



12.07.2023
1. Ausfertigung

Überprüfung des Ermüdungsverhaltens von Spannbetonträgern aus UHFB

Abschlussbericht (Index B)

Auftraggeber

Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt)
Kolonnenstraße 30 B
10829 Berlin

Förderkennzeichen

P 52-5-7.325-2073.21

Inhalt des Berichts

Überprüfung des Ermüdungsverhaltens von Spannbetonträgern
aus UHFB

Bearbeiter

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann
Louis Schröder, M.Sc.
Jan-Paul Lanwer, M.Sc.
Johannes Rathgen, M.Sc.

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 33 Seiten (Index B) und 49 Anlageseiten (Index A).

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

Indexseite

Index	Seite	Änderung	Datum	Bearbeiter
A	7, 8, 17, 27	Überarbeitung nach Anmerkungen zum Abschlussbericht vom 02.05.2022, per E-Mail übermittelt vom DIBt am 20.04.2023	03.07.2023	Emp
A	C-1, C-4	Überarbeitung nach Anmerkungen zum Abschlussbericht vom 02.05.2022, per E-Mail übermittelt vom DIBt am 20.04.2023	03.07.2023	Emp
A	F-1 bis F-5	Überarbeitung nach Anmerkungen zum Abschlussbericht vom 02.05.2022, per E-Mail übermittelt vom DIBt am 20.04.2023	03.07.2023	Emp/Rat
B	19, 20, 25, 26	Überarbeitung nach Diskussion mit Herrn Dr. Niedermeier vom 06.07.2023 und 11.07.2023	12.07.2023	Emp

Inhaltsverzeichnis		Seite
1	Veranlassung.....	1
2	Stand der Forschung	2
3	Praxisanwendungen von vorgespannten Bauteilen aus UHFB	4
3.1	Literaturrecherche.....	4
4	Ermüdungswirksame Beanspruchungen.....	6
4.1	Vorbemerkung	6
4.2	Parameterstudie	6
4.2.1	Allgemeines	6
4.2.2	Vergleichsrechnungen	7
4.2.3	Fazit.....	9
5	Experimentelle Untersuchungen.....	10
5.1	Versuchsprogramm.....	10
5.2	Versuchsaufbau.....	12
5.3	Baustoffe	13
5.4	Herstellung	14
5.5	Versuchsdurchführung und Messtechnik	15
5.6	Versuchsablauf	16
5.7	Versuchsergebnisse	16
5.8	Auswertung für Einzelergebnisse der Versuche.....	17
5.9	Auswertung für 5%-Quantile und Mittelwerte	18
5.9.1	Vorbemerkung	18
5.9.2	Berechnung der 5%-Quantilwerte nach DIN EN 1990.....	19
5.10	Fasertragwirkung	20
6	Ergänzende Untersuchungen	22
6.1	Photogrammetrische Messung mit ARAMIS	22
6.2	Faseroptische Dehnungsmessung „Luna“	23
6.3	Umlenkung	24
7	Zusammenfassung und Ausblick	25
8	Unterschriften	27
9	Literaturverzeichnis.....	28
Anhang:		
A	Prüfkörperbezeichnung und Versuchsablauf.....	A-1
B	Materialkennwerte.....	B-1

C	Versuchsergebnisse	C-1
D	Bilddokumentation Prüfkörper und Versagen	D-1
E	Anwendung vorgespannter Bauteile aus UHFB	E-1
F	Berechnungen Parameterstudie	F-1

1 Veranlassung

Das Fachgebiet Massivbau des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig wurde vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) mit der Durchführung des Forschungsvorhabens „Überprüfung des Ermüdungsverhaltens von Spannbetonträgern aus UHFB“ beauftragt.

Vorangegangene Forschungsarbeiten am iBMB, Fachgebiet Massivbau der TU Braunschweig (iBMB) konnten durch Auswertung der Fachliteratur, durch Aufbau und Auswertung einer Datenbank sowie zahlreichen eigenen experimentellen Versuchen folgende Zusammenhänge aufzeigen:

- Spannstahllitzen wiesen im eingebauten Zustand eine deutlich geringere Ermüdungsfestigkeit auf als „nackte“, nicht mit Mörtel oder Beton umhüllte Litzen.
- Die geringere Ermüdungsfestigkeit wurde sowohl für eingebaute Litzen in normalfesten (NFB) als auch in hochfesten (HFB) Betonen festgestellt.
- In eigenen Versuchen wurde ebenfalls ein Einfluss der Betonummantelung auf den Ermüdungsprozess von einbetonierten Spannstahllitzen beobachtet, wobei bei gleicher Versuchskonzeption Prüfkörper aus hochfestem Beton ein merklich ungünstigeres Ermüdungsverhalten als Versuchskörper aus normalfestem Beton aufwiesen.

Daraus leiten sich die Ziele des Forschungsvorhabens ab:

- Überprüfung der Ermüdungsfestigkeit von eingebauten Litzen hinsichtlich der Anwendung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund in ultrahochfesten Betonen (UHFB)
- Absicherung der zugehörigen Wöhlerlinien für Spannstahllitzen in der DIN EN 1992-1-1 [1] sowie DIN EN 1992-1-1/NA [2], die in den jetzigen Stand der Entwurfsfassung der DAfStb-Richtlinie „Ultrahochfester Beton“ übernommen wurden.

Eine Grundlage für die im Forschungsvorhaben verwendete Untersuchungsmethodik sind Untersuchungen zu den Wirkparametern zwischen Spannstahl und Beton aus einem am iBMB durchgeführten DFG-Forschungsvorhaben. Hierin wurden - in Anlehnung an den Versuchsaufbau von Dauerschwingversuchen für Zulassungsverfahren - modifizierte Dauerschwingversuche (mDSV) konzipiert, in denen eine abschnittsweise angeordnete Betonummantelung der Litze als Näherung für die Beanspruchungszustände von einbetonierten Litzen in Spannbettträgern vorgesehen wird. Die seinerzeit hiermit durchgeführten Kleinversuche zeigten eine gute Kongruenz mit Großversuchen und die oben schon angesprochene Abnahme der Ermüdungsfestigkeit bei einbetonierten Spannstahllitzen gegenüber frei schwingenden Proben.

Das Vorgehen im Forschungsvorhaben wurde in drei Arbeitspakete unterteilt:

- Im Arbeitspaket 1-1 wird die Ermüdungsthematik bei UHFB-Spannbetonträgern im Rahmen einer internationalen Literaturrecherche und einer Studie zu bisherigen Praxis-Anwendungen von vorgespannten UHFB-Bauteilen aufgearbeitet und hinsichtlich anwendungsspezifischer Fragestellungen beurteilt.
- Im Arbeitspaket 1-2 werden anhand einer Parameterstudie die maßgebenden ermüdungswirksamen Beanspruchungen von UHFB-Bauteilen im Hoch- und Brückenbau beleuchtet und bewertet.
- Im Arbeitspaket 1-3 werden zyklische Zugversuche an einbetonierten Spannstahllitzen als modifizierte Dauerschwingversuche (mDSV) mit unterschiedlichen Schwingbreiten durchgeführt.

2 Stand der Forschung

Experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Spannbetonträgern mit Spanngliedern im sofortigen Verbund wurden hauptsächlich im internationalen Raum durchgeführt und lehnen sich konzeptionell an großformatige Träger aus normalfestem Beton an ([4], [5], [6], [7]).

In Deutschland beschränken sich die Untersuchungen zur Spannstahlermüdung im eingebauten Zustand überwiegend auf Spannbetonträger mit nachträglichem Verbund ([8], [9], [10], [11], [12], [13], [14]). Versuche an Spannbetonträgern mit Spanngliedern im sofortigen Verbund wurden im nationalen Raum nur an der RWTH Aachen University [10] und an der TU Braunschweig [16] durchgeführt. Eine Zusammenstellung der bisherigen Untersuchungen und wesentlichen Ergebnisse zur Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedern im eingebauten Zustand können [17] bis [32] entnommen werden.

Die Forschungsarbeiten am iBMB, Fachgebiet Massivbau der TU Braunschweig zum Ermüdungsverhalten von Spannbetonträgern und eingebauten Spannritzern umfassen experimentelle und theoretische Untersuchungen (u. a. [15], [16], [17]). Hierbei wurde auch eine Datenbank zum Ermüdungsverhalten von Spanngliedern im sofortigen und nachträglichen Verbund sowie freischwingender Proben aufgestellt. Die Datenbank enthält nationale und internationale Untersuchungen inklusive sämtlicher Daten zum Versuchsaufbau und zu den Versuchskörpern, den jeweiligen Materialeigenschaften, Einzelheiten über die aufgebrachte Belastung, den Versagensarten sowie den Ergebnissen und Auswertungen sowohl hinsichtlich des Ermüdungstragverhaltens von Spannbetonträgern als auch der Ermüdungsfestigkeits der eingebauten Spannglieder.

In Abb. 2-1 und Abb. 2-2 sind exemplarisch Gegenüberstellungen und Auswertungen zu Dauerschwingversuchen an Litzern dargestellt. Der Einfluss einer Betonummantelung bzw. einer Reibbeanspruchung ist deutlich zu erkennen. Des Weiteren wird ersichtlich, dass bisher lediglich Betone bis zu einer Betonfestigkeitsklasse C80 untersucht wurden.

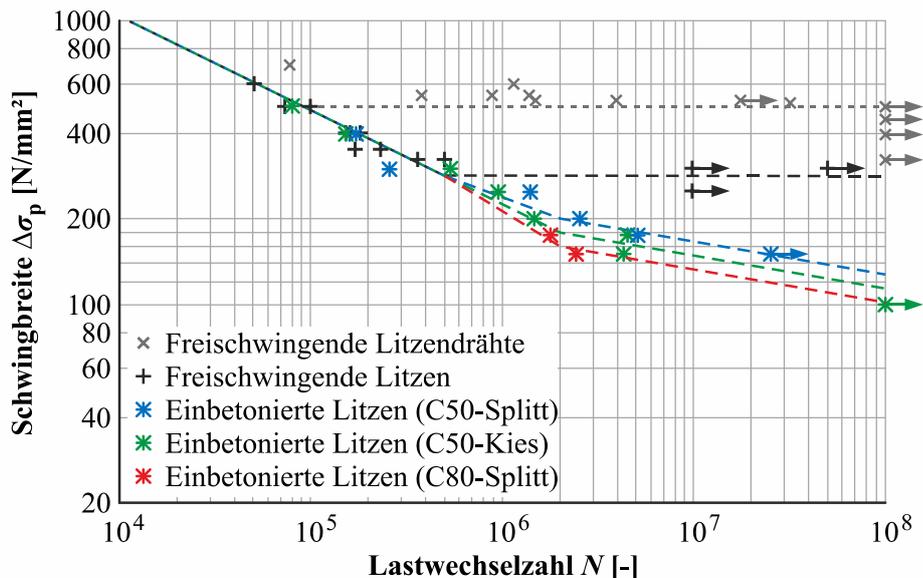


Abb. 2-1: Ergebnisse von am iBMB durchgeführten freischwingenden (DSV) und einbetonierten (mDSV) Litzerversuchen mit abgeleiteten Grenzzlinien

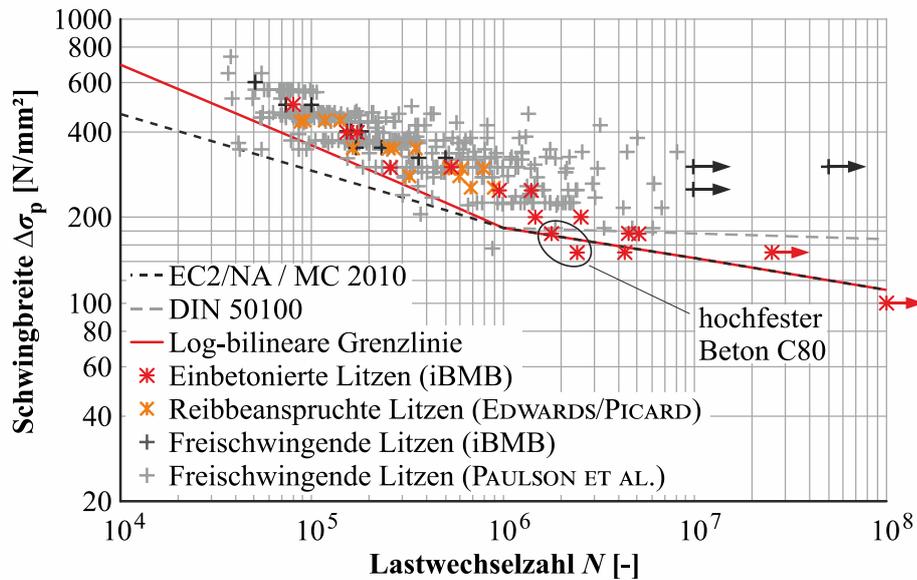


Abb. 2-2: Vergleich der eigenen (iBMB) Ermüdungsversuche zu Ergebnissen aus Versuchen in der Literatur [33] und normative Grenzlinien

Zur Ermüdungsthematik von einbetonierten Litzen in UHFB sind im nationalen und internationalen Raum bisher keine Forschungsarbeiten durchgeführt worden bzw. Ergebnisse zu dieser Thematik konnten in der Literatur nicht identifiziert werden.

Daraus folgt:

- Das Tragverhalten von vorgespannten UHFB-Bauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung muss derzeit als noch weitgehend unklar angesehen werden.
- Für die Bewertung der Ermüdungsfestigkeit von einbetonierten Spannlitzen in UHFB-Bauteilen fehlen aktuell grundlegende theoretische und experimentelle Untersuchungen und Ergebnisse.
- Die für die Bewertung des Ermüdungsverhaltens von UHFB-Spannbetonbauteilen möglicherweise auch vorhandene Abminderung der Ermüdungsfestigkeit von Spannstahllitzen im eingebauten Zustand und bei sofortigen Verbund im Vergleich zu freischwingend geprüften Litzen („strands in air“) ist nicht bekannt.
- Ein Vergleich zum Ermüdungsverhalten von Spannstahllitzen im eingebauten Zustand bei NFB-Spannbetonbauteilen ist gegenwärtig nicht möglich.

3 Praxisanwendungen von vorgespannten Bauteilen aus UHFB

3.1 Literaturrecherche

Zur Beurteilung der Ermüdungsthematik von vorgespannten Bauteilen aus UHFB wurden im Rahmen einer Literaturrecherche bisher ausgeführte Praxisanwendungen von vorgespannten Bauteilen aus UHFB zusammengestellt und im „Steckbriefformat“ aufbereitet. Beispielhaft sind zwei Steckbriefe in Tabelle 3-1 dargestellt. Im Anhang E sind insgesamt 40 Anwendungsbeispiele aufgeführt.

Bei der Auswertung der Praxisanwendungen zeigt sich:

- Erste Anwendungen von vorgespannten Bauteilen aus UHFB wurden 1997 realisiert. Ein deutlicher Anstieg der Praxisprojekte konnte ab dem Jahre 2004 beobachtet werden. Die meisten Projekte wurden bisher in Frankreich und Japan ausgeführt.
- Die bisherigen Anwendungsgebiete sind vielfältig. Sie erstrecken sich im Hochbau über Stützen, Träger und Dächer. Die Mehrzahl der Anwendungen wurde aber bisher an Projekten im Brückenbau realisiert.
- Im Brückenbau wurden bisher hauptsächlich Fuß- und Radwegbrücken (oft auch als Pilotprojekte) sowie Straßenbrücken gebaut. Hierbei kam Vorspannung mit sofortigem, nachträglichem und ohne Verbund zum Einsatz.
- Hinsichtlich der Querschnittsausbildung kann insbesondere im sofortigen Verbund ein häufiger Einsatz von I-Querschnitten und Pi-Platten beobachtet werden.
- Hinsichtlich der Bauausführung kommen hauptsächlich Vollfertigteile oder Fertigteile mit Ortbetonerfüllung zum Einsatz.
- Insgesamt ist die Vielfalt der Anwendungsmerkmale jedoch sehr groß, sodass keine „typische“ Bauart oder -weise festgestellt werden konnte bzw. eine Eingrenzung vorgenommen werden konnte.

Tabelle 3-1: Exemplarische Steckbriefe von UHFB-Spannbetonträgern

Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Pont de Saint Pierre la Cour	Überbau: Hauptträger	Frankreich	2005	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Straßenbrücke • Spannweite: 19 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Fertigteilträger mit Ortbetoneergänzung
				
	Quelle:	Hanoteau, J. et al., Le Ductal: matériau d'avenir le pont de Saint-Pierre la Cour, Paris, 2009		
Horikoshi C-Ramp - Bridge	Überbau: Hauptträger	Japan	2005	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Straßenbrücke • Spannweite: 16,16 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Fertigteilträger mit Ortbetoneergänzung
				
	Quelle:	Tanaka, Y., et al., Designing and Building with UHPFRC, London, Hoboken, 2011		

4 Ermüdungswirksame Beanspruchungen

4.1 Vorbemerkung

Hinsichtlich der ermüdungswirksamen Beanspruchungen konnte durch die eigene Literaturrecherche zu Anwendungsprojekten in Abschnitt 3 gezeigt werden, dass - durch die bisherige, hauptsächlichliche Anwendung im Brückenbau - ein Fokus auf brückenspezifische Verkehrs- und Ermüdungslastmodelle liegen sollte. Hieraus können als Eingrenzungen festgehalten werden:

- Die häufig realisierte Anwendung von UHFB bei Fuß- und Radwegbrücken führt zu keiner nennenswerten Ermüdungsbeanspruchung. Somit brauchen Fuß- und Radwegbrücken im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht weiter berücksichtigt werden.
- Ausführungsbeispiele an Eisenbahnbrücken fehlen derzeit, so dass ermüdungswirksame Beanspruchungen aus Eisenbahnverkehr im Moment keine praktische Relevanz haben.
- Unter dem Aspekt des Ermüdungsverhaltens von Spannbetontträgern aus UHFB haben Anwendungen bei Straßenbrücken die größte praktische Bedeutung.

Neben dem Brückenbau sind bei vorgespannten Bauteilen aus UHFB zukünftig aber auch vielfältige Anwendungsfälle in Bereichen des Hoch- und Ingenieurbaus denkbar. Vorstellbare Anwendungsgebiete könnten zum Beispiel weit gespannte Decken im Industriebau mit Ermüdungsbeanspruchungen aus Gabelstaplerverkehr und Transportfahrzeugen oder Maschinen, sowie hohe und schlanke Maste oder Türme mit zyklischen Beanspruchungen aus Wind sein.

Da aufgrund der großen Variabilität eine systematische Eingrenzung im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht zielführend erschien bzw. nicht möglich war, wurde im Folgenden eine exemplarische Parameterstudie zur Bewertung der Ermüdungsthematik von Bauteilen aus UHFB durchgeführt.

4.2 Parameterstudie

4.2.1 Allgemeines

Im Rahmen der Parameterstudie soll untersucht werden, ob die Schwingbreite von Spannstahl-litzen im sofortigen Verbund bei ausgewählten UHFB-Querschnitten mit der Schwingbreite in analogen NFB-Querschnitten vergleichbar ist.

Folgende Überlegungen dienen als Ausgangspunkt:

- Aufgrund der höheren Druckfestigkeit des UHFB kann z. B. eine Reduzierung der Biegedruckzone und der erforderlichen Stegbreite erfolgen. Mit der Einsparung an Betonmaterial geht eine Reduktion des Eigengewichtes einher, so dass bei gleichen verkehrlichen Einwirkungen das Verhältnis aus Eigengewicht (maßgeblicher Teil der Unterlast) zu Nutzlast (Anteil Oberlast) kleiner wird bzw. der Anteil der Nutzlast an der Gesamtlast größer wird.
- Der Einsatz von UHFB kann darüber hinaus dazu genutzt werden, die Querschnittshöhe zu reduzieren. Damit geht eine Verringerung des Widerstandsmomentes und des inneren Hebelarms einher, was bei gleicher Einwirkungshöhe zu einem Anstieg der Spannstahlspannungen führen würde. Dem gegenüber steht aber, dass bei verringertem Hebelarm eine größere Spannstahlfläche erforderlich wird, um dieselben Bruchmomente aufzunehmen. Die größere Spannstahlfläche verringert wiederum die Spannstahlspannungen.

4.2.2 Vergleichsrechnungen

Für die folgenden Vergleichsrechnungen wurde eine exemplarische Anwendung aus dem Industriebau und eine Anwendung im Brückenbau angenommen. Dabei wurden typische Querschnitte aus NFB gewählt und zur Gegenüberstellung gewichtsoptimierte Querschnitte aus UHFB abgeleitet.

Zur vergleichenden Berechnung der Schwingbreite des Spannstahls wurden darüber hinaus die NFB- und UHFB-Querschnitte so gewählt, dass sie eine gleiche aufnehmbare Nutzlast im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) für Biegung aufweisen.

$$M_{qd,max,NFB} = M_{Rd,max} - M_{gd}$$

$$M_{qd,max,UHFB} \approx M_{qd,max,NFB}$$

Die angesetzte Ober- und Unterlast wurde wie folgt definiert:

$$M_u = M_{gk} + 0,3 \cdot M_{qk}$$

$$M_o = M_{gk} + 1,0 \cdot M_{qk}$$

Zur Berechnung der Spannungen im Querschnitt wurde das Programm INCA2 verwendet.

Die Materialparameter für die Spannungsberechnung des NFB-Querschnitts wurden gemäß DIN EN 1992-1-1 [1] angenommen. Angesetzt wurde das Spannungs-Dehnungsdiagramm gemäß Abschnitt 3.1.5.

Für den UHFB wurde das Spannungs-Dehnungsdiagramm aus dem Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Ultrahochfester Beton“ verwendet [34]. Der Zugtraganteil aus einer möglicherweise vorhandenen Stahlfaserbewehrung des UHFB wurde nicht berücksichtigt.

Bei beiden Querschnitten wurde aus Vereinfachungsgründen jeweils der Einfluss einer möglicherweise konstruktiv vorhandenen Betonstahlbewehrung vernachlässigt.

In der ersten Vergleichsberechnung wurden drei Träger aus dem Industriebau mit einem T-Querschnitt aus NFB, HFB und UHFB verglichen. Die gewählten Profile sind in Abb. 4-1 dargestellt.

Die Berechnungen sind in Anhang F dokumentiert. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse ist in Tabelle 4-1 aufgeführt.

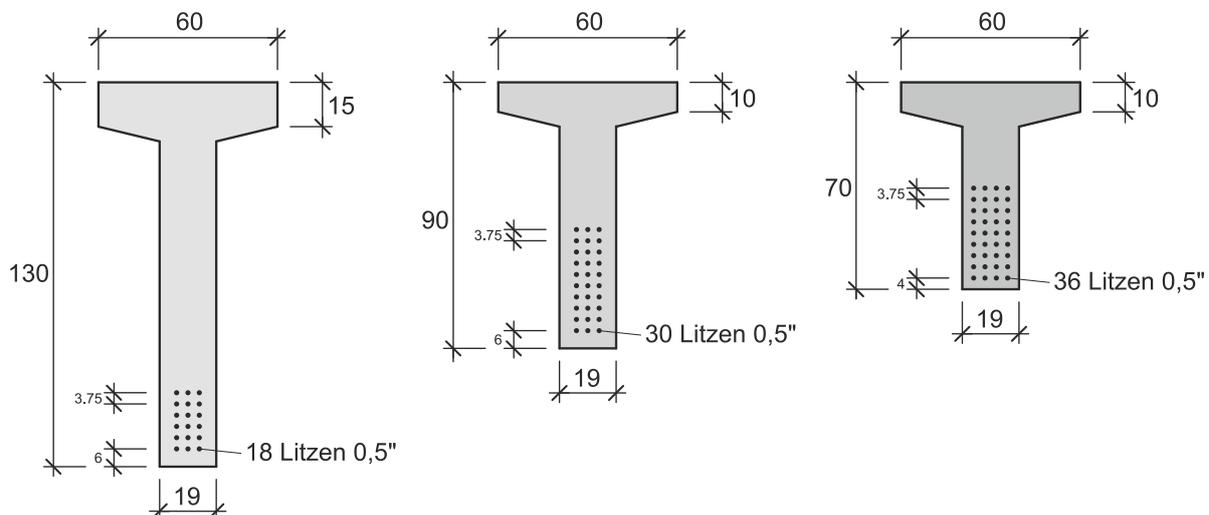


Abb. 4-1: Spannbetonträger aus NFB C45/55, HFB C90/105, UHFB C160/185 (v.l.n.r.)

Tabelle 4-1: Ermüdungswirksame Schwingbreiten in „Industriebau“-Vergleichsrechnung

Querschnitt	M_u [kNm]	M_o [kNm]	ΔM [kNm]	$\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{p,nom}$ [%]
NFB	1047,52	1797,05	749,53	59,3	100
HFB	816,08	1538,08	722,00	81,3	137
UHFB	717,93	1412,90	694,97	118,2	199

In der zweiten Vergleichsberechnung wurden Plattenbalkenquerschnitte im Hinblick auf den Einsatz von UHFB untersucht. Dabei orientieren sich die UHFB-Querschnittsabmessungen an einer der Niestetalbrücken (Abb. 4-2 sowie Anhang E). Der Querschnitt für das vergleichende Bauteil aus NFB wurde vereinfachend nur in Bezug auf die Druckplattenhöhe modifiziert (Abb. 4-3).

Die Berechnungen sind in Anhang F dokumentiert. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse ist in Tabelle 4-2 dargestellt.

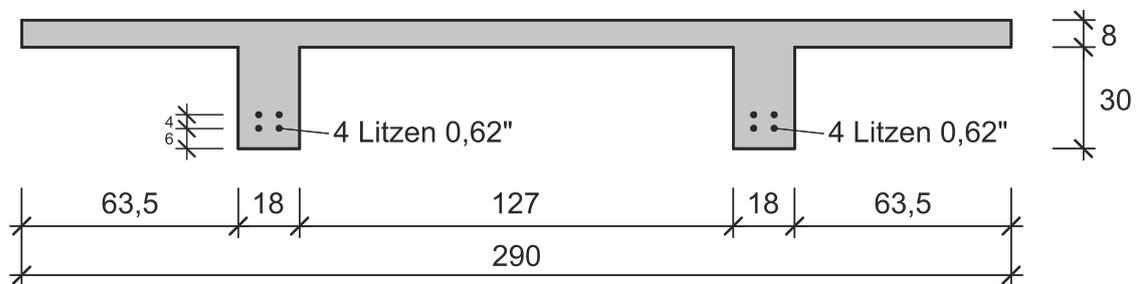


Abb. 4-2: Plattenbalkenbrücke aus UHFB C150/165

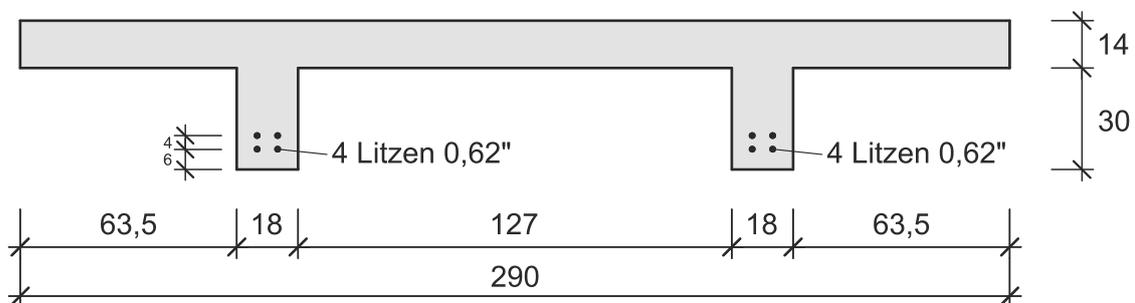


Abb. 4-3: Plattenbalkenbrücke aus NFB C40/50

Tabelle 4-2: Ermüdungswirksame Schwingbreite in „Plattenbalken“-Vergleichsrechnung

Querschnitt	M_u [kNm]	M_o [kNm]	ΔM [kNm]	$\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{p,nom}$ [%]
NFB	219,49	428,06	208,57	72,9	100
UHFB	166,99	355,83	188,84	55,8	77

4.2.3 Fazit

Als Ergebnisse der Parameterstudie können festgehalten werden:

- Bei Verwendung von UHFB zur Erzielung einer höheren Schlankheit bei T-Trägern aus dem Industriebau nahm die Schwingbreite tendenziell zu.
- Bei Verwendung von UHFB zur Reduzierung der Obergurthöhe bei Plattenbalkenquerschnitten aus dem Brückenbau nimmt die Schwingbreite bei vergleichbarer Schlankheit tendenziell ab.
- Von der Tendenz her werden die Schwingbreiten in einem UHFB-Bauteil im Allgemeinen höher als in einem vergleichbaren NFB-Bauteil sein, allerdings ist keine Verallgemeinerung möglich.
- Somit kann keine pauschale Aussage zur resultierenden Schwingbreite im Spannstahl aus einer anwendungsspezifischen, ermüdungswirksamen Beanspruchung getroffen werden.

Zusammen mit den Auswertungen zu den Praxisanwendungen und der Vielzahl an unterschiedlichen Querschnittsformen (Abschnitt 3) konnte dargelegt werden, dass die Schwingbreite des Spannstahls in UHFB-Bauteilen in einem breiten Spektrum liegen kann. Für die Festlegungen in dem experimentellen Versuchsprogramm konnte daraus keine Eingrenzung vorgenommen werden.

5 Experimentelle Untersuchungen

5.1 Versuchsprogramm

Das experimentelle Untersuchungsprogramm lehnt sich an die Antragsstellung und die Erkenntnisse der vorangegangenen Untersuchungen an.

Eine Übersicht der durchgeführten Versuche ist in Tabelle 5-1 dargestellt.

Folgende Überlegungen und Hypothesen lagen der Festlegung der Versuchsparameter in Tabelle 5-1 zugrunde:

- Die Überprüfung der Ermüdungsfestigkeit von Spannstahlritzen in Verbund mit ultrahochfestem Beton (UHFB) bzw. faserbewehrten ultrahochfestem Beton (FBUHFB) steht im Rahmen des Forschungsvorhabens im Fokus.
- Die Versuchsserien, in denen ein normalfester Beton angesetzt wird bzw. in dem erwähnten vorangegangenen DFG-Projekt durchgeführt wurde, dienen als Referenz und Vergleichsmöglichkeit zu den erzielten Ergebnissen der erwähnten Vorgängerprojekte.
- Versuche mit einem Faserbeton werden nur beim UHFB durchgeführt, da im Moment eine Faserbewehrung bei ermüdungsbeanspruchten NFB-Bauteilen keine baupraktische Relevanz hat.
- Die gewählten Schwingbreiten der mDSV-Versuchsserien wurden im Wesentlichen zwischen 200 und 250 N/mm² gewählt. Zusätzlich wurde in Anlehnung an die Untersuchungen in Abschnitt 3 und 4 auch eine Serie mit einer Schwingbreite 175 N/mm² durchgeführt, um ein breites Spektrum in den Bereichen der Zeit- und Dauerfestigkeit abzudecken.
- Die erwarteten Lastwechselzahlen ($10^6 > N > 10^7$) spiegeln einen breiten Anwendungsbereich für Bauwerke mit mittlerer und hoher Ermüdungsbeanspruchung wider.
- Die erwarteten Lastwechselzahlen lassen eine Identifikation des möglichen „Abknickens“ der Wöhlerlinie im High-Cycle-Fatigue Bereich ($N > 10^6$ Lastwechsel) zu, d. h. der Wechsel des Spannungsexponenten k in den normativen Ermüdungsfestigkeitskurven wird erfasst.
- Der „Einspann- und Reibwirkung“ der Betonummantelung wurde durch eine Versuchsreihe mit einem größeren Durchmesser nachgegangen, da die Trägheit und Verdrehsteifigkeit einer größeren Betonummantelung die Reibvorgänge beschleunigen könnte.
- Der Einfluss einer „Acrylglasummantelung“ (Verwendung als Schalungsmaterial) auf die Reibvorgänge wurde versucht zu erfassen, ebenso wie eine Zuordnung von Spannstahlbrüchen zu Sollrissstellen.
- Um in dem angesetzten Zeitrahmen dieses Forschungsvorhabens die Versuche mit den zusätzlichen Parametern durchführen zu können, wurden vier Versuchskörper aus einem vorherigen DFG-Forschungsvorhaben [33] als Referenzversuche für Proben aus NFB herangezogen.

Tabelle 5-1: Übersicht Versuchsprogramm der mDSV-Versuche

Prüfkörper	Beton	Schwingbreite	Fasern		
mDSV-NFB-200-50-A-1*	C 50/60	200 N/mm ²	nein		
mDSV-NFB-200-50-A-2*					
mDSV-NFB-200-50-A-3					
mDSV-NFB-250-50-A-1*		250 N/mm ²			
mDSV-NFB-250-50-A-2*					
mDSV-NFB-250-50-A-3					
mDSV-NFB-Sp-200-50-S-1		C 140/160		200 N/mm ²	ja
mDSV-NFB-Sp-200-50-S-2					
mDSV-UHFB-200-50-S-1	200 N/mm ²				
mDSV-UHFB-200-50-S-2					
mDSV-UHFB-200-50-S-3					
mDSV-UHFB-250-50-S-1	250 N/mm ²				
mDSV-UHFB-250-50-S-2					
mDSV-UHFB-250-50-S-3					
mDSV-UHFB-200-75-S-1	200 N/mm ²				
mDSV-UHFB-200-75-S-2					
mDSV-UHFB-200-75-S-3					
mDSV-FBUHFB-175-50-S-1	C 140/160	175 N/mm ²	ja		
mDSV-FBUHFB-175-50-S-2					
mDSV-FBUHFB-175-50-S-3		200 N/mm ²			
mDSV-FBUHFB-200-50-S-1					
mDSV-FBUHFB-200-50-S-2					
mDSV-FBUHFB-200-50-S-3		250 N/mm ²			
mDSV-FBUHFB-250-50-S-1					
mDSV-FBUHFB-250-50-S-2					
mDSV-FBUHFB-250-50-S-3					

mDSV = modifizierter Dauerschwingversuch
 NFB = normalfester Beton
 UHFB = ultrahochfester Beton
 FBUHFB = ultrahochfester Faserbeton

S = Sollrissfuge
 A = Acrylglasummantelung
 * = aus DFG-Vorhaben

Tabelle 5-2: Übersicht Parameterverteilung der Versuchsreihen

	C 50/60	C 140/160
$\Delta\sigma_s = 175 \text{ N/mm}^2$		●
$\Delta\sigma_s = 200 \text{ N/mm}^2$	●●	●●●
$\Delta\sigma_s = 250 \text{ N/mm}^2$	●	●●
mit Fasern		●●●
mit Acrylglasummantelung/ ohne Sollrissfuge	●●	
mit Sollrissfuge/ ohne Acrylglasummantelung	●	●●●●●●

5.2 Versuchsaufbau

Der mDSV-Versuchsaufbau, mit dem die bisherigen Dauerschwingversuche am iBMB durchgeführt wurden, soll eine gute Annäherung an die Einbau- und Ummantelungszustände in großformatigen Biegeträgern darstellen (Abb. 5-1). Die eigenen durchgeführten Versuche im Rahmen des DFG-Vorhabens zeigten positive Ergebnisse in Bezug auf Herstellung, Handhabung und Wirkung. Daher wurde - auch zur Verknüpfung mit den Versuchsergebnissen von REMITZ/EMPELMANN [15] - zunächst der Versuchsaufbau gemäß Abb. 5-2 herangezogen.

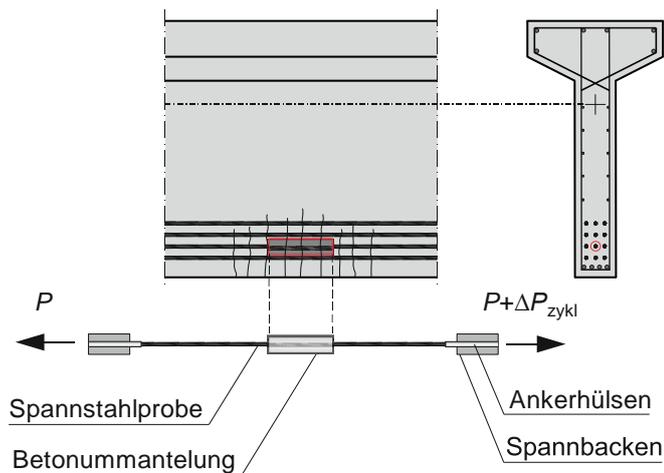


Abb. 5-1: Überführung der Einbauverhältnisse in einem Spannbetonträger mit sofortigem Verbund in den mDSV-Versuchsaufbau

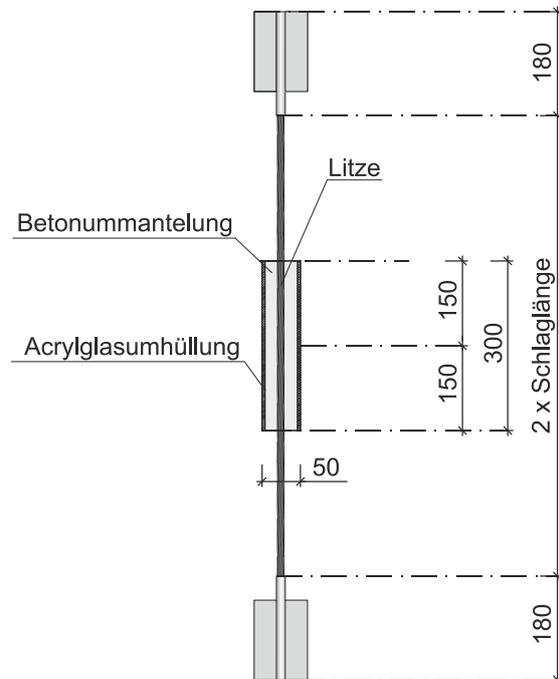


Abb. 5-2: Versuchsaufbau nach REMITZ/EMPELMANN [15]

In Abb. 5-3 ist der nächste Schritt in der Entwicklung des mDSV-Prüfkörpers dargestellt. Zur Schaffung eines definierten Rissbereichs wurde in der Prüfkörpermitte eine Sollrissfuge vorgezogen. Des Weiteren ist bei dieser Version des mDSV-Prüfkörpers die Acrylglasummantelung, die bei der Herstellung als Schalung dient, abnehmbar.

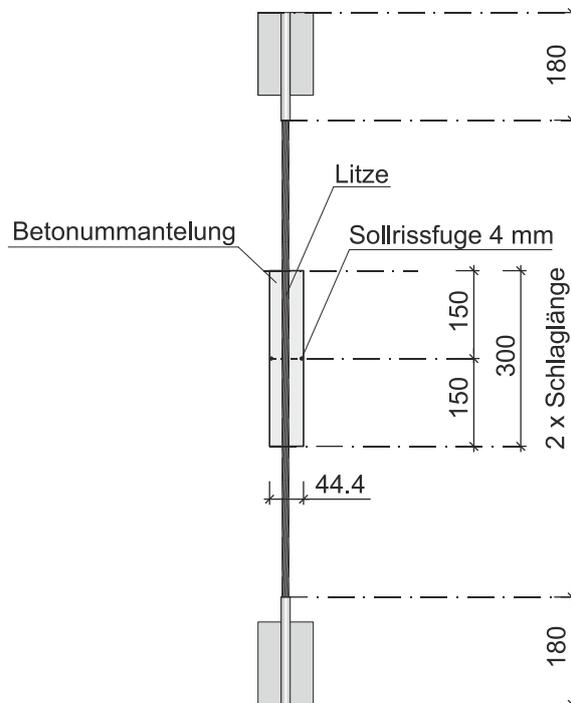


Abb. 5-3: Versuchsaufbau mit „freier“ Betonommantelung

5.3 Baustoffe

Die in den Untersuchungen verwendeten 7-drätigen Spannstahlilitzen der Güte St 1660/1860 wiesen einen Litzendurchmesser $\varnothing 12,5$ mm und einen Einzeldrahtdurchmesser $\varnothing 4,2$ mm auf. Die gewählten Spannstahlilitzen wurden auch in den bereits durchgeführten Untersuchungen verwendet, sodass ein Anschluss der bereits gewonnenen Erkenntnisse gegeben ist.

Für die Betonommantelungen der mDSV-Versuche wurden Betone der Festigkeitsklassen C 50/60 (NFB) und C 140/160 (UHFB) verwendet.

Der ultrahochfeste Beton RU1 wurde im Rahmen des DFG-Forschungsprojektes SPP 2020 entwickelt und stellt eine Weiterentwicklung des M3Q dar [35]. Der RU1 wurde bereits in mehreren Forschungsvorhaben verwendet und zeigte hierbei sehr konstante baustoffliche Eigenschaften, so dass unmittelbar vom aufgebauten baustofftechnologischen Erfahrungsschatz vorangegangener Forschungsprojekte profitiert werden kann.

Für den faserbewehrten UHFB (FBUHFB) wurden die im SPP 2020 eingesetzten runden, glatten, geraden und hochfesten Mikrostaalfasern ($l_f/d_f = 13,0/0,19$ mm) verwendet.

In Tabelle 5-3 sind die Bestandteile des verwendeten UHFB aufgelistet. Die Referenzmischungen sind im Anhang B dargestellt.

Tabelle 5-3: Bestandteile der UHFB-Mischung RU1 pro m³ Betonvolumen

Bestandteil	Menge [kg/m ³]
Zement: Holcim Sulfo 5R	795,4
Mikrosilika: Sika Silicol P	168,6
Quarzmehl: Quarkwerke W12	198,4
Quarzsand: Quarkwerke H33	971,0
Fließmittel: BASF MasterGlenium ACE 394	24,1
Zugabewasser	187,9

5.4 Herstellung

Die Herstellung fand wie folgt statt:

- Die Enden der Litzen wurden sandgestrahlt und in Hülsen eingeklebt.
- Die Acrylglasummantelung (=Schalung) wurde mittels Klebemasse, Manschetten und Kabelbindern an der Litze fixiert, sodass ein Verrutschen während der Betonage verhindert werden konnte.
- Danach wurde die Litze mit Acrylglasummantelung in der Prüfmaschine eingebaut und der Prüfkörper auf Unterspannungsniveau vorgespannt.
- Im Anschluss erfolgte die Betonage des Prüfkörpers. Dazu wurde die Acrylglasummantelung vorsichtig mithilfe eines Löffels befüllt. Sobald die Befüllung die Drittpunkte erreicht hatte, wurde der Beton jeweils leicht verdichtet. Dazu wurde eine kleine Rüttelflasche für etwa 60 Sekunden an die Acrylglasummantelung gehalten.
- Nach 7-tägiger Erhärtungsdauer wurde die Acrylglasummantelung entfernt und die zyklische Belastung gestartet.



Abb. 5-4: Herstellung der Probekörper

5.5 Versuchsdurchführung und Messtechnik

Zur Durchführung der experimentellen Untersuchungen wurde die Universalprüfmaschine „Amsler“ der Firma Walter+Bai AG mit einer Maximallast von 500 kN verwendet (Abb. 5-5). Dabei besteht die Möglichkeit die Belastung kraft- oder weggesteuert aufzubringen. Bei den durchgeführten Versuchen kam eine Kraftsteuerung zum Einsatz.



Abb. 5-5: Eingesetzte Universalprüfmaschine „Amsler“

Die zyklischen Prüfungen wurden bei einer Frequenz von 7 bzw. 8 Hz durchgeführt. Die aufgebrachten Unter- und Oberlasten wurden in Abhängigkeit der jeweiligen Versuchskonfiguration eingestellt.

Die auf die Prüfkörper aufgebrachten Belastungen sowie der Maschinenweg wurden in Abhängigkeit der Zeit und der Lastwechselzahl im Versuchsprogramm der Prüfmaschine dokumentiert. Zusätzlich zum Messschrieb wurden die Lastwechsel bei Versuchsende im Kontrollbildschirm abgelesen (Abb. 5-6).



Abb. 5-6: Kontrollbildschirm Prüfmaschine „Amsler“

5.6 Versuchsablauf

In Abb. 5-7 ist ein exemplarisches Lastwechsel-Weg Diagramm dargestellt, in dem die verschiedenen Phasen des Ermüdungsverhalten einer betonummantelten Litze zu erkennen sind.

- Zunächst erfolgt mit ansteigender Lastwechselzahl keine wesentliche Vergrößerung des Maschinenwegs.
- Beim ersten Drahtbruch ergibt sich dann aufgrund der Kraftsteuerung eine sprunghafte Wegzunahme. Die zugehörige Lastwechselzahl wird mit N_{DB} bezeichnet.
- Die Versuche können darüber hinaus weitergeführt werden, bis sich dann der nächste Drahtbruch einstellt, der dann im Allgemeinen zu einem schlagartigen Gesamtversagen der Probe und zum Abbruch des Versuchs führt.

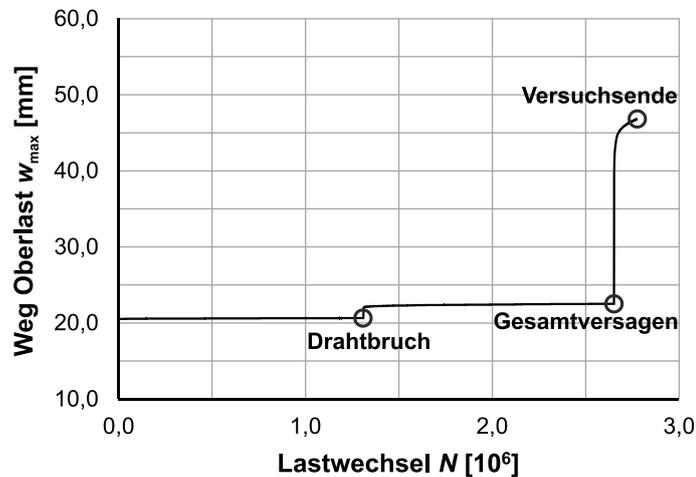


Abb. 5-7: Exemplarisches Lastwechsel-Weg Diagramm

5.7 Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse wurden hinsichtlich der Lastwechselzahl beim ersten Drahtbruch N_{DB} ausgewertet. In Tabelle 5-4 sind die Lastwechselzahlen N_{DB} der mDSV-Versuche zusammengestellt.

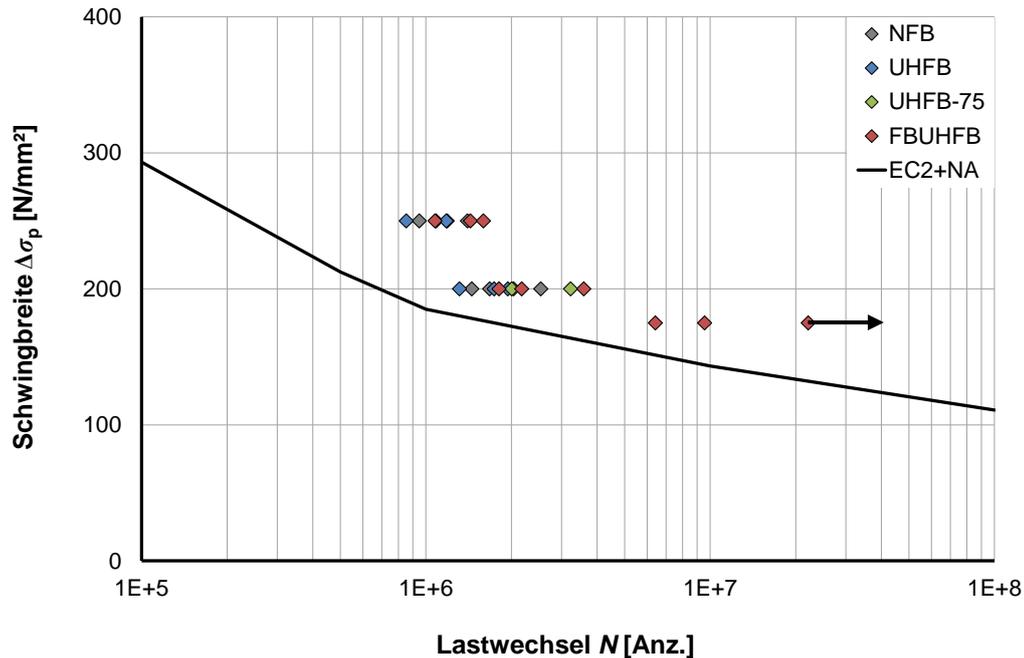
Die zugehörigen Lastwechselzahl-Weg-Diagramme sind in Anhang C zu finden.

Tabelle 5-4: Lastwechselzahlen N_{DB} (erster Drahtbruch) der durchgeführten mDSV-Versuche

Versuchskörper	Beton	Schwingbreite	Bruchlastwechsel Drahtbruch N_{DB}	
			[Anz. x 10 ⁶]	Mittelwert
mDSV-NFB-200-50-A-1	C50/60	200	1,449	1,877
mDSV-NFB-200-50-A-2			2,536	
mDSV-NFB-200-50-A-3			1,676	
mDSV-NFB-250-50-A-1		250	0,948	1,144
mDSV-NFB-250-50-A-2			1,400	
mDSV-NFB-250-50-A-3			1,085	
mDSV-NFB-Sp-200-50-S-1		200	1,146	3,073 ²⁾
mDSV-NFB-Sp-200-50-S-2			5,000 ¹⁾	
mDSV-UHFB-200-50-S1		C150/60	200	1,311
mDSV-UHFB-200-50-S2	1,941			
mDSV-UHFB-200-50-S3	1,739			
mDSV-UHFB-250-50-S1	250		0,853	1,074
mDSV-UHFB-250-50-S2			1,188	
mDSV-UHFB-250-50-S3			1,180	
mDSV-UHFB-200-75-S1	200		2,035	2,423
mDSV-UHFB-200-75-S2			2,006	
mDSV-UHFB-200-75-S3			3,228	
mDSV-FBUHFB-175-50-S1	175	6,415	12,694	
mDSV-FBUHFB-175-50-S2		9,556		
mDSV-FBUHFB-175-50-S3		22,110 ¹⁾		
mDSV-FBUHFB-200-50-S1	200	1,807	2,523	
mDSV-FBUHFB-200-50-S2		3,590		
mDSV-FBUHFB-200-50-S3		2,172		
mDSV-FBUHFB-250-50-S1	250	1,434	1,368	
mDSV-FBUHFB-250-50-S2		1,593		
mDSV-FBUHFB-250-50-S3		1,076		
1) Durchläufer/abgebrochen				
2) Versuchsreihe in weiterer Auswertung nicht berücksichtigt				

5.8 Auswertung für Einzelergebnisse der Versuche

Zunächst sind in Abb. 5-8 die Lastwechselzahlen der einzelnen Versuche beim ersten Drahtbruch N_{DB} über die Schwingbreite in einem Wöhlerdiagramm aufgetragen worden. Zusätzlich ist in das Diagramm die Referenzkurve für Spannglieder im sofortigen Verbund nach EC2+NA [2] dargestellt.



Eine Erläuterung zur Auswertung nach dem 5 %-Quantil kann jedoch in DIN EN 1993-1-7 7.1 „Anmerkung 1“ [37] gefunden werden, welche die Wöhlerlinien als 95 %-Quantil für Überleben mit etwa 75 % Vertrauenswahrscheinlichkeit definiert und eine Auswertung nach DIN EN 1990 D7.2 [36] vorsieht. Dabei sind mindestens 10 Probekörper zu berücksichtigen.

5.9.2 Berechnung der 5%-Quantilwerte nach DIN EN 1990

Die Berechnung eines 5%-Quantils basiert auf einer statistischen Auswertung, die auch die Streuung berücksichtigt. Hierzu muss die Wahrscheinlichkeitsverteilung bekannt sein, welche aufgrund der geringen Anzahl der Versuchsergebnisse allerdings nicht zweifelsfrei bestimmt werden kann.

Im Folgenden wurde zunächst angenommen, dass die Bruchlastwechselzahlen der mDSV-Versuche einer logarithmischen Normalverteilung folgen.

Die Ermittlung der 5%-Quantilwerte erfolgte für drei Probekörper der einzelnen Prüfserien gemäß DIN EN 1990 D7.2 [36].

$$N_{5\%} = \exp\left(\frac{1}{n} \cdot \sum \ln(x_i) - k_n \cdot s_y\right)$$

Da der Variationskoeffizient V_x nicht aus Vorinformationen bekannt ist, ist s_y wie folgt zu bestimmen:

$$s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum (\ln(x_i) - m_y)^2}$$

Der Wert k_n ergibt sich aufgrund der drei Versuchskörper je Serie zu $k_n = 3,37$.

Außerdem wurde bei der Bestimmung des 5%-Quantils für die Versuchsreihe „mDSV-FBUHFB-175-50-S“ der Durchläufer mit seiner Lastwechselzahl bei Versuchsabbruch von 22,11 Mio. berücksichtigt.

Damit ergibt sich das in Abb. 5-9 dargestellte Wöhlerdiagramm für die 5%-Quantile und Mittelwerte der durchgeführten mDSV-Versuche.

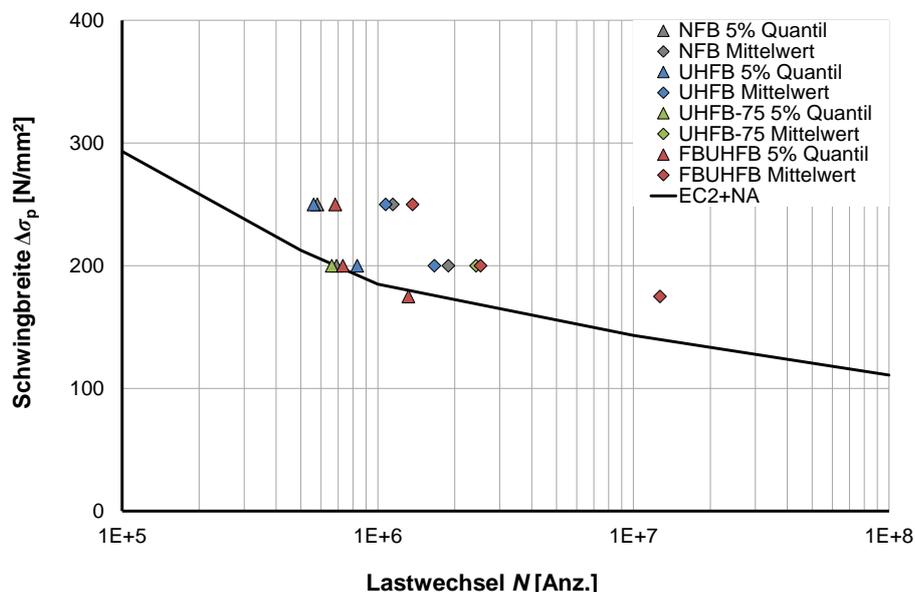


Abb. 5-9: Wöhlerdiagramm mit 5%-Quantilen und Mittelwerten der mDSV-Versuche

Aus Abb. 5-9 lassen sich folgende Erkenntnisse ableiten:

- Erwartungsgemäß liegen alle Mittelwerte oberhalb der Wöhlerlinie für Spannstahl im sofortigen Verbund, und dies deutlich mit einem Faktor
 - $N_{DB,m}/N_{EC2} > 3$ für eine Schwingbreite von 200 N/mm² und
 - $N_{DB,m}/N_{EC2} > 5$ für eine Schwingbreite von 250 N/mm².
- Bei Betrachtung der 5%-Quantile zeigt sich, dass
 - für Schwingbreiten von 250 N/mm² die Ergebnisse oberhalb der EC2-Normkurve liegen,
 - für Schwingbreiten von 175 N/mm² und 200 N/mm² die Ergebnisse auf bzw. sehr geringfügig unterhalb der EC2-Normkurve liegen.
- Mit Bezug auf die 5%-Quantile ist jedoch zu beachten, dass aufgrund von nur drei Versuchskörpern die Streuung einen großen Einfluss auf die Ergebnisse hat und sich deshalb auch überproportional auf das 5%-Quantil auswirken.
- Eine größere Versuchskörperzahl würde die Aussagekraft der Ergebnisse deutlich verbessern.

Darüber hinaus sind in Tabelle 5-5 die Verhältnismerte der 5%-Quantile und der Mittelwerte für die untersuchten Betonarten in einer vergleichenden Darstellung in zahlenmäßiger Form aufgeführt. Daraus wird ersichtlich, dass sich bei den Mittelwerten der UHFB gegenüber NFB und FBUEHFB deutlich ungünstiger verhält, wobei bei den 5%-Quantilen keine eindeutige Tendenz zu erkennen ist.

Tabelle 5-5: Verhältnismerte zwischen Bruchlastwechselzahlen (linker Wert = Mittelwert; rechter Wert = 5%-Quantil)

Schwingbreite	$N_{DB,UHFB} / N_{DB,NFB}$	$N_{DB,FBUEHFB} / N_{DB,NFB}$	$N_{DB,UHFB} / N_{DB,FBUEHFB}$
200 N/mm ²	0,88 1,21	1,34 1,06	0,66 1,14
250 N/mm ²	0,94 0,97	1,20 1,17	0,78 0,82

5.10 Fasertragwirkung

Wie in Abschnitt 5.8 angedeutet, kann die höhere Ermüdungsfestigkeit der Versuchskörper aus faserbewehrten UHFB (FBUEHFB) in der Nachrissfestigkeit der Fasern im Riss begründet sein. Eine messtechnische Erfassung und Auswertung war im Rahmen der durchgeführten Versuche nicht möglich.

Um diesen Einfluss einzugrenzen, wurde im Folgenden eine qualitative Betrachtung angestellt. Hierzu wurde die auf den Versuchskörper aufgebrachte Dauerschwingbeanspruchung im Bereich der Sollrissfuge mit einem Summen-Ansatz bestehend aus Spannungsanteil der Litzen und wirkenden Fasertraganteil abgebildet.

Da der Probekörper auf Unterlast betoniert wird, wirken die Fasern nur zwischen Ober- und Unterlast mit. Darüber hinaus ist die Wirkung der Fasern in der Fuge von der Verteilung und der Orientierung der Fasern abhängig. Eine messtechnische Erfassung, z. B. mit einem CT-Scan, war aber nicht möglich.

6 Ergänzende Untersuchungen

6.1 Photogrammetrische Messung mit ARAMIS

Zur Erfassung von auftretenden Verformungen und Rissen am Prüfkörper wurde an einem einzelnen Versuch das am iBMB vorhandene ARAMIS-System eingesetzt (Abb. 6-1).



Abb. 6-1: ARAMIS-System am Versuchskörper „mDSV-UHFB-250-S-2“

Das ARAMIS-System ist ein optisches 3D-Messsystem, welches stochastische Punktnetze auf der Oberfläche des Prüfkörpers erfasst und Bildpixeln Koordinaten zuordnet. Im Zuge der Messung werden in definierbaren zeitlichen Abständen Aufnahmen vom Prüfkörper angefertigt. Über die digitale Erfassung der Oberflächenstruktur des Prüfkörpers kann das ARAMIS-System auftretende Verformungen berechnen und auf diese Weise auch Risse detektieren.

Da das ARAMIS-System in der Regel bei homogenen und ebenen Oberflächenstrukturen eingesetzt wird, wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens der Einsatz bei den runden Oberflächen der Betonummantelung erprobt.

Das stochastische Farbsprühmuster, das auf den Prüfkörper aufgebracht wurde, ist in Abb. 6-1 rechts, gut zu erkennen.

Die Messergebnisse für den Versuchskörper „mDSV-UHFB-250-S-2“ bei erster Oberlast sind in Abb. 6-2 dargestellt. Sie zeigen, dass sich auch bei dem Probekörper ohne Fasern ein feines Rissbild einstellte, d. h. die Verbundwirkung der in UHFB eingebetteten Litze ist so gut, dass sich neben der Sollrissstelle in der Mitte des Probekörpers weitere Risse bildeten. Außerdem ist zu erkennen, dass sich der größte Riss im Bereich der Sollrissfuge einstellt.

Mithilfe einer derartigen optischen Auswertung der Rissbreite und des Rissabstandes könnte ein zusätzlicher Erkenntnisgewinn zum Einfluss der Rissbildung im Beton auf die sukzessive Entstehung der Drahtbrüche gewonnen werden.

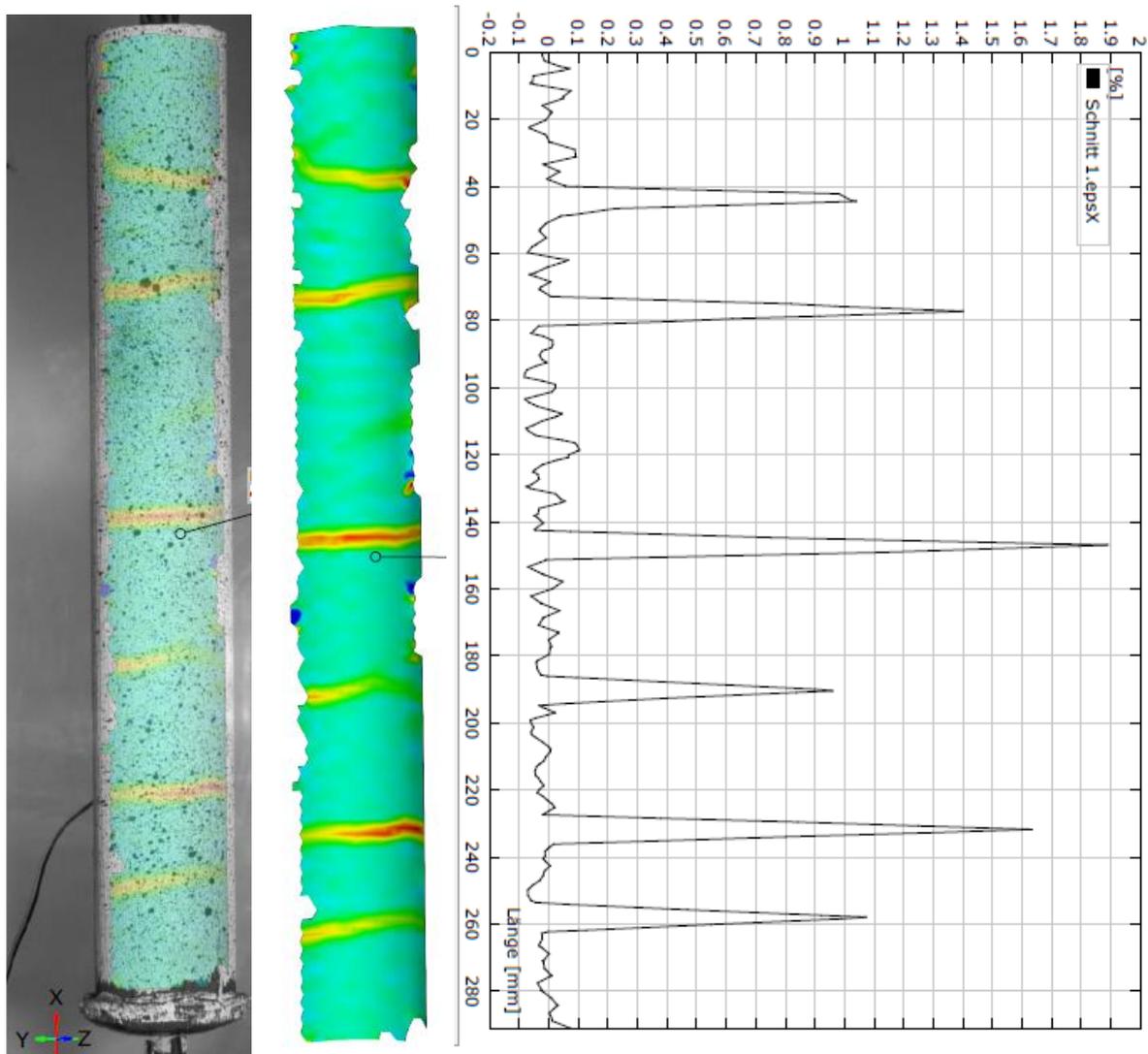


Abb. 6-2: Dehnung in Längsrichtung (ϵ_{xx}) für mDSV-UHFB-250-S-2 bei erster Oberlast

6.2 Faseroptische Dehnungsmessung „Luna“

Um die Tragwirkung der Stahlfasern im Riss und deren Einfluss auf die Höhe der Schwingbreite besser erfassen zu können, wäre der Einsatz eines faseroptischen Dehnungsmesssystems eine zielführende Möglichkeit. Hiermit kann die Dehnungsverteilung kontinuierlich über die Litzenlänge ermittelt werden. Somit könnte auch eine Aussage darüber getroffen werden, wie sich der Fasertraganteil über die Versuchsdauer bzw. Lastwechselzahl verhält. Insbesondere in Kombination mit dem Messsystem ARAMIS könnten umfassende Daten über die Dehnungsverteilung sowohl innerhalb des Versuchskörpers als auch an der Oberfläche in Abhängigkeit der Zyklenanzahl bestimmt werden.

Erste Versuche zum Einsatz des Luna-Messsystems wurden am iBMB bereits unternommen. Hierbei stellte die Applizierung der Faser auf den Spannstahlilitzen eine besondere Herausforderung dar. In Abb. 6-3 ist die entlang der Spannstahlilitze aufgeklebte optische Faser dargestellt.



Abb. 6-3: Vorbereitung einer Spannstahlilitze für das „Luna-Messsystem“

6.3 Umlenkung

Um den Einfluss einer Schädigung infolge einer Durchbiegung des Spannbettrügers abzubilden, wurde in dem vorangegangenen DFG-Vorhaben bereits die Anwendung einer Umlenkstruktur untersucht.

Hierbei erfolgt die Herstellung der Versuchskörper analog zu denen ohne Umlenkung. Nach dem Einbau wird die Probe auf Unterspannungsniveau belastet. Anschließend wird die Probe horizontal belastet bzw. umgelenkt und dann zyklisch belastet.

Der Versuchsaufbau und eine schematische Skizze sind in Abb. 6-4 dargestellt.

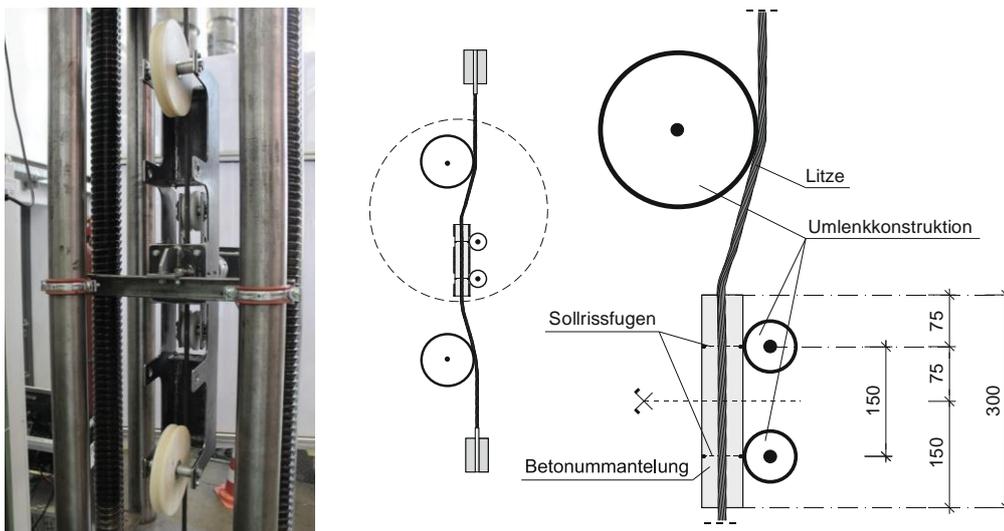


Abb. 6-4: Versuchsaufbau mit Umlenkstruktur (Bild links: umgelenkte DSV-Prüfung)

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde die Umlenkstruktur weiterentwickelt. Es zeigte sich aber, ebenso wie bei den Versuchen im obengenannten DFG-Vorhaben, dass die horizontale Belastung auch diesmal nicht konstant gehalten werden konnte, weil sich die Umlenkstruktur während der zyklischen Belastung entspannte. Aus Zeitgründen wurde keine weitere Entwicklung der Umlenkstruktur vorgenommen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des DIBt-Forschungsvorhabens „Überprüfung des Ermüdungsverhaltens von Spannbetontträgern aus UHFB“ wurden theoretische und experimentelle Untersuchungen zu den Ermüdungsbeanspruchungen und Ermüdungsfestigkeiten von in Spannbettträgern einbetonierten Litzen im sofortigen Verbund angestellt.

Im Arbeitspaket 1-1 wurde eine umfassende, international angelegte Literaturrecherche zu Forschungsarbeiten an Spannbettbauteilen im sofortigen Verbund durchgeführt. Forschungsvorhaben zur Ermüdungsthematik von einbetonierten Litzen in UHFB konnten auch im internationalen Raum nicht identifiziert werden. Des Weiteren wurden bisher ausgeführte Praxisanwendungen von UHFB-Bauteilen im nationalen und internationalen Raum gesichtet und die Randparameter bzw. Kennzahlen anhand von Steckbriefen aufgearbeitet und zusammengestellt. Dabei konnte festgehalten werden, dass bereits zahlreiche Praxisanwendungen von vorgespannten UHFB-Bauteilen existieren, sich diese aber vorwiegend im internationalen Raum befinden und einen starken Fokus auf den Brückenbau haben. Hinsichtlich der Querschnittsauswahl und der Vorspannverfahren konnte eine große Vielfalt festgestellt werden.

Im Arbeitspaket 1-2 wurde eine Parameterstudie zu den ermüdungswirksamen Beanspruchungen bei exemplarischen vorgespannten UHFB-Bauteilen im Hoch- und Brückenbau durchgeführt. Da entsprechende Angaben in der Literatur fehlen, wurden zwei Beispiele exemplarisch berechnet; zum einen ein schlanker Träger mit T-Querschnitt aus dem Industriebau und zum anderen - in Anlehnung an eine ausgeführte UHFB-Brücke - ein Plattenbalkenquerschnitt. Die Vermutung, dass bei UHFB-Bauteilen aufgrund des geringeren Eigengewichts und dem größeren Verhältnis von Nutzlast zu Gesamtlast eine höhere Ermüdungsbeanspruchung vorliegt, konnte nicht widerspruchsfrei bestätigt werden. Vielmehr muss (auch aufgrund der Vielzahl von unterschiedlichen Querschnittsformen in den Praxisanwendungen (siehe Arbeitspaket 1-1)) festgestellt werden, dass die Schwingbreite des Spannstahls in UHFB Querschnitten über ein weites Spektrum verteilt sein kann und die der Ermüdungsbemessung zu Grunde liegende Wöhlerlinie über eine ähnliche Breite abgesichert werden muss.

Im Arbeitspaket 1-3 wurden zyklische Zugversuche an einbetonierten Spannstahllitzen durchgeführt. Das Versuchsprogramm beinhaltet 8 Versuche an Normalbeton (als Referenz) und 18 Versuche an faserlosem ultrahochfesten Beton (UHFB) und faserbewehrtem UHFB (FBUHFB). Ziel der experimentellen Untersuchungen war, weitergehende Erkenntnisse im Hinblick auf eine Abminderung der Ermüdungsfestigkeit bei höheren Betondruckfestigkeiten zu gewinnen. Zusammenfassend kann für die durchgeführte Versuchsreihe festgestellt werden:

- Die Bruchlastwechselzahl von in UHFB einbetonierten Litzen liegt bei den modifizierten Dauerschwingversuchen unterhalb der von NFB ($N_{DB,UHFB} < N_{DB,NFB}$) und der schädigende Einfluss einer höheren Betonfestigkeit konnte bestätigt werden.
- FBUHFB weist höhere Bruchlastwechselzahlen als UHFB auf ($N_{DB,UHFB} < N_{DB,FBUHFB}$), so dass, wenn die Schwingbreite ohne Beteiligung der Stahlfasern ermittelt wird, ein schädigender Einfluss der Stahlfasern (d. h. zusätzlicher „scharfkantiger“ Reibparameter) zunächst nicht festgestellt wurde. Allerdings ist unklar geblieben, inwieweit sich die Fasern an der Spannungsaufnahme im Riss beteiligen. Für abgesicherte Erkenntnisse wären weitergehende Untersuchungen (z. B. mit dem Luna-Messsystem) erforderlich.
- Ein wesentlicher Einfluss einer größeren Betonummantelung und das Vorhandensein einer Acrylglasummantelung (Schalung während der Herstellung der Versuchskörper)

konnte nicht festgestellt werden. Der Einsatz von Schellen (in Voruntersuchungen) zur Behinderung einer Verdrehung führt nicht zum gewünschten Ergebnis.

- Die Einordnung der Versuchsergebnisse in die normative Wöhlerlinie nach EC2+NA hat gezeigt, dass die Bruchlastwechselzahlen der Einzelergebnisse oberhalb und damit auf der „sicheren Seite“ liegen. Dieses gilt auch für die Mittelwerte der einzelnen Versuchsserien. Allerdings weisen die Versuchsergebnisse von mit Beton ummantelten Spannstahlstützen eine starke Streuung auf, die auch größer als die Streuung bei Dauerschwingversuchen an freien Spannstahlproben ist.
- Zur Ermittlung des unteren charakteristischen Widerstandes der Ermüdungsfestigkeit - als weiteren Vergleich mit der Wöhlerlinie nach EC2+NA - wurden die Versuchsergebnisse im Hinblick auf die 5%-Quantile gemäß DIN EN 1990 D7.2 ausgewertet. Dabei zeigte sich, dass im Bereich von Schwingbreiten von 250 N/mm² die Wöhlerlinie nach EC2+NA eine gute Sicherheit liefert. Bei geringeren Schwingbreiten von etwa 200 N/mm² (bzw. 175 N/mm²) liegen die ermittelten 5%-Quantile auf bzw. sehr geringfügig unterhalb der Normkurve. Allerdings wird die Anzahl der durchgeführten Versuchskörper als zu gering angesehen. Es wären weitere Versuche wünschenswert bzw. erforderlich, um eine abgesicherte statistische Auswertung durchführen zu können.
- Untersuchungen zum Einsatz einer Umlenkkonstruktion zur Erfassung eines möglicherweise zusätzlichen Schädigungseffektes aus der Durchbiegung von Spannbettträgern waren nicht erfolgreich. Daher kann hierzu keine weitere Aussage getroffen werden.
- Die verwendeten modifizierten Dauerschwingversuche werden als gute Annäherung an die Spannungsverhältnisse in realen UHFB-Biegeträgern angesehen. Ob die in den mDSV-Versuchen festgestellten Schädigungseinflüsse aber tatsächlich den Verhältnissen in mit sofortigen Verbund vorgespannten In-Situ-UHFB-Bauteilen entsprechen, kann letztendlich nur durch Versuche an großmaßstäblichen Spannbetonträgern aus UHFB festgestellt werden.

In ergänzenden experimentellen Untersuchungen mit dem ARAMIS-System und dem Luna-Messsystem konnten interessante Ansatzpunkte für eine weitergehende und verbesserte messtechnische Erfassung gewonnen werden, die letztendlich zu einer besseren Interpretation und abgesicherten Einordnung von erarbeiteten Versuchsergebnissen im Normenkontext führen würden.

8 Unterschriften

Braunschweig, 12.07.2023



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



Jan-Paul Lanwer, M.Sc.



Johannes Rathgen, M.Sc.

9 Literaturverzeichnis

- [1] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2011.
- [2] 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, 2013.
- [3] VIRLOGEUX, M.: Non-linear Analysis of Externally Prestressed Structure, Proceedings of the FIP Symposium, Jerusalem, 1988
- [4] OVERMAN, T. R.; BREEN, J. E.; FRANK, K. H.: Fatigue Behavior of Pretensioned Concrete Girders. University of Texas at Austin, Center for Transportation Research, Research report No. 300-2F, 1984.
- [5] 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.
- [6] HELLER, B. E.: Fatigue Response of Pretensioned Concrete Beams. University of Texas at Austin, Master Thesis, 2003.
- [7] HAGENBERGER, M. J.: Consideration of Strand Fatigue for Load Rating Prestressed Concrete Bridges. University of Texas at Austin, Dissertation, 2003.
- [8] MÜLLER, H. H.: Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben „Prüfverfahren für die Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen“. Institut für Bauingenieurwesen III, Technische Universität München, Nr. 1111, 1985.
- [9] OERTLE, J.: Reiberermüdung einbetonierter Spannkabel. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 166, 1988.
- [10] BÖKAMP, H.: Ein Beitrag zur Spannstahlermüdung unter Reibdauerbeanspruchung bei teilweiser Vorspannung. Institut für Massivbau, RWTH Aachen, Dissertation, 1991.
- [11] VOSS, K.-U., FALKNER, H.: Versuche zum Zusammenwirken von Beton- und Spannstahl in Spannbetonbiegebalken unter Betriebsbedingungen. IBMB, TU Braunschweig, Abschlussbericht, 1993.
- [12] ABEL, M.: Zur Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen. Institut für Massivbau, RWTH Aachen, Dissertation, 1996.
- [13] ESKOLA, L.: Zur Ermüdung teilweise vorgespannter Betontragwerke. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Dissertation, 1996.
- [14] HEGGER, J.; NEUSER, J.: Untersuchungen zur Reiberermüdung von großen Spanngliedern bei teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen. Institut für Massivbau, RWTH Aachen, Institutsbericht Nr.: 49/98, 1998.
- [15] REMITZ, J.; EMPELMANN, M.: Cyclic tensile tests on prestressing strands embedded in concrete. In: Materials and Structures, 53:53, S. 1-15, 2020.
- [16] REMITZ, J.; EMPELMANN, M.: High-cycle fatigue tests of pretensioned concrete beams. In PCI Journal, V. 67, No. 1, S. 63-76, 2022.
- [17] REMITZ J.; EMPELMANN M.: Ermüdungsfestigkeit von eingebauten Spanngliedern - Versuche an Spannbetonträgern. In: Bauingenieur 90(12), S. 553–561, 2015.
- [18] OZELL A. M.; ARDAMAN E.: Fatigue tests of pre-tensioned prestressed beams. In: ACI Struct J 28(4): S. 413–424, 1956.
- [19] NORDBY G. M.; VENUTI W. J.: Fatigue and static tests of steel strand prestressed beams of expanded shale concrete and conventional concrete. In: ACI Struct J 54(2), S. 141–160, 1957.

- [20] OZELL A. M.; DINIZ J. F.: Fatigue tests of prestressed concrete beams pretensioned with 1/2 inch strands. In: PCI J 3(1), S.79–88, 1958.
- [21] BATE S. C. C., An experimental study of strand in prestressed concrete beams under static and repeated loading. Proc Inst Civ Eng 23(4):625–638, 1962.
- [22] WARNER R. F., HULSBOS C. L., Probable fatigue life of prestressed concrete beams part I - IV. Report No. 223.24C1-4, Lehigh University, 1964.
- [23] ABELES P. W., BROWN II E. I., HU C. H., Fatigue resistance of under-reinforced prestressed beams subjected to different stress ranges. In: Abeles symposium - fatigue of concrete, ACI-Publication SP-41, pp. 237–277, 1974.
- [24] RABBAT B. G., KAAR P. H., RUSSEL H. G., BRUCE R. N., Fatigue tests of pretensioned girders with blanketed and draped strands. PCI J 24(4):88–114, 1979.
- [25] HARAJLI M. H., NAAMAN A. E., Deformation and cracking of partially prestressed concrete beams under static and cyclic fatigue loading. Report No. UMEE 84R1, University of Michigan, College of Engineering, 1984.
- [26] OVERMAN T. R., BREEN J.E., FRANK K. H., Fatigue behaviour of pretensioned concrete girders. Report No. 300-2F, University of Texas at Austin, Center for Transportation Research, 1984.
- [27] BÖKAMP H., Ein Beitrag zur Spannstahlermüdung unter Reibdauerbeanspruchung bei teilweiser Vorspannung. RWTH Aachen, Dissertation, 1991.
- [28] MULLER J. F., DUX P.F., Fatigue of prestressed concrete beams with inclined strands. Report No. CE 135, University of Queensland, Department of Civil Engineering, 1992.
- [29] RAO C., FRANTZ G. C., Fatigue tests of 27-year-old prestressed concrete bridge box beams. PCI J 11(2):16–39, 1995.
- [30] HAGENBERGER M. J., Consideration of strand fatigue for load rating prestressed concrete bridges, PhD. Dissertation, University of Texas at Austin, USA, 2004.
- [31] GRUNERT J. P., Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteilbalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung. TU Braunschweig, Dissertation, 2006.
- [32] HELLER, B. E.: Fatigue Response of Pretensioned Concrete Beams. University of Texas at Austin, Master Thesis, 2003.
- [33] EMPELMANN, M., REMITZ, R., Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben „Ermüdung von Spanngliedern im sofortigen Verbund“. iBMB, TU Braunschweig, 2020.
- [34] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): DAfStb-Richtlinie Ultrahochfester Beton, UHFB-Richtlinie, Entwurf, 2019.
- [35] OETTEL, V.; EMPELMANN, M.: Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung für UHPFRC in Anlehnung an DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton. Beton- und Stahlbetonbau 110, Heft 7, 2015.
- [36] DIN EN 1990: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung, 2010.
- [37] DIN EN 1993-1-9: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung, 2009.
- [38] LANWER, J. P.; HÖPER, S.; GIETZ, L.; KOWALSKY, U.; EMPELMANN, M.; DINKLER, D.: Fundamental Investigations of Bond Behaviour of High-Strength Micro Steel Fibres in Ultra-High Performance Concrete under Cyclic Tensile Loading. Materials 2022, 15, 120.

Anhang	Seite
Anhang A Prüfkörperbezeichnung und Versuchsablauf	A-2
Anhang A-1 Übersicht Prüfkörperbezeichnung.....	A-2
Anhang A-2 Versuchsablauf.....	A-3
Anhang B Materialkennwerte	B-1
Anhang B-1 Materialkennwerte - Beton.....	B-1
Anhang B-1.1 Betonzusammensetzung	B-1
Anhang B-1.2 Festbetoneigenschaften der NFB-Prüfkörper (mDSV-NFB).....	B-2
Anhang B-1.3 Festbetoneigenschaften der NFB-Prüfkörper (mDSV-NFB-Sp)	B-2
Anhang B-1.4 Festbetoneigenschaften der UHFB-Prüfkörper	B-3
Anhang B-1.5 Festbetoneigenschaften der FBUHFB-Prüfkörper	B-4
Anhang B-2 Materialkennwerte - Spannstahl	B-5
Anhang C Versuchsergebnisse.....	C-1
Anhang C-1 Zusammenstellung Versuchsergebnisse mDSV.....	C-1
Anhang C-2 Diagramme Lastwechsel/Weg.....	C-2
Anhang C-2.1 NFB Prüfkörper (mDSV-NFB)	C-2
Anhang C-2.2 NFB Prüfkörper (mDSV-NFB-Sp)	C-3
Anhang C-2.3 UHFB Prüfkörper (mDSV-UHFB)	C-4
Anhang C-2.4 FBUHFB Prüfkörper (mDSV-FBUHFB)	C-5
Anhang D Bilddokumentation Prüfkörper und Versagen	D-1
Anhang D-1 Versuchsablauf exemplarisch.....	D-1
Anhang D-2 Versagen der Litzen	D-2
Anhang E Anwendungen vorgespannter Bauteile aus UHFB.....	E-1
Anhang E-1 Brückenbau	E-1
Anhang E-1.1 Vorspannung mit sofortigem Verbund.....	E-1
Anhang E-1.2 Vorspannung mit nachträglichem Verbund	E-7
Anhang E-1.3 Vorspannung ohne Verbund.....	E-9
Anhang E-1.4 Weitere vorgespannte Bauteile im Brückenbau/Ingenieurbau.....	E-17
Anhang E-2 Hochbau.....	E-19
Anhang E-2.1 Vorgespannte Bauteile im Hochbau	E-19
Anhang F Berechnungen Parameterstudie	F-1
Anhang F-1 Träger SB_T_NFB.....	F-1
Anhang F-2 Träger SB_T_HFB.....	F-2
Anhang F-3 Träger SB_T_UHFB	F-3
Anhang F-4 Plattenbalkenbrücke SB_B_NFB	F-4
Anhang F-5 Plattenbalkenbrücke SB_B_UHFB.....	F-5

Anhang A Prüfkörperbezeichnung und Versuchsablauf

Anhang A-1 Übersicht Prüfkörperbezeichnung

Tabelle A-1: Prüfkörperbezeichnungen

Serie	Prüfkörper	Schwingbreite [N/mm ²]	Durchmesser [mm]	Zielfestigkeit Beton	Betonsorte		
mDSV-NFB-200-50-A	1*	200	50	C50/60	NFB-B1		
	2*				NFB-B2		
	3				NFB-B3		
mDSV-NFB-250-50-A	1*	250			NFB-B4		
	2*				NFB-B5		
	3				NFB-B3		
mDSV-NFB-Sp-200-50-S	1	200		NFB-B6			
	2						
mDSV-UHFB-200-50-S	1	200		75	C140/160	UHFB	
	2						
	3						
mDSV-UHFB-250-50-S	1	250					
	2						
	3						
mDSV-UHFB-200-75-S	1	200					
	2						
	3						
mDSV-UHFB-175-50-S	1	175					
	2						
	3						
mDSV-FBUHFB-200-50-S	1	200	50	C140/160	FBUHFB		
	2						
	3						
mDSV-FBUHFB-250-50-S	1	250					
	2						
	3						
mDSV = modifizierter Dauerschwingversuch			NFB = normalfester Beton				
A = Acrylglasummantelung			UHFB = ultrahochfester Beton				
S = Sollrissfuge			FBUHFB = faserbewehrter ultrahochfester Beton				
* aus DFG Vorhaben							

Anhang A-2 Versuchsablauf

Tabelle A-2: Versuchsablauf

Wann	Was
Tag 1	<ul style="list-style-type: none">- Vorbereitung der Schalung- Aufbringen der Unterlast auf die Litze- Betonage Probenkörper- Betonage der Begleitkörper
Tag 7	<ul style="list-style-type: none">- Ausschalen der BK (12 Zylinder)
Tag 8	<ul style="list-style-type: none">- Ausschalen des Probenkörpers- Start der zyklischen Belastung- 7d Prüfungen (Druck, E-Modul, Spaltzug)
Tag 29	<ul style="list-style-type: none">- 28d-Prüfung (Druckfestigkeit)
Prüfende	<ul style="list-style-type: none">- Ausbau der Probe- Untersuchung der Versagensart

Anhang B Materialkennwerte

Anhang B-1 Materialkennwerte - Beton

Anhang B-1.1 Betonzusammensetzung

Tabelle B-1: Betonzusammensetzung NFB-1

	Produkt	NFB-B1	NFB-B2	NFB-B3
Gesteinskörnung 0/2 mm [kg/m ³]	Sand	838	826	751
Gesteinskörnung 2/5 mm [kg/m ³]	Diabas	-	1123	-
Gesteinskörnung 2/8 mm [kg/m ³]	Kies	887	-	985
Zement CEM I 52,5 R [kg/m ³]	Sulfo 5R	461	380	420
Wasser [kg/m ³]	-	175	175	180
Zusatzmittel PCE-FM [kg/m ³]	VisoCrete 1079	3,22	2,66	5,04

Tabelle B-2: Betonzusammensetzung NFB-2

	Produkt	NFB-B4	NFB-B5	NFB-B6
Gesteinskörnung 0/2 mm [kg/m ³]	Sand	842	807	795
Gesteinskörnung 2/5 mm [kg/m ³]	Diabas	-	1098	1098
Gesteinskörnung 2/8 mm [kg/m ³]	Kies	925	-	-
Zement CEM I 52,5 R [kg/m ³]	Sulfo 5R	400	381	381
Wasser [kg/m ³]	-	180	185	185
Zusatzmittel PCE-FM [kg/m ³]	VisoCrete 1079	2,80	4,58	4,58

Tabelle B-3: Betonzusammensetzung UHFB/FBUHFB

	Produkt	UHFB	FBUHFB
Quarzmehl [kg/m ³]	Quarzwerke W12	198,4	198,4
Feinsand [kg/m ³]	Quarzwerke H33	971,0	971,1
Zement CEM I 52,5 R [kg/m ³]	Sulfo 5R	795,4	795,4
Mikrosilika [kg/m ³]	Silicoll P	168,6	168,6
Wasser [kg/m ³]		187,9	187,9
Zusatzmittel PCE-FM [kg/m ³]	Master Glenium ACE 394	24,10	24,10
Stahlfasern 0,19/13 mm [kg/m ³]	Weidacon FM	-	99,39

Anhang B-1.2 Festbetoneigenschaften der NFB-Prüfkörper (mDSV-NFB)

Tabelle B-1: Mittelwerte der Materialkennwerte der NFB-Prüfkörper mDSV-NFB-200-50-A (6d in Schalung, anschließend im Hallenklima)

mDSV-NFB-200-50-A-1	Probenalter [d]	Mittelwert [N/mm ²]
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 15/30$	7	53,0
Spaltzugfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 15/30$	7	3,30
E-Modul Zylinder $\emptyset/h = 15/30$	7	35.437
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 15/30$	28	63,0

Tabelle B-2: Mittelwerte der Materialkennwerte der NFB-Prüfkörper mDSV-NFB-250-50-A (6d in Schalung, anschließend im Hallenklima)

mDSV-NFB-200-50-A-1	Probenalter [d]	Mittelwert [N/mm ²]
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 15/30$	7	46,0
Spaltzugfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 15/30$	7	3,15
E-Modul Zylinder $\emptyset/h = 15/30$	7	34.667
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 15/30$	28	56,1

Anhang B-1.3 Festbetoneigenschaften der NFB-Prüfkörper (mDSV-NFB-Sp)

Tabelle B-3: Mittelwerte der Materialkennwerte der NFB-Prüfkörper mDSV-NFB-Sp-250-50-S (6d in Schalung, anschließend im Hallenklima)

mDSV-NFB-200-50-A-1	Probenalter [d]	Mittelwert [N/mm ²]
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	31,4
Spaltzugfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	3,25
E-Modul Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	22.700
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	28	50,5

Anhang B-1.4 Festbetoneigenschaften der UHFB-Prüfkörper

Tabelle B-4: Mittelwerte der Materialkennwerte der UHFB-Prüfkörper mDSV-UHFB-200-50-S (6d in Schalung, anschließend im Hallenklima)

mDSV-NFB-200-50-A-1	Probenalter [d]	Mittelwert [N/mm ²]
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	122,0
Spaltzugfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	5,53
E-Modul Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	41300
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	28	153,9

Tabelle B-5: Mittelwerte der Materialkennwerte der UHFB-Prüfkörper mDSV-UHFB-250-50-S (6d in Schalung, anschließend im Hallenklima)

mDSV-NFB-200-50-A-1	Probenalter [d]	Mittelwert [N/mm ²]
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	137,6
Spaltzugfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	5,27
E-Modul Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	43.044
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	28	159,1

Tabelle B-6: Mittelwerte der Materialkennwerte der UHFB-Prüfkörper mDSV-UHFB-200-75-S (6d in Schalung, anschließend im Hallenklima)

mDSV-NFB-200-50-A-1	Probenalter [d]	Mittelwert [N/mm ²]
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	129,4
Spaltzugfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	5,94
E-Modul Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	46.678
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	28	178,5

Anhang B-1.5 Festbetoneigenschaften der FBUHFB-Prüfkörper

Tabelle B-7: Mittelwerte der Materialkennwerte der FBUHFB-Prüfkörper mDSV-FBUHFB-175-50-S (6d in Schalung, anschließend im Hallenklima)

mDSV-NFB-200-50-A-1	Probenalter [d]	Mittelwert [N/mm ²]
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	128,5
Spaltzugfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	15,61
E-Modul Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	42.367
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	28	166,5

Tabelle B-8: Mittelwerte der Materialkennwerte der FBUHFB-Prüfkörper mDSV-FBUHFB-200-50-S (6d in Schalung, anschließend im Hallenklima)

mDSV-NFB-200-50-A-1	Probenalter [d]	Mittelwert [N/mm ²]
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	134,4
Spaltzugfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	15,65
E-Modul Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	45.167
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	28 (1x Serie mit 34)	166,2

Tabelle B-9: Mittelwerte der Materialkennwerte der FBUHFB-Prüfkörper mDSV-FBUHFB-250-50-S (6d in Schalung, anschließend im Hallenklima)

mDSV-NFB-200-50-A-1	Probenalter [d]	Mittelwert [N/mm ²]
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	131,6
Spaltzugfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	15,52
E-Modul Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	7	43.822
Druckfestigkeit Zylinder $\emptyset/h = 8/16$	28	164,6

Anhang B-2 Materialkennwerte - Spannstahl

Tabelle B-10: Mittelwerte der Materialkennwerte der Spannstahlitzen

Litzen 12,5 mm, St 1660/1860	Mittelwert [N/mm ²]
0,1 % Dehngrenze	1660
0,2 % Dehngrenze	1708
Zugfestigkeit	1882
E-Modul	189.500

Anhang C Versuchsergebnisse

Anhang C-1 Zusammenstellung Versuchsergebnisse mDSV

Tabelle C-1: Zusammenstellung Versuchsergebnisse

Serie	Prüf- körper	Frequenz [Hz]	$\sigma_{p,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{p,max}$ [N/mm ²]	N_{DB} [10 ⁶]	N_U [10 ⁶]	Versagen		
							BU	FL	ES
mDSV-NFB-200-50-A	1*	7	1117,1	1317,1	1,449	1,449	X	X	
	2*	7	1117,1	1317,1	2,536	2,536	X		
	3	8	1117,1	1317,1	1,676	1,676			X
mDSV-NFB-250-50-A	1	7	1067,1	1317,1	0,948	1,294	X		
	2	7	1067,1	1317,1	1,400	1,400	X		
	3	8	1067,1	1317,1	1,085	1,279	X		
mDSV-NFB-Sp-200-50-S	1	8	1117,1	1317,1	1,146	1,839	X	X	X
	2	8	1117,1	1317,1	-	5,000 ¹⁾			
mDSV-UHFB-200-50-S	1*	8	1117,1	1317,1	1,311	2,652	X		X
	2*	8	1117,1	1317,1	1,941	2,428	X		
	3	8	1117,1	1317,1	1,739	1,836	X		
mDSV-UHFB-250-50-S	1	8	1067,1	1317,1	0,853	1,059	X	X	
	2	8	1067,1	1317,1	1,188	1,207	X		
	3	8	1067,1	1317,1	1,180	1,180	X		X
mDSV-UHFB-200-75-S	1	8	1117,1	1317,1	2,035	2,846	X	X	X
	2	8	1117,1	1317,1	2,006	2,317	X		X
	3	8	1117,1	1317,1	3,228	3,228		X	
mDSV-FBUHFB-175-50-S	1	8	1142,1	1317,1	6,415	6,444	X		X
	2	8	1142,1	1317,1	9,556	9,628	X	X	
	3	8	1142,1	1317,1	-	22,110 ¹⁾			
mDSV-FBUHFB-200-50-S	1	8	1117,1	1317,1	1,807	2,288	X		
	2	8	1117,1	1317,1	3,590	5,000 ¹⁾	X		
	3	8	1117,1	1317,1	2,172	3,120	X		X
mDSV-FBUHFB-250-50-S	1	8	1067,1	1317,1	1,434	1,477	X		
	2	8	1067,1	1317,1	1,593	2,121	X	X	
	3	8	1067,1	1317,1	1,076	1,537	X		

<p>N_{DB} = Lastwechsel Drahtbruch N_U = Lastwechsel Versagen Litze LE = Lasteinleitung 1) = Durchläufer/ abgebrochen</p>	<p>BU = Betonummantelung FL = freie Länge ES = Einspannstelle * aus DFG Vorhaben</p>
--	---

Anhang C-2 Diagramme Lastwechsel/Weg

Anhang C-2.1 NFB Prüfkörper (mDSV-NFB)

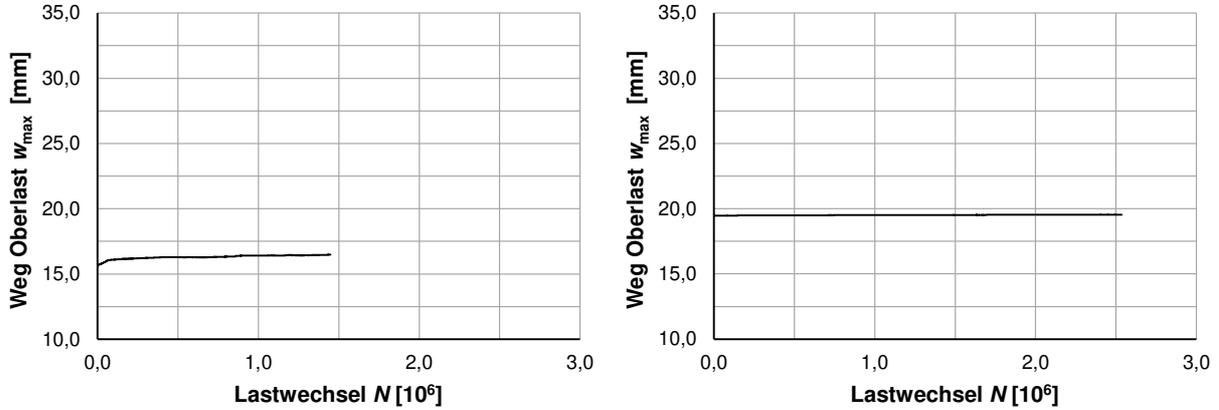


Bild C-1: Lastwechsel/Weg, mDSV-NFB-200-50-A-1 (l.), mDSV-NFB-200-50-A-1 (r.)

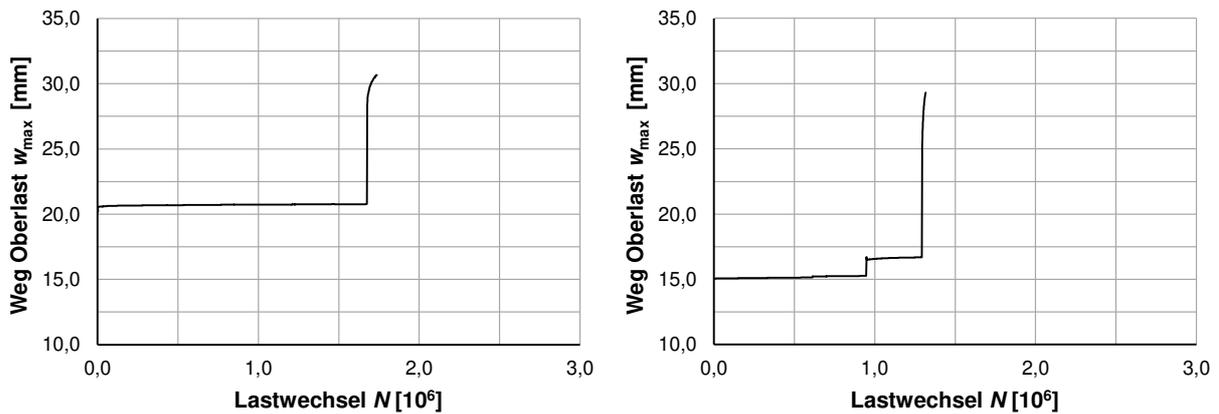


Bild C-2: Lastwechsel/Weg, mDSV-NFB-200-50-A-3 (l.), mDSV-NFB-250-50-A-1 (r.)

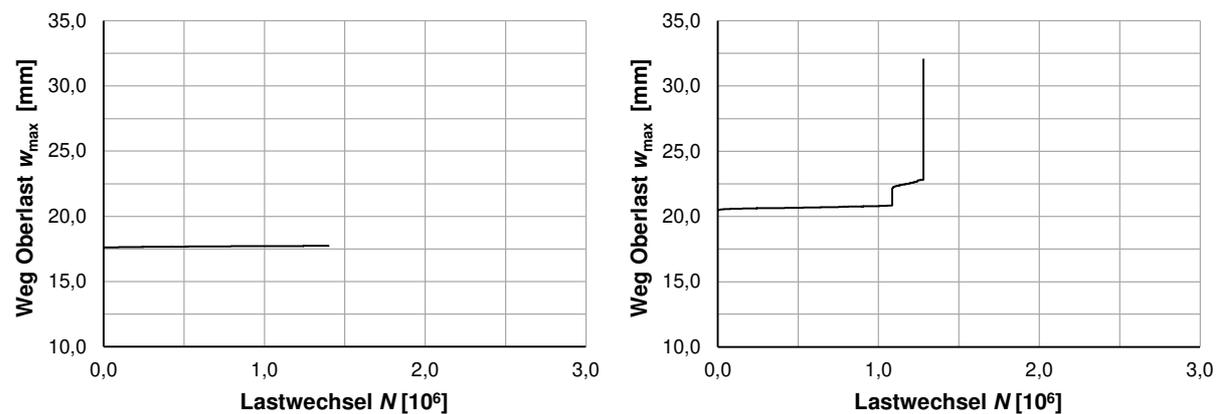


Bild C-3: Lastwechsel/Weg, mDSV-NFB-250-50-A-2 (l.), mDSV-NFB-250-50-A-3 (r.)

Anhang C-2.2 NFB Prüfkörper (mDSV-NFB-Sp)

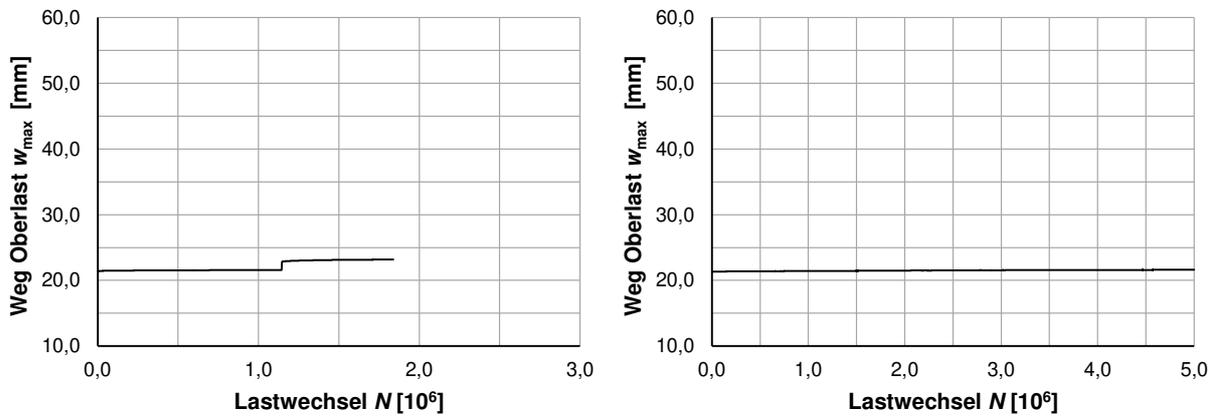


Bild C-4: Lastwechsel/Weg, mDSV-NFB-Sp-200-50-S-1 (l.), mDSV-NFB-Sp-200-50-S-2 (r.)

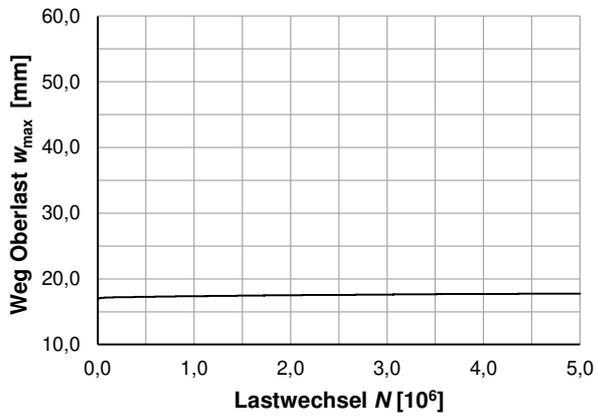


Bild C-5: Lastwechsel/Weg, mDSV-NFB-Sp-200-50-S-2, weitere LW mit erhöhter Oberlast

Anhang C-2.3 UHFB Prüfkörper (mDSV-UHFB)

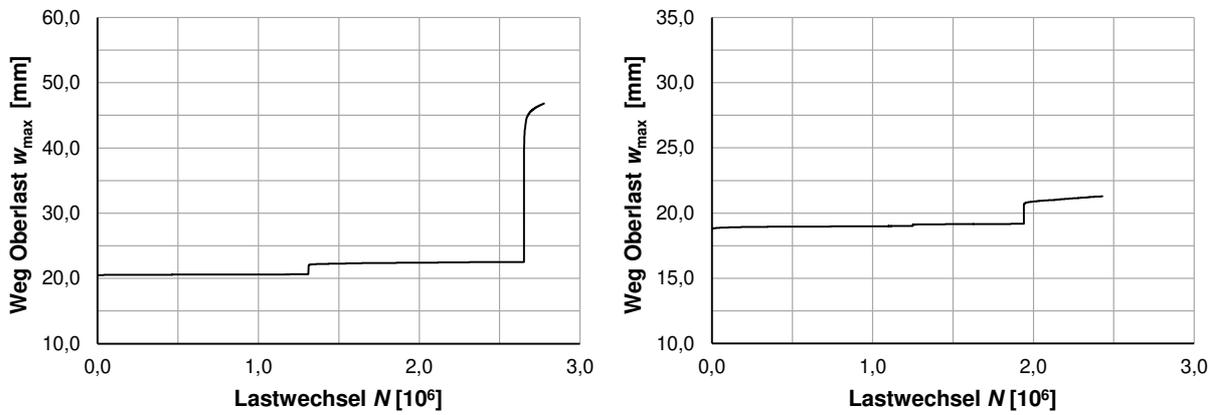


Bild C-6: Lastwechsel/Weg, mDSV-UHFB-200-50-S-1 (l.), mDSV-UHFB-200-50-S-2 (r.)

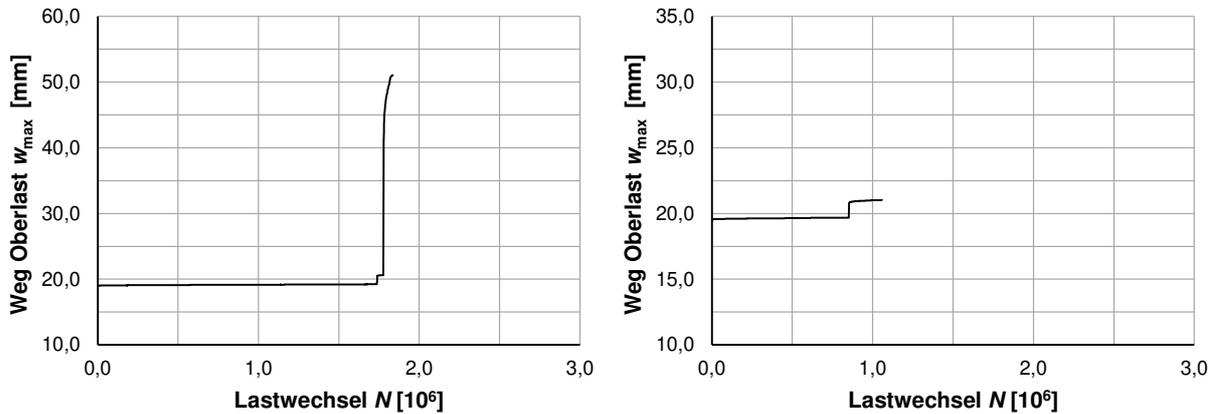


Bild C-7: Lastwechsel/Weg, mDSV-UHFB-200-50-S-3 (l.), mDSV-UHFB-250-50-S-1 (r.)

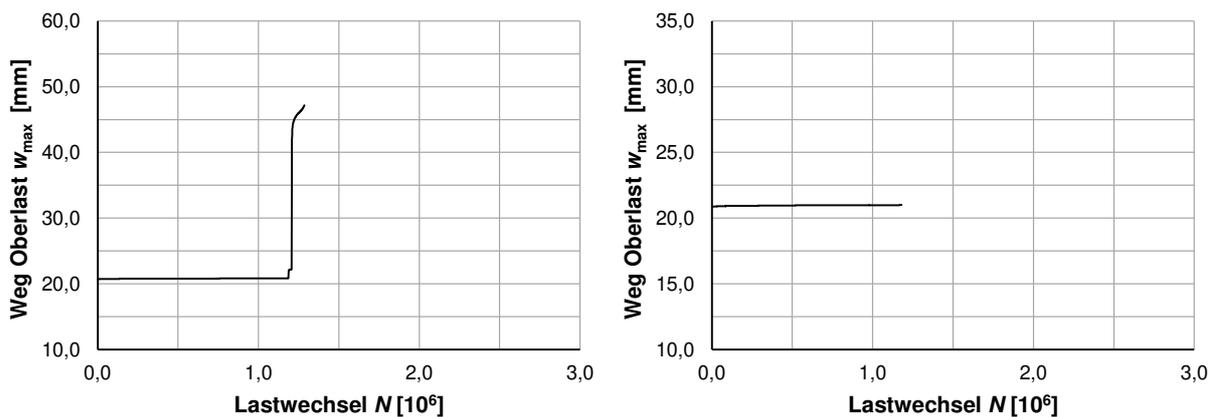


Bild C-8: Lastwechsel/Weg, mDSV-UHFB-200-50-S-2 (l.), mDSV-UHFB-250-50-S-3 (r.)

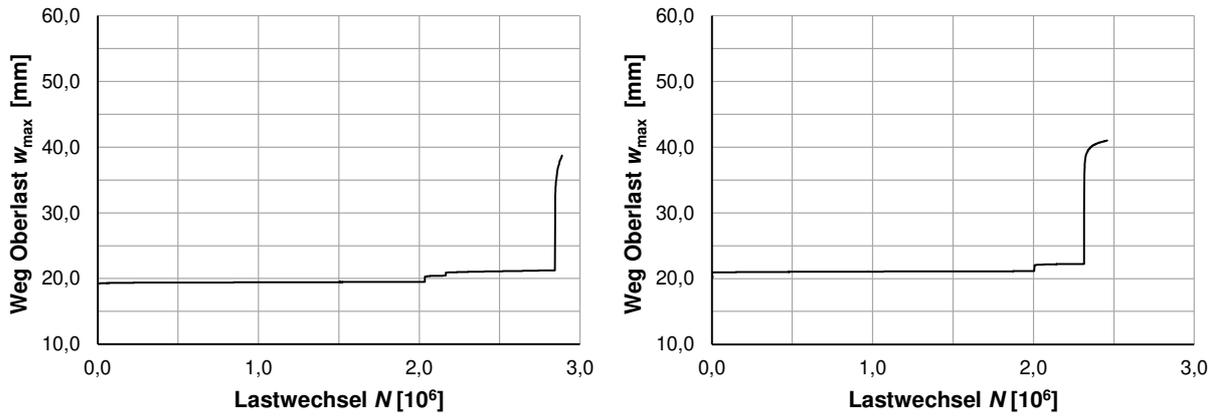


Bild C-9: Lastwechsel/Weg, mDSV-UHFB-200-75-S-1 (l.), mDSV-UHFB-200-75-S-2 (r.)

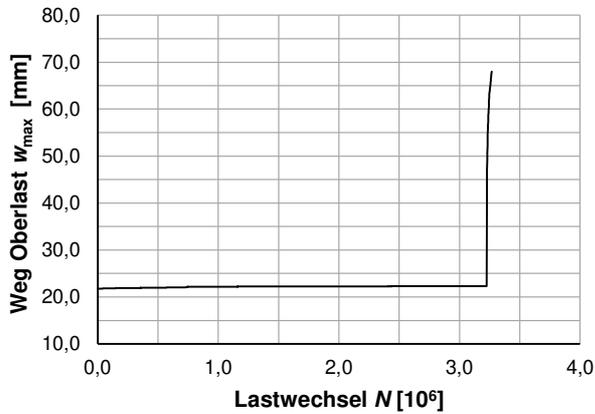


Bild C-10: Lastwechsel/Weg, mDSV-UHFB-200-75-S-3 (l.)

Anhang C-2.4 FBUHFB Prüfkörper (mDSV-FBUHFB)

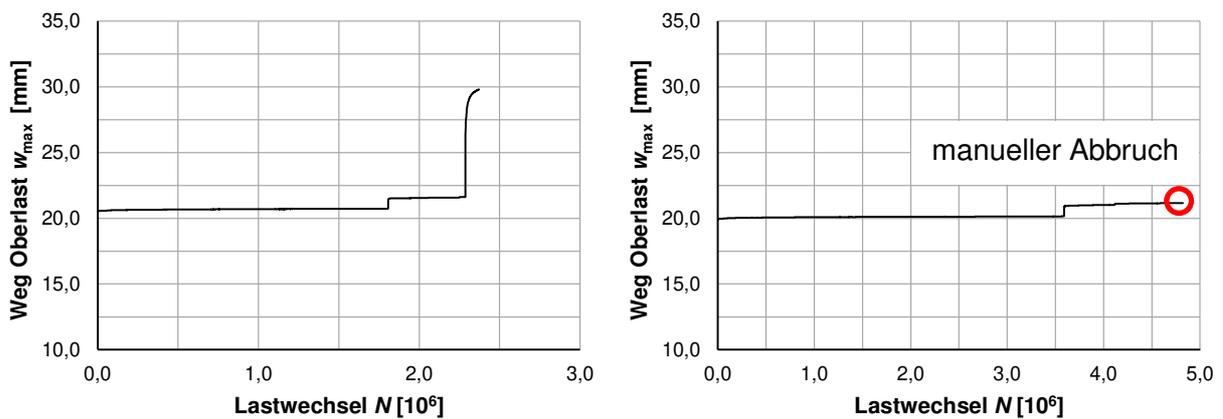


Bild C-11: Lastwechsel/Weg, mDSV-FBUHFB-200-50-S-1 (l.), mDSV-FBUHFB-200-50-S-2 (r.)

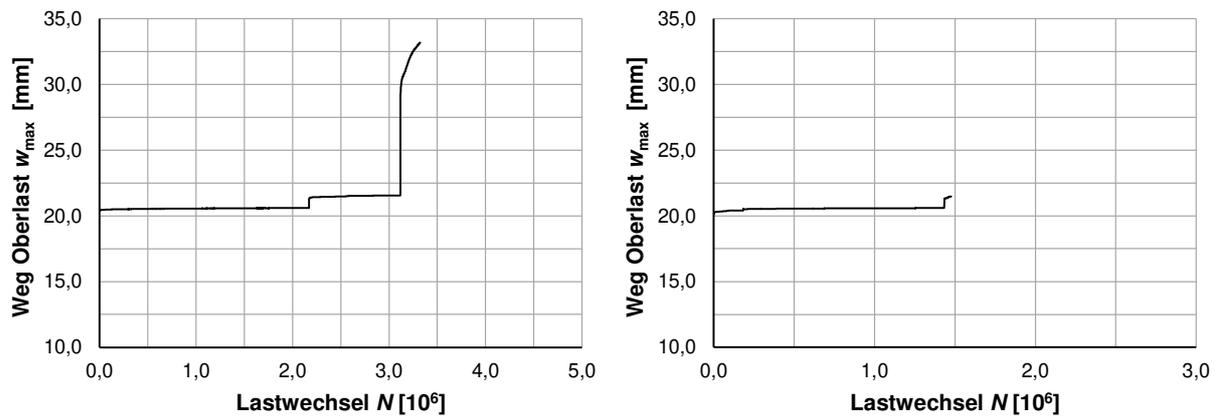


Bild C-12: Lastwechsel/Weg, mDSV-FBUHFB-200-50-S-3 (l.), mDSV-FBUHFB-250-50-S-1 (r.)

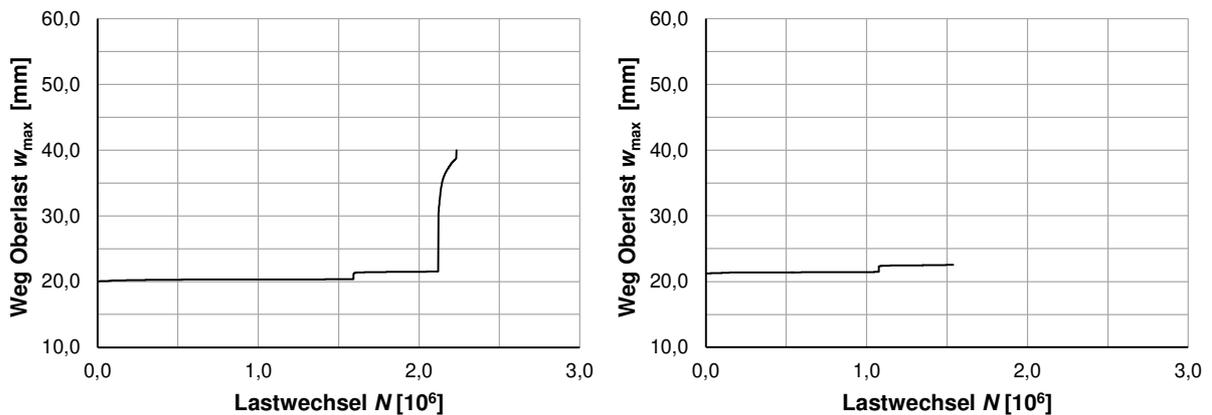


Bild C-13: Lastwechsel/Weg, mDSV-FBUHFB-250-50-S-2 (l.), mDSV-FBUHFB-250-50-S-3 (r.)

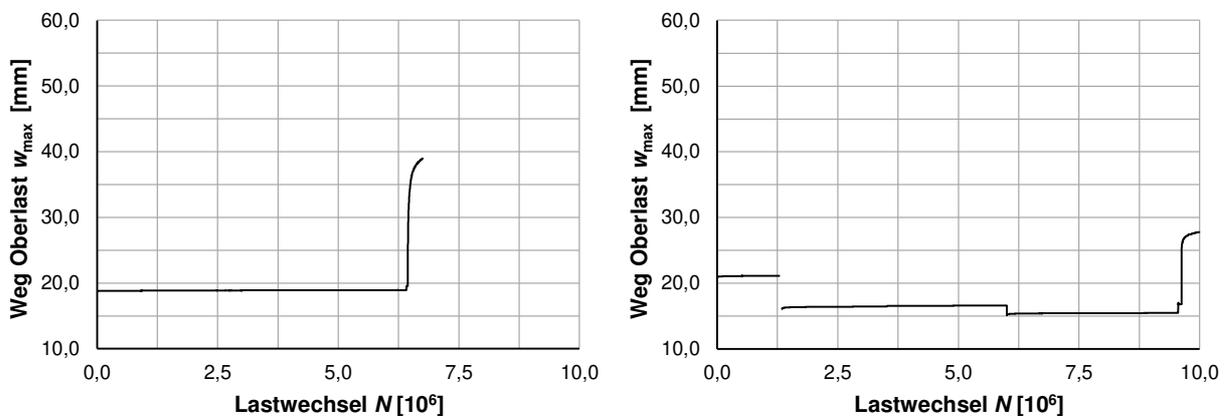


Bild C-14: Lastwechsel/Weg, mDSV-FBUHFB-175-50-S-1 (l.), mDSV-FBUHFB-175-50-S-2 (r.)

Die Sprünge in Bild C-13 (r.) folgen aus 2 Versuchsabbrüchen. Dabei trat jeweils eine Entlastung auf. Anschließend wurde der Versuch fortgesetzt. Die Abbrüche resultierten aus einem Ausfall der Steuerungsanlage und eines Stromausfalls.

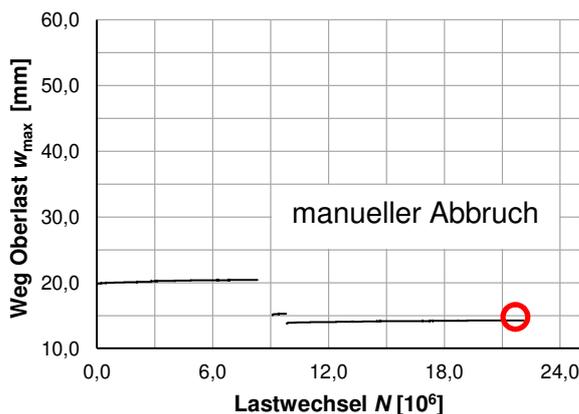


Bild C-15: Lastwechsel/Weg, mDSV-FBUHFB-175-50-S-3

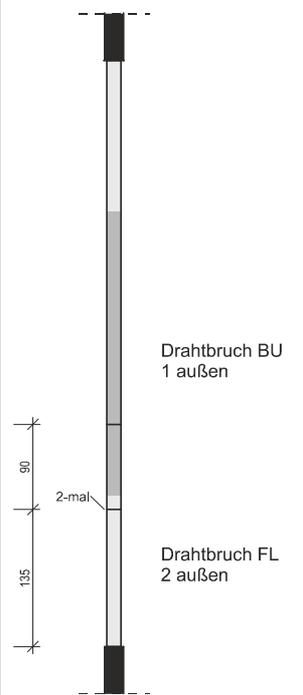
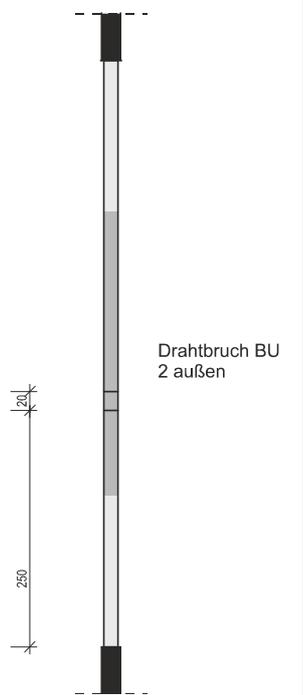
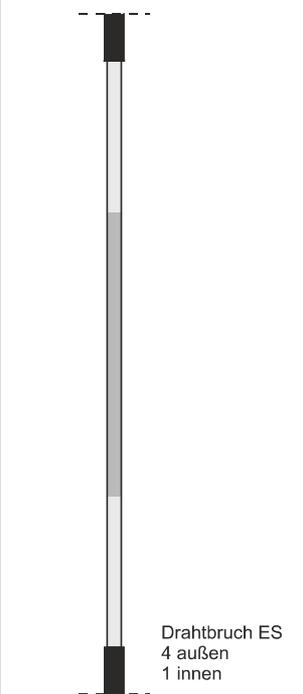
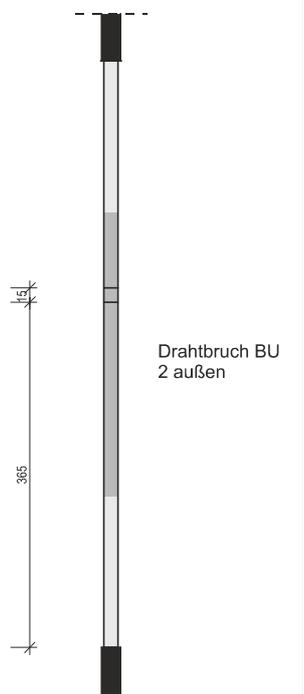
Die Sprünge in Bild C-14 (r.) folgen aus 2 Versuchsabbrüchen. Dabei trat jeweils eine Entlastung auf. Anschließend wurde der Versuch fortgesetzt. Die Abbrüche resultierten aus einem Ausfall der Steuerungsanlage.

Anhang D Bilddokumentation Prüfkörper und Versagen

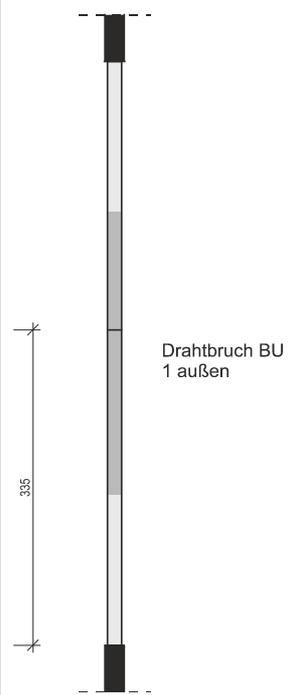
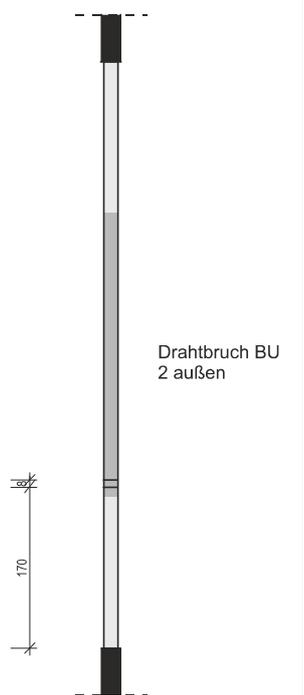
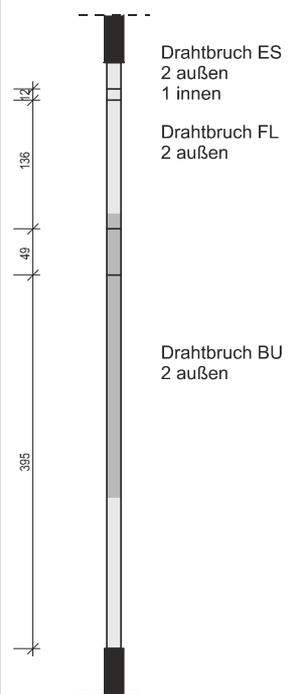
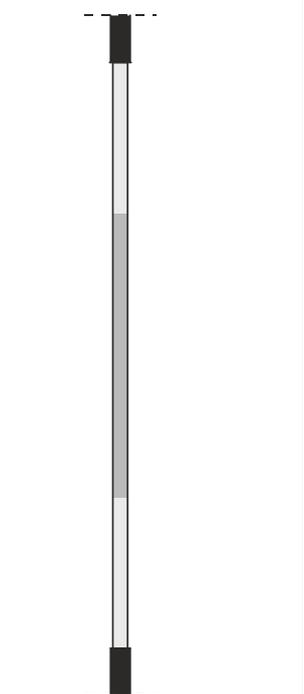
Anhang D-1 Versuchsablauf exemplarisch

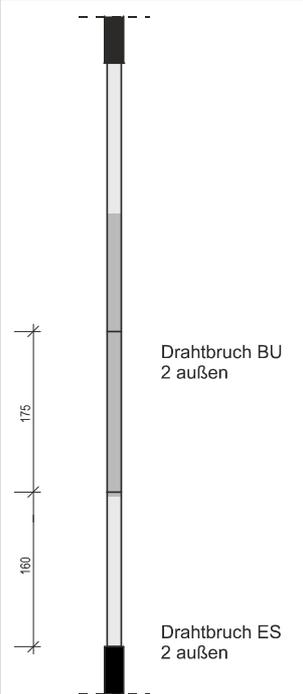
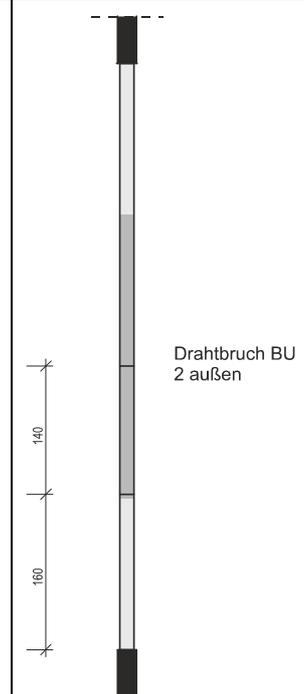
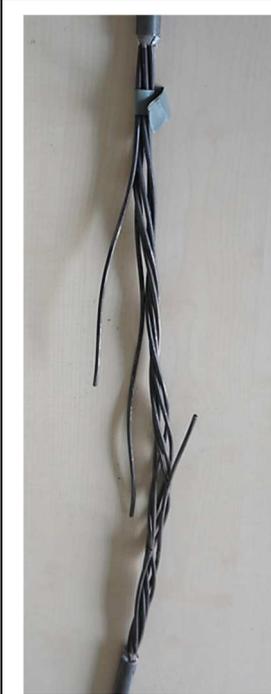
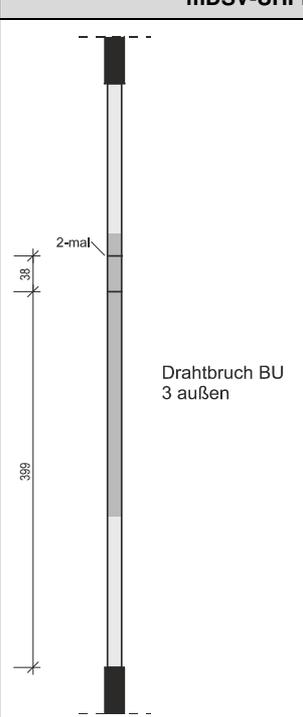
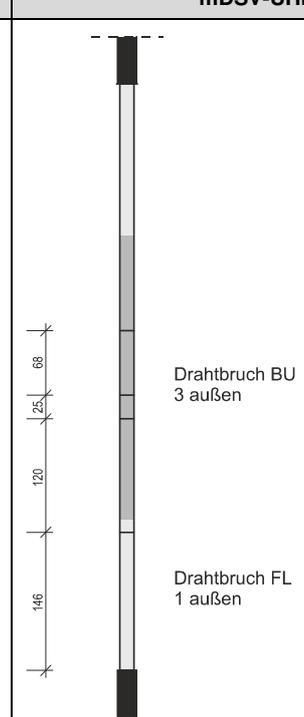


Anhang D-2 Versagen der Litzen

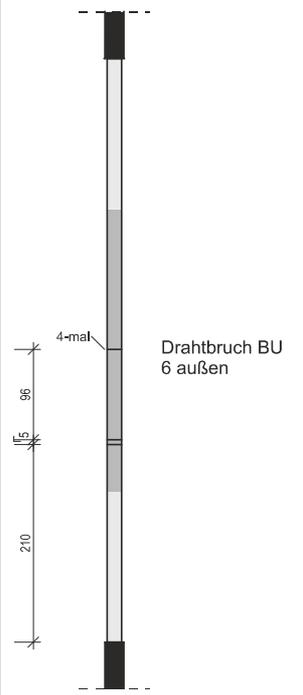
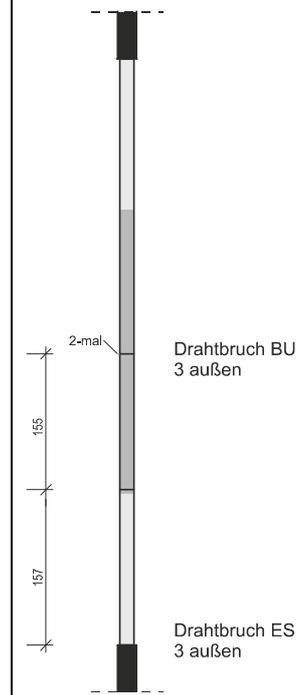
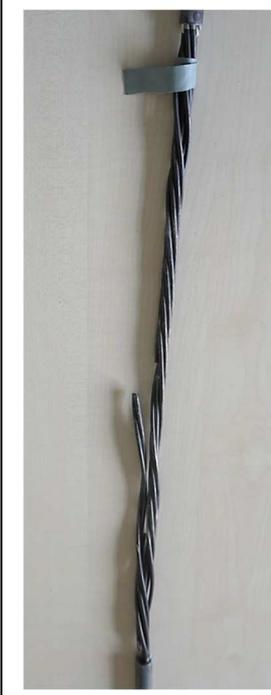
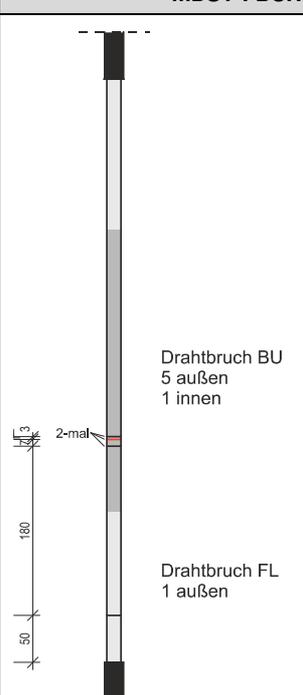
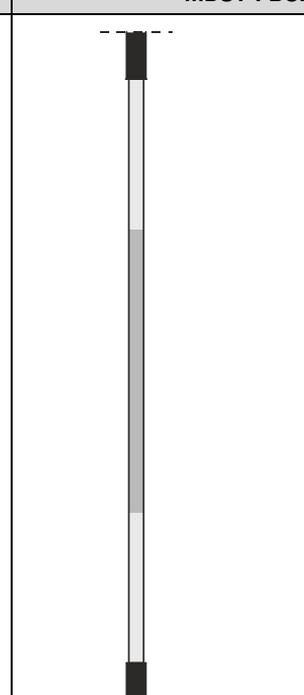
mDSV-NFB-200-50-A-1		mDSV-NFB-200-50-A-2	
 <p>Drahtbruch BU 1 außen</p> <p>2-mal</p> <p>Drahtbruch FL 2 außen</p>		 <p>Drahtbruch BU 2 außen</p>	
mDSV-NFB-200-50-A-3		mDSV-NFB-250-50-A-1	
 <p>Drahtbruch ES 4 außen 1 innen</p>		 <p>Drahtbruch BU 2 außen</p>	

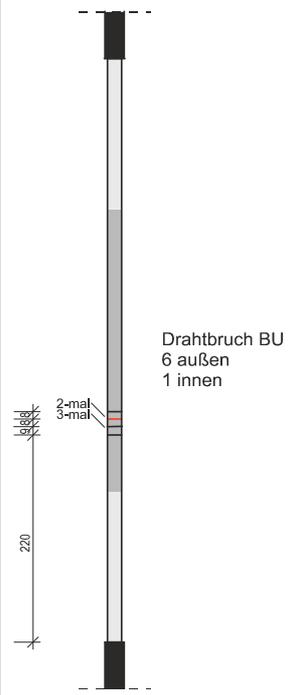
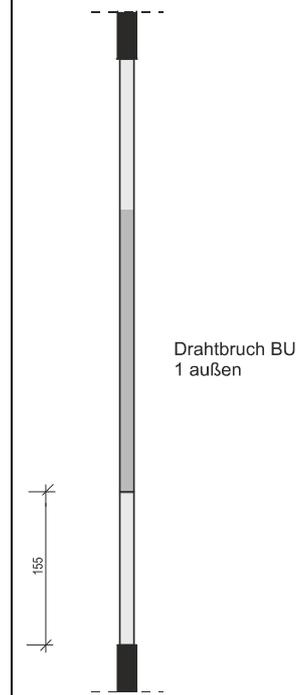
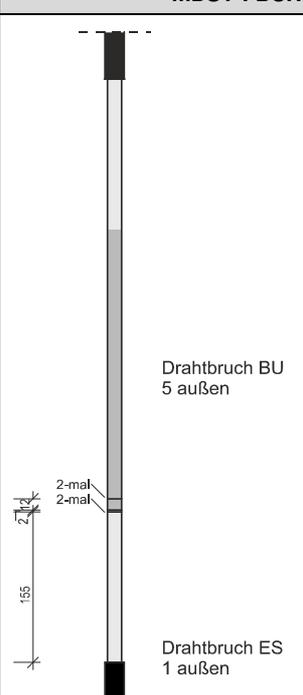
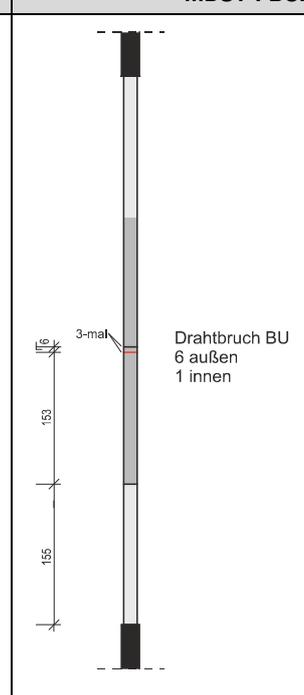
Versuchskörper mDSV-NFB-200-50-A-3 wurde in der Mitte nachträglich zur Untersuchung der Betonflächen geschnitten.

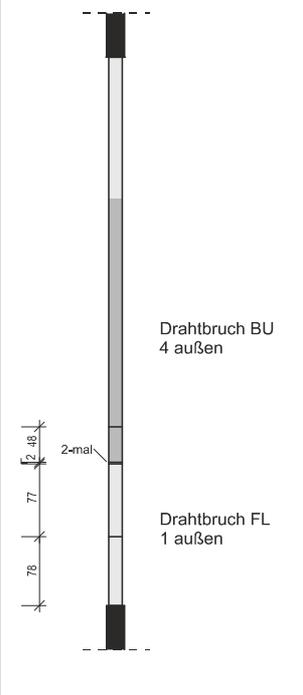
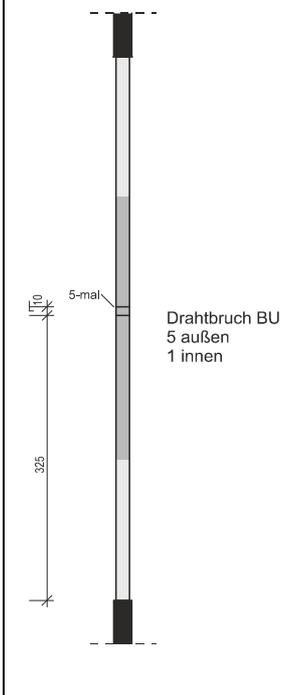
mDSV-NFB-250-50-A-2		mDSV-NFB-250-50-A-3	
 <p>Drahtbruch BU 1 außen</p>	 <p>mDSV-B-12.5-200-2</p>	 <p>Drahtbruch BU 2 außen</p>	
mDSV-NFB-Sp-200-50-S-1		mDSV-NFB-Sp-200-50-S-2	
 <p>Drahtbruch ES 2 außen 1 innen</p> <p>Drahtbruch FL 2 außen</p> <p>Drahtbruch BU 2 außen</p>			

mDSV-UHFB-200-50-S-1		mDSV-UHFB-200-50-S-2	
 <p>175 160</p> <p>Drahtbruch BU 2 außen</p> <p>Drahtbruch ES 2 außen</p>		 <p>140 160</p> <p>Drahtbruch BU 2 außen</p>	
mDSV-UHFB-200-50-S-3		mDSV-UHFB-250-50-S-1	
 <p>2-mal 38</p> <p>389</p> <p>Drahtbruch BU 3 außen</p>		 <p>68 25 120 146</p> <p>Drahtbruch BU 3 außen</p> <p>Drahtbruch FL 1 außen</p>	

mDSV-UHFB-250-50-S-2		mDSV-UHFB-250-50-S-3	
<p>Drahtbruch BU 4 außen</p>		<p>Drahtbruch ES 3 außen</p> <p>Drahtbruch BU 3 außen</p> <p>3-mal</p> <p>160</p>	
mDSV-UHFB-200-75-S-1		mDSV-UHFB-200-75-S-2	
<p>Drahtbruch ES 1 außen</p> <p>Drahtbruch BU 2 außen</p> <p>Drahtbruch FL 2 außen</p> <p>230</p> <p>140</p> <p>5</p> <p>15</p>		<p>Drahtbruch ES 2 außen</p> <p>Drahtbruch BU 3 außen</p> <p>2-mal</p> <p>113</p> <p>286</p>	

mDSV-UHFB-200-75-S-3		mDSV-FBUHFB-175-50-S-1	
 <p>4-mal Drahtbruch BU 6 außen</p>		 <p>2-mal Drahtbruch BU 3 außen Drahtbruch ES 3 außen</p>	
mDSV-FBUHFB-175-50-S-2		mDSV-FBUHFB-175-50-S-3	
 <p>2-mal Drahtbruch BU 5 außen 1 innen Drahtbruch FL 1 außen</p>		 <p>2-mal</p>	

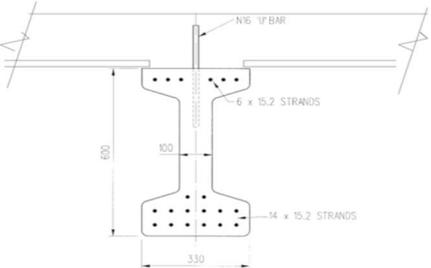
mDSV-FBUHFB-200-50-S-1		mDSV-FBUHFB-200-50-S-2	
 <p>Drahtbruch BU 6 außen 1 innen</p> <p>2-mal 3-mal</p> <p>220</p>		 <p>Drahtbruch BU 1 außen</p> <p>155</p>	
mDSV-FBUHFB-200-50-S-3		mDSV-FBUHFB-250-50-S-1	
 <p>Drahtbruch BU 5 außen</p> <p>2-mal 2-mal</p> <p>155</p> <p>Drahtbruch ES 1 außen</p>		 <p>Drahtbruch BU 6 außen 1 innen</p> <p>3-mal</p> <p>160</p> <p>155</p>	

mDSV-FBUHFB-250-50-S-2		mDSV-FBUHFB-250-50-S-3	
 <p>Drahtbruch BU 4 außen</p> <p>2-mal</p> <p>Drahtbruch FL 1 außen</p>		 <p>10</p> <p>5-mal</p> <p>Drahtbruch BU 5 außen 1 innen</p> <p>325</p>	

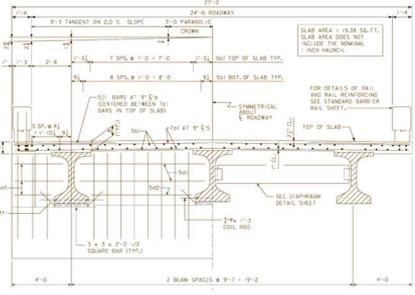
Anhang E Anwendungen vorgespannter Bauteile aus UHFB

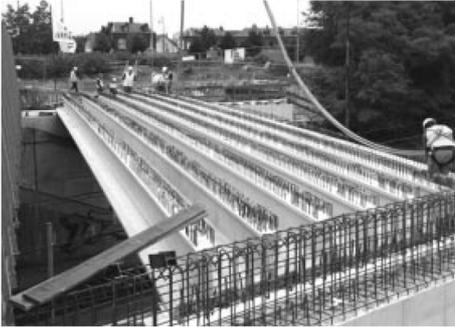
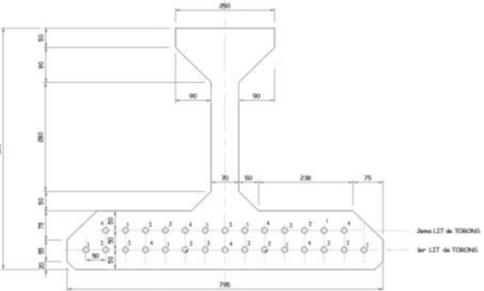
Anhang E-1 Brückenbau

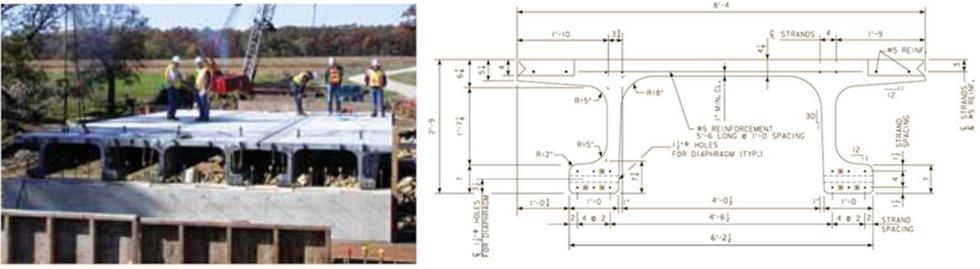
Anhang E-1.1 Vorspannung mit sofortigem Verbund

Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Pont de Bourg-Les-Valence	Überbau: Hauptträger und Platte	Frankreich	2001	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Straßenbrücke • Gesamtlänge: 43 m • Spannweite: 22 m • Brückenfelder: 2 <p><u>Besonderheiten:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Fertigteilträger als Pi-Platte
				
	Quelle:	Fehling, E. et al., Ultrahochfester Beton, Beton Kalender 2013, Berlin, 2013		
Shepherds Creek Bridge	Überbau: Hauptträger	Australien	2004	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Straßenbrücke • Spannweite: 15 m • Brückenfelder: 1 <p><u>Besonderheiten:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Fertigteilträger mit Ortbetonergänzung
				
	Quelle:	Rebentrost, M., Wight, D., UHPC Perspective from a Specialist Construction Company, 2009		

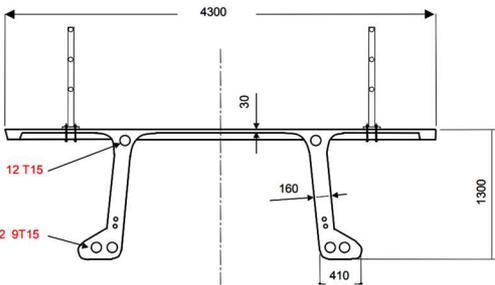
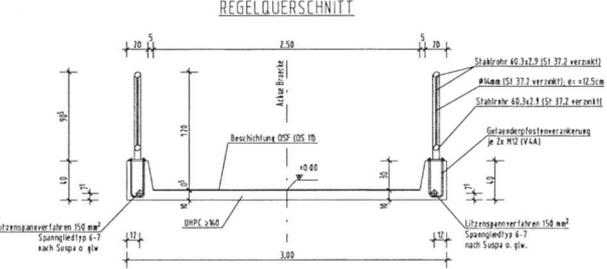
Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Pont de Saint Pierre la Cour	Überbau: Hauptträger	Frankreich	2005	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Straßenbrücke • Spannweite: 19 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Fertigteilträger mit Ortbetonergänzung
				
	Quelle:	Hanoteau, J. et al., Le Ductal: matériau d'avenir le pont de Saint-Pierre la Cour, Paris, 2009		
Horikoshi C-Ramp - Bridge	Überbau: Hauptträger	Japan	2005	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Straßenbrücke • Spannweite: 16,16 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Fertigteilträger mit Ortbetonergänzung
				
	Quelle:	Tanaka, Y., et al., Designing and Building with UHPFRC, London, Hoboken, 2011		

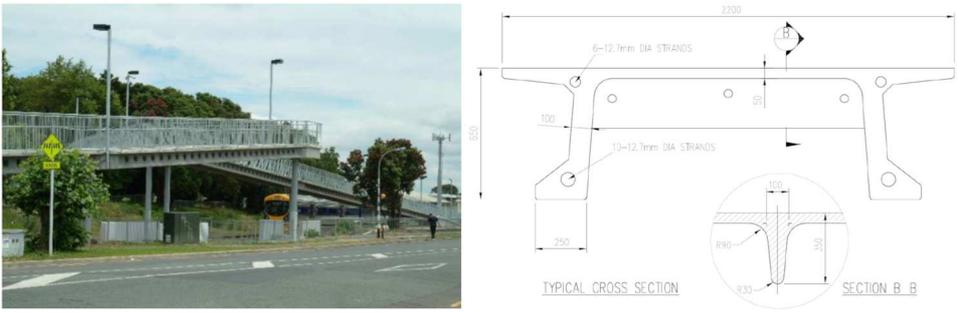
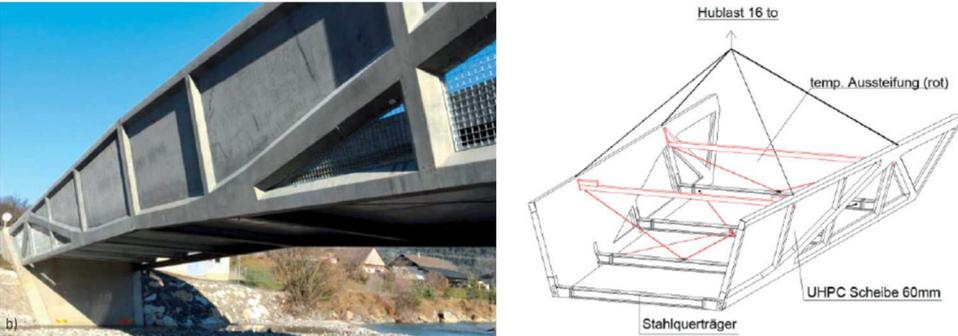
Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
University Keio Bridge	Überbau: Platte	Japan	2005	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Vollplatte • Nutzung: Fußgängerbrücke • Spannweite: 11,3 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Überbau als Fertigteil • „Brücke“ in einem Gebäude
				
	Quelle:	Tanaka, Y., et al., Designing and Building with UHPFRC, London, Hoboken, 2011		
Mars Hill Bridge	Überbau: Hauptträger	USA	2006	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Straßenbrücke • Spannweite: 33,5 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Fertigteilträger mit Ortbetonergänzung
	 			
	Quelle:	WIPF, T. et al., Iowa's ultra-high performance concrete implementation, Research News Iowa Department of Transportation, Ames, 2011		

Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Pont Pinel	Überbau: Hauptträger	Frankreich	2007	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Straßenbrücke • Spannweite: 27 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Fertigteilträger mit Ortbetonergänzung
	 			
	Quelle:	Fehling, E. et al., Ultrahochfester Beton, Beton Kalender 2013, Berlin, 2013		
Cat Point Creek Bridge	Überbau: Hauptträger	USA	2007	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Straßenbrücke • Gesamtlänge: 250 m • Spannweite: 25 m • Brückenfelder: 10 <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Fertigteilträger mit Ortbetonergänzung • Nur ein Feld mit UHPC ausgeführt
				
	Quelle:	Graybeal, B., Designing and Building with UHPFRC, London, Hoboken, 2011		

Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Glenmore/Legsby Bridge Calgary	Überbau: Hauptträger	Kanada	2007	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Fußgängerbrücke • Spannweite: 53 m (33,6 m UHPC) <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Einhängeträger als Fertigteil
				
	Quelle:	Fehling, E. et al., Ultrahochfester Beton, Beton Kalender 2013, Berlin, 2013		
Jakway Park Bridge	Überbau: Hauptträger und Platte	USA	2008	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Straßenbrücke • Spannweite: 15,25 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • 3 Fertigteilträger als Pi-Platte
				
	Quelle:	WIPF, T. et al., Iowa's ultra-high performance concrete implementation, Research News Iowa Department of Transportation, Ames, 2011		

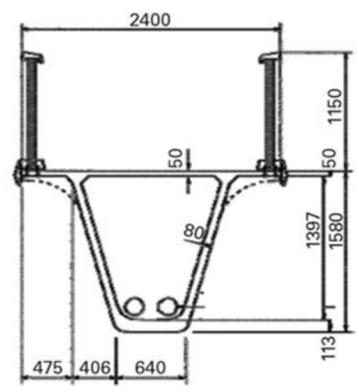
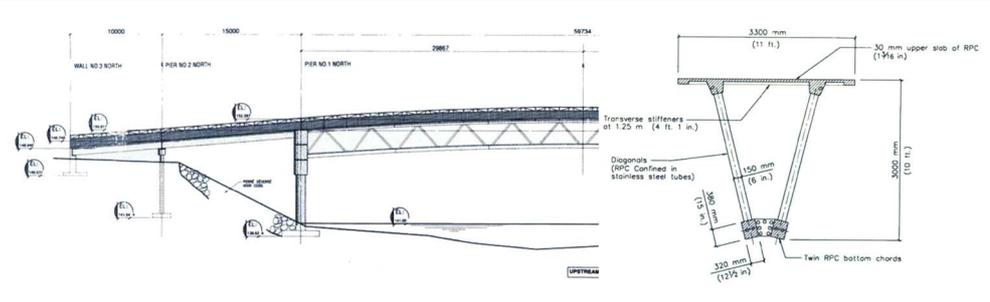
Anhang E-1.2 Vorspannung mit nachträglichem Verbund

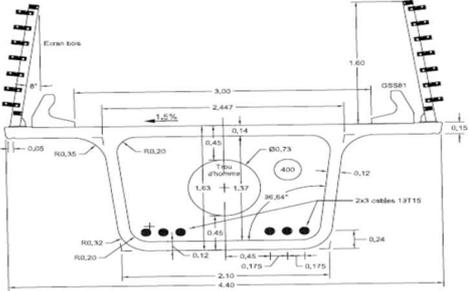
Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Seonyu Footbridge	Überbau: Bogen	Südkorea	2002	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Bogenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Fußgängerbrücke • Gesamtlänge: 430 m • Spannweite: 120 m <u>Besonderheiten:</u> • Bogen in Segmentbauweise aus sechs Fertigteilen in Pi-Form
	 		Quelle: Behloul, M. et al., Seonyu Ductal footbridge, Paris, 2003	
Brückenfamilie aus UHFB in Niestetal	Überbau: Platte	Deutschland	2004	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Vollplatte (Trog) • Nutzung: Fußgängerbrücke • Spannweite: 12 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> • Herstellung mehrerer ähnlicher Brücken • Überbau als Fertigteil
	 		Quelle: Schmidt, M. et al., Brückenfamilie aus Ultra-Hochfestem Beton in Niestetal und Kassel, Beton- und Stahlbetonbau 101 Heft 3, Berlin, 2006	

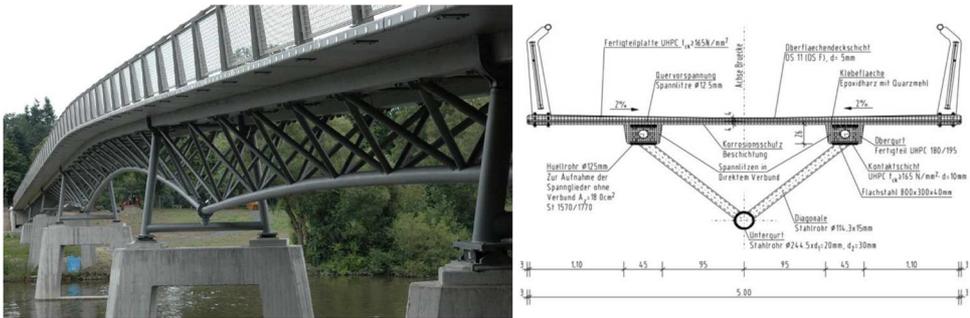
Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Papatoe Station Bridge	Überbau: Hauptträger und Platte	Neuseeland	2005	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Fußgängerbrücke • Gesamtlänge: 175 m • Spannweite: 20 m • Brückenfelder: 10 <p><u>Besonderheiten:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • 2 Segmente je Feld in Pi-Form • Kreisförmige Aussparungen in Stegen • Herstellung weiterer Brücken selber Bauweise (z.B. Penrose und Papakura Station)
				 <p>Quelle: Batoz, J.-F., Behloul, M., Designing and Building with UHPFRC, London, Hoboken, 2011</p>
Paulifurbrücke	Überbau: Schalen	Österreich	2014	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Schale • Nutzung: Fußgängerbrücke • Spannweite: 32 m • Brückenfelder: 1 <p><u>Besonderheiten:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Segmentbauweise mit Fertigteilen
				 <p>Quelle: Olipitz, M., Paulifurbrücke – Entwurf, Planung und Ausführung einer UHPC-Schalenbrücke, Beton- und Stahlbetonbau 110 Heft 5, Berlin, 2015</p>

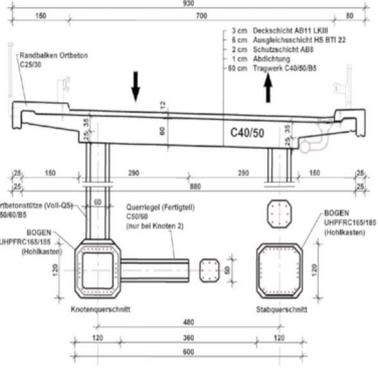
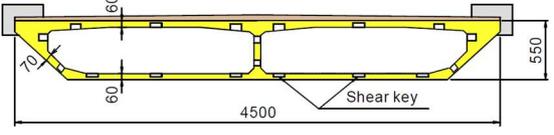
Anhang E-1.3 Vorspannung ohne Verbund

Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Sherbrooke-pedestrian/bikeway Bridge	Überbau	Kanada	1997	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Fachwerkträger • Nutzung: Fußgängerbrücke • Gesamtlänge: 220 m • Spannweite: 60 m • Brückenfelder: 5 <u>Besonderheiten:</u> • 6 Fertigteile in Segmentbauweise • Fachwerkstreben aus UHFB gefüllten Edelstahlrohren (vorgespannt)
	Quelle:	Pierre, Y., Couture, M., Precast, Prestressed Pedestrian Bridge - World's First Reactive Powder Concrete Structure, PCI Journal Vol. 40, Chicago, 1999		
Sakata Mirai Bridge	Überbau	Japan	2002	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Hohlkasten • Nutzung: Fußgängerbrücke • Spannweite: 50,2 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> • 6 Fertigteile in Segmentbauweise
	Quelle:	Fehling, E. et al., Ultrahochfester Beton, Beton Kalender 2013, Berlin, 2013		

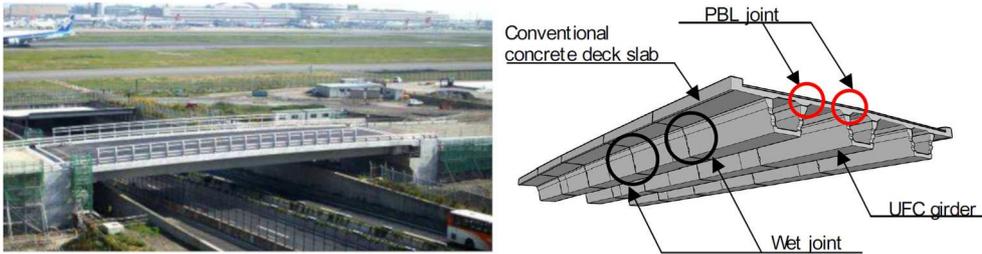


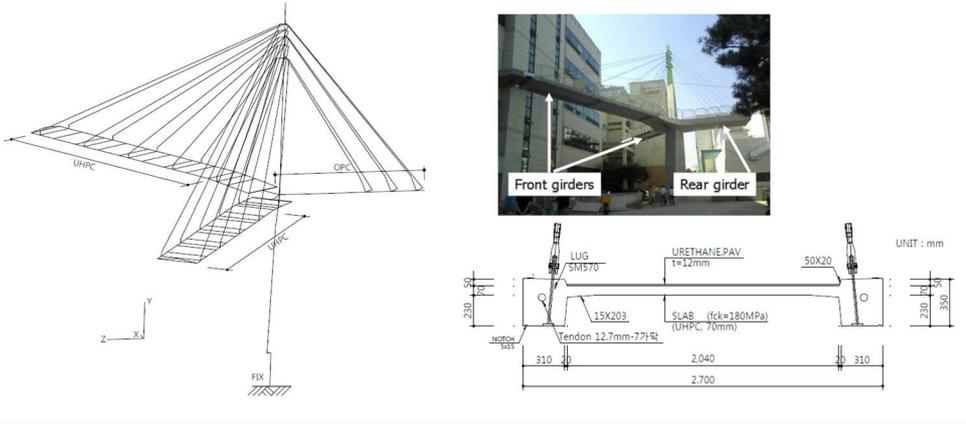
Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Akakura Onsen Yukemuri Bridge	Überbau	Japan	2004	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Hohlkasten • Nutzung: Fußgängerbrücke • Spannweite: 36,4 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Fertigteile in Segmentbauweise • Fahrbahnplatte aus separaten Fertigteilen
				
	Quelle:	Tanaka, Y., et al., Innovation and application of UFC bridges in Japan, Paris, 2009		
Pont de la Chabotte	Überbau: Hohlkasten ex-tern	Frankreich	2005	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Hohlkasten • Nutzung: Straßenbrücke • Spannweite: 47,40 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Segmentbauweise mit Fertigteilen
	 			
	Quelle:	Delauzun, O., Construction du pont de la Chabotte en BFUP sur l'autoroute A51, Paris, 2009		

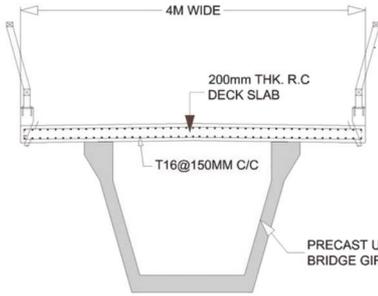
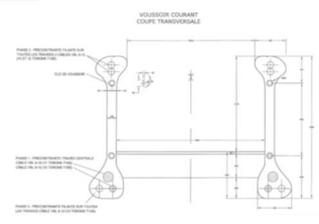
Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Gärtnerplatz-Brücke	Überbau: Obergurt und Fahrbahnplatte	Deutschland	2007	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Fachwerkträger • Nutzung: Fußgängerbrücke • Gesamtlänge: 134 m • Spannweite: 36 m • Brückenfelder: 6 <u>Besonderheiten</u> • Stahl-Verbundbrücke • Vorspannung des Obergurts ohne Verbund und mit sofortigem Verbund • Quervorspannung der Fahrbahnplatte mit sofortigem Verbund
				
	Quelle:	Fehling, E., et al., Designing and Building with UHPFRC, London, Hoboken, 2011		
Pont du Diable	Überbau: Hauptträger	Frankreich	2007	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: zwei I Querschnitte • Nutzung: Fußgängerbrücke • Spannweite: 67,5 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> • Fertigteilträger in Segmentbauweise
				
	Quelle:	Mazzacane, P., et al., Designing and Building with UHPFRC, London, Hoboken, 2011		

Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Wildbrücke Völkermarkt	Bogen	Österreich	2007	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Bogenbrücke • Querschnitt: Vollplatte (Bogen Hohlkasten) • Nutzung: Straßenbrücke • Gesamtlänge: 157 m • Spannweite: 69 m (Bogen) • Brückenfelder: 10 <u>Besonderheiten:</u> • Bogen aus Fertigteilen in Segmentbauweise • Herstellung im Bogenklappverfahren
				
	Quelle:	Reichel, M., Wildbrücke Völkermarkt – vorgespanntes Bogentragwerk aus UHFB-Segmentfertigteilen, Beton- und Stahlbetonbau 106 Heft 11, Berlin, 2011		
Toyota City Gymnasium footbridge	Überbau	Japan	2007	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Hohlkasten • Nutzung: Fußgängerbrücke • Gesamtlänge: 28 m • Spannweite: 22,5 m • Brückenfelder: 2 <u>Besonderheiten:</u> • 12 Fertigteile in Segmentbauweise
				
	Quelle:	Tanaka, Y., et al., Innovation and application of UFC bridges in Japan, Paris, 2009		

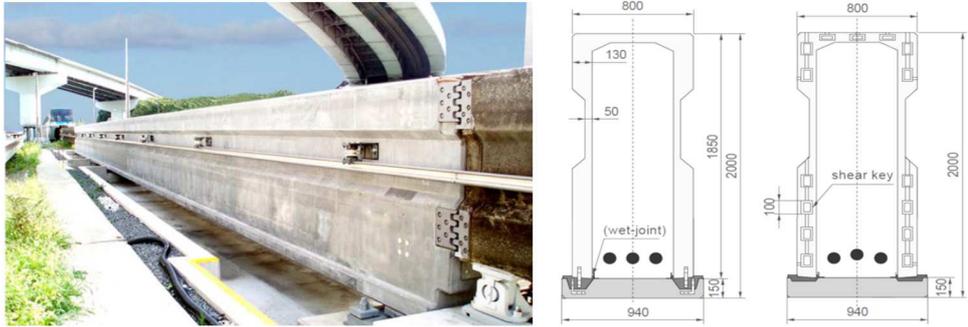
Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Hikita Footbridge	Überbau	Japan	2007	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Trog • Nutzung: Fußgängerbrücke • Spannweite: 63,3 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Fertigteile in Segmentbauweise • Öffnungen in den Stegen
				
	Quelle:	Tanaka, Y., et al., Innovation and application of UFC bridges in Japan, Paris, 2009		
Mikaneike Footbridge	Überbau	Japan	2007	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Fußgängerbrücke • Gesamtlänge: 81,2 m • Spannweite: 39,3 m • Brückenfelder: 2 <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Fertigteile in Segmentbauweise • Fahrbahnplatte aus separaten Fertigteilen
				
	Quelle:	Tanaka, Y., et al., Innovation and application of UFC bridges in Japan, Paris, 2009		

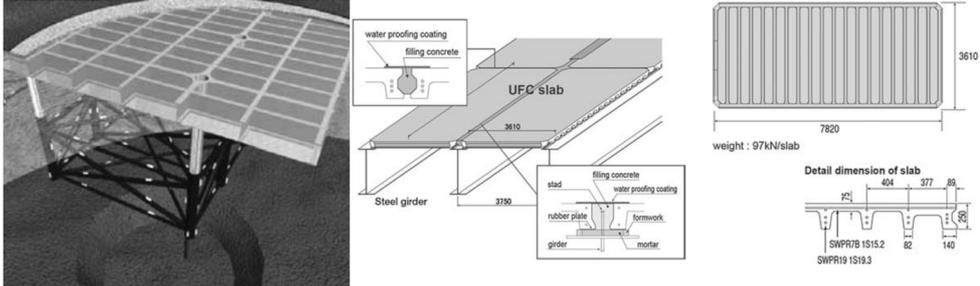
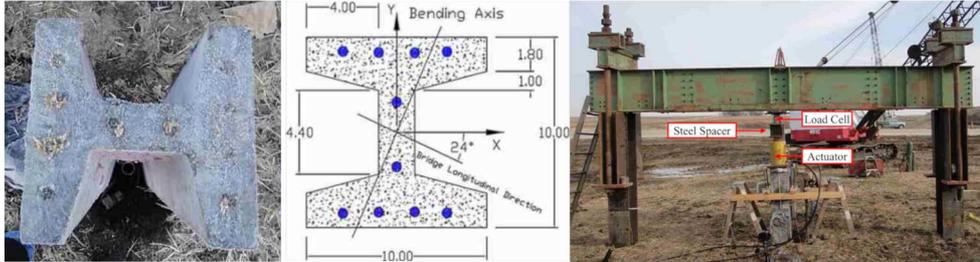
Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Kobe Sanda Premium Outlet Footbridge	Überbau	Japan	2008	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Trog • Nutzung: Fußgängerbrücke • Spannweite: 26,3 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> • 11 Fertigteile in Segmentbauweise
				
	Quelle:	Tanaka, Y., et al., Innovation and application of UFC bridges in Japan, Paris, 2009		
GSE Tokyo Airport Bridge	Überbau	Japan	2008	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Hohlkasten • Nutzung: Flughafen (Schlepper etc.) • Spannweite: 46 m • Brückenfelder: 1 <u>Besonderheiten:</u> • Fertigteile in Segmentbauweise • Fahrbahnplatte als Ortbetoneergänzung
				
	Quelle:	Tanaka, Y., et al., Innovation and application of UFC bridges in Japan, Paris, 2009		

Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Akasaka Yagenzaka Footbridge	Überbau	Japan	2009	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Hohlkasten (zweizellig) • Nutzung: Fußgängerbrücke • Spannweite: 20,2 m • Brückenfelder: 1 • <u>Besonderheiten:</u> • Fertigteile in Segmentbauweise • Fahrbahnplatte aus separaten Fertigteilen
				
	Quelle:	Tanaka, Y., et al., Innovation and application of UFC bridges in Japan, Paris, 2009		
KICT Pedestrian Bridge	Überbau	Südkorea	2009	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Schrägseilbrücke • Querschnitt: Plattenbalken • Nutzung: Fußgängerbrücke • Brückenfelder: 3 • <u>Besonderheiten:</u> • Fertigteile in Segmentbauweise • Rückseitiges Feld aus Normalbeton
				
	Quelle:	Lee, C., et al., Application of UHPC to pedestrain cable stayed Bridges, Seoul, 2013		

Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Kampung Linsum Bridge	Überbau: Hohlkasten (Stege und Bodenplatte)	Malaysia	2011	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Hohlkasten • Nutzung: Straßenbrücke • Spannweite: 50 m • Brückenfelder: 1 • <u>Besonderheiten:</u> • Segmentbauweise mit Fertigteilen (Bodenplatte und Stege) • Fahrbahnplatte als Ortbetoneergänzung
	 		Quelle:	Lei Voo, Y., Construction and design of a 50 m single span uhp ductile concrete composite road bridge, The Structural Engineer, London, 2011
MuCEM Footbridge	Überbau: Hauptträger	Frankreich	2012	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: zwei I Querschnitte • Nutzung: Fußgängerbrücke • Gesamtlänge: 119 m • Spannweite: 67,65 m • Brückenfelder: 3 • <u>Besonderheiten:</u> • Fertigteilträger in Segmentbauweise
	 		Quelle:	Ricciotti, R., et al., Designing and Building with UHPFRC, London, Hoboken, 2011

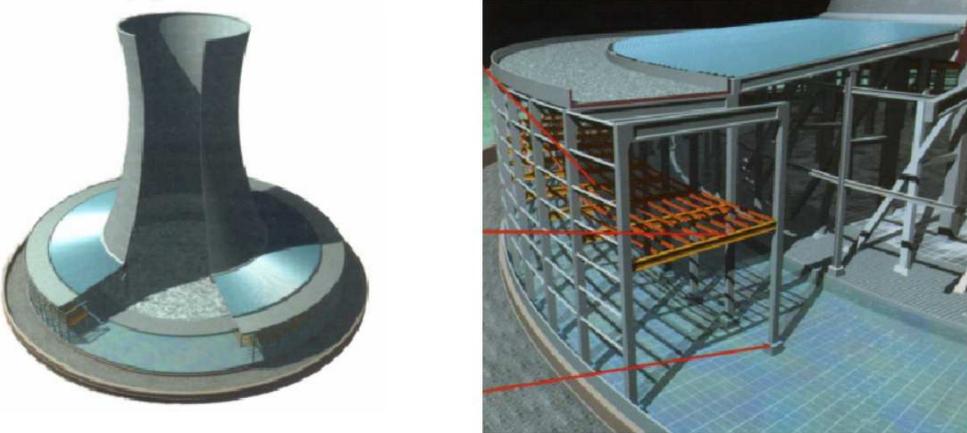
Anhang E-1.4 Weitere vorgespannte Bauteile im Brückenbau/Ingenieurbau

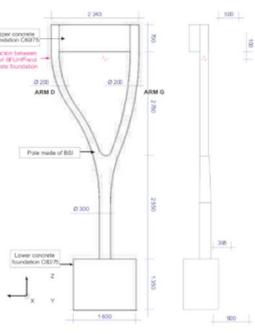
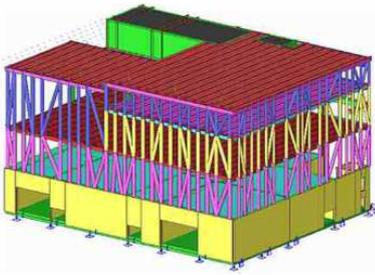
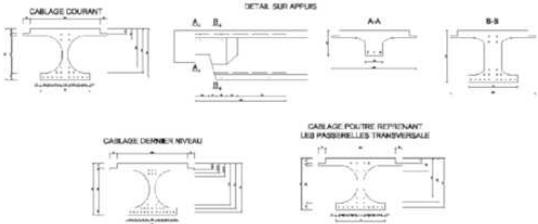
Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Toralogawa Bridge	Vorbauschna- bel	Japan	2006	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Hohlkasten • Nutzung: Fußgängerbrücke • Gesamtlänge: 554 m • Länge Schnabel: 44,8 m • Brückenfelder: 11 <u>Besonderheiten:</u> • Untergurt aus UHPC • Vorbauschnabel wurde nach Fertigstellung Teil der Brücke
				
	Quelle:	Tanaka, Y., et al., Innovation and application of UFC bridges in Japan, Paris, 2009		
Tokyo Monorail Träger	Schienenträger	Japan	2007	<ul style="list-style-type: none"> • Brückentyp: Balkenbrücke • Querschnitt: Hohlkasten • Nutzung: Eisenbahnbrücke • Spannweite: 40 m <u>Besonderheiten:</u> • 6 Fertigteile in Segmentbauweise
				
	Quelle:	Tanaka, H. et al., Technical development of a long span monorail Girder applying ultra high strength fiber reinforced concrete, Proceedings of the 2. International Symposium on UHPC, Kassel, 2008		

Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Landebahn Flughafen Haneda	Plattformdecke	Japan	2007	<ul style="list-style-type: none"> Querschnitt: Platte Spannweite: 7,82 m Gesamtfläche: 200.000 m² Vorspannung mit sofortigem Verbund in beide Richtungen <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> Landebahn in Bucht Aufschüttung nicht überall möglich, deshalb auf Stahlmole gegründet
	 <p>The image shows a photograph of the platform deck at Haneda Airport, which is a large, flat, white concrete slab supported by a steel girder structure. To the right are technical drawings of the UFC slab construction. The drawings include a cross-section showing the slab on a steel girder, with labels for 'water proofing coating', 'filling concrete', 'UFC slab', 'Steel girder', 'stud', 'rubber plate', 'formwork', and 'marker'. Dimensions include a slab width of 7820 mm and a height of 3610 mm. A weight of 97kN/slab is noted. A detail dimension of the slab shows a width of 404 mm and a height of 377 mm. The drawings also specify 'SWFR18 1S15.2' and 'SWFR19 1S19.3'.</p>			
	Quelle:	Fehling, E. et al., Ultrahochfester Beton, Beton Kalender 2013, Berlin, 2013		
Forschungsprojekt	Pfahlgründung	USA	-	<ul style="list-style-type: none"> Querschnitt: I-Profil Vorspannung mit sofortigem Verbund <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> Einsatz von gerammten UHFB Pfählen als Gründung
	 <p>The image shows a photograph of a UHPC pile on the left, which is a large, blue, I-shaped concrete pile. To the right are technical drawings of the pile's cross-section and a photograph of its field implementation. The cross-section drawing shows an I-shaped profile with a width of 4.00 m and a height of 4.40 m. It includes labels for 'Bending Axis', 'Bridge Longitudinal Direction', and a 24-degree angle. Dimensions include 1.80 m, 1.00 m, and 10.00 m. The field implementation photograph shows a large steel I-beam structure supported by UHPC piles, with labels for 'Steel Spacer', 'Load Cell', and 'Actuator'.</p>			
	Quelle:	Garder, J., et al., Connction details and field implementation of UHPC piles – phase II, Ames, 2019		

Anhang E-2 Hochbau

Anhang E-2.1 Vorgespannte Bauteile im Hochbau

Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Atomkraftwerk Cattenom	Trägerrost	Frankreich	1997	<ul style="list-style-type: none"> • Querschnitt: I-Träger • Länge Balken: 14 m • Spannweite Träger: 6,0 - 6,9 m • Anzahl: 2376 + 270 • Vorspannung mit sofortigem Verbund <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Instandsetzungsmaßnahme
				
	Quelle:	Schmid, M., et al., Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton, Berlin, 2008		
Zollstation Millau-Viadukt	Dach	Frankreich	2004	<ul style="list-style-type: none"> • Querschnitt: doppelt gekrümmte Schale • Gesamtfläche: 2400 m² • Gesamtlänge: 100 m • Anzahl: 53 Segmente • Vorspannung ohne Verbund <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Montieren der Fertigteilelemente im Freivorbau
				
	Quelle:	Thibaux, T., Designing and Building with UHPFRC, London, Hoboken, 2011		

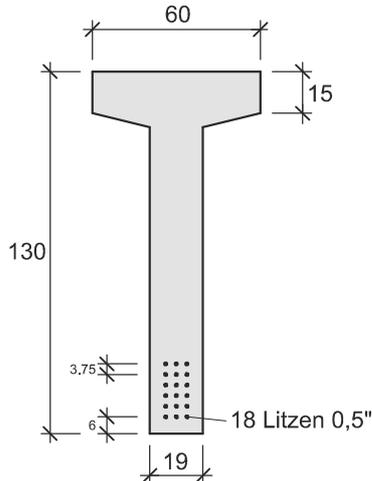
Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
Museum der europäischen Zivilisation und des Mittelmeeres (MuCEM)	Stützen	Frankreich	2012	<ul style="list-style-type: none"> Querschnitt: Rundstütze in verschiedenen Formen Höhe: bis 5,50 m Vorspannung ohne Verbund <u>Besonderheiten:</u> Stützen in I und Y Form (Fertigteile) Fügen der Stützen mit Randträgern der Decke und den Fundamenten über Spannglieder Belastungstest in Realabmessungen
	  			
	Quelle:	Rivillon, P., et. al., Designing and Building with UHPFRC, London, Hoboken, 2011		
Museum der europäischen Zivilisation und des Mittelmeeres (MuCEM)	Träger/ Decke	Frankreich	2012	<ul style="list-style-type: none"> Querschnitt: I Träger, Steg rund Spannweite: 22,65 m Vorspannung mit sofortigem Verbund <u>Besonderheiten:</u> Fertigteilträger direkt nebeneinander gelegt Bewehrte Zwischenfuge mit C60/70 Stahlfaserbeton Ausrundung für Akustik, Beleuchtung und Rauchabzug genutzt
	 			
	Quelle:	Ricciotti, R., et. al., Designing and Building with UHPFRC, London, Hoboken, 2011		

Bauwerk	Bauteil	Standort	Baujahr	Grundlegendes / Besonderheiten
TGV Bahnhof Montpellier	Dach	Frankreich	2018	<ul style="list-style-type: none"> • Querschnitt: doppelt gekrümmte Schale • Länge: 16,84 m • Anzahl: 115 • Vorspannung mit sofortigem Verbund <u>Besonderheiten:</u> <ul style="list-style-type: none"> • Dach aus selbsttragenden Fertigteilelementen • Aussparungen nach Sonnenstand ausgerichtet
				
	Quelle:	https://www.structure-magazin.de/artikel/unter-palmendaechern-der-neue-tgv-bahnhof-in-montpellier-30689/		

Anhang F Berechnungen Parameterstudie

Anhang F-1 Träger SB_T_NFB

Querschnitt:



Baustoffe und System:

Beton: C45/55

Spannstahl: St 1570/1770

Spannweite: 27 m

Vorspannung:

$$A_p = 16,74 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_p^{(0)} = 1350 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{pt=\infty}^{(0)} = \sigma_p^{(0)} \cdot (1 - \delta_{c+s+r,t=\infty}) = 1147,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{pt=\infty}^{(0)} = \sigma_{pt=\infty}^{(0)} / E_p = 5,885 \text{ ‰}$$

$\sigma_{pt=\infty}^{(0)}$: Spannstahlspannung vor der Krafteinleitung in den Beton, aber mit Berücksichtigung der Spannkraftverluste (für die Bestimmung der Vordehnung $\varepsilon_{pt=\infty}^{(0)}$)

(Eingangswert INCA2)

Belastung und Schnittgrößen:

$$g_k = 7,97 \text{ kN/m}$$

$$M_{gd} = 980,50 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,max} = 2586,62 \text{ kNm}$$

(aus INCA2)

$$M_{max,Qk} = (M_{Rd,max} - M_{gd}) / \gamma_Q = 1070,75 \text{ kNm}$$

$$M_o = M_{gk} + M_{max,Qk} = 1797,05 \text{ kNm}$$

(Eingangswert INCA2)

$$M_u = M_{gk} + 0,3 \cdot M_{max,Qk} = 1047,52 \text{ kNm}$$

(Eingangswert INCA2)

Schwingbreite Spannstahl:

$$\sigma_{p,M_o} = 1167,7 \text{ N/mm}^2$$

(aus INCA2)

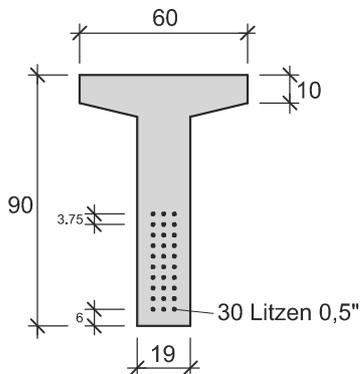
$$\sigma_{p,M_u} = 1108,4 \text{ N/mm}^2$$

(aus INCA2)

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{p,M_o} - \sigma_{p,M_u} = 59,3 \text{ N/mm}^2$$

Anhang F-2 Träger SB_T_HFB

Querschnitt:



Baustoffe und System:

Beton: C90/105

Spannstahl: St 1570/1770

Spannweite: 27 m

Vorspannung:

$$A_p = 27,90 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_p^{(0)} = 1350 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{pt=\infty}^{(0)} = \sigma_p^{(0)} \cdot (1 - \delta_{c+s+r,t=\infty}) = 1147,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{pt=\infty}^{(0)} = \sigma_{pt=\infty}^{(0)} / E_p = 5,885 \text{ ‰}$$

(Eingangswert INCA2)

Belastung und Schnittgrößen:

$$g_k = 5,56 \text{ kN/m}$$

$$M_{gd} = 683,98 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,max} = 2231,12 \text{ kNm}$$

(aus INCA2)

$$M_{max,Qk} = (M_{Rd,max} - M_{gd}) / \gamma_Q = 1031,43 \text{ kNm}$$

$$M_o = M_{gk} + M_{max,Qk} = 1538,08 \text{ kNm}$$

(Eingangswert INCA2)

$$M_u = M_{gk} + 0,3 \cdot M_{max,Qk} = 816,08 \text{ kNm}$$

(Eingangswert INCA2)

Schwingbreite Spannstahl:

$$\sigma_{p,M_o} = 1154,3 \text{ N/mm}^2$$

(aus INCA2)

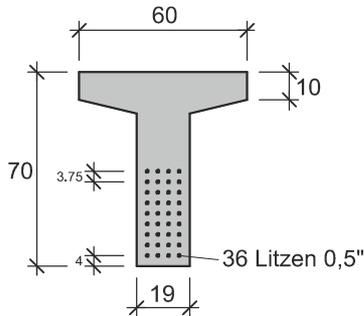
$$\sigma_{p,M_u} = 1073,0 \text{ N/mm}^2$$

(aus INCA2)

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{p,M_o} - \sigma_{p,M_u} = 81,3 \text{ N/mm}^2$$

Anhang F-3 Träger SB_T_UHFB

Querschnitt:



Baustoffe und System:

Beton: C160/185

Spannstahl: St 1570/1770

Spannweite: 27 m

Vorspannung:

$$A_p = 33,48 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_p^{(0)} = 1350 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{pt=\infty}^{(0)} = \sigma_p^{(0)} \cdot (1 - \delta_{c+s+r,t=\infty}) = 1147,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{pt=\infty}^{(0)} = \sigma_{pt=\infty}^{(0)} / E_p = 5,885 \text{ ‰}$$

(Eingangswert INCA2)

Belastung und Schnittgrößen:

$$g_k = 4,61 \text{ kN/m}$$

$$M_{gd} = 567,12 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,max} = 2056,33 \text{ kNm}$$

(aus INCA2)

$$M_{max,Qk} = (M_{Rd,max} - M_{gd}) / \gamma_Q = 992,81 \text{ kNm}$$

$$M_o = M_{gk} + M_{max,Qk} = 1412,90 \text{ kNm}$$

(Eingangswert INCA2)

$$M_u = M_{gk} + 0,3 \cdot M_{max,Qk} = 717,93 \text{ kNm}$$

(Eingangswert INCA2)

Schwingbreite Spannstahl:

$$\sigma_{p,M_o} = 1161,5 \text{ N/mm}^2$$

(aus INCA2)

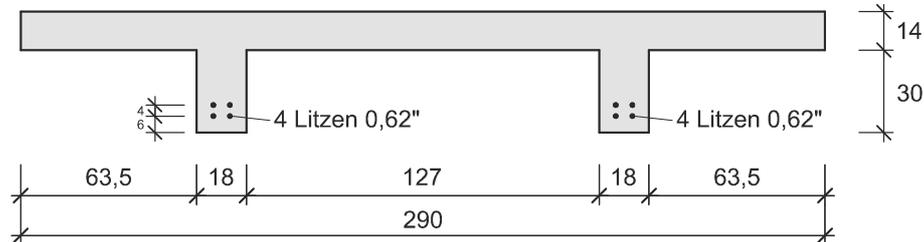
$$\sigma_{p,M_u} = 1043,3 \text{ N/mm}^2$$

(aus INCA2)

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{p,M_o} - \sigma_{p,M_u} = 118,2 \text{ N/mm}^2$$

Anhang F-4 Plattenbalkenbrücke SB_B_NFB

Querschnitt:



Baustoffe und System:

Beton: C40/50

Spannstahl: St 1570/1770

Spannweite: 9 m

Vorspannung:

$$A_p = 12,00 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_p^{(0)} = 1350 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{pt=\infty}^{(0)} = \sigma_p^{(0)} \cdot (1 - \delta_{c+s+r,t=\infty}) = 1147,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{pt=\infty}^{(0)} = \sigma_{pt=\infty}^{(0)} / E_p = 5,885 \text{ ‰}$$

(Eingangswert INCA2)

Belastung und Schnittgrößen:

$$g_k = 12,85 \text{ kN/m}$$

$$M_{gd} = 175,64 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,max} = 622,58 \text{ kNm}$$

(aus INCA2)

$$M_{max,Qk} = (M_{Rd,max} - M_{gd}) / \gamma_Q = 297,96 \text{ kNm}$$

$$M_o = M_{gk} + M_{max,Qk} = 428,06 \text{ kNm}$$

(Eingangswert INCA2)

$$M_u = M_{gk} + 0,3 \cdot M_{max,Qk} = 219,49 \text{ kNm}$$

(Eingangswert INCA2)

Schwingbreite Spannstahl:

$$\sigma_{p,M_o} = 1179,0 \text{ N/mm}^2$$

(aus INCA2)

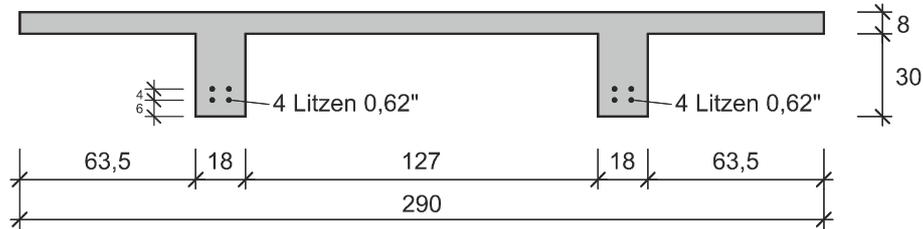
$$\sigma_{p,M_u} = 1106,1 \text{ N/mm}^2$$

(aus INCA2)

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{p,M_o} - \sigma_{p,M_u} = 72,9 \text{ N/mm}^2$$

Anhang F-5 Plattenbalkenbrücke SB_B_UHFB

Querschnitt:



Baustoffe und System:

Beton: C150/165

Spannstahl: St 1570/1770

Spannweite: 9 m

Vorspannung:

$$A_p = 12,00 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_p^{(0)} = 1350 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{pt=\infty}^{(0)} = \sigma_p^{(0)} \cdot (1 - \delta_{c+s+r,t=\infty}) = 1147,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{pt=\infty}^{(0)} = \sigma_{pt=\infty}^{(0)} / E_p = 5,885 \text{ ‰}$$

(Eingangswert INCA2)

Belastung und Schnittgrößen:

$$g_k = 8,50 \text{ kN/m}$$

$$M_{gd} = 116,18 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,max} = 520,83 \text{ kNm}$$

(aus INCA2)

$$M_{max,Qk} = (M_{Rd,max} - M_{gd}) / \gamma_Q = 269,77 \text{ kNm}$$

$$M_o = M_{gk} + M_{max,Qk} = 355,83 \text{ kNm}$$

(Eingangswert INCA2)

$$M_u = M_{gk} + 0,3 \cdot M_{max,Qk} = 166,99 \text{ kNm}$$

(Eingangswert INCA2)

Schwingbreite Spannstahl:

$$\sigma_{p,M_o} = 1160,6 \text{ N/mm}^2$$

(aus INCA2)

$$\sigma_{p,M_u} = 1104,8 \text{ N/mm}^2$$

(aus INCA2)

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{p,M_o} - \sigma_{p,M_u} = 55,8 \text{ N/mm}^2$$