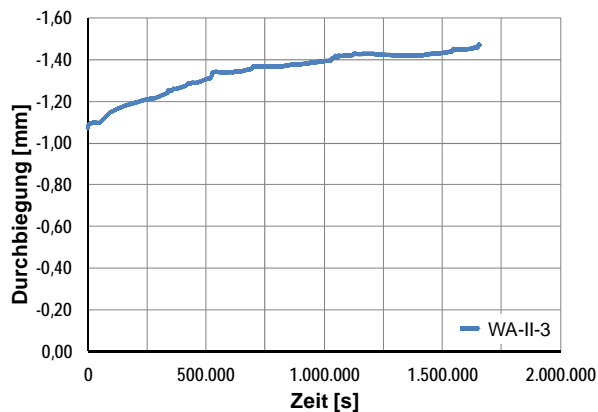


Bild E-17: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, WA-II-1.2, rechts)

E.4.3 Statische Erstbelastung (auf Ober- und Unterlast)

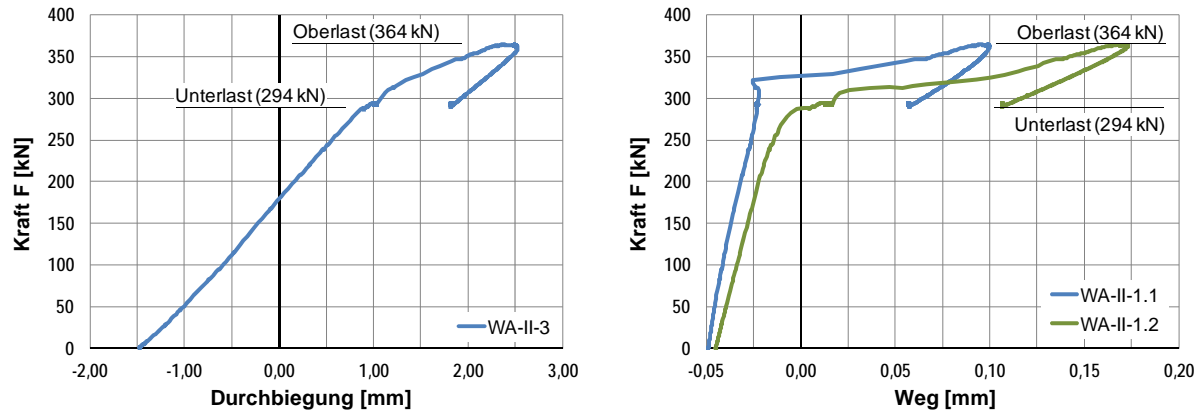


Bild E-18: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, WA-II-1.2, rechts)

E.4.4 Zyklische Belastung

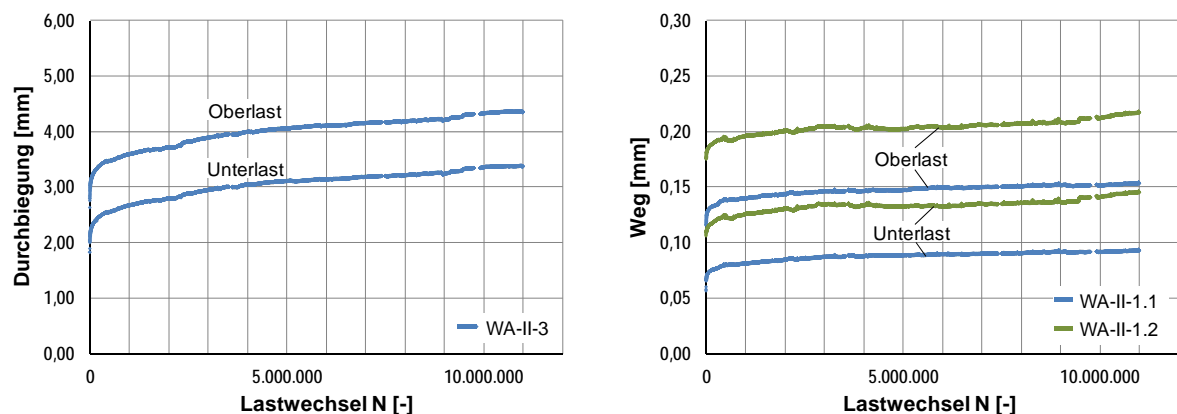


Bild E-19: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, WA-II-1.2, rechts)

E.4.5 Statische Belastung nach Versuchsende (auf Oberlast)

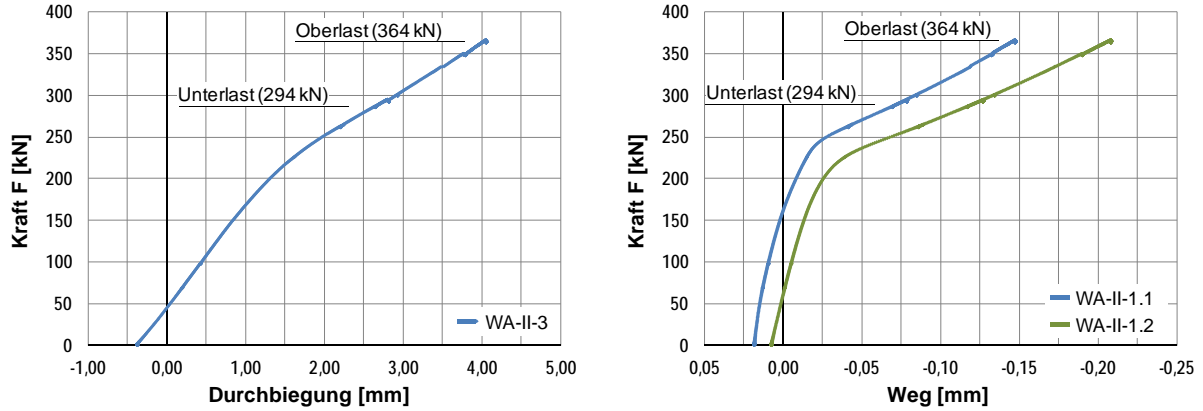


Bild E-20: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-II-3, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-II-1.1, WA-II-1.2, rechts)

E.4.6 Rissbreitenamplituden

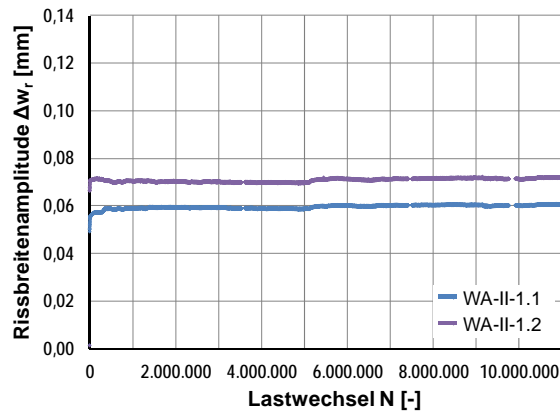


Bild E-21: Rissbreitenamplituden aus den Messwerten der WA auf Höhe des Spannstahls (WA-II-1.1, WA-II-1.2)

E.5 Versuchsträger B5 (sofortiger Verbund)

E.5.1 Statische Erstbelastung (auf Ober- und Unterlast)

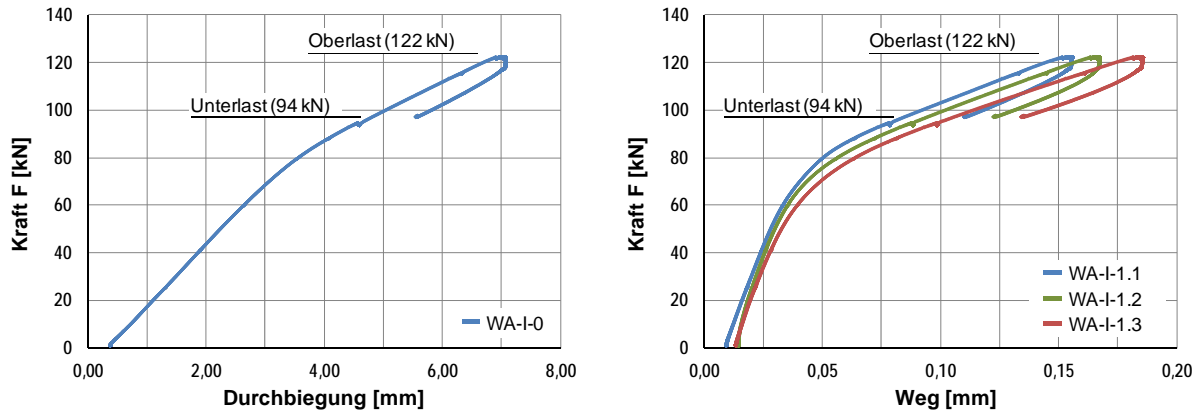


Bild E-22: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-I-0, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-I-1.1, WA-I-1.2, WA-I-1.3, rechts)

E.5.2 Zyklische Belastung

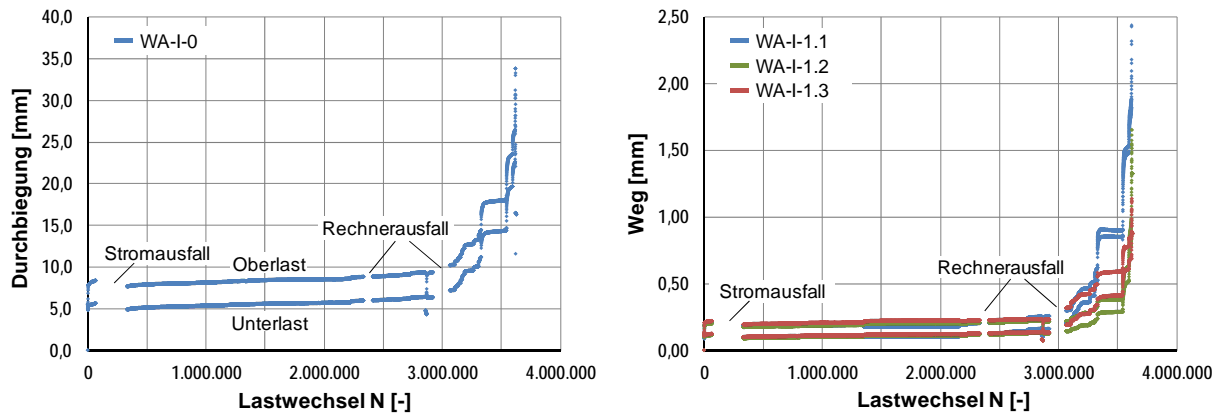


Bild E-23: Messwerte des WA zur Messung der Durchbiegung in Trägermitte (WA-I-0, links) und der WA auf Höhe des Spannstahls in Trägermitte (WA-I-1.1, WA-I-1.2, WA-I-1.3, rechts)

E.5.3 Rissbreitenamplituden

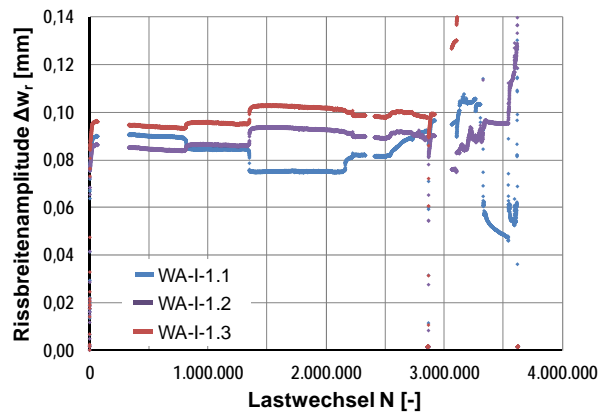


Bild E-24: Rissbreitenamplituden aus den Messwerten der WA auf Höhe des Spannstahls (WA-I-1.1, WA-I-1.2, WA-I-1.3)