

Zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern unter Ermüdungsbeanspruchung

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen
zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors
der Ingenieurwissenschaften genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Frederik Teworte

Berichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. Josef Hegger
 Universitätsprofessor em. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch

Tag der mündlichen Prüfung: 9.4.2014

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Frederik Teworte

**Zum Querkrafttragverhalten
von Spannbetonträgern unter
Ermüdungsbeanspruchung**

Herausgeber:

Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen
Universitätsprofessor Dr.-Ing. Josef Hegger

Anschrift:

Lehrstuhl und Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen

Teworte, Frederik:

Zum Querkrafttragverhalten von Spannbetontträgern unter Ermüdungsbeanspruchung

1. Auflage Aachen, Eigenverlag, Heft 39
(Schriftenreihe des IMB)

ISBN 3-939051-18-7
ISSN 0949-7331

© 2014 Lehrstuhl und Institut für Massivbau

Druck: Druck und Verlag Mainz, Aachen
Gedruckt auf chlorfrei gebleichtem Papier

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten
der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Zusammenfassung

Die Anforderungen an Brückenbauwerke im Bestand haben sich in den vergangenen Jahren infolge der steigenden Verkehrszahlen deutlich erhöht und werden sich laut aktuellen Studien in den nächsten Jahren weiter verschärfen. Viele Brückenbauwerke in Deutschland aus den 1960er und 1970er Jahren sind für das Lastmodell SLW60 unter Querkraftbeanspruchung nach dem Hauptzugspannungskriterium von DIN 4227 bemessen und weisen häufig sehr geringe Querkraftbewehrungsgrade auf. Die Zunahme der Verkehrsbelastung führt neben der erhöhten Belastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ebenfalls zu einer höheren Ermüdungsbeanspruchung, sodass sowohl die statische als auch die zyklische Querkrafttragfähigkeit in Frage stehen.

Das Tragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonträgern ohne und mit geringer Querkraftbewehrung wurde in der Vergangenheit für statische Kurzzeitbelastung eingehend und systematisch untersucht. Zum Ermüdungstragverhalten unter Querkraftbeanspruchung hingegen liegen nur wenige Erkenntnisse vor. Darüber hinaus lassen die stark voneinander abweichenden Randbedingungen und Materialparameter der Ermüdungsversuche einen direkten Vergleich nicht zu. Da die Schädigung infolge der zyklischen Belastung und die resultierenden Umlagerungen im Bauteil bisher nicht quantifiziert sind, liefern die bestehenden Ermüdungsnachweise unter Querkraftbeanspruchung keine sicheren und gleichzeitig wirtschaftlichen Ergebnisse. Für vorgespannte Bauwerke mit geringer Querkraftbewehrung liegen darüber hinaus keine ausreichenden Erkenntnisse vor, ob die vorhandene Bügelbewehrung eine ausreichende Duktilität im Versagensfall sicherstellen kann.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist die grundlegende Beschreibung des Ermüdungstragverhaltens von nicht und gering querkraftbewehrten, profilierten Spannbetonträgern unter Querkraftbeanspruchung. Hierzu wird zunächst der Stand der Kenntnisse zum Ermüdungsverhalten von Beton und Betonstahl sowie zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern unter statischer und zyklischer Beanspruchung beschrieben. Anschließend erfolgt eine Beschreibung der eigenen experimentellen Untersuchungen an Spannbetonträgern ohne Querkraftbewehrung (13 Träger) und mit geringen Querkraftbewehrungsgraden (14 Träger). Numerische Untersuchungen der Versuchsträger unter statischer und zyklischer Beanspruchung dienen der Bewertung der Ansätze zur statischen Querkrafttragfähigkeit sowie der Analyse der Spannungszustände.

Aufbauend auf den durchgeführten Untersuchungen werden Ingenieurmodelle zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern ohne und mit geringem Querkraftbewehrungsgrad unter zyklischer Beanspruchung entwickelt. Basierend auf den Ingenieurmodellen wird anschließend ein modulares Nachweisverfahren zur Querkraftermüdung von Spannbetonbrücken vorgestellt. Die Anwendung des Nachweisverfahrens wird abschließend anhand einer repräsentativen Bestandsbrücke aufgezeigt. Das vorgestellte Nachweisverfahren ermöglicht eine sicherere und wirtschaftlichere Nachrechnung von Bestandsbrücken.

Summary

The demands on the load-carrying capacity of bridges have increased over the last decades due to higher traffic volume. In the future, even a further increase of traffic loads is expected. Many existing bridge structures in Germany built in the 1960s and 1970s were designed for lower traffic loads applying the principal tensile strength criterion for shear. These structures typically feature a high degree of prestressing and low shear reinforcement ratios. In addition to the verification of the shear strength under static loading in the ultimate limit state, the shear fatigue resistance under service loads must be proved to account for the increased fatigue loads.

In the past, the load-bearing behaviour of reinforced and prestressed concrete beams without shear reinforcement and with low shear reinforcement ratios under static shear loads has been investigated thoroughly and systematically. In contrast, the knowledge on the load-bearing behaviour under cyclic shear loads is very limited. Furthermore, the investigated parameters and material parameters of the available fatigue tests vary significantly impeding a direct comparison of the test results. Since the deterioration caused by cyclic loading and the resulting redistribution of forces within a member are not yet quantified, the existing approaches for shear fatigue do not yield safe and economic results at the same time. In case of prestressed concrete structures with a low amount of shear reinforcement it is not yet answered, if the provided shear reinforcement ensures a ductile failure behaviour.

The aim of the presented work is a thorough analysis of the load-bearing behaviour of prestressed profiled concrete beams without shear reinforcement and with low shear reinforcement ratios under cyclic shear. At first, the state of knowledge on the fatigue behaviour of concrete and reinforcing steel as well as the shear strength of prestressed concrete beams under static and cyclic loading is summarized. Subsequently, own experimental investigations on prestressed beams without shear reinforcement (13 beams) and with low shear reinforcement ratios (14 beams) are presented. Numerical investigations of the tested beams under static and cyclic loading allow for an evaluation of the existing approaches of the static shear strength and a further analysis of the states of stress.

Based on the experimental and numerical investigations models to determine the shear strength of prestressed concrete beams without shear reinforcement and with low shear reinforcement ratios under fatigue loading are developed. These models are then implemented in a modular verification procedure for shear fatigue of prestressed concrete bridges. Finally, the application of the developed verification procedure to a typical bridge structure is presented. The proposed procedure allows for a safer and more economical assessment of the shear strength under cyclic loading of existing bridges.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern unter Ermüdungsbeanspruchung entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl und Institut für Massivbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. Die vorgestellten Untersuchungen wurden durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) und Hessen Mobil gefördert. Für das Vertrauen und die Förderung möchte ich mich an dieser Stelle bedanken.

Die Anregung zum Thema dieser Arbeit erhielt ich von Herrn Professor Dr.-Ing. Josef Hegger, Inhaber des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. Für die Betreuung und Förderung meiner Arbeit sowie die gewährte Unterstützung gilt ihm mein besonderer Dank. Darüber hinaus möchte ich mich herzlich für die wertvollen über das Thema dieser Arbeit hinausgehenden Diskussionen bedanken, die im Rahmen der Normungstätigkeit entstanden sind.

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch, em. Ordinarius für Massivbau der Technischen Universität München, danke ich für die Übernahme des Koreferats und die kritische Durchsicht der Arbeit.

Bei allen Kollegen sowie Mitarbeitern der Versuchshalle des Instituts für Massivbau bedanke ich mich für die angenehme, freundschaftliche und konstruktive Zusammenarbeit in den letzten Jahren. Ein besonderer Dank gilt Herrn Dr.-Ing. Martin Kurth und Herrn Dipl.-Ing. Carsten Siburg für die wertvollen Diskussionen und Anmerkungen, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Bei den studentischen Hilfskräften, Institutspraktikanten, Bacheloranden, Masteranden und Diplomanden, die durch ihren persönlichen Einsatz die umfangreichen Untersuchungen unterstützt haben, bedanke ich mich für die sehr gute Zusammenarbeit.

Ein herzlicher Dank gilt meinen Eltern, die mich stets unterstützt haben und mir somit erst die Erstellung dieser Arbeit ermöglichten. Zudem bedanke ich mich bei meiner Schwester und ihrer Familie, die mich insbesondere während der Endphase der Dissertation immer wieder motiviert haben.

Aachen, im April 2014

Frederik Teworte

INHALTSVERZEICHNIS

1	Einleitung	1
1.1	Veranlassung.....	1
1.2	Zielsetzung und Inhalt der Arbeit.....	2
2	Stand der Kenntnisse	3
2.1	Allgemeines	3
2.2	Ermüdungsverhalten von Beton	3
2.2.1	Allgemeines	3
2.2.2	Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit - Grundlagen	4
2.2.3	Druckschwellbeanspruchung	5
2.2.4	Zugschwellbeanspruchung.....	8
2.3	Ermüdungsverhalten von Betonstahl.....	11
2.3.1	Bruchvorgang.....	11
2.3.2	Ermüdungsfestigkeit	12
2.4	Statische Querkraftbemessung	14
2.4.1	Allgemeines	14
2.4.2	Querkraftbemessung nach DIN 4227	15
2.4.3	Querkraftbemessung nach DIN Fachbericht 102.....	18
2.4.4	Alternative Modelle	21
2.5	Zyklische Querkraftbemessung	25
2.5.1	Allgemeines	25
2.5.2	Querkraftbemessung nach DIN Fachbericht 102.....	25
2.5.3	Alternative Modelle	30
2.6	Versuche zur zyklischen Querkrafttragfähigkeit.....	34
2.6.1	Allgemeines	34
2.6.2	Versuche an Spannbetonträgern	35
3	Experimentelle Untersuchungen.....	42
3.1	Allgemeines	42
3.2	Festlegung der Versuchsparameter.....	42
3.2.1	Allgemeines	42
3.2.2	Querkraftbewehrungsgrad.....	43

3.2.3	Vorspanngrad	45
3.2.4	Belastung	46
3.3	Versuchsprogramm	47
3.4	Versuchsaufbau und –durchführung	49
3.5	Versuchsträger	51
3.5.1	Träger ohne Querkraftbewehrung	51
3.5.2	Träger mit Querkraftbewehrung	54
3.5.3	Trägerherstellung	55
3.5.4	Baustoffkennwerte	58
3.5.5	Messtechnik.....	67
3.6	Rechnerische statische Querkrafttragfähigkeit	76
3.6.1	Träger ohne Querkraftbewehrung	76
3.6.2	Träger mit Querkraftbewehrung	79
3.7	Ergebnisse der Querkraftversuche	81
3.7.1	Allgemeines.....	81
3.7.2	Träger ohne Querkraftbewehrung	81
3.7.3	Träger mit Querkraftbewehrung	97
4	Numerische Untersuchungen.....	112
4.1	Allgemeines	112
4.2	Modellierung.....	112
4.3	Statische Beanspruchung	114
4.3.1	Materialmodelle	114
4.3.2	Ergebnisse	119
4.4	Zyklische Beanspruchung	127
4.4.1	Materialmodell	127
4.4.2	Ergebnisse	130
5	Ingenieurmodelle zur Bestimmung der zyklischen Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern.....	132
5.1	Allgemeines	132
5.2	Träger ohne Querkraftbewehrung.....	132
5.2.1	Versuchsnachrechnung	132
5.2.2	Entwicklung von Ingenieurmodellen	134
5.3	Träger mit Querkraftbewehrung	145

5.3.1	Versuchsnachrechnung	145
5.3.2	Entwicklung von Ingenieurmodellen	150
6	Nachweis von Spannbetonbrücken unter zyklischer Querkraftbeanspruchung	161
6.1	Allgemeines	161
6.2	Nachweisverfahren	163
6.2.1	Allgemeiner Aufbau.....	163
6.2.2	Nachweis ohne Berücksichtigung der Querkraftbewehrung	164
6.2.3	Nachweis mit Berücksichtigung der Querkraftbewehrung.....	168
6.2.4	Nachweis auf Basis weitergehender Untersuchungen	173
6.3	Anwendungsbeispiel.....	175
6.3.1	Allgemeines	175
6.3.2	Bauwerksbeschreibung	175
6.3.3	Schnittgrößenermittlung	177
6.3.4	Nachweis der zyklischen Querkrafttragfähigkeit	182
7	Zusammenfassung und Ausblick	198
 Literatur		202
Anhang A Bewehrungspläne		A-1
Anhang B Baustoffkennwerte		B-1
Anhang C Ergebnisse - Träger ohne Querkraftbewehrung		C-1
Anhang D Ergebnisse - Träger mit Querkraftbewehrung		D-1
Anhang E Anwendungsbeispiel		E-1

Bezeichnungen und Begriffe

Nachfolgend sind die wichtigsten in dieser Arbeit verwendeten Formelzeichen und geometrischen Größen aufgeführt. Nicht verzeichnete Symbole werden im Text erläutert.

Einheiten:

Kräfte, Lasten:	MN, kN, N
Längen:	mm, cm, m
Flächen:	cm ² , m ²
Spannungen:	N/mm ²
Frequenz:	Hz
Wichte:	kN/m ³

Große lateinische Buchstaben:

A_c	Querschnittsfläche des Betons
A_p	Querschnittsfläche der Spannstahlbewehrung
A_s	Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung
D	Schadenssumme nach Palmgren-Miner
D_{Ed}	Bemessungswert der Schadenssumme nach Palmgren-Miner
$E_{cd,max}$	Verhältnis der Oberspannung zum Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$E_{cd,min}$	Verhältnis der Unterspannung zum Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
$E_{cm,tm}$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons über die Versuchsdauer
E_{sm}	mittlerer Elastizitätsmodul des Betonstahls
F_{cd}	Bemessungswert der Betondruckkraft
F_k	Korrekturfunktion zur Berücksichtigung des Vorspanngrads
F_{sd}	Bemessungswert der Stahlzugkraft
G_f	Bruchenergie des Betons
I	Flächenmoment 2. Grades
M_{Ed}	Bemessungswert der Momentenbeanspruchung
N	Lastwechselzahl, Bruchlastspielzahl
N^*	Lastwechselzahl beim Knickpunkt der Wöhlerlinie
N_{calc}	rechnerische Bruchlastspielzahl der Querkraftbewehrung
N_{Ed}	Bemessungswert der Normalkraftbeanspruchung
$N_{failure}$	im Versuch ermittelte Bruchlastspielzahl des Bauteils
N_{test}	im Versuch ermittelte Bruchlastspielzahl eines Bügelschenkels
P	Vorspannkraft
$P_{m,tm}$	mittlere Vorspannkraft über die Versuchsdauer
S	Flächenmoment 1. Grades bezogen auf den Schwerpunkt
T_{Ed}	Bemessungswert der Torsionsbeanspruchung

V_C	Betontraganteil der Querkrafttragfähigkeit
V_{cr}	experimentell ermittelte Schubrisslast
V_E	einwirkende Querkraftbeanspruchung
V_{Ed}	Bemessungswert der Querkraftbeanspruchung
$V_{Ed,max}$	Bemessungswert der maximalen Querkraftbeanspruchung
$V_{Ed,min}$	Bemessungswert der minimalen Querkraftbeanspruchung
V_F	Fachwerktraganteil der Querkrafttragfähigkeit
V_{max}	maximale Querkraftbeanspruchung
V_{min}	minimale Querkraftbeanspruchung
V_{R2k}	mittlere Querkrafttragfähigkeit der Bauteilanalyse mit Response-2000
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert des Betontraganteils infolge Rissreibung eines Bauteils mit Querkraftbewehrung
$V_{Rd,ct}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung
$V_{Rd,sy}$	Bemessungswert der durch die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung begrenzten aufnehmbaren Querkraft
$V_{Rm,ct}$	mittlere Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung
$V_{Rm,sy,FB}$	mittlere Querkraft bei Versagen der Querkraftbewehrung nach DIN Fachbericht 102
$V_{Rm,sy,G}$	mittlere Querkraft bei Versagen der Querkraftbewehrung nach Görtz
W_T	Torsionswiderstandsmoment

Kleine lateinische Buchstaben:

a	Abstand der Last zum Auflager
a_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
$a_{sw,prov}$	vorhandene Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
b	Breite
$b_{s,eff}$	effektive äquivalente Schubbreite
b_w	Stegbreite
$b_{w,nom}$	nominelle Stegbreite
c_j	Vorfaktor
d	statische Nutzhöhe, Durchmesser
d_{Br}	Biegerollendurchmesser
d_g	Durchmesser der Gesteinskörnung
d_{max}	Größtkorndurchmesser
d_s	Stabdurchmesser des Betonstahls
f	Frequenz
$f_{0,2m}$	mittlere Spannung des Betonstahls bei der 0,2 %-Dehngrenze
f_c	Betondruckfestigkeit
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
f_{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit
$f_{cm,cyl}$	mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons ($\varnothing / h = 150 / 300$ mm)
$f_{cm,cyl,tm}$	mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons über die Versuchsdauer ($\varnothing / h = 150 / 300$ mm)

$f_{cm,cyl,28}$	mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen in der Güteprüfung
$f_{cm,150,tm}$	mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons über die Versuchsdauer (Kantenlänge 150 mm)
f_{ct}	einaxiale Betonzugfestigkeit
f_{ctd}	Bemessungswert der einaxialen Betonzugfestigkeit
$f_{ctk;0,05}$	unterer Quantilwert der einaxialen Betonzugfestigkeit
f_{ctm}	mittlere einaxiale Betonzugfestigkeit
$f_{ctm,tm}$	mittlere einaxiale Betonzugfestigkeit über die Versuchsdauer
$f_{ctm,sp}$	mittlere Spaltzugfestigkeit des Betons im Zylinder ($\varnothing / h = 150 / 300$ mm)
$f_{ctm,sp,tm}$	mittlere Spaltzugfestigkeit des Betons im Zylinder über die Versuchsdauer ($\varnothing / h = 150 / 300$ mm)
f_t	Zugfestigkeit des Betonstahls
f_{tm}	mittlere Zugfestigkeit des Betonstahls
f_y	Streckgrenze des Betonstahls
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{yk}	charakteristische Streckgrenze des Betonstahls
f_{ym}	mittlere Streckgrenze des Betonstahls
g_l	Eigengewicht
h	Höhe
$h_{f,i}$	Flanschhöhe bei profilierten Querschnitten
k_1	Spannungsexponent der Wöhlerlinie
k_2	Spannungsexponent der Wöhlerlinie
k_x	bezogene Druckzonenhöhe
l	Länge, Stützweite
l_{ch}	charakteristische Länge des Betons
n	Lastwechselzahl
t	Zeit
w	Durchbiegung, Rissaufweitung
w_I	Durchbiegung unter Oberlast nach dem ersten Lastwechsel
w_{max}	maximale Durchbiegung unter Oberlast
z	innerer Hebelarm, Abstand zum Schwerpunkt

Griechische Buchstaben:

α	Neigung der Zugstreben nach DIN Fachbericht 102, Neigung des Druckfelds für Ermüdung nach Frey
β	Faktor zur Berücksichtigung der Schubslankheit
β_r	Risswinkel
γ	Neigung des Druckfelds im Bruchzustand nach Frey
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton, Wichte des Betons
γ_g	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen
$\gamma_{s,fat}$	Teilsicherheitsbeiwert des Betonstahls bei Ermüdung

$\Delta\sigma$	Spannungsschwingbreite
$\Delta\sigma_I$	Schwingbreite der Hauptzugspannung im Beton
$\Delta\sigma_{I,Ed}$	Bemessungswert der Schwingbreite der Hauptzugspannung im Beton
$\Delta\sigma_{equ}$	äquivalente Spannungsschwingbreite der Querkraftbewehrung
$\Delta\sigma_{FB,fat}$	rechnerische Spannungsschwingbreite der Querkraftbewehrung nach DIN Fachbericht 102
$\Delta\sigma_{FB,stat}$	rechnerische Spannungsschwingbreite Querkraftbewehrung unter Ansatz des Druckstrebenwinkels im Bruchzustand nach DIN Fachbericht 102
$\Delta\sigma_{Frey}$	rechnerische Spannungsschwingbreite der Querkraftbewehrung nach Frey
$\Delta\sigma_{Rsk}$	charakteristischer Wert der zulässigen Spannungsschwingbreite des Betonstahls
$\Delta\sigma_{Rsd}$	Bemessungswert der zulässigen Spannungsschwingbreite des Betonstahls
$\Delta\sigma_{sw}$	Spannungsschwingbreite der Querkraftbewehrung
$\Delta\sigma_{sw,Ed}$	Bemessungswert der Spannungsschwingbreite der Querkraftbewehrung
$\Delta\sigma_{s,equ,Ed}$	Bemessungswert der äquivalenten Spannungsschwingbreite des Betonstahls
ε	Dehnung
θ	Neigung der Betondruckstreben
$\theta_{FB,stat}$	Neigung der Betondruckstreben im Bruchzustand nach DIN Fachbericht 102
θ_{fat}	Neigung der Betondruckstreben beim Ermüdungsnachweis der Querkraftbewehrung
κ	Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts
κ_p	Anpassungsfaktor des Sprengwerkanteils nach Görtz
κ_s	Anpassungsfaktor des Fachwerktraganteils nach Görtz
λ	Vorspanngrad
λ_s	Korrekturbeiwert zur Ermittlung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite
μ	Querdehnzahl des Betons
ρ_l	Längsbewehrungsgrad
ρ_w	geometrischer Querkraftbewehrungsgrad
$\rho_{w,lim}$	oberer Grenzwert des geometrischen Querkraftbewehrungsgrads
$\rho_{w,prov}$	vorhandener geometrischer Querkraftbewehrungsgrad
$\rho_{w,min}$	erforderlicher Mindestquerkraftbewehrungsgrad
σ	Spannung
σ_I	Hauptzugspannung im Beton
$\sigma_{I,max}$	Hauptzugspannung im Beton unter Oberlast
$\sigma_{I,max,Ed}$	Bemessungswert der Hauptzugspannung im Beton unter Oberlast
$\sigma_{I,min}$	Hauptzugspannung im Beton unter Unterlast
$\sigma_{I,min,Ed}$	Bemessungswert der Hauptzugspannung im Beton unter Unterlast
σ_{II}	Hauptdruckspannung im Beton

σ_{cd}	Bemessungswert der Betonlängsspannung
$\sigma_{cd,fl,s}$	Bemessungswert der Betonlängsspannung am Bauteilrand
$\sigma_{cd,fl,w}$	Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Steganschnitts
σ_{cp}	Betonlängsspannung infolge Vorspannung in Höhe des Schwerpunkts
σ_{cu}	Betonlängsspannung am Bauteilrand
$\sigma_{cw,Ed}$	Bemessungswert der Betondruckstrebenspannungen
$\sigma_{cx,Ed}$	Bemessungswert der Betonlängsspannung infolge Biege- und Normal- kraftbeanspruchung
$\sigma_{fl,w}$	Betonlängsspannung in Höhe des Steganschnitts
σ_{max}	maximale Druck- bzw. Zugspannung
σ_{min}	minimale Druck- bzw. Zugspannung
σ_{sw}	Spannung der Querkraftbewehrung
σ_x	Betonnormalspannung in Längsrichtung
σ_y	Betonnormalspannung in vertikaler Richtung
τ	Schubspannungen
$\tau_{T,Ed}$	Bemessungswert der Schubspannungen infolge Torsionsbeanspruchung
$\tau_{V,Ed}$	Bemessungswert der Schubspannungen infolge Querkraftbeanspruchung
φ	Winkel der Hauptdruckspannung
ω	mechanischer Bewehrungsgrad

Griechische und lateinische Buchstaben:

Δg	Ausbaulasten
Δs	Stützensenkung
ΔV	Schwingbreite der Querkraftbeanspruchung
ΔV_{Ed}	Bemessungswert der Schwingbreite der Querkraftbeanspruchung
Δw	Schwingbreite der Durchbiegung

Indizes:

<i>I</i>	in Hauptzugspannungsrichtung
<i>II</i>	in Hauptdruckspannungsrichtung
<i>c</i>	Beton
<i>calc</i>	rechnerisch
<i>cr</i>	Riss
<i>cyl</i>	Zylinder
<i>d</i>	Bemessungswert
<i>E</i>	Einwirkung
<i>equ</i>	äquivalent
<i>fat</i>	Ermüdung
<i>l</i>	bezogen auf die Längsrichtung
<i>m</i>	mittel
<i>max</i>	maximal
<i>min</i>	minimal
<i>p</i>	Spannstahl

<i>R</i>	Widerstand
<i>s</i>	Betonstahl
<i>stat</i>	statisch
<i>T</i>	Torsion
<i>t</i>	Zug
<i>test</i>	experimentell
<i>V</i>	Querkraft
<i>w</i>	Querkraftbewehrung

1 Einleitung

1.1 Veranlassung

Die Anforderungen an die Brückenbauwerke im Bestand haben sich in den vergangenen Jahren infolge der steigenden Verkehrszahlen vor allem im Bereich des Güterverkehrs deutlich erhöht und werden sich laut aktuellen Studien weiter verschärfen /Nau10/. Viele Brückenbauwerke in Deutschland aus den 1960er und 1970er Jahren sind für das Lastmodell SLW60 unter Querkraftbeanspruchung nach dem Hauptzugspannungskriterium von DIN 4227 bemessen und weisen häufig sehr geringe Querkraftbewehrungsgrade auf. Ein Nachweis der statischen Querkrafttragfähigkeit dieser Brücken nach den aktuellen technischen Regelwerken ergibt in vielen Fällen eine höhere erforderliche Querkraftbewehrung als in den Stegen vorhanden.

Die Zunahme der Verkehrsbelastung führt neben der erhöhten Belastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ebenfalls zu einer höheren Ermüdungsbeanspruchung, sodass mit Einführung des DIN Fachberichts 102 im Jahr 2003 sowohl die statische als auch die zyklische Querkrafttragfähigkeit nachzuweisen sind. Da ein Querkraftversagen unter den derzeit einwirkenden Verkehrslasten bisher nicht beobachtet wurde, sind die Brücken offensichtlich noch in der Lage, die gestiegenen Lasten trotz rechnerisch zu geringer Querkraftbewehrung aufzunehmen.

Das Tragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonträgern ohne und mit geringer Querkraftbewehrung wurde in der Vergangenheit für statische Kurzzeitbelastung eingehend und systematisch untersucht. Der Großteil der durchgeführten Bauteilversuche unter zyklischer Beanspruchung diente im Wesentlichen der Untersuchung eines Ermüdungsversagens infolge Biegung, wohingegen zum Ermüdungstragverhalten unter Querkraftbeanspruchung nur wenige Erkenntnisse vorliegen. Darüber hinaus lassen die stark voneinander abweichenden Randbedingungen und Materialparameter der relevanten Ermüdungsversuche einen direkten Vergleich nicht zu.

Während die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern ohne Querkraftbewehrung durch einen Betontraganteil beschrieben werden kann, setzt sich die aufnehmbare Querkraft von Trägern mit Querkraftbewehrung aus einem Betontraganteil und einem zusätzlichen Fachwerktraganteil zusammen. Mit zunehmender Lastspielzahl und in Abhängigkeit des Belastungsniveaus ändern sich die Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe unter zyklischer Beanspruchung. So verringern sich die ertragbaren Beton- und Stahlfestigkeits sowie die Verbundspannungen zwischen den beiden Baustoffen und ein Bauteilversagen vor Erreichen der statischen Bruchlast kann eintreten. Für das Querkrafttragverhalten ist insbesondere das Ermüdungsverhalten des Betons unter Zugbeanspruchung von großer Bedeutung, da hierdurch das Wachstum der Schubrisse und damit die Veränderung des Betontraganteils beeinflusst werden. Hierbei ist unter anderem der Einfluss von Biegerissen, die sich zu Schubrisse weiterentwickeln können, von Interesse.

Da die Schädigung und die resultierende Änderung der Traganteile durch Umlagerungen im Bauteil während der zyklischen Belastung bisher nicht quantifiziert sind, können die Parameter der bekannten Ingenieurmodelle nicht so modifiziert werden, dass der Ermüdungsnachweis unter Querkraftbeanspruchung sichere und trotzdem wirtschaftliche Ergebnisse liefert. Für vorgespannte Bauwerke mit geringer Querkraftbewehrung liegen darüber hinaus keine ausreichenden Erkenntnisse vor, ob die vorhandene Bügelbewehrung eine ausreichende Duktilität im Versagensfall sicherstellt.

1.2 Zielsetzung und Inhalt der Arbeit

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist die grundlegende Beschreibung des Ermüdungsverhaltens von nicht und gering querkraftbewehrten, profilierten Spannbetonträgern unter Querkraftbeanspruchung. Aufbauend auf experimentellen und theoretischen Untersuchungen sollen Ingenieurmodelle zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit unter zyklischer Querkraft hergeleitet und ein Nachweisverfahren zur Bewertung der Tragfähigkeit von Bestandsbrücken entwickelt werden. Hierdurch kann eine sicherere und wirtschaftlichere Nachrechnung von Bestandsbrücken ermöglicht werden.

Hierzu wird in Kapitel 2 zunächst der Stand der Kenntnisse zum Ermüdungsverhalten von Beton und Betonstahl sowie zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern unter statischer und zyklischer Beanspruchung näher beschrieben. In Kapitel 3 erfolgt anschließend eine Beschreibung der eigenen experimentellen Untersuchungen an Spannbetonträgern ohne Querkraftbewehrung (13 Träger) und mit geringen Querkraftbewehrungsgraden (14 Träger). Neben der Ermittlung der Bruchlastspielzahl in Abhängigkeit der Vorspannung, des Querkraftbewehrungsgrads und der Belastung (Oberlast, Schwingbreite) ist das Ermüdungsverhalten vor Versagen ein wesentlicher Untersuchungsaspekt. Kapitel 4 umfasst die numerischen Untersuchungen der Versuchsträger unter statischer und zyklischer Beanspruchung. Die Untersuchungen dienen im Wesentlichen der Bewertung der Ansätze zur statischen Querkrafttragfähigkeit sowie der Überprüfung der Anwendbarkeit des Hauptzugspannungskriteriums für Querkraftermüdung.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen werden in Kapitel 5 mit vorhandenen Berechnungsansätzen aus der Literatur verglichen. Basierend auf den experimentellen und theoretischen Untersuchungen werden anschließend Ingenieurmodelle zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern ohne und mit geringem Querkraftbewehrungsgrad unter zyklischer Beanspruchung entwickelt. Basierend auf den Ingenieurmodellen sowie den experimentellen Untersuchungen wird in Kapitel 6 ein modulares Nachweisverfahren zur Querkraftermüdung von Spannbetonbrücken vorgestellt. Die Anwendung des Nachweisverfahrens wird anhand einer repräsentativen Bestandsbrücke aufgezeigt. Abschließend werden in Kapitel 7 die Untersuchungen zusammengefasst und weiterer Forschungsbedarf aufgezeigt.

2 Stand der Kenntnisse

2.1 Allgemeines

Ein Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Betonbrücken unter zyklischer Beanspruchung ist in Deutschland erst seit 2003 mit Einführung des *DIN Fachberichts 102 /DIN03a/* erforderlich. Der Ermüdungsnachweis ist hierbei, wie auch bei anderen Ansätzen aus der Literatur, in der Regel abhängig von der statischen Querkraftbemessung. Während die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern ohne Querkraftbewehrung maßgeblich durch die Betonzugfestigkeit beeinflusst wird, bestimmt bei Trägern mit geringen Querkraftbewehrungsgraden zusätzlich die Stahlfestigkeit der verwendeten Bewehrung die aufnehmbare Belastung. Mit zunehmender Lastspielzahl und in Abhängigkeit des Belastungsniveaus ändern sich die Materialkennwerte unter zyklischer Beanspruchung, sodass ein Bauteil grundsätzlich bereits vor Erreichen der statischen Bruchlast versagen kann.

Im folgenden Kapitel werden zunächst das Materialverhalten und die Schädigungsprozesse von Beton und Betonstahl unter zyklischer Beanspruchung näher beschrieben. Anschließend werden die verschiedenen Ansätze der unterschiedlichen Normengenerationen in Deutschland zur Querkraftbemessung von Spannbetonbauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung unter statischer Beanspruchung erläutert und Ansätze zur zyklischen Querkraftbemessung vorgestellt. Zum Abschluss werden vorangegangene Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter zyklischer Beanspruchung zusammengefasst.

2.2 Ermüdungsverhalten von Beton

2.2.1 Allgemeines

Das Ermüdungsverhalten von Beton wurde in zahlreichen Versuchsreihen empirisch erforscht /Can98/, /Dyd94/, /Hoh04/, /Kes02/, /Loh12/, /Mur65/, /Tep79/, /Thu11/. Dabei wurden vorwiegend Kleinkörperversuche an Zylindern, Würfeln oder Prismen unter Zug, Druck, Biegung und Spaltzug durchgeführt. Das Ziel vieler Versuchsreihen mit Kleinkörpern war neben der Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit die Beschreibung des Tragverhaltens mit zunehmender Lastwechselzahl. Für das Querkrafttragverhalten ist insbesondere das Ermüdungsverhalten unter Zugbeanspruchung von großer Bedeutung /Thu06/, /Thu11/, da hierdurch das Wachstum der Schubrisse und damit die Veränderung der Querkrafttraganteile beeinflusst werden.

Nachfolgend werden zunächst die wichtigsten Grundlagen zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit beschrieben. Anschließend erfolgt eine Zusammenfassung der wesentlichen Aspekte zum Ermüdungsverhalten des Betons unter zyklischer Druck- und Zugbeanspruchung. Eine ausführliche Beschreibung kann unter anderem /Heg12/, /Kön94/ und /Mar13/ entnommen werden.

2.2.2 Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit - Grundlagen

Die Ermüdung des Betons unter zyklischer Beanspruchung führt zu einem Versagen vor Erreichen der statischen Tragfähigkeit auf einem geringen Beanspruchungsniveau. Dies betrifft sowohl eine zyklische Druck- als auch Zugbeanspruchung. Die Schädigung des Betons, d.h. die Entstehung und Ausbreitung von Mikro- und Makrorissen, wird durch eine zyklisch wiederkehrende Energiezufuhr verursacht bzw. gefördert /Heg12/.

Der Begriff Ermüdungsfestigkeit wird als Oberbegriff für die Schwingfestigkeit und die Betriebsfestigkeit verwendet /And07/. Die Schwingfestigkeit bezeichnet nach /Rad07/ periodische Belastungen mit konstanter Ober- und Unterspannung (Einstufenversuch), die ohne Bruch ertragen werden können. Unter der Betriebsfestigkeit hingegen versteht man regellose, aperiodische, mehrstufige Belastungen, die während der geplanten Nutzungsdauer eines Bauteils nicht zum Ermüdungsversagen führen. Da in der Nutzungsphase eines Bauteils Schwingbreiten unterschiedlicher Größenordnung auftreten, ist die Betriebsfestigkeit immer mindestens so groß wie die zu den entsprechenden Schwingbreiten zugehörige Schwingfestigkeit.

Die Ermüdungsfestigkeit von Beton unter Zug- und Druckbeanspruchung wird in der Regel in Einstufenversuchen ermittelt, die auch als Wöhlerversuche bezeichnet werden. Hierbei werden die Probekörper bei konstanter Ober- und Unterspannung bis zum Versagen der Probe oder Erreichen einer definierten Grenzlasterlastspielzahl beansprucht. Zur Ermittlung des Einflusses des Spannungsniveaus auf die ertragbare Lastspielzahl werden die Versuche mit verschiedenen Spannungsschwingbreiten bei unterschiedlichen konstanten Unterspannungen wiederholt /And07/. Anschließend kann durch eine statistische Auswertung /Hai06/, /Mau09/ der Wert der Ermüdungsfestigkeit in Abhängigkeit des Spannungsniveaus und der Lastspielzahl bestimmt werden.

Zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens von Beton existieren verschiedene Ansätze, die sich in der betrachteten Materialebene unterscheiden. Während phänomenologische Ansätze den Werkstoff Beton als Kontinuum mittels globaler Parameter auf makroskopischer Ebene beschreiben, basieren bruchmechanische Ansätze auf den Beobachtungen des Materialverhaltens auf Meso- bzw. Mikroebene. Phänomenologische Ansätze charakterisieren die Ermüdungslebensdauer auf der Grundlage globaler Variablen (z.B. Mittelspannung, Spannungsamplitude) und beschreiben die Schädigungsevolution in einer einzelnen experimentell bestimmbaren Gleichung /Pfa02/. Hierbei wird zwischen spannungs- und verzerrungsbasierten Ansätzen unterschieden.

Die im Betonbau üblicherweise verwendete Darstellung der Ermüdungsfestigkeit in Form von Wöhlerlinien oder Goodman-Diagrammen gehört zu den spannungsbasierten Ansätzen. Der Zusammenhang zwischen den beiden Darstellungsformen wird nachfolgend repräsentativ für druckbeanspruchten Beton aufgezeigt (Bild 2-1). Die Variable $E_{cd,max}$ beschreibt hierbei das Verhältnis der Oberspannung zur Betondruck-

festigkeit und $E_{cd,min}$ entsprechend das Verhältnis der Unterspannung und der Betondruckfestigkeit. Während die Wöhlerlinien die ertragbare Lastspielzahl N in Abhängigkeit der einwirkenden Spannungen angeben (Bild 2-1a), definiert das Goodman-Diagramm zulässige Spannungen, die bis zu einer bestimmten Lastspielzahl N zu keinem Ermüdungsversagen führen (Bild 2-1b). Das Goodman-Diagramm kann durch Übertragen der zulässigen Spannungen bei einer beliebigen Bruchlastspielzahl aus den Wöhlerlinien entwickelt werden, wobei nach /Zil10/ die nichtlineare Beziehung der Wöhlerlinie in der Regel durch eine lineare Formulierung ersetzt wird.

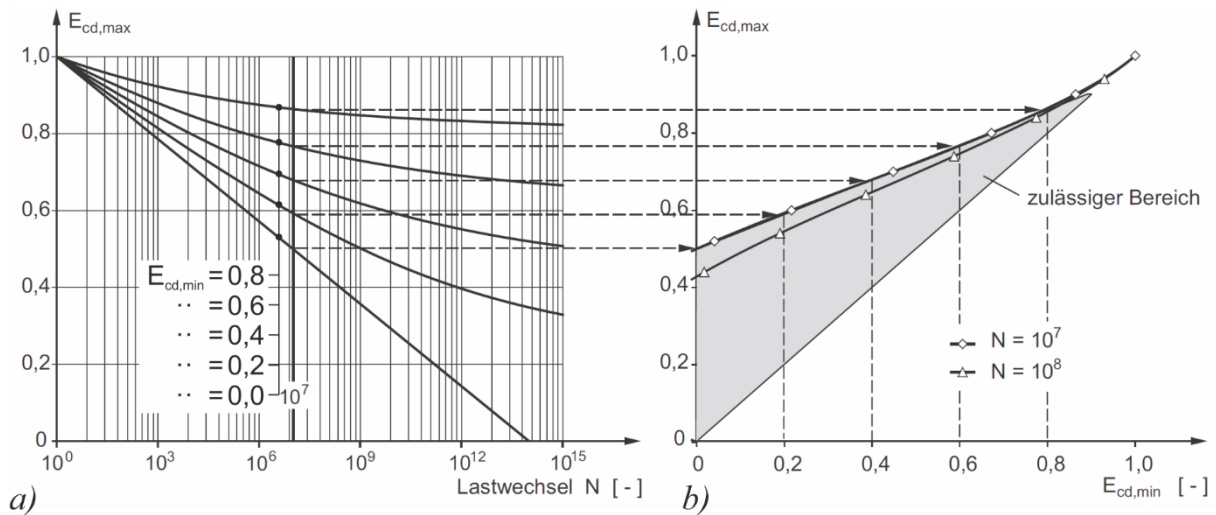


Bild 2-1: Darstellung der Ermüdungsfestigkeit von Beton (nach /Zil10/):
a) Wöhlerlinie; b) Goodman-Diagramm

Die Wöhlerlinien zeigen, dass sich die bis zum Bruch ertragbare Lastspielzahl mit zunehmender Spannungsschwingbreite für alle Werte $E_{cd,min}$ verringert. Das Goodman-Diagramm veranschaulicht den Einfluss des Mittelspannungsniveaus auf die Bruchlastspielzahl. So verringert sich mit zunehmendem Spannungsniveau (größeres $E_{cd,max}$ und $E_{cd,min}$) die für eine definierte Bruchlastspielzahl zulässige Spannungsschwingbreite und der Bereich der zulässigen Belastungen verjüngt sich. Aufgrund der starken Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit des Betons vom Spannungsniveau haben sich nach /Zil04/ im Betonbau insbesondere Goodman-Diagramme durchgesetzt.

2.2.3 Druckschwellbeanspruchung

Die zyklische einaxiale Druckbeanspruchung des Betons führt mit zunehmender Lastwechselzahl zu einer Verringerung der aufnehmbaren Spannung. Die Ermüdungsfestigkeit wird hierbei durch verschiedene Parameter beeinflusst. Während das Spannungsniveau, die Umweltbedingungen (trocken / feucht) und die Belastungsfrequenz als maßgebende Parameter bezeichnet werden können, ist der Einfluss von Betonfestigkeit, Betonzusammensetzung und Belastungsgeschichte nach /Kön94/ schwächer ausgeprägt. Durch die Entwicklung von Wöhlerlinien für verschiedene Unterspannungen (vgl. Bild 2-1a) kann der Einfluss des Spannungsniveaus direkt erfasst werden. Eine Erhöhung der Prüffrequenz führt grundsätzlich zu einer Zunahme der Bruchlast-

spielzahl. Bei Oberspannungen von weniger als etwa 75 % der Betondruckfestigkeit ist die Zunahme in dem für Baustoffprüfungen und Bauteile relevanten Frequenzbereich zwischen 1 Hz und 15 Hz jedoch gering /Kön94/. In Baustoffprüfungen weisen feuchte Probekörper bei ansonsten identischen Randbedingungen eine kleinere Bruchlastspielzahl auf als trockene Probekörper, was unter anderem auf die infolge der Feuchtigkeit bessere Gleitfähigkeit bzw. beschleunigte Rissentwicklung zurückgeführt wird. Bei Betonbauteilen, die üblicherweise größere Abmessungen als die untersuchten Baustoffproben besitzen, ist ein Einfluss der Umweltbedingungen in der Regel lediglich im Randbereich festzustellen. Abweichend von den Untersuchungen an Baustoffproben kann der Einfluss der Umweltbedingungen auf die Ermüdungsfestigkeit in Betonbauteilen nach /Kön94/ basierend auf Untersuchungen in /Ste90/ daher als gering angesehen werden.

In Bild 2-2 ist ein charakteristisches Wöhlerdiagramm für trockenen, einaxial druckbeanspruchten Beton bei Prüffrequenzen zwischen 3 Hz und 10 Hz angegeben. Die Unterspannung σ_{min} der dargestellten Versuchsserien war hierbei mit Werten zwischen 3,5 % und 5 % der statischen Betondruckfestigkeit f_c annähernd konstant.

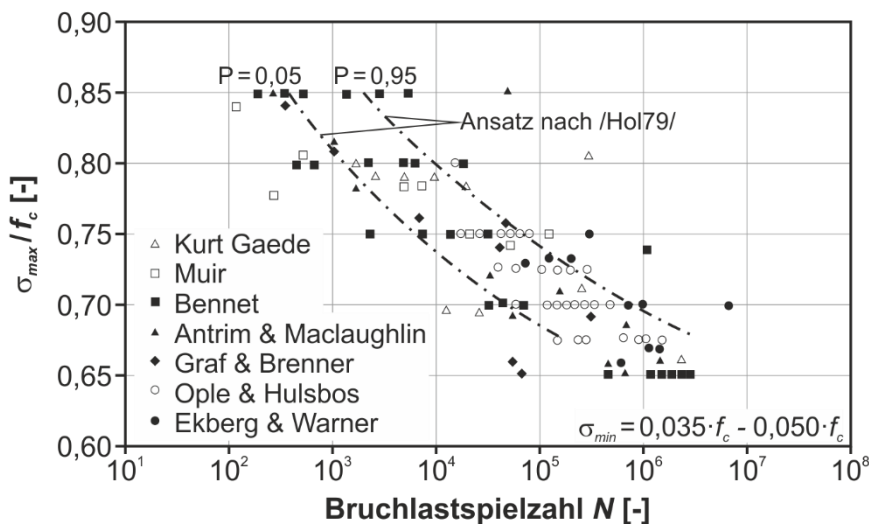


Bild 2-2: Wöhlerdiagramm für Beton unter zyklischer Druckbeanspruchung (nach /Hol79/)

Die Streuungen der Versuchsergebnisse werden bei der Herleitung der Wöhlerlinien häufig durch Vertrauensintervalle berücksichtigt. Die dargestellten Kurvenverläufe des 5 % und 95 % Vertrauensintervalls gelten für den in /Hol79/ basierend auf einer eigenen Versuchsserie entwickelten Ansatz. Hiernach ergibt sich mit einem Verhältnis der Oberspannung zur statischen Betondruckfestigkeit $\sigma_{max} / f_c = 0,67$ bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der anderen Versuchsserien, die zwischen 62 % und 66 % variieren. Eine Dauerschwingfestigkeit, die theoretisch unendlich oft ohne Versagen aufgebracht werden kann, konnte für Beton bislang noch nicht experimentell bestätigt werden, sodass Beton als quasi-dauerfest bezeichnet wird /Hoh04/.

Neben der Verringerung der aufnehmbaren Druckspannungen führt die zyklische Belastung ebenfalls zu einer kontinuierlichen Zunahme der Betonstauchungen. Die Betonstauchungen im Bereich größerer Lastwechselzahlen lassen sich nach /Hol79/ in einen Anteil infolge zyklischer Schädigung und einen zeitabhängigen Anteil infolge Betonkriechens unterteilen. Die in Bild 2-3a angegebenen Verläufe der Betonstauchung unter Oberspannung werden daher auch als zyklische Kriechkurven bezeichnet und weisen einen typischen s-förmigen Verlauf auf. Zur besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse der identisch belasteten Prüfkörper sind die Betonstauchungen in Abhängigkeit der auf die Bruchlastspielzahl bezogenen Lebensdauer dargestellt. Die unterschiedlichen Werte der Betonstauchungen bei gleicher bezogener Lebensdauer sind im Wesentlichen auf die zeitabhängigen Dehnungsanteile zurückzuführen, die aufgrund der unterschiedlichen Bruchlastspielzahlen voneinander abweichen.

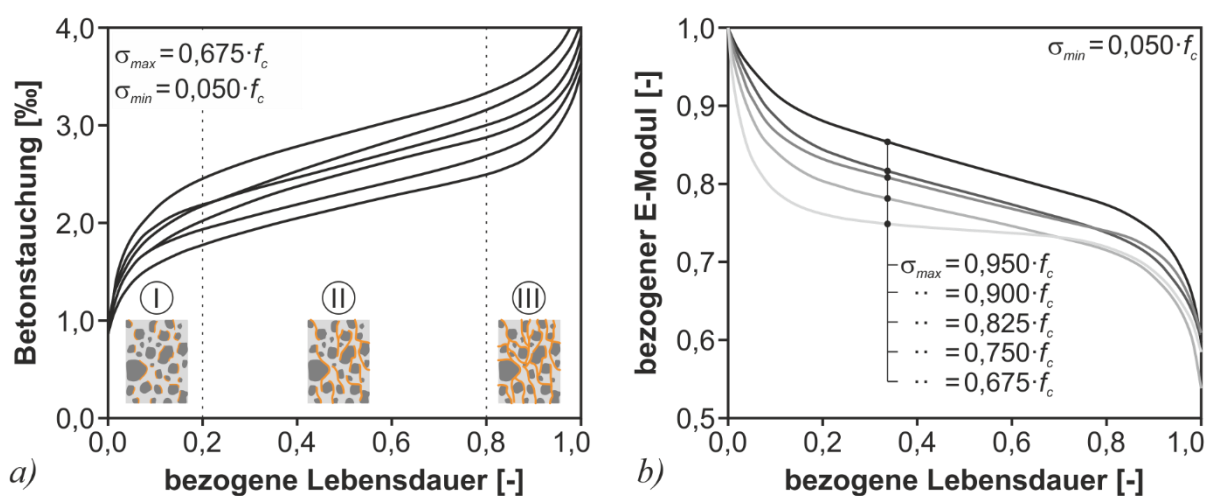


Bild 2-3: Beton unter zyklischer Druckbeanspruchung (nach /Hol79/): a) Entwicklung der maximalen Betonstauchung; b) Entwicklung des E-Moduls

Die Schädigung des Betons lässt sich in drei charakteristische Phasen einteilen (Bild 2-3a). Die Phase I wird auch als Rissentstehungsphase bezeichnet und erstreckt sich über etwa 5 % bis 20 % der bezogenen Lebensdauer. Hierbei liegt infolge der anfänglichen Mikrorissbildung zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix eine ausgeprägte nichtlineare Dehnungszunahme vor. In der zweiten Phase stabilisiert sich das Mikrorisswachstum und es liegt ein annähernd konstanter Verformungszuwachs vor. Sie erstreckt sich über eine Dauer von etwa 60 % der gesamten Lebensdauer. In der letzten Phase ab ungefähr 80 % der bezogenen Lebensdauer erfolgt eine überproportionale Verformungszunahme. Die zuvor entstandenen Mikrorisse vereinigen sich zu Makrorissen und das damit verbundene instabile Risswachstum führt zum Ermüdungsversagen des Betons.

Analog zur Zunahme der Betonstauchungen infolge der zyklischen Druckbeanspruchung verringert sich der Elastizitätsmodul des Betons (Bild 2-3b). Die Kurvenverläufe weisen hierbei den typischen s-förmigen Verlauf auf und zeigen die unterschiedlichen Phasen der Betonschädigung an. Die Höhe der Abminderung des Elastizitätsmo-

duls hängt wie die Ermüdungsfestigkeit vom Spannungsniveau bzw. der Spannungsschwingbreite ab. Zum Zeitpunkt des Ermüdungsversagens betragen die E-Moduln bei einer Unterspannung von 5 % der Betondruckfestigkeit in den Untersuchungen in /Hol79/ etwa 60 % des E-Moduls zu Belastungsbeginn.

2.2.4 Zugschwellbeanspruchung

Das Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Zugbeanspruchung kann direkt in zentrischen Zugversuchen oder indirekt in Spaltzug- und Biegezugversuchen ermittelt werden. Aufgrund der Spannungszustände in den Stegen von üblichen Spannbetonbauteilen und zur einfacheren Beurteilung der Kennwerte ohne Verwendung von Umrechnungsfaktoren infolge der Versuchsdurchführung werden nachfolgend die Ergebnisse von zentrischen Zugversuchen beschrieben.

Die Ermüdungsfestigkeit des Betons bei Zugschwellbeanspruchungen kann, wie bei druckbeanspruchtem Beton, in Form von Wöhlerlinien und Goodman-Diagrammen dargestellt werden. Während im Druckschwellbereich jedoch das Verhältnis der maximalen und minimalen Druckspannungen zur statischen Betondruckfestigkeit verwendet wird, werden im Zugbereich die maximalen und minimalen Zugspannungen auf die statische Betonzugfestigkeit f_{ct} bezogen. Hieraus ergeben sich die bereits von druckbeanspruchtem Beton bekannten Wöhlerlinien in Abhängigkeit des Spannungsniveaus. In Bild 2-4a ist eine repräsentative Wöhlerlinie nach /Cor81/ für eine Unterspannung von 40 % der mittleren Betonzugfestigkeit f_{ctm} dargestellt. Die eingetragenen Punkte geben die jeweils in Versuchen aufgebrachten Spannungen und zugehörigen Bruchlastspielzahlen an. Die Versuche wurden überwiegend an unversiegelten Probekörpern durchgeführt, die austrocknen konnten. Zur Untersuchung des Einflusses der Umweltbedingungen auf das Ermüdungsverhalten wurden ebenfalls einige Probekörper versiegelt und anschließend belastet.

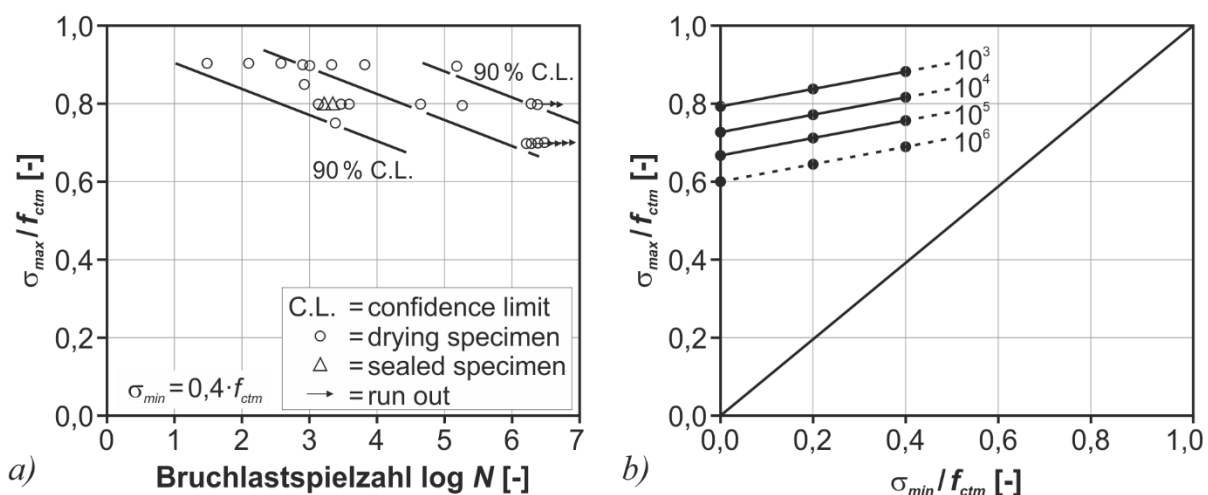


Bild 2-4: Ermüdungsfestigkeit unter Zugschwellbeanspruchung:
a) Wöhlerlinie für $\sigma_{min} / f_{ctm} = 0,4$ (nach /Cor81/);
b) Goodman-Diagramm im Zugschwellbereich (nach /Cor81/)

Insgesamt wurden in /Cor81/ 137 kraftgesteuerte Einstufenversuche mit unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten bei vier verschiedenen Unterspannungen durchgeführt. Demnach lässt sich die Bruchlastspielzahl N des unversiegelten Betons unter Zug-schwellbeanspruchung nach Gleichung (2-1) bestimmen. Hierbei wird das Verhältnis der einwirkenden Zugspannungen σ unter maximaler sowie minimaler Beanspruchung zum Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit f_{ctm} berücksichtigt. Die Ermittlung der einzelnen Vorfaktoren erfolgte auf Basis einer Regressionsanalyse.

$$\log N = 15,02 - 14,9 \cdot \frac{\sigma_{max}}{f_{ctm}} + 3,13 \cdot \frac{\sigma_{min}}{f_{ctm}} \quad (2-1)$$

Die entsprechende Wöhlerlinie und die zugehörigen 90 %-Vertrauensintervalle für $\sigma_{min} = 0,4 \cdot f_{ctm}$ sind in Bild 2-4a angegeben. Durch Umstellen der Gleichung (2-1) ergibt sich das in Bild 2-4b dargestellte Goodman-Diagramm für verschiedene Bruchlastwechselzahlen. Die Bereiche unterhalb der angegebenen Linien geben die jeweils zulässigen Beanspruchungen an (vgl. Bild 2-1b).

In /Pfa02/ wurde ein Schädigungsmodell zur Beschreibung der sukzessiven Degradation der Materialeigenschaften unter zyklischer Zugbeanspruchung auf Basis eines spannungsbasierten energetischen Ansatzes entwickelt. Der Ansatz greift grundsätzlich auf das sogenannte Envelope-Konzept zurück, wonach die monotone Arbeitslinie eine Einhüllende sämtlicher Be- und Entlastungshysteresen unter zyklischer Beanspruchung bildet (Bild 2-5a). Der Ermüdungsbruch tritt hiernach ein, wenn die Energien A_1 und A_2 identisch sind. Da das Envelope-Konzept für den nieder- und hochzyklischen Bereich zugbeanspruchter Proben experimentell nicht nachgewiesen werden konnte, wird zur Ermittlung der Bruchdehnung ε_f^{fat} eine abgeminderte Bruchenergie verwendet. Hierdurch wird den Erkenntnissen der in /Kes02/ durchgeführten Versuche Rechnung getragen. Demnach unterscheiden sich die Einhüllenden der Spannungs-Verformungskurven der Ermüdungsversuche mit zunehmender Lastspielzahl immer mehr vom Kurvenverlauf bei monotoner Belastung. Dies ist unter anderem auf die verstärkte Werkstoffschädigung unter zyklischer Beanspruchung im ansteigenden Ast der Spannungs-Dehnungsbeziehung mit gleichzeitiger Reduktion der Nettozugfestigkeit zurückzuführen. Darüber hinaus weist ein steilerer Abfall der Spannungs-Dehnungsbeziehung nach Erreichen der Maximallast auf eine Abnahme der Bruchenergie hin. Ein charakteristischer Verlauf der Verformungen unter Oberspannung der in /Kes02/ dokumentierten verformungsgesteuerten Zugversuche in Abhängigkeit der bezogenen Lebensdauer ist in Bild 2-5b dargestellt.

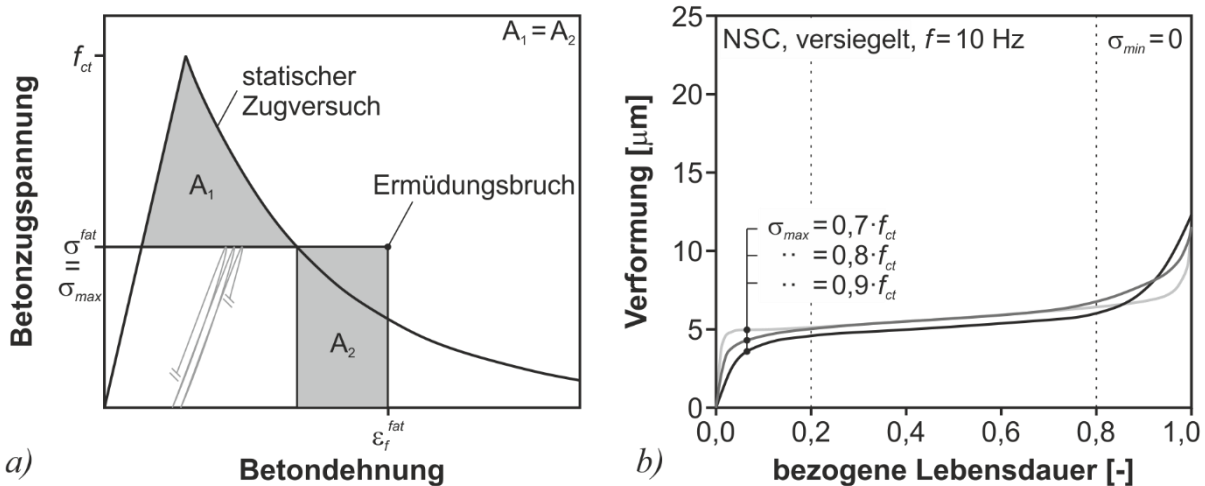


Bild 2-5: Ermüdungsverhalten unter Zugbeanspruchung: a) Darstellung der dissipierenden Energie bis zum Ermüdungsbruch (nach /Pfa02/); b) Rissentwicklung von gekerbten Prismen in Wöhlerversuchen (nach /Kes02/)

Die Kurven weisen den in Kapitel 2.2.3 für druckschwellbeanspruchten Beton beschriebenen dreiphasigen Schädungsverlauf auf. Im Vergleich hierzu verlängert sich die Dauer der Phase II jedoch tendenziell. Eine Auswertung von in der Literatur dokumentierten Versuchen in /Pfa02/ ergab eine Länge der ersten und letzten Phase von jeweils etwa 10 % der bezogenen Lebensdauer. Die gesamte Verformung ist hierbei überwiegend auf plastische Schädigungen zurückzuführen /Kön94/.

Neben den spannungsbasierten Ansätzen in Form von Wöhlerlinien bzw. Goodman-Diagrammen kann die Ermüdungsfestigkeit von Beton unter zentrischer Zugschwellbeanspruchung ebenfalls mithilfe verzerrungsbasierter Ansätze beschrieben werden. Diese wurden überwiegend zur Beschreibung niederzyklischer Ermüdungsversuche entwickelt /Pfa02/, sind aber nach /Cor81/ und /Thu11/ auch zur Ermittlung der Bruchlastspielzahl bei hochzyklischer Belastung anwendbar. In /Cor81/ wurde etwa die empirische Gleichung (2-2) zur Berechnung der Bruchlastspielzahl in Abhängigkeit der konstanten Verzerrungsrate $\dot{\epsilon}_{sec}$ der zweiten Schädigungsphase entwickelt, die eine geringere Streuung als der spannungsbasierte Ansatz nach Gleichung (2-1) aufweist. Bei bekannter Verzerrungsrate kann Gleichung (2-2) zur Abschätzung der Lebensdauer des Betons unter zyklischer einaxialer Zugschwellbeanspruchung verwendet werden.

$$\log N = -3,25 - 0,89 \cdot \log \dot{\epsilon}_{sec} \quad (2-2)$$

Ein weiterer verzerrungsbasierter Ansatz zur Ermittlung der Bruchlastspielzahl kann /Thu11/ entnommen werden. Hierbei wird angenommen, dass das Ermüdungsversagen bei Erreichen der im statischen Versuch unter Maximallast ermittelten Verformung eintritt. Der Zusammenhang zwischen den Verformungsverläufen des statischen und zyklischen Zugversuchs ist in Bild 2-6 angegeben. Die zyklischen Kurvenverläufe wurden in einem Versuch mit einer Ober- und Unterspannung von 70 % bzw. 10 % der mittleren Betonzugfestigkeit ermittelt.

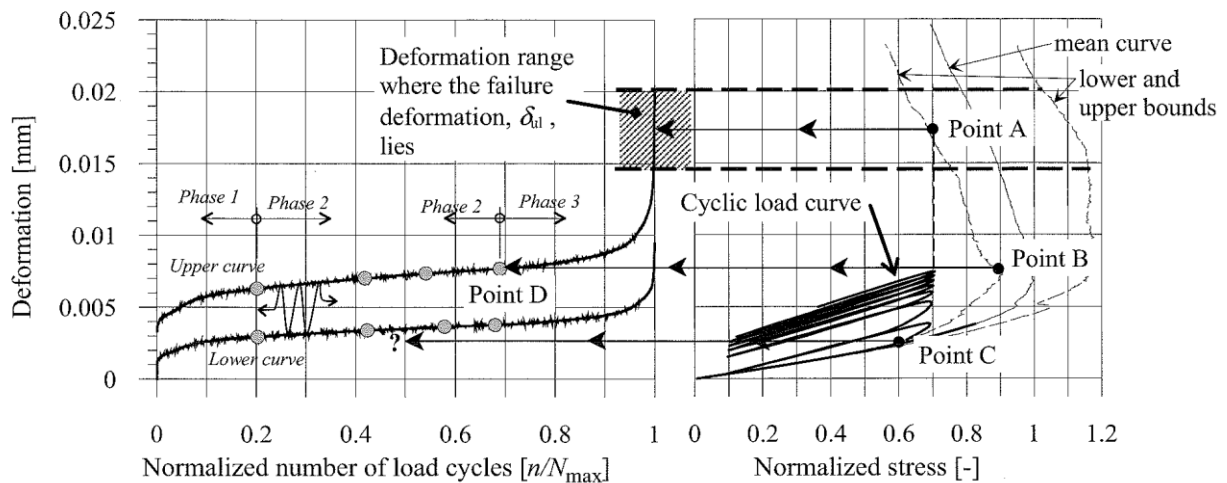


Bild 2-6: Zusammenhang der Ergebnisse statischer und zyklischer einaxialer Zugversuche /Thu11/

Der Punkt A in Bild 2-6 ergibt sich durch den Schnittpunkt der einwirkenden Ober-
spannung und des unteren Grenzwerts der in den statischen Versuchen ermittelten
Spannungs-Verformungsbeziehung. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen diesem
Punkt und der zyklischen Verformungskurve konnte nach /Thu11/ in den Versuchen
nicht festgestellt werden. Vielmehr wird hierdurch ein möglicher Wertebereich der
Verformungen beim Ermüdungsversagen beschrieben. Die Verformung bei einsetzen-
der Rissbildung im statischen Zugversuch (Punkt C) konnte keinem charakteristischen
Punkt des Verformungsverlaufs unter zyklischer Zugbeanspruchung zugewiesen wer-
den. Im Gegensatz hierzu konnte eine Korrelation zwischen der Verformung bei Errei-
chen des unteren Grenzwerts der maximalen Spannung im statischen Zugversuch
(Punkt B) und der zyklischen Verformungsentwicklung beobachtet werden. So ent-
spricht der Punkt B etwa der Verformung, die beim Übergang zwischen der zweiten
und dritten Schädigungsphase vorliegt. Unter Vernachlässigung der ertragbaren Last-
wechsel in Phase 3 kann hierdurch die Bruchlastspielzahl des Betons konservativ ab-
geschätzt werden. Eine Anwendung auf Bestandsbauwerke ist nach /Thu11/ grundsätz-
lich möglich.

2.3 Ermüdungsverhalten von Betonstahl

2.3.1 Bruchvorgang

Die Vorgänge, die zum Ermüdungsversagen von metallischen Werkstoffen führen,
sind weitgehend geklärt. So kann der Bruchvorgang nach /Kön94/ in die drei Phasen
der Entfestigung, der Mikrorissentstehung und des Risswachstums unterteilt werden.
Bereits während der ersten Lastwechsel entstehen plastische Veränderungen, die basie-
rend auf Inhomogenitäten im Werkstoffinneren zur Entfestigung und zur Bildung der
ersten Mikrorisse führen. Im Folgenden lagern sich die plastischen Verformungen vom
Querschnittsinneren an die Oberfläche um, sodass sich die ersten Makrorisse ausbilden
(Bild 2-7a).

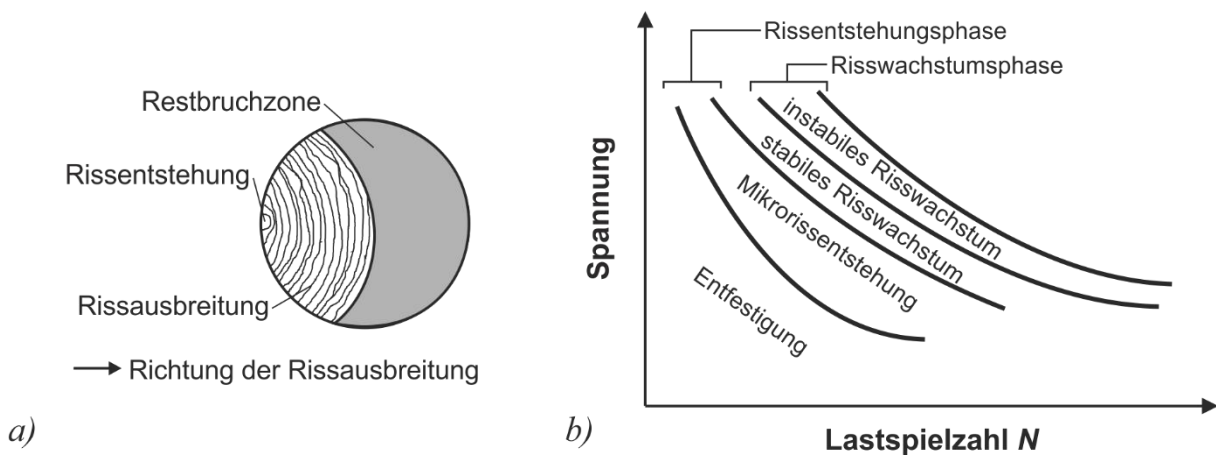


Bild 2-7: Risswachstum unter zyklischer Belastung: a) Bruchfläche nach einem Ermüdungsbruch (nach /Zil10/); b) Schematische Darstellung des Ermüdungsvorgangs (nach /Kön94/)

Ist die Mikrorissbildung abgeschlossen, kommt es an der Spitze des Makrorisses unter anderem infolge der Kerbspannungen zu einem lokalen Plastizieren des Werkstoffs. Durch die andauernde zyklische Beanspruchung wächst der Riss mit jedem Lastwechsel weiter. Dieser Vorgang wird unterteilt in die Phase des stabilen und des instabilen Risswachstums. Wird der Querschnitt so stark geschwächt, dass er die einwirkende Belastung nicht mehr aufnehmen kann, reißt er in der letzten Phase wie unter einer statischen Belastung /Zil10/. Die Anteile der verschiedenen Phasen an der Lebensdauer des Betonstahls nach /Kön94/ sind in Bild 2-7b dargestellt. Während die Dauer des stabilen und instabilen Risswachstums hiernach nahezu unabhängig von der einwirkenden Spannung ist, verringert sich die Phase der Entfestigung und der Mikrorissentstehung mit zunehmender Spannung grundsätzlich. Nach /Zil10/ ist die Beschaffenheit der Oberfläche der metallischen Werkstoffe entscheidend für den Anteil der Rissentstehungs- und der Risswachstumsphase an der Lebensdauer.

2.3.2 Ermüdungsfestigkeit

Die Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl kann in einaxialen Zugversuchen an freien Proben oder einbetonierten Stäben ermittelt werden /Mau09/, /Zil10/. In den Versuchen an freien Proben herrschen über die gesamte Länge konstante Spannungen, sodass der Ermüdungsbruch in Höhe des geringsten Widerstands erfolgt. Bei einbetonierten Stäben hingegen, z.B. in biegebeanspruchten Bauteilen oder zentrisch gezogenen Dehnkörpern mit Rissvorgabe, liegt eine über die Stablänge variable Beanspruchung vor. Der Ermüdungsbruch erfolgt hier in der Regel im Rissquerschnitt, wo die größten Spannungen und Spannungsschwingbreiten vorliegen. Da die Wahrscheinlichkeit relativ gering ist, dass die Lage des Rissquerschnitts und des geringsten Widerstands des Betonstahls übereinstimmen, sind für einbetonierte Proben grundsätzlich höhere Ermüdungsfestigkeiten zu erwarten. Nach /Zil10/ kann dieser Effekt jedoch teilweise durch den Einfluss der Reiberermüdung zwischen Beton und Betonstahl bei einbetonierten Proben kompensiert werden. In Bild 2-8 sind die in /Mau09/ und /Mau10/ ermittel-

ten Wöhlerlinien an einbetoniertem und nicht einbetoniertem Betonstahl ($\varnothing 20$ mm) bei einer konstanten Unterspannung von jeweils 125 N/mm^2 vergleichend gegenübergestellt. Die Versuche an einbetoniertem Betonstahl wurden hierbei an zentrisch gezogenen Dehnkörpern mit mittiger Rissvorgabe im Beton durchgeführt.

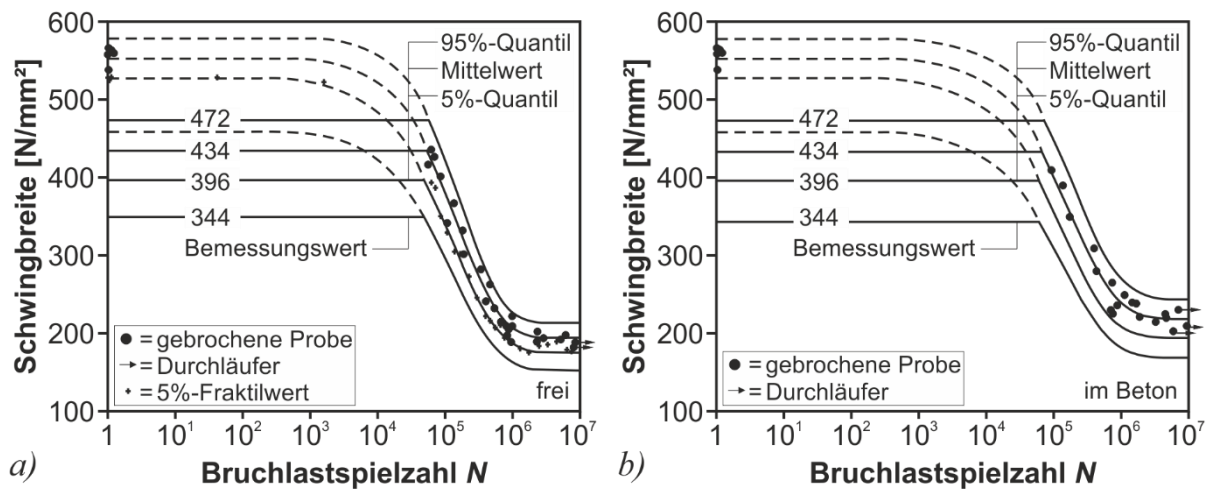


Bild 2-8: Wöhlerlinie für Betonstahl $\varnothing 20$ mm: a) nicht einbetoniert (nach /Mau10/); b) einbetoniert (nach /Mau09/)

Da die Bruchlastspielzahl des Betonstahls im Wesentlichen von der Spannungsschwingbreite abhängt /Zil10/, kann die Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung im Gegensatz zu Beton durch eine einzige Wöhlerlinie definiert werden. Darüber hinaus kann für Betonstahl angenommen werden, dass eine Dauerschwingfestigkeit existiert /Kön94/. Die Versuche in /Mau09/ ergaben für den untersuchten freien Betonstahl mit einem Wert von 173 N/mm^2 eine im Vergleich zum einbetonierten Betonstahl um etwa 12 % geringere charakteristische Dauerschwingfestigkeit. Hierbei zeigten sich insbesondere mit steigender Schwingzahl positive Effekte für den einbetonierten Zustand (Bild 2-8). Dies wird neben dem beschriebenen Einfluss der geringeren Fehlstellenwahrscheinlichkeit im Rissquerschnitt auf die dämpfende Fähigkeit und das zyklische Kriechen des Betons unter wiederholter Belastung zurückgeführt, die eine gleichmäßigere Spannungsverteilung im Stahlquerschnitt ermöglichen.

Zusätzlich zur Spannungsschwingbreite wird die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls nach /Kön94/ durch die Oberflächenbeschaffenheit, die Stahlsorte, die Stabkrümmung, die Korrosion, das Spannungsniveau im Test und den Stabdurchmesser beeinflusst. Nachfolgend wird der Einfluss der Stabkrümmung und des Stabdurchmessers näher beschrieben.

Stabkrümmungen verringern die Bruchlastspielzahl des Betonstahls im Vergleich zu geraden Stäben deutlich. Beim Vergleich der in Bild 2-9a dargestellten Wöhlerlinien für verschiedene Betonstahlsorten (RU = naturhart, RK = kaltverformt) und Stabdurchmesser d_s ist zu beachten, dass die geraden Proben im freien Zustand und die Stäbe mit Krümmungen im günstigeren einbetonierten Zustand geprüft wurden. Eine

Verringerung des Biegerollendurchmessers führt zu einer kontinuierlichen Abnahme der Ermüdungsfestigkeit. Dies ist unter anderem auf die beim Biegen entstehenden Eigenspannungen auf der Krümmungsinnenseite und eine erhöhte Kerbwirkung der Rippen, bedingt durch plastische Verformungen an den Übergängen zwischen Stabschaft und Rippen, zurückzuführen. Durch die aufgebrachte Biegung entstehen im Krümmungsbereich Umlenkpressungen auf der Krümmungsinnenseite. Aufgrund der Nachgiebigkeit des Betons kommt es zu einer Aufweitung der Krümmung, die wiederum eine zusätzliche Beanspruchung des Stahls verursacht /Kön94/.

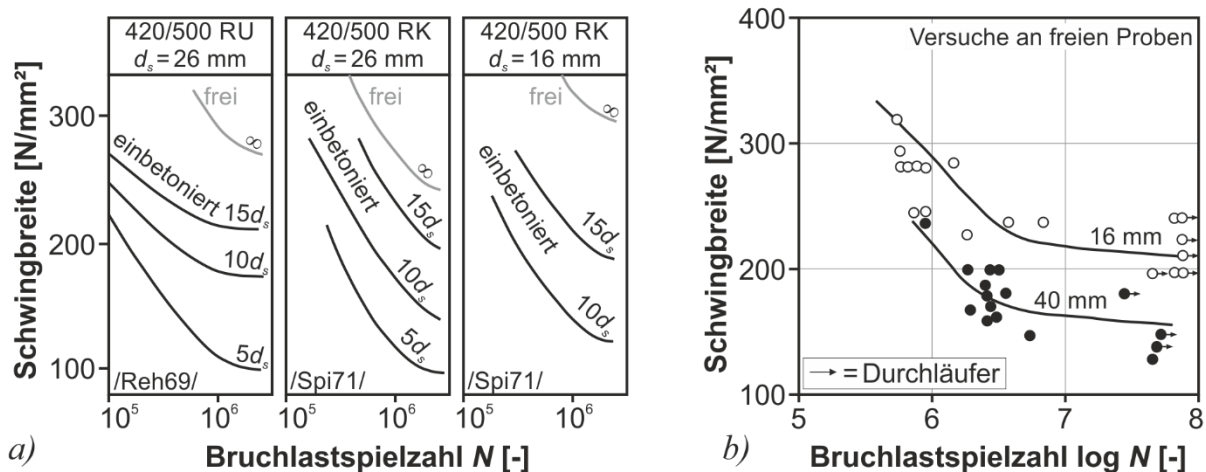


Bild 2-9: Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls: a) Einfluss der Krümmung (nach /Nür82/); b) Einfluss des Stabdurchmessers (nach /Kön94/)

Der Einfluss des Stabdurchmessers auf die Ermüdungsfestigkeit eines gerippten Betonstahls ist in Bild 2-9b anhand der Wöhlerlinien für zwei unterschiedliche Werte d_s dargestellt. So konnte nach /Kön94/ in einigen Versuchsserien mit abnehmendem Durchmesser der gerippten Bewehrung eine Erhöhung der Bruchlastspielzahl bei identischer Spannungsschwingbreite festgestellt werden. Als Ursache hierfür werden die bei kleineren Durchmessern geringere Fehlstellenwahrscheinlichkeit und das feinere Gefüge genannt. In anderen Versuchsserien hingegen konnte kein eindeutiger Einfluss des Stabdurchmessers auf die Ermüdungsfestigkeit festgestellt werden, vielmehr wird der Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit bzw. der Rippengeometrie als maßgebend erachtet /Kön94/.

2.4 Statische Querkraftbemessung

2.4.1 Allgemeines

Die Querkraftbemessung von Spannbetonbrücken wurde in Deutschland in den vergangenen Jahrzehnten sowohl in Normen als auch in ergänzenden Richtlinien geregelt, wobei den Modellen unterschiedliche Philosophien zugrunde lagen. Einen wesentlichen Unterschied stellt der Übergang vom Nachweis des Überbaus mithilfe der Hauptzugspannungen im ungerissenen Zustand I auf das Fachwerkmodell im Zustand II dar.

Auch die entsprechenden Fachwerkmodelle unterscheiden sich, z.B. in den zulässigen Werten des Druckstrebenwinkels oder der Berücksichtigung der Vorspannung /Kar11/.

Mit Veröffentlichung des *Eurocodes 2 für Betonbrücken* /DIN13b/ wurde 2013 der national entgegenstehende *DIN Fachbericht 102* /DIN09b/ zurückgezogen. Die entsprechenden Regelungen zur statischen und zyklischen Querkraftbemessung in /DIN09b/ und /DIN13b/ weisen hierbei keine technischen Abweichungen auf. Lediglich die Bezeichnungen bzw. Indizes der einzelnen Parameter unterscheiden sich teilweise (Tabelle 2.1).

Tabelle 2.1: Bezeichnungen nach /DIN09b/ und /DIN13b/

Parameter	/DIN09b/	/DIN13b/
Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung	$V_{Rd,ct}$	$V_{Rd,c}$
Betontraganteil eines Bauteils mit Querkraftbewehrung	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cc}$
Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung	$V_{Rd,sy}$	$V_{Rd,s}$
Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts	σ_{cd}	σ_{cp}
Streckgrenze der Querkraftbewehrung	f_{yd}	f_{ywd}

Da das im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelte Nachweisverfahren für Spannbetonbrücken unter zyklischer Querkraftbeanspruchung (Kapitel 6) die Lastannahmen nach *DIN Fachbericht 101* /DIN09a/ verwendet, werden nachfolgend für die aktuellen technischen Regelwerke die Bezeichnungen der Bauteilwiderstände nach *DIN Fachbericht 102* für Betonbrücken /DIN09b/ benutzt. Aufgrund der unterschiedlichen Vorzeichendefinition des Eingangswerts der Betonlängsspannungen in Höhe des Schwerpunkts in /DIN09b/ und /DIN13b/, weichen die Vorzeichen zur Berücksichtigung von σ_{cd} und σ_{cp} in den entsprechenden Gleichungen voneinander ab. Die resultierenden Querkraftwiderstände hingegen sind identisch.

2.4.2 Querkraftbemessung nach DIN 4227

2.4.2.1 DIN 4227, Oktober 1953 / Mai 1960

Die erste Fassung von *DIN 4227* /DIN53a/ ging aus der „Richtlinie zur Bemessung von Spannbetonbauteilen“ aus dem Jahr 1951 hervor. Die Ergänzung von *DIN 4227* im Mai 1960 ergab keine Änderungen der Querkraftbemessung /Kar11/. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit bzw. Schubsicherung erfolgte sowohl für Gebrauchslasten als auch unter rechnerischer Bruchlast im Zustand I durch einen Hauptzugspannungsnachweis. Hierbei werden unter der maßgebenden Einwirkungskombination in verschiedenen Längsschnitten die resultierenden Betonschubspannungen τ_{xy} und Betonlängsspannungen σ_x über die Bauteilhöhe ermittelt (Bild 2-10).

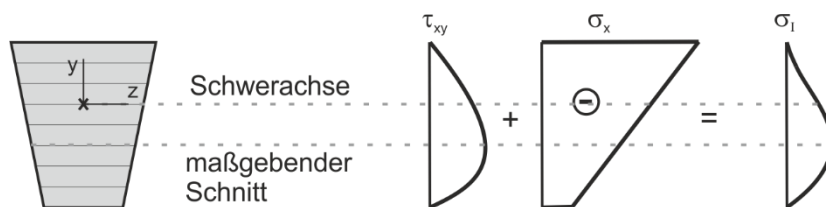


Bild 2-10: Ermittlung der maßgebenden schiefen Hauptzugspannung

Unter der Annahme eines ungerissenen Querschnitts und eines ebenen Spannungszustands ergibt sich die Hauptzugspannung σ_I in jedem Schnitt nach Gleichung (2-3). Die Spannungen σ_y in vertikaler Richtung werden in der Regel vernachlässigt.

$$\sigma_I = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (2-3)$$

Die rechnerischen Schubspannungen können hierbei sowohl aus einer Querkraft- als auch einer Torsionsbeanspruchung (Verdrehung) resultieren. In Abhängigkeit der einwirkenden Belastung und der verwendeten Betonfestigkeitsklasse waren die Hauptzugspannungen unter der rechnerischen Bruchlast nach Tabelle 2.2 zu begrenzen.

Tabelle 2.2: Zulässige schiefe Hauptzugspannungen σ_I unter rechnerischer Bruchlast in [kp/cm²] nach /DIN53a/

Anwendungsbereich	B300	B450	B600
Schubbeanspruchung aus Querkraft	32	40	48
Schubbeanspruchung aus Verdrehung	24	32	40
Schubbeanspruchung aus Querkraft und Verdrehung	40	50	60

Falls die Hauptzugspannungen unter der jeweiligen Einwirkungskombination die entsprechenden Grenzwerte der Tabelle 2.3 überschritten, war Betonstahlbewehrung zur Schubsicherung vorzusehen. Die erforderliche Querkraftbewehrung musste in den Bereichen mit mindestens dem 0,75-fachen Betrag der Werte nach Tabelle 2.3 die Hauptzugspannungen aufnehmen können. Bei der Ermittlung der Stahlzugkräfte auf Basis der Hauptzugspannungen und anschließender Wahl der Bewehrung war darauf zu achten, dass die Hauptzugspannungen im Allgemeinen wesentlich steiler als 45° verlaufen.

Tabelle 2.3: Zulässige schiefe Hauptzugspannungen unter rechnerischer Bruchlast in [kp/cm²] ohne Schubsicherung nach /DIN53a/

Anwendungsbereich	B300	B450	B600
Schubbeanspruchung aus Querkraft	16	20	24
Schubbeanspruchung aus Verdrehung	12	16	20
Schubbeanspruchung aus Querkraft und Verdrehung	20	25	30

Bei Balkenquerschnitten war grundsätzlich eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen, jedoch wurde kein verbindlicher Mindestwert definiert.

2.4.2.2 BMV-Richtlinie, Februar 1966

Die Einführung der Richtlinie des Bundesministeriums für Verkehr /BMV66/ führte zu einer Änderung der Querkraftbemessung bei Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung. So durfte zur Ermittlung der erforderlichen Querkraftbewehrung anstelle der vollen Hauptzugspannung die reduzierte Hauptzugspannung $\text{red } \sigma_I$ nach Gleichung (2-4) angesetzt werden.

$$\text{red } \sigma_I = \frac{\sigma_I^2}{\max \sigma_I} \quad (2-4)$$

mit: σ_I Wert der schiefen Hauptzugspannung ohne Torsionsmomente unter rechnerischer Bruchlast
 $\max \sigma_I$ obere Grenze der schiefen Hauptzugspannung aus Querkraft im Bruchzustand (Tabelle 2.2)

Des Weiteren wurden verbindliche Mindestquerkraftbewehrungsgrade (Tabelle 2.4) und ein Nachweis der Hauptdruckspannungen unter Gebrauchslasten in Balkenstegen eingeführt.

Tabelle 2.4: Mindestquerkraftbewehrungsgrade nach /BMV66/ [in %]

Betonstahlgüte	B300	B450	B600
BSt I	0,25	0,33	0,40
BSt III	0,14	0,18	0,22

Die erforderlichen Mindestquerkraftbewehrungsgrade variierten in Abhängigkeit der verwendeten Betonstahlgüte und Betongüte zwischen 0,14 % und 0,4 %.

2.4.2.3 BMV-Richtlinie, November 1969

In der Richtlinie des Bundesministeriums für Verkehr von 1969 /BMV69/ wurde die Querkraftbemessung nach *DIN 4227* durch Umbenennung der Variablen lediglich formal modifiziert. Die erforderliche Querkraftbewehrung wurde weiterhin mit der reduzierten Hauptzugspannung ermittelt. Die zulässigen Hauptzugspannungen unter Bruchlast und die Mindestquerkraftbewehrungsgrade wurden unverändert aus /DIN53a/ (Tabelle 2.2) bzw. /BMV66/ (Tabelle 2.4) übernommen. Zusätzlich wurden jedoch Regelungen für Mindestdurchmesser und Höchstabstände der Bewehrungstypen eingeführt /Kar11/. Bei Querschnitten mit Stegbreiten über 50 cm durfte die Mindestbewehrung in den Bereichen reduziert werden, in denen die Hauptzugspannungen unter Gebrauchslast und rechnerischer Bruchlast gewisse Grenzwerte nicht überschritten. Danach war in der 25 cm breiten Randzone die volle Mindestbewehrung mit den

in Tabelle 2.4 angegebenen Werten anzuordnen. In der dazwischenliegenden Zone durfte die Mindestbewehrung auf die Hälfte abgemindert werden.

2.4.3 Querkraftbemessung nach DIN Fachbericht 102

Die Regelungen des *DIN Fachberichts 102 /DIN09b/* unterscheiden zwischen Bauteilen ohne bzw. mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung, wobei bei Balken immer eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen ist.

2.4.3.1 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Nach *DIN Fachbericht 102 /DIN09b/* wird die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung durch verschiedene Einflussgrößen gesteuert. Den maßgebenden Traganteil liefert die ungerissene Betondruckzone, der durch den Längsbewehrungsgrad und die Betonfestigkeit bestimmt wird. Hierdurch wird die Beschreibung der Tragfähigkeit eng an das Rissverhalten gekoppelt. Unter statischer und vorwiegend nicht-ruhender Belastung kann die Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (2-5) in Abhängigkeit der maßgebenden Einflussparameter ermittelt werden. Der Mindestwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct,min}$ wird im Folgenden nicht behandelt.

$$V_{Rd,ct} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2-5)$$

mit:	$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$	Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabs- effekts
	ρ_l	Längsbewehrungsgrad
	f_{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit
	σ_{cd}	Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts
	b_w	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts
	d	statische Nutzhöhe der Biegebewehrung im betrachteten Querschnitt

Der Längsbewehrungsgrad ρ_l berücksichtigt vor allem den Einfluss der ungerissenen Betondruckzone auf die aufnehmbare Querkraft. Dem Einfluss der Betonzugfestigkeit, die maßgeblich die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung bestimmt, wird durch den Parameter $f_{ck}^{(1/3)}$ Rechnung getragen. Durch eine Vorspannung wird die Querkrafttragfähigkeit gesteigert, da die Rissbildung auf einem höheren Lastniveau einsetzt. Dies wird durch die Betonlängsspannung σ_{cd} berücksichtigt.

Bei der Ermittlung des Querkraftwiderstands $V_{Rd,ct}$ nach Gleichung (2-5) ist eine Verringerung der aufnehmbaren Querkraft infolge einer Biegerissbildung im Vergleich zu

einem reinen Schubzugversagen berücksichtigt. Durch Vorspannung oder äußere Drucknormalkräfte kann ein Querschnitt bereichsweise biegeissfrei bleiben. Hierbei gilt ein Bereich als ungerissen, wenn die Biegezugspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit kleiner als $f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ sind, wobei $\gamma_c = 1,8$ ist. In diesen Bereichen darf die Querkrafttragfähigkeit unter vorwiegend ruhender Belastung alternativ nach Gleichung (2-6) auf Basis der Hauptzugspannungsgleichung ermittelt werden.

$$V_{Rd,ct} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{\left(\frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}\right)^2 - \alpha_l \cdot \sigma_{cd} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}} \quad (2-6)$$

mit:	I	Flächenmoment 2. Grades des Querschnitts
	S	Flächenmoment 1. Grades des Querschnitts bezogen auf dessen Schwerpunkt
	α_l	= 1,0 (Ausnahme: Vorspannung mit sofortigem Verbund)
	$f_{ctk;0,05}$	unterer Quantilwert der Betonzugfestigkeit ($\leq 2,7 \text{ N/mm}^2$)

Sie ergibt sich durch Umstellen der Gleichung (2-3) unter Vernachlässigung der vertikalen Normalspannung σ_y und der Schubspannungen τ_{xy} infolge Torsion. Die einwirkenden Schubspannungen resultieren somit lediglich aus einer reinen Querkraftbeanspruchung. Bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit wird ein Querkraftversagen angenommen und die Hauptzugspannung σ_I dementsprechend dem Bemessungswert der Betonzugfestigkeit $f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ gleichgesetzt. Bei der Bestimmung der anrechenbaren Querschnittsbreite b_w in Gleichung (2-6) muss gegebenenfalls die verringerte nominelle Stegbreite $b_{w,nom}$ in Abhängigkeit der Verbundart zur Berücksichtigung nebeneinanderliegender Spanngliedhüllrohre verwendet werden /DIN09b/.

Der Wert σ_{cd} beschreibt in der Regel die Betondruckspannung im Schwerpunkt. Bei Querschnitten mit veränderlicher Breite kann der maßgebende Schnitt, in dem die Hauptzugspannung σ_I die Zugfestigkeit überschreitet, außerhalb der Schwerachse liegen (Bild 2-10). Gleichung (2-6) ist somit in verschiedenen Höhen auszuwerten. Die Betondruckspannung σ_{cd} muss dementsprechend durch die Betonnormalspannung im jeweiligen Nachweisschnitt ersetzt werden, die sich aus der Momenten- und Normalkraftbeanspruchung infolge Vorspannung und äußerer Belastung zusammensetzt. Die Biegenormalspannungen infolge der aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,ct}$ beeinflussen somit gleichzeitig den Querkraftwiderstand $V_{Rd,ct}$, wodurch eine iterative Ermittlung der Bruchlast erforderlich wird. Da die Biegenormalspannungen zusätzlich in Trägerlängsrichtung variieren, muss der Querkraftwiderstand in verschiedenen Längsschnitten bestimmt werden. Auf die iterative Ermittlung des Querkraftwiderstands kann im Rahmen des Nachweises der Querkrafttragfähigkeit allerdings in der Regel verzichtet werden, da die Tragfähigkeit für eine definierte Belastungskombination (V_{Ed} , M_{Ed} , N_{Ed}) nachzuweisen ist.

2.4.3.2 Bauteile mit Querkraftbewehrung

Die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung erfolgt auf Basis der Fachwerkanalogie mit variablem Druckstrebenwinkel nach *Reineck /Rei01/* (Bild 2-11).

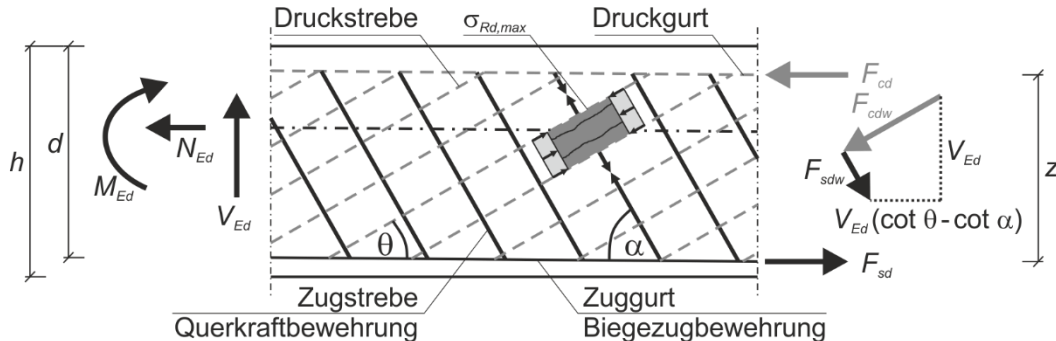


Bild 2-11: Fachwerkmodell mit variablem Druckstrebenwinkel nach /DIN09b/

Das Fachwerk besteht aus in der Regel parallel zu den Bauteilkanten verlaufenden Zug- und Druckgurten, die durch geneigte Zug- und Druckstreben miteinander verbunden sind. Die Neigung der Zugstreben α entspricht hierbei dem Winkel der Querkraftbewehrung zur Bauteilachse, wohingegen sich der Winkel der geneigten Druckstreben θ nach *DIN Fachbericht 102* in Abhängigkeit der Querkraft- und Normalkraftauslastung ergibt (Gleichung (2-7)). Hierbei muss nach /DIN09b/ der Druckstrebenwinkel mindestens eine Neigung von etwa 30° ($\cot \theta = 7/4$) aufweisen und soll nicht steiler als ca. 60° ($\cot \theta = 4/7$) angenommen werden.

$$\frac{4}{7} \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Ed}} \leq \frac{7}{4} \quad (2-7)$$

mit: $V_{Rd,c}$ Bemessungswert der durch die Rissreibung aufnehmbaren Querkraft (Gleichung (2-8))

Aufgrund des unterschiedlichen Rissverhaltens von Bauteilen ohne und mit Querkraftbewehrung sind die jeweils durch Rissreibung aufnehmbaren Querkraftanteile $V_{Rd,ct}$ bzw. $V_{Rd,c}$, auch als Betontraganteile bezeichnet, nicht identisch /DAfStb10/. Der zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels erforderliche Parameter $V_{Rd,c}$ kann nach Gleichung (2-8) bestimmt werden.

$$V_{Rd,c} = c_j \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w \cdot z \quad (2-8)$$

mit: c_j Vorfaktor
 z Hebelarm der inneren Kräfte

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit umfasst sowohl den Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit als auch den Nachweis der Zugstreben. Ein Versagen der Betondruckstreben wird in der Regel nur bei profilierten Querschnitten und hohen Querkraftbewehrungsgraden maßgebend, sodass hierauf im Rahmen der vorliegenden Arbeit aufgrund der nachfolgenden Untersuchungen an Spannbetonträgern mit niedrigen Querkraftbewehrungsgraden nicht näher eingegangen wird. Bei Bauteilen mit niedrigen Querkraftbewehrungsgraden tritt überwiegend ein Versagen der Zugstreben ein, das sich durch ein Versagen der Querkraftbewehrung äußert. Die durch lotrechte Querkraftbewehrung aufnehmbare Querkraft kann nach Gleichung (2-9) ermittelt werden.

$$V_{Rd, sy} = a_{sw} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (2-9)$$

mit:	$V_{Rd, sy}$	Bemessungswert der durch die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung begrenzten aufnehmbaren Querkraft
	a_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung (cm ² /m)
	f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls

2.4.4 Alternative Modelle

2.4.4.1 Görtz

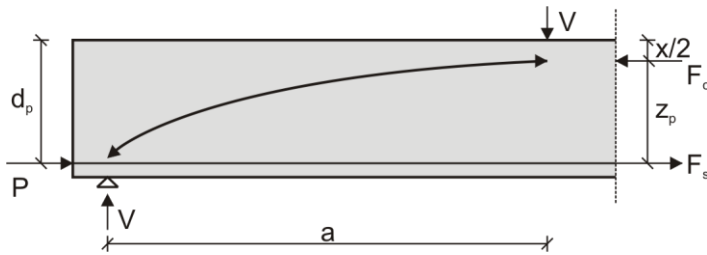
Beim Modell nach *Görtz* /Gör04/,/Heg06/ wird die Querkrafttragfähigkeit bügelbewehrter Spannbetonbauteile durch eine idealisierte Fachwerktragwirkung und einen darüber hinausgehenden Betontraganteil beschrieben (Gleichung (2-10)). Hierbei entspricht der Betontraganteil der Querkrafttragfähigkeit unverbügelter Querschnitte, sodass ein gleitender Übergang zwischen Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung besteht. Da mit zunehmender Steifigkeit des Fachwerkanteils keine Umlagerung auf den weicheren Betontraganteil stattfindet, wird dieser in Abhängigkeit des Bügelbewehrungsgrads vermindert /Heg06/.

$$V_{ges} = V_F + V_C \quad (2-10)$$

mit:	V_F	Fachwerktraganteil
	V_C	Betontraganteil

Die Vorspannung wird im Gegensatz zum Ansatz von *DIN Fachbericht 102* nicht durch den Druckstrebenwinkel bzw. den Anteil aus Rissreibung, sondern über einen additiven Sprengwerkanteil erfasst. Diese Tragwirkung ist durch zahlreiche Drei- und Vier-Punkt-Querkraft-Versuche an statisch bestimmten Systemen belegt und wurde anhand von Auswertungen einer Querkraftdatenbank mit über 1000 Versuchen aus dem Ansatz nach *Zink* /Zin99/ weiterentwickelt /Gör04/. Das Sprengwerk bildet sich

bei Balken zwischen dem Schnittpunkt der Wirkungslinie der Vorspannkraft mit der Verlängerung der Auflagerlinie und dem Lasteinleitungspunkt aus (Bild 2-12).



$$V_{c,p} = P \frac{z_p}{a}$$

mit : $z_p = d_p - x/2$

Bild 2-12: Sprengwerkwirkung und Vertikalanteil der Vorspannung bei gerader Spanngliedführung (nach /Heg06/)

Der Sprengwerkanteil $V_{c,p}$ ist somit abhängig von der Vorspannkraft P , dem Abstand a zwischen Lasteinleitung und Auflager sowie dem Spanngliedverlauf. Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung kann die mittlere Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ct}$ nach Gleichung (2-11) ermittelt werden.

$$V_{Rm,ct} = 0,2 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_{s,eff} \cdot d \cdot \beta + P \cdot \frac{z_p}{a} \quad (2-11)$$

mit: $b_{s,eff} = b_w + 0,3 \cdot \Sigma h_{f,i}$
 $h_{f,i}$ Flanshhöhe (links bzw. rechts) bei profilierten Querschnitten

Der Faktor β berücksichtigt den Einfluss der Schubschlankheit und beträgt 1,0 für Verhältnisse $a/d \geq 3,0$. Die Werte κ (Maßstabseinfluss), ρ_l (Längsbewehrungsgrad) und d (statische Nutzhöhe) werden analog nach *DIN Fachbericht 102* ermittelt. Zur Berücksichtigung des Schubspannungsverlaufs in den Flanschen bei profilierten Querschnitten wird in Gleichung (2-11) die effektive äquivalente Schubbreite $b_{s,eff}$ verwendet.

Die mittlere Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbauteilen mit Bügelbewehrung V_{Rm} kann nach Gleichung (2-12) ermittelt werden.

$$V_{Rm} = V_F + V_C = V_F + \kappa_s \cdot V_{c,s} + \kappa_P \cdot V_{c,p} \quad (2-12)$$

mit: $\kappa_s = 1 - \frac{\omega_{w,ct}}{3}$ Anpassungsfaktor (2-12a)

$\kappa_P = 1 - \omega_{w,ct}$ Anpassungsfaktor (2-12b)

$\omega_{w,ct} = \rho_w \cdot \frac{f_{ym}}{f_{ctm}}$ mechanischer Querkraftbewehrungsgrad (2-12c)

Der Betontraganteil V_c setzt sich zusammen aus einem Anteil infolge Rissreibung $V_{c,s}$ und dem Sprengwerkanteil $V_{c,p}$ (Bild 2-12). Die beiden Anpassungsfaktoren κ_s und κ_p zur Berücksichtigung des Querkraftbewehrungsgrads ρ_w ergeben sich dabei nach den Gleichungen 2-12a bis 2-12c.

Weiterhin wird der Rissreibungsanteil $V_{c,s}$ nach Gleichung (2-13) ermittelt. Wie beim Modell nach *DIN Fachbericht 102* berücksichtigt dieser Ansatz die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Querkrafttragfähigkeit. Durch die Parameter k_x und f_{ctm} wird der Traganteil der ungerissenen Druckzonenhöhe und durch den Wert l_{ch} ebenfalls der Maßstabeffekt erfasst. Weitere Erläuterungen können /Zin99/ und /Gör04/ entnommen werden.

$$V_{c,s} = \beta \cdot \frac{2}{3} \cdot k_x \cdot f_{ctm} \cdot \left(4 \cdot \frac{d}{a}\right)^{1/4} \cdot \left(5 \cdot \frac{l_{ch}}{d}\right)^{1/4} \cdot b_{s,eff} \cdot d \quad (2-13)$$

mit: k_x bezogene Druckzonenhöhe
 l_{ch} charakteristische Länge des Betons

Der Fachwerkanteil V_F unter Annahme eines Bügelversagens (Gleichung (2-14)) wird in Abhängigkeit des Risswinkels β_r bestimmt. Hierbei beschreibt a_{sw} die vorhandene Bügelbewehrungsfläche und z den inneren Hebelarm. Der Risswinkel wird vom Querkraftbewehrungsgrad $\omega_{w,ct}$ sowie dem Verhältnis der Betonlängsspannung σ_p aus Vorspannung in Höhe des Schwerpunkts und der Betonzugfestigkeit beeinflusst.

$$V_F = a_{sw} \cdot f_{ym} \cdot z \cdot \cot \beta_r \quad (2-14)$$

mit: $\cot \beta_r = 1 + \frac{0,15}{\omega_{w,ct}} - 0,18 \cdot \frac{\sigma_p}{f_{ctm}} \leq 2,15$ für Rechteckquerschnitte
 $\cot \beta_r' = \cot \beta_r + 0,5 \cdot (b_{OG} - b_w) / z$ für profilierte Querschnitte

Bei profilierten Querschnitten darf der mit den Bauteilabmessungen modifizierte Risswinkel β_r' verwendet werden. Dieser ist abhängig von der Breite des Obergurts b_{OG} und der Stegbreite b_w , da sie das Schubrissverhalten maßgeblich beeinflussen. Im Vergleich zu Rechteckquerschnitten ergibt sich bei profilierten Querschnitten somit in der Regel ein flacherer Rissverlauf.

2.4.4.2 Modified Compression Field Theory

Eine weitere Möglichkeit zur Ermittlung der statischen Querkrafttragfähigkeit stellt die Modified Compression Field Theory (MCFT) dar, die basierend auf Versuchen an Stahlbetonscheiben unter kombinierter Schub- und Normalkraftbeanspruchung sowie reiner Schubbeanspruchung entwickelt wurde /Ben06/, /Col96/, /Vec86/, /Vec88/. Der Ansatz verwendet ein Fachwerkmodell, dessen Druckstreben- bzw. Risswinkel θ in

Abhängigkeit des Dehnungszustands im Steg bestimmt wird (Bild 2-13). Die aufnehmbare Querkraft wird unter Berücksichtigung der Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen sowie der Spannungs-Dehnungsbeziehungen des gerissenen Betons ermittelt.

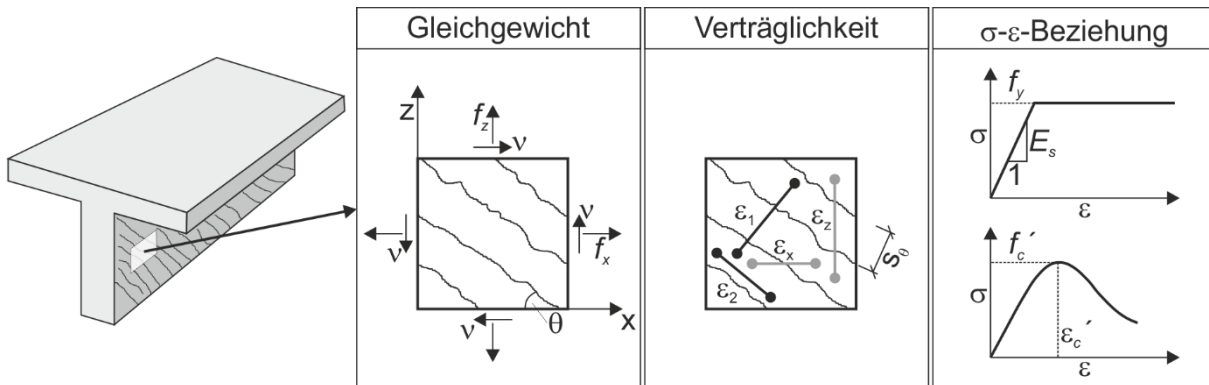


Bild 2-13: Bestandteile der MCFT (nach /Ben06/)

Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen in Richtung der Hauptverformungen (ϵ_1 , ϵ_2) verwenden hierbei die basierend auf den durchgeführten Scheibenversuchen definierten gemittelten Kennwerte, die sich aus der Messung über mehrere Risse hinweg ergeben. Die experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungsbeziehungen setzen eine fein verteilte Rissbildung, einen ebenen Spannungszustand sowie eine gleichmäßige Verteilung der Längs- und Querbewehrung voraus. Die somit bestimmten Beziehungen können nach /Vec86/ erheblich von den Ergebnissen der üblichen Baustoffprüfungen abweichen und berücksichtigen den Einfluss der Zugkraftübertragung im Zustand II.

In den Rissen entfällt der Traganteil der Betonzugspannungen, sodass zusätzlich zur globalen Betrachtung der Tragfähigkeit mit gemittelten Spannungs-Dehnungsbeziehungen eine Berechnung der Tragfähigkeit im Riss erfolgt. Hierbei wird unter Ansatz von Schubspannungen zwischen den Rissen, die unter anderem von der Rissbreite und dem Korndurchmesser abhängen, überprüft, ob die Betonstahlbewehrung die verbleibende Kraft im Riss aufnehmen kann. Eine ausführliche Beschreibung der MCFT kann /Ben06/, /Col96/, /Vec86/, /Vec88/ entnommen werden.

Da die Dehnungen eines Elements bei gegebenem Spannungszustand iterativ bestimmt werden müssen, empfiehlt sich zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach der MCFT die Verwendung von Computerprogrammen. Die MCFT ist unter anderem in dem Programm Response-2000 implementiert /Res00/, das an der Universität von Toronto entwickelt wurde. Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils erfolgt unter der Annahme eines Ebenbleibens des Querschnitts, wobei der Querschnitt über die Bauteilhöhe in mehrere Elemente eingeteilt wird. Durch die Berechnung in diesen biaxial beanspruchten Elementen kann unter anderem die Schubspannungsverteilung über die Querschnittshöhe sowie auch die Querkraft-Durchbiegungsbeziehung eines Bauteils für beliebige Spannungszustände ermittelt werden /Ben06/. Ein vereinfachter Ansatz der MCFT ist in /FIB12/ enthalten.

2.5 Zyklische Querkraftbemessung

2.5.1 Allgemeines

Der Ermüdungsnachweis bei Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen muss getrennt für den Beton und den Betonstahl erbracht werden, sodass eine Unterteilung in Bauteile ohne und mit Querkraftbewehrung erfolgt. Zunächst werden die Regelungen von *DIN Fachbericht 102* zur Querkraftbemessung unter zyklischer Beanspruchung erläutert, bevor anschließend ausgewählte alternative Berechnungsansätze aus der Literatur vorgestellt werden.

2.5.2 Querkraftbemessung nach DIN Fachbericht 102

Der Nachweis gegen Ermüdung kann nach *DIN Fachbericht 102* in drei verschiedenen Nachweisstufen erbracht werden. Da der Rechenaufwand hierbei stark anwächst, ist ein stufenweises Vorgehen sinnvoll. In Bild 2-14 ist das prinzipielle Ablaufschema des Ermüdungsnachweises dargestellt.

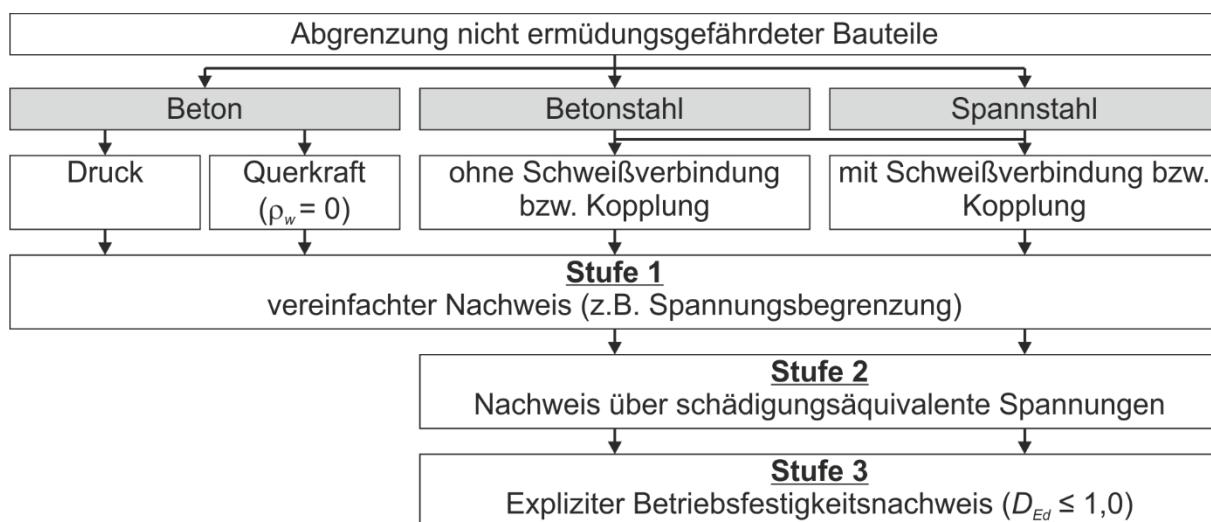


Bild 2-14: Ablaufschema des Ermüdungsnachweises nach /DIN09b/ (nach /Zil04/)

Bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung ist der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit unter zyklischer Beanspruchung nur in Stufe 1 möglich. Der Nachweis der Bügelbewehrung bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung hingegen ist sowohl in Stufe 1 als auch den höheren Stufen zulässig.

Die Nachweise in Stufe 1 werden auch als vereinfachte Nachweise bezeichnet, wobei eine Schwingspielzahl $N < 10^8$ vorausgesetzt wird. Für den Stahl wird eine maximale Spannungsschwingbreite und für den Beton werden zulässige maximale und minimale Querkräfte nachgewiesen, bei denen ein Versagen infolge Ermüdung ausgeschlossen werden kann. Hierbei ist die häufige Einwirkungskombination unter Ansatz des Lastmodells 1 zu verwenden /DIN09a/.

In Stufe 2 erfolgt der Nachweis der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung auf Basis der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite, die unter Ansatz von speziellen Lastmodellen (bei Straßenbrücken Lastmodell 3 nach /DIN09a/) ermittelt werden. Der Einfluss der Spannweite, des jährlichen Verkehrsaufkommens, der Nutzungsdauer, der Anzahl der Verkehrsstreifen, der Verkehrsart sowie der Oberflächenrauigkeit des Fahrbahnbelags wird durch einen Korrekturbeiwert λ_s berücksichtigt. Die somit ermittelten schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten dürfen die zulässige Schwingbreite bei einer definierten Lastwechselzahl nicht überschreiten.

Beim expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis in Stufe 3 ist nachzuweisen, dass die akkumulierte Schädigung der Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrung nach Palmgren-Miner die Schadenssumme von 1,0 nicht überschreitet. Dabei werden durch Anwendung eines numerischen Zählverfahrens (z.B. Rainflow- bzw. Reservoir-Methode) die Schädigungsanteile der einzelnen Spannungsamplituden ermittelt, die sich unter Ansatz von Belastungskollektiven (z.B. Überfahrt des Lastmodells 3) ergeben.

2.5.2.1 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wird maßgeblich durch die Betonzugfestigkeit beeinflusst. Unter Annahme eines ähnlichen Verhaltens des Betons unter Druck und Zug bei zyklischer Belastung kann der Ermüdungsnachweis infolge Querkraft auf $V_{Rd,ct}$ bezogen erfolgen. Die Grenzwerte der Querkraftbeanspruchung sind daher formal eng an die Grenzwerte der Betondruckspannungen angelehnt.

Beim vereinfachten Nachweis in Stufe 1 muss somit die auf die statische Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ bezogene Belastungskombination $V_{Ed,max}/V_{Rd,ct}$ und $V_{Ed,min}/V_{Rd,ct}$ die Gleichung (2-15) bzw. (2-16) erfüllen, die auf eine schädigungsäquivalente Schwingbreite bei einer Lastspielzahl von $N = 10^6$ bezogen ist. Hierdurch werden zulässige Werte der maximalen Querkraft $V_{Ed,max}$ (Oberlast) in Abhängigkeit der auftretenden minimalen Querkraft $V_{Ed,min}$ (Unterlast) angegeben, da Beton eine deutliche Abhängigkeit der ertragbaren Lastspielzahl von der Mittellast aufweist. Die einwirkenden Querkräfte sind hierbei unter der häufigen Einwirkungskombination nach /DIN09a/ zu ermitteln.

$$\text{für } \frac{V_{Ed,max}}{V_{Ed,min}} \geq 0: \quad \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,9 \quad (2-15)$$

$$\text{für } \frac{V_{Ed,max}}{V_{Ed,min}} < 0: \quad \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|} \quad (2-16)$$

Die Bedingungen der Gleichungen (2-15) und (2-16) ergeben das in Bild 2-15 dargestellte sogenannte Goodman-Diagramm, mit dem ein anschaulicher grafischer Nachweis möglich ist. Liegt eine Belastungskombination innerhalb der grau hinterlegten

Fläche (z.B. Punkt A), ist ein Ermüdungsversagen infolge Querkraft vor $1 \cdot 10^6$ Lastwechseln nicht zu erwarten und der Nachweis erbracht. Wenn die Belastungskombination jedoch außerhalb der grau hinterlegten Fläche liegt (z.B. Punkt B), tritt nach *DIN Fachbericht 102* ein Versagen infolge Querkraftermüdung vor $1 \cdot 10^6$ Lastwechseln ein und der Nachweis ist entsprechend nicht erbracht.

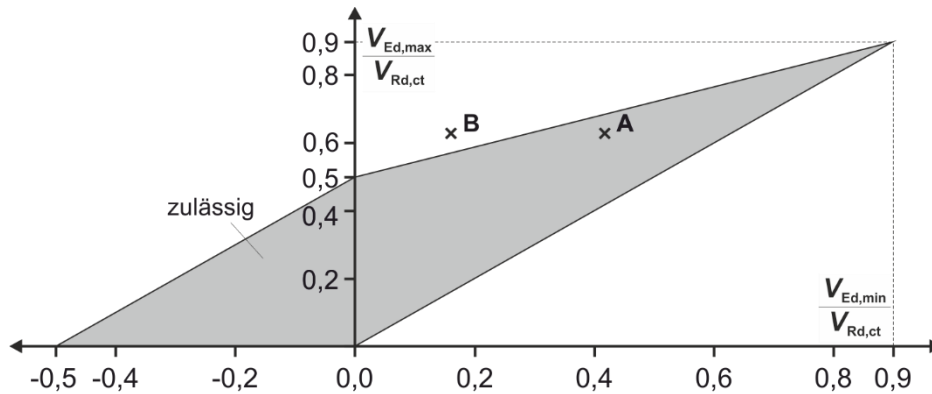


Bild 2-15: Goodman-Diagramm für Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach /DIN09b/

Betonbrücken weisen im Vergleich zu den ermüdungswirksamen Verkehrslasten einen relativ hohen Eigengewichtsanteil auf, sodass die Beanspruchungen in den für die Querkraftbemessung relevanten Stützbereichen in der Regel die gleichen Vorzeichen besitzen. Der Wechselbereich, d.h. eine Vorzeichenumkehr der einwirkenden Querkraft, wird nach *DIN Fachbericht 102* jedoch ebenfalls berücksichtigt. Wegen der sehr komplexen mechanischen Vorgänge im Wechselbereich, z.B. der Rotation der Hauptzugspannungen, sind die Querkraftgrenzwerte für $V_{Ed,min}/V_{Ed,max} < 0$ allerdings als pragmatische Festlegung zu betrachten /Zil10/.

Aufgrund der gewählten Formulierung wird der Nachweis der Querkraftermüdung maßgeblich durch den Bezugswert der statischen Querkrafttragfähigkeit beeinflusst. Nach *DIN Fachbericht 102* ist $V_{Rd,ct}$ nach Gleichung (2-5) zu bestimmen, die auch bei vorwiegend nicht-ruhender Belastung verwendet werden darf. Die Anwendung der auf dem Hauptzugspannungskriterium basierenden Gleichung (2-6) ist nach *DIN Fachbericht 102* nicht zulässig.

2.5.2.2 Bauteile mit Querkraftbewehrung

Der Spannungsermittlung der Querkraftbewehrung wird in Analogie zur Bemessung unter statischer Belastung ein Fachwerkmodell zugrunde gelegt. Bei wiederholter Belastung wird bedingt durch die lokale Zerstörung des Betons an den Rissufern eine Verminderung der Rissverzahnungswirkung unterstellt. Die dadurch verursachten Spannungsumlagerungen auf die Querkraftbewehrung werden durch die Annahme eines steileren Druckstrebenwinkels θ_{fat} nach Gleichung (2-17) im Vergleich zur statischen Bemessung berücksichtigt.

$$\tan \theta_{fat} = \sqrt{\tan \theta} \quad (2-17)$$

Dieser ursprünglich von *Grob* /Gro77/ zur Beschreibung der unterschiedlichen Neigungen der Druckstreben im Gebrauchs- und Bruchzustand auf Basis der Plastizitätstheorie hergeleitete Ansatz ist nicht ohne weiteres auf das in den Normen verankerte Fachwerkmodell mit Rissreibung nach *Reineck* /Rei01/ übertragbar. Während sich für Druckstrebenwinkel $\theta < 45^\circ$ der Winkel im Ermüdungsnachweis vergrößert, liefert der Ansatz für $\theta > 45^\circ$ den entgegengesetzten, ungewollten Effekt, dass die Druckstrebenwinkel θ_{fat} flacher werden. Der Winkel θ_{fat} sollte daher nur für Druckstrebenwinkel kleiner als 45° zur Ermittlung der Beanspruchung der Bewehrung verwendet werden. Ansonsten ist wie beim Ermüdungsnachweis der Druckstrebe der für die Nachweise unter ruhender Belastung verwendete Winkel θ nach Gleichung (2-7) anzusetzen.

Der Ermüdungsnachweis der Bügelbewehrung erfolgt in allen drei Stufen durch eine Beschränkung der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{sw}$, die nach Gleichung (2-18) bestimmt wird. Hierbei beschreibt ΔV die Schwingbreite der Querkraftbeanspruchung zwischen maximaler und minimaler Einwirkung. Beim vereinfachten Nachweis in Stufe 1 ist $\Delta\sigma_{sw}$ bei ungeschweißten Stäben unter der häufigen Einwirkungskombination mit Ansatz des Lastmodells 1 nach *DIN Fachbericht 101* auf $\leq 70 \text{ N/mm}^2$ zu begrenzen.

$$\Delta\sigma_{sw} = \frac{\Delta V}{a_{sw} \cdot z \cdot \cot \theta_{fat}} \quad (2-18)$$

Bei den genaueren Nachweisen in den Stufen 2 und 3 ist die Spannungsschwingbreite unter Ansatz des Lastmodells 3 bzw. definierten Lastkollektiven zu führen. Die hiermit ermittelten schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten dürfen in Stufe 2 die Schwingbreite $\Delta\sigma_{Rsd}$ bei der definierten Lastwechselzahl N^* nicht überschreiten. Der Verlauf der Wöhlerlinie nach *DIN Fachbericht 102*, die anhand von Einstufenversuchen hergeleitet wurde und den Zusammenhang zwischen Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ und Bruchlastspielzahl N angibt, ist in Bild 2-16 dargestellt. Die zugehörigen Parameter können Tabelle 2.5 entnommen werden.

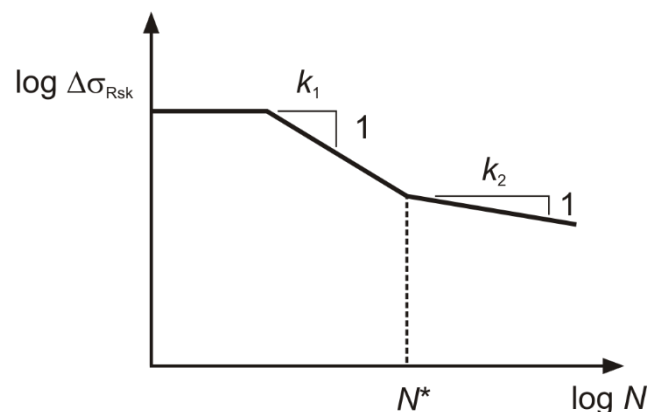


Bild 2-16: Wöhlerlinie für Betonstahl nach /DIN09b/

Auswertungen von Versuchen zum Einfluss des Biegerollendurchmessers d_{Br} auf die Ermüdungsfestigkeit /Kön94/ zeigen für ein Verhältnis $d_{Br} / d_s = 5$ eine Verringerung der Tragfähigkeit um bis zu 68 %. Für gebogene Stäbe mit $d_{Br} / d_s < 25$ ist die aufnehmbare Schwingbreite $\Delta\sigma_{Rsk}$ daher mit dem Reduktionsfaktor $\xi_1 = 0,35 + 0,026 \cdot d_{Br} / d_s$ zu multiplizieren. Auf den Reduktionsfaktor ξ_1 darf bei Querkraftbewehrung mit $d_{Br} \geq 25d_s$ sowie bei $d_s \leq 16$ mm verzichtet werden.

Tabelle 2.5: Parameter der Wöhlerlinien für Betonstahl nach /DIN09b/

Betonstahl	N^*	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Zyklen
		k_1	k_2	
				[N/mm ²]
Gerade und gebogene Stäbe	10^6	5	9	175
Geschweißte Stäbe einschließlich Heft- und Stumpfstoßverbindungen	10^6	4	5	85

Für Stäbe $d_s > 28$ mm ist $\Delta\sigma_{Rsk} = 145$ N/mm²

Der Teilsicherheitswert auf der Widerstandsseite beträgt $\gamma_{s,fat} = 1,15$

Beim expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis in Stufe 3 auf Grundlage der Palmgren-Miner-Regel wird ebenfalls die Wöhlerlinie nach Bild 2-16 verwendet. Die lineare Schädigungshypothese nach Palmgren-Miner ermöglicht, auch bei unterschiedlichen Belastungsamplituden einen Nachweis der Betriebsfestigkeit zu führen. Der Lastzyklus, der im allgemeinen der Überfahrt des Lastmodells 3 entspricht, wird dabei z.B. mittels Rainflow- bzw. Reservoir-Methode in verschiedene Lastkollektive n_i mit jeweils konstanter Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_i$ unterteilt (Bild 2-17a).

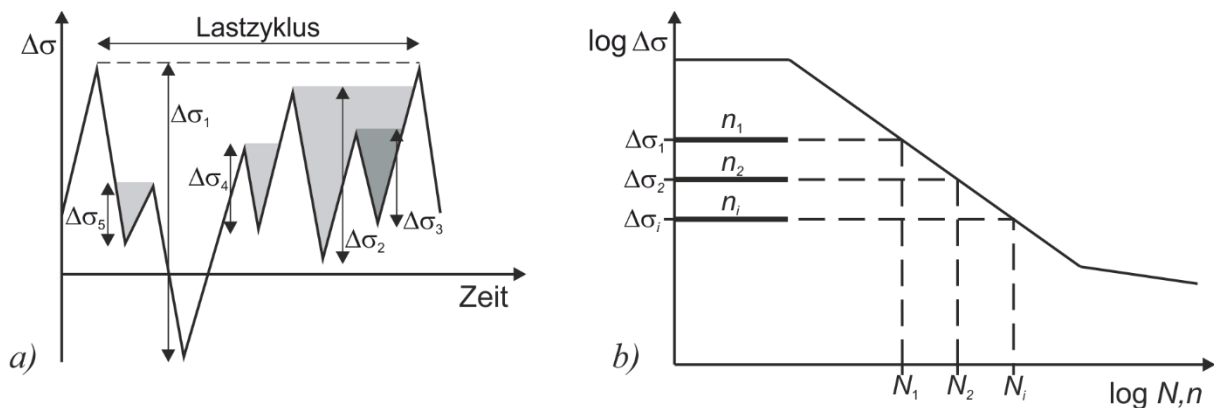


Bild 2-17: Expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis: a) Reservoir-Methode (nach /Kes02/); b) Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner (nach /Kön94/)

Die schwingende Beanspruchung bewirkt eine Materialschädigung, die sich bis zum Erreichen eines kritischen Schädigungswerts mit anschließendem Schwingbruch akkumuliert /Hai06/. Der Schadensakkumulation wird ein linearer Verlauf unterstellt, wobei zwei grundsätzliche Annahmen getroffen werden. Zum einen wird angenommen, dass die Reihenfolge der auftretenden Beanspruchungskollektive keinen Einfluss

auf den Schädigungsgrad hat. Zum anderen wird unterstellt, dass jede auftretende Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_i$ einen Schädigungsanteil in Abhängigkeit von der Häufigkeit ihres Auftretens n_i besitzt. Beschrieben wird dieser Anteil durch das Verhältnis zwischen der Anzahl der Lastzyklen des jeweiligen Kollektivs n_i und der zugehörigen Bruchlastspielzahl N_i , die unter der Belastung $\Delta\sigma_i$ zum Versagen führt (Bild 2-17b). Die linear akkumulierte Schädigung D nach Palmgren-Miner ergibt sich entsprechend nach Gleichung (2-19).

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \quad (2-19)$$

Beim Nachweis eines Bauteils gegen Ermüdung darf die Schädigungssumme einen Wert von 1,0 nicht überschreiten.

2.5.3 Alternative Modelle

2.5.3.1 Model Code 2010

Für unbewehrten Beton unter zyklischer Zugschwellbeanspruchung kann die Bruchlastspielzahl N in Anlehnung an Model Code 2010 nach Gleichung (2-20) bestimmt werden. Die Darstellung erfolgt im Hinblick auf die spätere Versuchsauswertung auf Mittelwertniveau ohne Berücksichtigung von Fraktil- und Sicherheitsbeiwerten.

$$\log N = 12 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{l,max}}{f_{ctm}} \right) \quad (2-20)$$

Der Ansatz ist unabhängig von der Spannungsamplitude und die Bruchlastspielzahl wird nur durch das Verhältnis der maximalen Hauptzugspannung $\sigma_{l,max}$ zur mittleren zentrischen Betonzugfestigkeit f_{ctm} beeinflusst. Für querkraftbeanspruchte Träger ohne Biegerisse, die aufgrund einer Schubzugrissbildung versagen, kann Gleichung (2-20) zur Berechnung der ertragbaren Lastspielzahl verwendet werden. Hierzu muss die maximale Hauptzugspannung unter der einwirkenden Höchstlast ermittelt werden. Eine schematische Verteilung der Spannungsverteilung im Steg eines profilierten Spannbetonträgers ist in Bild 2-18 abgebildet.

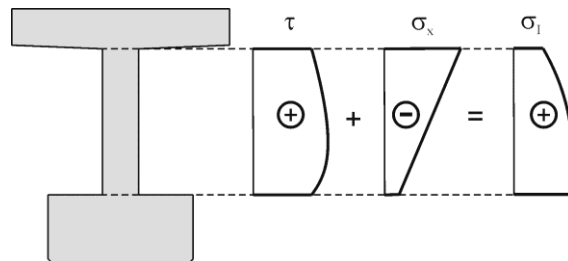


Bild 2-18: Schematische Darstellung der Spannungsverteilung im Steg eines profilierten Spannbetonträgers

Das Eigengewicht des Trägers und die äußere Belastung erzeugen Schubspannungen τ und Längsspannungen σ_x , die sich mit den Spannungen infolge Vorspannung überlagern. Aufgrund der variablen Spannungsverteilung über die Steghöhe muss σ_l in verschiedenen Höhen ausgewertet werden, um den Maximalwert bestimmen zu können.

2.5.3.2 Frey

Der Ansatz nach *Frey* zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit Querkraftbewehrung unter statischer und zyklischer Belastung basiert auf einem Beton-Druckfeldmodell bzw. Fachwerkmodell /Fre84/. Die Bestimmung der Druckfeldneigung unter wiederholter Belastung auf Gebrauchslastniveau erfolgt wie in *DIN Fachbericht 102* durch Modifikation der Neigung unter statischer Belastung im Bruchzustand. Daher wird im Folgenden zunächst das Modell nach *Frey* unter statischer Beanspruchung erläutert. Im Anschluss erfolgt die Beschreibung der Bemessung unter zyklischer Beanspruchung.

Das innere Tragsystem bei statischer Querkraftbeanspruchung kann nach /Fre84/ unter Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens von Beton und Stahl sowie der Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit beschrieben werden. Die Herleitung der Druckfeldneigung erfolgt hierbei unter Anwendung der Plastizitätstheorie. Zur Lösung des Gleichungssystems werden die Werkstoffgesetze, die Gleichgewichtsbeziehungen (Mohr'scher Spannungskreis) und die Kompatibilitätsbedingungen (Mohr'scher Kreis der Verzerrungen) benötigt. Die an einem Scheibenelement wirkenden Spannungen sind in Bild 2-19 dargestellt.

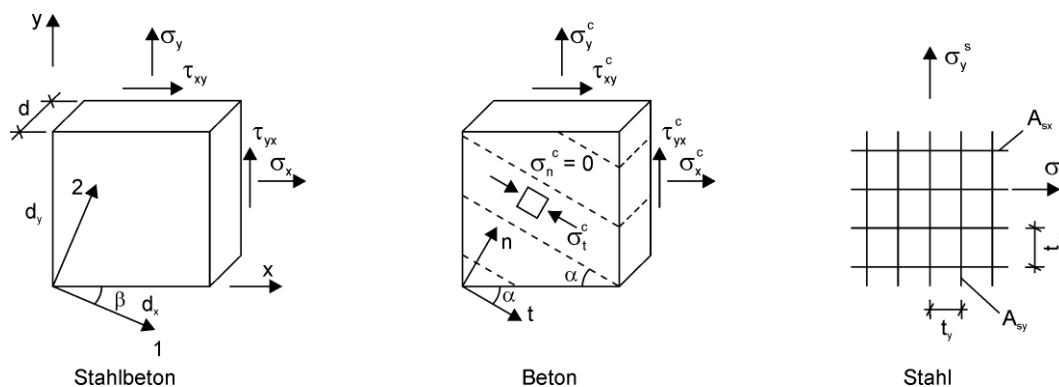


Bild 2-19: Differentielles Scheibenelement nach /Fre84/

Der Einfluss der Vorspannung und die damit verbundenen Membranspannungen werden durch äußere Kräfte berücksichtigt. Die Neigung des Druckfelds wird in Abhängigkeit des Vorspannungsgrads und der Bewehrungsgehalte in Längs- und Querrichtung beschrieben. Nach /Fre84/ stellt die so ermittelte Neigung des Druckfelds einen oberen Grenzwert dar und die tatsächliche Druckstrebe verläuft flacher. Dies wird im Wesentlichen auf die Mitwirkung des Betons auf Zug und die Biegesteifigkeit der Betonstahllängsbewehrung bzw. des Zugflansches zurückgeführt.

Bei der statischen Querkraftbemessung nach der Plastizitätstheorie ergeben sich unter einer monoton ansteigenden Beanspruchung die folgenden vier Versagensfälle:

- Fließen der Längs- und Querkraftbewehrung
- Fließen der Längsbewehrung, Stauchen des Betons
- Stauchen des Betons, kein Fließen der Bewehrung
- Fließen der Querkraftbewehrung, Stauchen des Betons

Für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit untersuchten Längs- und Querkraftbewehrungsgrade bei der vorhandenen Trägergeometrie wird im Folgenden ausschließlich der letzte Fall betrachtet. Die Neigung γ des Druckfelds im Bruchzustand lässt sich hierfür wie folgt bestimmen:

$$\tan \gamma = \frac{\tau_{xy}}{-f_c \cdot (1 - \omega_y)} = \sqrt{\frac{\omega_y}{1 - \omega_y}} \quad (2-21)$$

mit: $\omega_y = \rho_y \cdot f_y / f_c \leq 0,5$
 $\omega_x = \rho_x \cdot f_y / f_c > 1 - \omega_y$

Die Neigung des Druckfelds ist für diese Versagensform somit nur vom mechanischen Querkraftbewehrungsgrad ω_y abhängig.

Für eine zyklische Beanspruchung wurde das im Folgenden beschriebene Modell durch den Vergleich mit den in /Fre83/ durchgeführten Versuchen an Stahlbetonbalken mit und ohne Querkraftbewehrung überprüft. Zusätzlich erfolgte eine Erweiterung des Ansatzes auf Balken mit Vorspannung auf Grundlage theoretischer Ansätze.

Die Dehnungs- und Spannungsverteilung am Querschnitt zur Anwendung des Druckfeldmodells auf Stahlbetonbalken unter zyklischer Beanspruchung nach /Fre84/ kann Bild 2-20 entnommen werden.

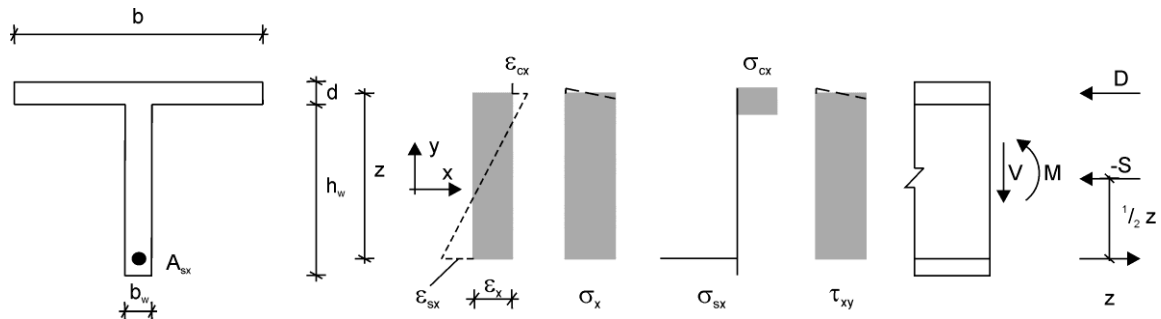


Bild 2-20: Dehnungs- und Spannungsverteilung am Querschnitt nach /Fre84/

Die Schubspannungsverteilung τ_{xy} wird als konstant über die gesamte Trägerhöhe angenommen. Dies gilt ebenfalls für die verwendete Längsdehnung ϵ_x , die sich als Mit-

telwert aus der Stauchung im Druckflansch ε_{cx} und der Dehnung der Längsbewehrung ε_{sx} ergibt. Aufgrund der Dehnungsbehinderung im Steg entsteht somit eine konstante Spannung σ_x und die resultierende Kraft S wirkt auf halber Steghöhe. Das Fachwerkmodell und die an einem Balkenelement wirkenden Kräfte sind in Bild 2-21 dargestellt.

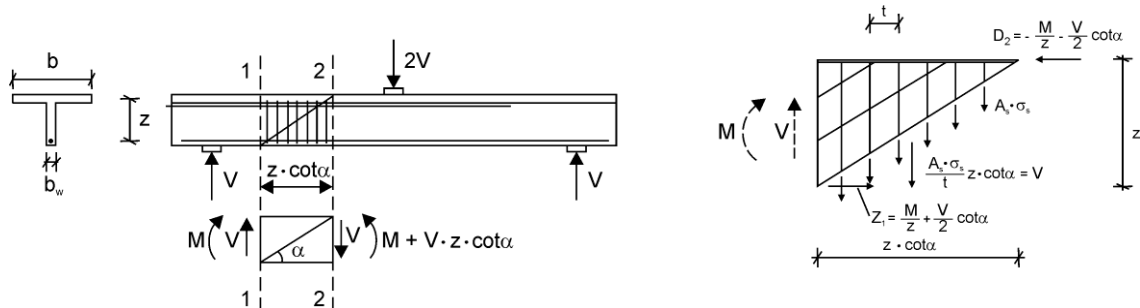


Bild 2-21: Kräfte am Balkenelement nach /Frey84/

Die Schwingbreite der Bügelspannung $\Delta\sigma_B$ kann in Abhängigkeit der einwirkenden Schwingbreite der Querkraft ΔV , der Druckfeldneigung α unter Ermüdungsbeanspruchung, des inneren Hebelarmes z , des Bügelabstandes t und der vorhandenen Bügelbewehrungsfläche A_B nach Gleichung (2-22) ermittelt werden. Dieser Ansatz entspricht mit Ausnahme der Variablenbezeichnung dem Vorgehen nach *DIN Fachbericht 102*.

$$\Delta\sigma_B = \frac{\Delta V \cdot t}{A_B \cdot z} \cdot \tan \alpha \quad (2-22)$$

Die Druckfeldneigung α ergibt sich aus der Modifikation der Neigung γ unter statischer Belastung im Bruchzustand zu:

$$\tan \alpha = \frac{\sqrt{\tan \gamma \cdot F_k}}{1 - \frac{\sigma^P}{2 \cdot \tau} \sqrt{\tan \gamma \cdot F_k}} \quad (2-23)$$

mit: $F_k = \left[1 + \lambda \left(\frac{1}{k} - 1 \right) \right]^{-1/4}$

γ Neigung des Druckfelds unter statischer Belastung (Bruch)

σ^P Mittelwert der über die Steghöhe wirkenden Spannungen aus Vorspannung ($t = \infty$)

τ nominelle Schubspannung infolge ständiger Lasten und ermüdungswirksamer Nutzlasten ($\tau = V / [b_w \cdot z]$)

ω mechanischer Bewehrungsgrad $\omega_y = [A \cdot f_y] / [b \cdot d \cdot f_c]$

λ Vorspanngrad ($\lambda = \omega_p / [\omega_p + \omega]$)

k Fließspannungsverhältnis ($k = f_{py} / f_{sy}$)

Dieser Ansatz ermöglicht eine explizite Berücksichtigung der Vorspannung bei der Modifikation des Druckstrebenwinkels unter Ermüdung. Die Druckfeldneigung α erhöht sich im Vergleich zum Druckstrebenwinkel γ unter statischer Belastung, wobei sich für Spannbetonträger mit niedrigen Querkraftbewehrungsgraden etwa Neigungen zwischen 20° und 30° ergeben. Für den Fall des nicht vorgespannten Stahlbetonbalkens ergibt sich analog zu *DIN Fachbericht 102* $\tan \alpha = (\tan \gamma)^{1/2}$. Hierbei unterscheiden sich jedoch die Neigungen des Druckfelds unter statischer Beanspruchung voneinander. Der Ansatz von *Frey* weist für Spannbetonträger im Allgemeinen kleinere rechnerische Neigungen im Bruchzustand auf als *DIN Fachbericht 102*, sodass die ermüdungswirksame Spannungsschwingbreite der Querkraftbewehrung ebenfalls kleiner ist.

2.6 Versuche zur zyklischen Querkrafttragfähigkeit

2.6.1 Allgemeines

Der Großteil der durchgeführten Versuche an Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter zyklischer Beanspruchung diente im Wesentlichen der Untersuchung eines Ermüdungsversagens infolge Biegung. Eine Übersicht der Versuche an Stahlbetonträgern gibt /Pfa02/. In /Cha58/, /For10/, /Fre83/, /Hig04/, /Hig06/, /Hig07/, /Nat12/, /Oka81/, /Rom12/, /Rom13/, /Ued82/ wurde insbesondere die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken und -platten unter zyklischer Belastung untersucht. Darüber hinaus trat in einigen zyklischen Biegeversuchen ein Schubversagen auf, das Rückschlüsse auf die Querkraftermüdung ermöglicht.

Die Versuche an Stahlbetonträgern lassen sich allgemein in Bauteile ohne Querkraftbewehrung sowie Bauteile mit Querkraftbewehrung unterteilen. In Bild 2-22 sind die bei Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung in /Cha58/ beobachteten repräsentativen Versagensarten der Querkraftermüdung dargestellt.



Bild 2-22: Versagensarten Stahlbetonträger ohne Querkraftbewehrung unter Betriebsbeanspruchung (nach /Cha58/)

Ein Trägerversagen kann demnach infolge einer Schubrissbildung mit sofortiger Schädigung der Betondruckzone (Bild 2-22a) oder einer langsamen Schädigung der Betondruckzone mit zunehmender Lastwechselzahl (Bild 2-22b) erfolgen. Nach /Fre83/ ist die Dauer des Bruchvorgangs vom Belastungsniveau abhängig. Während bei sehr hohen Querkraften der Bruchvorgang nur wenige Lastwechsel andauerte, erhöhte sich die Dauer des Bruchvorgangs bei Verringerung des Lastniveaus, verbunden mit einer Änderung des Tragsystems.

Bei Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung ist eine Vorhersage der maßgeblichen Versagensursache bei zyklischen Querkraftversuchen aufgrund von Rissbildung

und -wachstum und den hieraus resultierenden Umlagerungen zwischen Beton- und Fachwerktraganteil oft schwer möglich. Bild 2-23 zeigt die in /RILEM94/ dokumentierten Versagensarten querkräftbewehrter Bauteile unter Betriebsbeanspruchung.

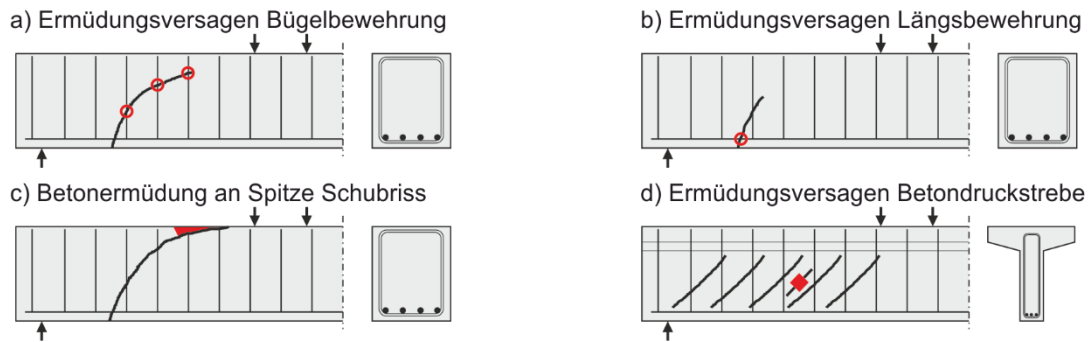


Bild 2-23: Versagensarten Stahlbetonträger mit Querkraftbewehrung unter Betriebsbeanspruchung (nach /RILEM94/)

In Abhängigkeit der Quer- und Längsbewehrungsgrade sowie der Höhe der zyklischen Belastung kann sowohl ein Ermüdungsversagen der Bügelbewehrung als auch der Längsbewehrung erfolgen. Die Brüche treten hierbei in der Regel im Schnittpunkt der Bewehrung und des Schub- bzw. Biegeschubrisses auf. Darüber hinaus kann, wie bei den Versuchen an Bauteilen ohne Querkraftbewehrung, die Schubrissbildung zu einer Betonermüdung an der Spitze des Schubrisses in der Druckzone führen. Bei profilierten Bauteilen mit relativ hohen Querkraftbewehrungsgraden kann ebenfalls ein Ermüdungsversagen der Betondruckstreben erfolgen.

Aufgrund des unterschiedlichen Querkrafttragverhaltens vorgespannter und nicht vorgespannter Betonbauteile sind die Erkenntnisse der zyklischen Querkraftversuche an Stahlbetonträgern nicht direkt auf Spannbetonträger übertragbar. Im Vergleich zu den Untersuchungen an Stahlbetonträgern wurden deutlich weniger Versuche zum Tragverhalten von Spannbetonträgern unter zyklischer Querkraftbeanspruchung durchgeführt. Im Folgenden werden die verschiedenen in der Literatur dokumentierten Versuchsserien an Spannbetonträgern ohne und mit Querkraftbewehrung (/Ard56/,/Han65/,/Han70/,/Pri71/) in chronologischer Reihenfolge vorgestellt und die wesentlichen Ergebnisse zusammengefasst.

2.6.2 Versuche an Spannbetonträgern

2.6.2.1 Ardaman und Ozell (1956)

Ardaman und *Ozell* /Ard56/ führten insgesamt acht Versuche an vorgespannten Trägern ohne Querkraftbewehrung zur Untersuchung eines möglichen Bruchs bzw. Verbundversagens der Spannlitzen infolge Ermüdung durch. Die Vorspannung der 6,1 m langen rechteckigen Träger ($b/h = 15,2/20,3 \text{ cm}^2$) bestand aus zwei 7/16 in. Litzen im sofortigen Verbund, die mit etwa 1140 N/mm^2 vorgespannt waren. Die Belastung erfolgte in einem Drei-Punkt-Biegeversuch mit einer Prüffrequenz von 2,9 Hz, wobei in

einem Versuch die statische Tragfähigkeit ermittelt wurde. Im Rahmen des Versuchsprogramms wurde insbesondere der Einfluss der Oberlast und der Lastamplitude auf die Ermüdungsfestigkeit untersucht. In Bild 2-24 ist ein typisches Rissbild eines Versuchsträgers dargestellt.

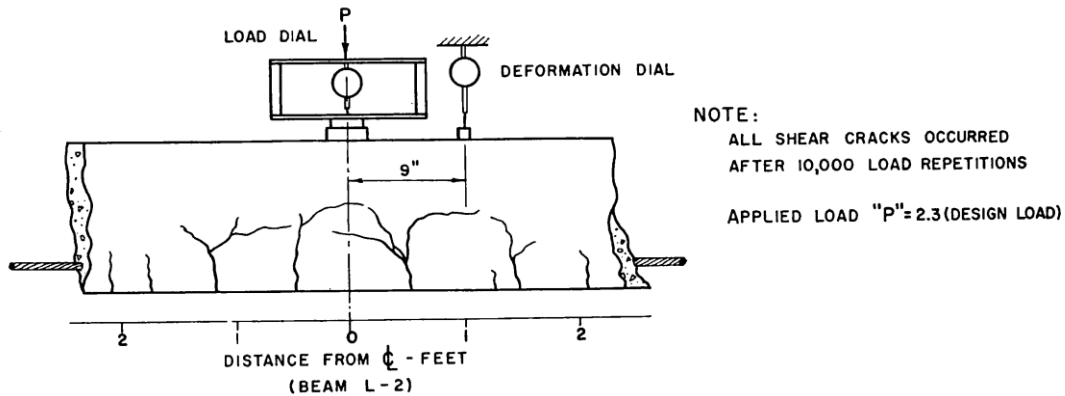


Bild 2-24: Rissbild eines Trägers im Bereich der Lasteinleitung /Ard56/

Mit zunehmender Lastspielzahl, insbesondere während der ersten 10.000 Lastwechsel, wurden eine Rissbreitenzunahme und ein Risswachstum der vertikalen Biegerisse beobachtet, die bereits bei Erstbelastung entstanden. Bei höheren Lastspielzahlen entwickelten sich hieraus im Bereich der Lasteinleitung geneigte Risse, die jedoch nicht zum Versagen der Balken führten. Während diese Risse nach /Ard56/ als Schubrisse bezeichnet werden, handelt es sich nach Meinung des Autors vielmehr um Verzweigungsrisse, die auf die Schwächung des Verbundes zwischen Litzen und Beton in Verbindung mit der zunehmenden Durchbiegung zurückzuführen sind. Eine Schubrisse in Auflagernähe konnte nicht festgestellt werden. Die Balken versagten aufgrund von Ermüdungsbrüchen der Litzen nachdem sich das Versagen durch einen überproportionalen Verformungszuwachs kurz vor Versuchsende angekündigt hatte.

2.6.2.2 Hanson und Hulsbos (1965)

Hanson und *Hulsbos* haben in /Han65/ den Einfluss einer Überbelastung mit diagonaler Schubrissebildung und anschließender zyklischer Belastung auf die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit Querkraftbewehrung untersucht. Die Verfasser unterscheiden hierbei grundsätzlich zwischen den drei möglichen Versagensursachen

- Ermüdungsversagen der Querkraftbewehrung,
- Betonversagen und
- Versagen des Spannelements.

Da die diagonalen Schubzugrisse im Steg im Bereich geringerer Momentenbeanspruchung entstehen, wird ein Versagen der Spannelemente der entsprechenden Träger unter zyklischer Querkraftbeanspruchung als unwahrscheinlich angesehen.

Der Querschnitt der zwei untersuchten Versuchsträger ist in Bild 2-25a dargestellt. Die 5,33 m langen Balken besaßen eine Höhe von 46 cm und eine Stegbreite von 7,6 cm. Die Vorspannkraft der 7/16 in. Litzen im sofortigen Verbund betrug bei Versuchsbeginn 386 kN, sodass sich eine Betondruckspannung im Schwerpunkt von 5,86 N/mm² ergab. Die Träger unterschieden sich allein durch den Querkraftbewehrungsgrad, der 0,46 % bzw. 0,61 % betrug. Die Bügel bestanden aus U-förmigen Bewehrungsstäben mit einem Durchmesser von 9,52 mm, die eine Fließspannung von 383 N/mm² bei einer maximalen Zugfestigkeit von 570 N/mm² aufwiesen.

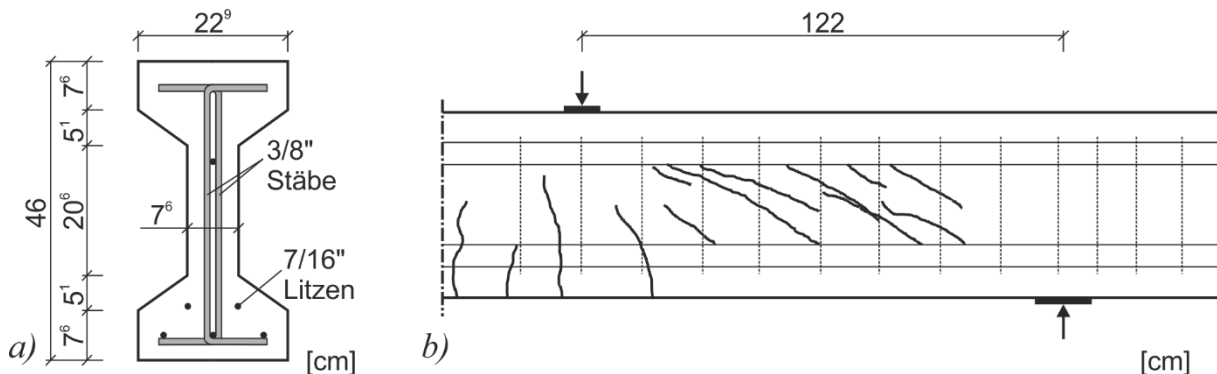


Bild 2-25: Spannbetonträger nach /Han65/:
a) Querschnitt; b) Rissbild nach statischer Erstbelastung ($\rho_w = 0,61 \%$)

Die beiden Träger wurden zunächst in Vier-Punkt-Biegeversuchen bei einer Stützweite von 4,26 m bis zur Entstehung von Diagonallissen in beiden Seiten statisch belastet (Bild 2-25b), wobei die Schubrislast jeweils 142 kN betrug.

Der höher schubbewehrte Balken ($\rho_w = 0,61 \%$) wurde anschließend bei Frequenzen von 4,2 Hz und 8,3 Hz mit einer Oberlast von 80 kN und einer Unterlast von 36 kN zyklisch belastet. Nach $4 \cdot 10^6$ Lastwechseln ohne Anzeichen einer zusätzlichen Schädigung und ohne wesentliche Änderung der Schubrisbreiten wurde die Schwingbreite durch eine Erhöhung der Oberlast auf 124 kN vergrößert. Der Träger versagte unter dieser Belastung nach insgesamt $4,53 \cdot 10^6$ Lastwechseln aufgrund eines Ermüdungsbruchs der Litzen.

Die zyklische Belastung des geringer schubbewehrten Balkens ($\rho_w = 0,46 \%$) bei einer Frequenz von 4,2 Hz variierte zwischen 107 kN Oberlast und 36 kN Unterlast. Der Balken versagte nach $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln infolge eines Ermüdungsbruchs der Querkraftbewehrung im Bereich der diagonalen Schubrisse. Trotz der augenscheinlichen Bügelbrüche nach $1,97 \cdot 10^6$ Lastwechseln konnte der Träger weitere 77.500 Lastwechsel ertragen, bis er durch Rissfortschritt des Diagonallisses in den Druckgurt versagte. In Bild 2-26a ist das Rissbild nach Versagen zu erkennen.

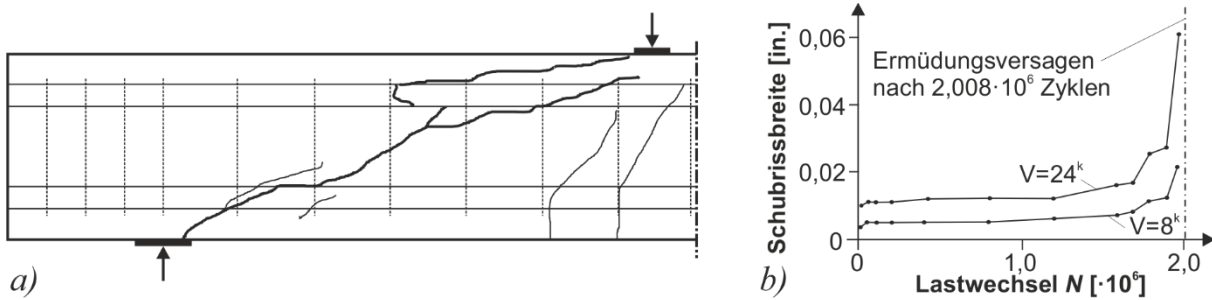


Bild 2-26: Spannbetonträger nach /Han65/: a) Rissbild im Bruchzustand; b) Schubrissbreiten unter Ober- und Unterlast

Die gemessenen Schubrissbreiten unter Ober- und Unterlast verlaufen bis zu $1,2 \cdot 10^6$ Lastwechseln annähernd konstant und betragen etwa 0,3 mm bzw. 0,13 mm (Bild 2-26b). In den letzten 500.000 Lastwechseln vor Versagen war sowohl eine verstärkte Rissbreitenzunahme unter der jeweiligen Laststufe als auch eine Erhöhung der Rissbreitendifferenz zwischen Oberlast und Unterlast zu beobachten. So beträgt die maximale Rissbreite nach $1,97 \cdot 10^6$ Lastwechseln kurz vor Versagen 1,53 mm. Neben der Rissbreitenzunahme kündigte sich das Versagen vor der Schädigung des Druckgurts ebenfalls durch ein ausgeprägtes Risswachstum insbesondere im Auflagerbereich des Zuggurts an.

2.6.2.3 Hanson, Hulsbos und VanHorn (1970)

In /Han70/ sind sechs zyklische Versuche von *Hanson, Hulsbos* und *VanHorn* an Spannbetonträgern mit Querkraftbewehrung beschrieben. Im Rahmen der Versuchsreihe wurde der Einfluss der Schubschlankheit und des Querkraftbewehrungsgrads auf die Querkraftermüdung untersucht. Der Querkraftbewehrungsgrad variierte zwischen 0,16 % und 0,82 % und die Schubschlankheit, die sich mit abnehmendem Querkraftbewehrungsgrad vergrößerte, wurde zwischen 2,82 und 6,35 gewählt. Als Querkraftbewehrung wurden U-förmige Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 6,35 mm verwendet, die eine Fließspannung von 384 N/mm^2 bei einer maximalen Zugfestigkeit von 549 N/mm^2 aufwiesen. Die Trägerabmessungen und der Vorspanngrad blieben unverändert und stimmen mit den beiden Versuchsträgern aus /Han65/ überein (Kapitel 2.6.2.2).

Die Träger wurden zunächst bis zu etwa 80 % der Biegetragfähigkeit statisch belastet, um eine ausgeprägte Schubriss- und Biegerissbildung zu erzeugen. Anschließend erfolgte die zyklische Belastung der Träger im Vier-Punkt-Biegeversuch in zwei verschiedenen Belastungsreihen. Die erste Belastungsreihe von $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln wird als zyklische Bemessungslast bezeichnet, wobei die aufgebrachten Lasten geringer sind als bei der statischen Vorbelastung. Die anschließende zweite Belastung mit einer Oberlast von etwa 50 % der Biegetragfähigkeit befindet sich oberhalb der ersten Belastungsreihe. Die wesentlichen Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die zyklischen Bemessungslasten führten bei keinem Träger zu einem Ermüdungsversagen innerhalb der $2 \cdot 10^6$ aufgetragenen Lastwechsel. Nach etwa 100.000 Lastwechseln stabilisierte sich das Tragverhalten. Es konnte ein geringfügiger kontinuierlicher Zuwachs der maximalen Durchbiegung bei gleichzeitiger Verringerung der Durchbiegungsdifferenz zwischen Ober- und Unterlast beobachtet werden.
- Die zweite Belastungsserie mit erhöhten Lasten verursachte in allen Versuchen ein Ermüdungsversagen innerhalb von 401.000 bis 1.201.000 Lastwechseln. Hierbei versagten die vier Träger mit Querkraftbewehrungsgraden von 0,82 %, 0,52 %, 0,33 % und 0,16 % infolge eines Ermüdungsbruchs der Spannlitzen ohne Anzeichen einer Querkraftermüdung. Bei dem Querkraftbewehrungsgrad $\rho_w = 0,18$ % hingegen trat ein Versagen durch Ermüdungsbrüche der Querkraftbewehrung ein. Ein kombiniertes Versagen aus Ermüdung auf Biegung nach vorherigen Brüchen der Querkraftbewehrung infolge zyklischer Beanspruchung trat bei $\rho_w = 0,23$ % ein.
- Die Versuche lassen eine hohe Sicherheit gegen Querkraftermüdung erkennen. Weist ein Spannbetonträger genug Querkraftbewehrung auf, um die Biegetragfähigkeit sicherzustellen, führt eine Überbelastung mit ausgeprägter Rissbildung nicht zu einem Ermüdungsversagen infolge Querkraft unter den angesetzten zyklischen Bemessungslasten.
- Das zyklische Querkraftversagen der untersuchten Spannbetonbauteile mit Querkraftbewehrung wies ein ausgeprägtes Ankündigungsverhalten (Rissbreitenzunahme, Durchbiegungszunahme) vor Versagen auf. Ein Großteil der Bügel war bereits vor dem endgültigen Versagen gerissen und der Träger verhielt sich danach wie ein Bauteil ohne Querkraftbewehrung. Kurz vor Versuchsende entstand ein vertikaler Biegeriss im Druckgurt im Bereich des Auflagers, der sich in den Steg fortsetzte und zum endgültigen Versagen führte.
- Die Anfangsrissbreite nach statischer Erstbelastung hatte bei den durchgeführten Versuchen deutlich weniger Einfluss auf die Querkraftermüdungsfestigkeit als die Rissbreitenänderung zwischen Ober- und Unterlast unter zyklischer Belastung. Bei einer Rissbreitenänderung kleiner 0,15 mm konnte kein Ermüdungsversagen der Bügelbewehrung festgestellt werden. Mit zunehmender Schubslankheit erhöhte sich die kritische Rissbreitenänderung. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die Bügel aufgrund der horizontalen Rissverschiebung ebenfalls eine zusätzliche Querbiegebeanspruchung erfuhren.

2.6.2.4 Price und Edwards (1971)

Zur Untersuchung der Versagensarten und der Schubrissbildung unter zyklischer Querkraftbeanspruchung wurden in /Pri71/ insgesamt 17 Versuche an nachträglich vorgespannten Spannbetonträgern mit Querkraftbewehrung durchgeführt. Die Versu-

che unterteilen sich in vier Referenzversuche zur Ermittlung der statischen Querkrafttragfähigkeit und 13 Ermüdungsversuche. Falls die Träger nach $3 \cdot 10^6$ Lastwechseln nicht versagten, wurde die statische Resttragfähigkeit ermittelt. Im Rahmen des Versuchsprogramms wurde ausschließlich die Oberlast mit insgesamt drei Werten zwischen 63 % und 77 % der statischen Querkrafttragfähigkeit variiert, um durch die Mehrfachbestimmung eine statistische Auswertung zu ermöglichen. Die Unterlast betrug jeweils 25 % der zuvor in den statischen Versuchen ermittelten Tragfähigkeit. Der Querschnitt der doppelsymmetrischen I-Träger war 35,6 cm hoch und wurde nicht variiert (Bild 2-27a).

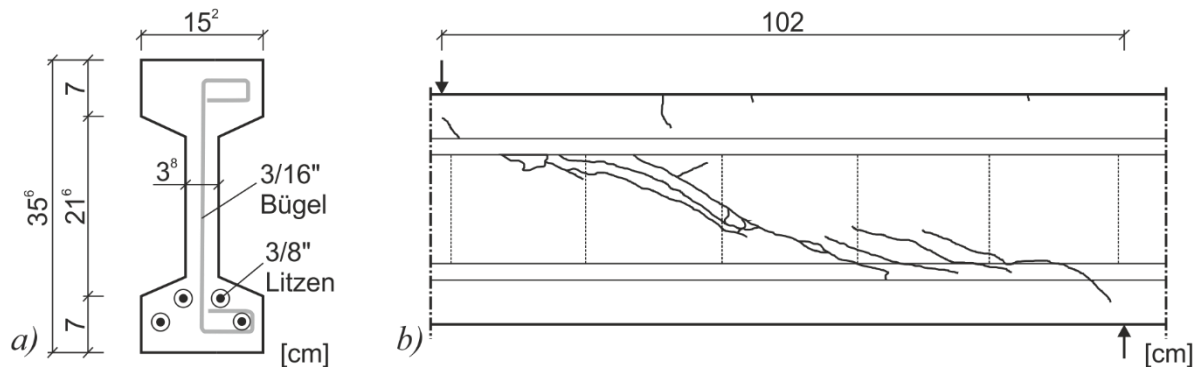


Bild 2-27: Versuchsträger: a) Querschnitt; b) Rissbild des Trägers S4 ($\rho_w = 0,23 \%$) nach Versagen (nach /Pri71/)

Während die Breite des oberen und unteren Flansches etwa 15 cm betrug, verringerte sie sich im Steg auf 3,8 cm. Im Steg waren einschnittige Bewehrungsstäbe mit einer Fließspannung von 457 N/mm^2 und einem Durchmesser von $3/16 \text{ in.}$ angeordnet. Der Abstand der Querkraftbewehrung in Trägerlängsrichtung betrug jeweils 20,3 cm, sodass sich ein Querkraftbewehrungsgrad von 0,23 % ergab. Die Vorspannung erfolgte durch vier geradlinige Spannglieder mit jeweils einer $3/8 \text{ in.}$ Stahllitze im unteren Flansch, die nach Absetzen der Spannpresse eine Vorspannung von etwa 678 N/mm^2 aufwies. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons mit einem Größtkorndurchmesser von $3/8 \text{ in.}$ betrug nach 28 Tagen $56,1 \text{ N/mm}^2$.

Die Stützweite der 3,96 m langen Träger im Vier-Punkt-Biegeversuch betrug 3,2 m, wobei die Lasten mit einer Prüffrequenz von 6,7 Hz in einer Entfernung von 1,02 m von den Auflagern aufgebracht wurden. Die wesentlichen Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Eine Oberlast unterhalb der statischen Schubrissslast kann unter zyklischer Belastung zu einer schlagartigen Schubrisssbildung im Steg führen. Die Ermüdungsfestigkeit des Betons im Steg kann hierbei deutlich höher sein, als in entsprechenden begleitenden zyklischen Baustoffproben ermittelt.
- Mit zunehmender Lastspielzahl erhöht sich die Schubrisssbreite kontinuierlich. Hierbei ist insbesondere während der ersten etwa $1 \cdot 10^4$ Lastwechsel ein ausgeprägter Zuwachs festzustellen, der sich anschließend stabilisiert. Die kontinuier-

liche Rissbreitenzunahme wird im Wesentlichen auf die Verringerung des Verbunds zwischen der Bügelbewehrung und dem Beton zurückgeführt.

- Die Querkraftbewehrung erfuhr neben der zentrischen Zugbeanspruchung in den Versuchen ebenfalls eine Beanspruchung infolge Reiberermüdung sowie senkrecht zur Stabachse wirkenden Querpressungen infolge der Rissuferverschiebung. Der Ermüdungsbruch der Querkraftbewehrung führte zu einer schlagartigen Schubrissaufweitung mit anschließender Stabilisierung der Rissbreitenzunahme.
- Nach Auftreten des ersten Ermüdungsbruchs der Querkraftbewehrung konnte noch eine erhebliche Zahl weiterer Lastwechsel bis zum Versagen des Trägers aufgebracht werden. Die Dauer zwischen erstem Ermüdungsbruch und Trägerversagen war in den durchgeführten Versuchen von der Oberlast abhängig, wobei eine erhöhte Oberlast zu einer Verringerung der Lastwechseldifferenz führte.
- Das Trägerversagen erfolgte infolge eines Einschnürens der Betondruckzone, verursacht durch die zuvor erfolgten Ermüdungsbrüche der Querkraftbewehrung und dem damit verbundenen Schubrisswachstum in den oberen Flansch (Bild 2-27b). Hierbei war zuvor eine ausgeprägte Ankündigung des Versagens durch starke Rissaufweitung im Steg sowie die Entstehung eines vertikalen Risses im oberen Flansch zu beobachten. Die Rissbilder der statischen und zyklischen Querkraftversuche wiesen keine wesentlichen Unterschiede auf.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

Im folgenden Kapitel werden die eigenen experimentellen Untersuchungen an Spannbetonträgern mit und ohne Querkraftbewehrung beschrieben. Im Rahmen des Versuchsprogramms wurde der Einfluss der Vorspannung, des Querkraftbewehrungsgrads und der Belastung auf das Querkrafttragverhalten unter zyklischer Beanspruchung untersucht. Neben der Ermittlung der Bruchlastspielzahl ist das Ermüdungstragverhalten vor Versagen ein wesentlicher Untersuchungsaspekt.

Zunächst erfolgt eine kurze Analyse von Bestandsbrücken, um die Versuchsparameter und Abmessungen der Versuchsträger festzulegen. Im Anschluss werden der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung erläutert. Die Beschreibung der untersuchten Spannbetonträger umfasst unter anderem die Trägerherstellung, die in versuchsbegleitenden Baustoffuntersuchungen ermittelten Baustoffkennwerte und die verwendete Messtechnik. Danach werden die statischen Querkrafttragfähigkeiten der Versuchsträger ermittelt, bevor abschließend die wesentlichen Ergebnisse zum Ermüdungstragverhalten und der Ermüdungsfestigkeit unter Querkraftbeanspruchung zusammengefasst werden.

3.2 Festlegung der Versuchsparameter

3.2.1 Allgemeines

Die Festlegung der genauen Versuchsparameter erfolgte basierend auf den Verhältnissen repräsentativer Bestandsbrücken. Hierbei wurden die technischen Regelwerke der verschiedenen Normengenerationen sowie die Planunterlagen und Nachrechnungen typischer Brücken im Netz der Bundesfernstraßen berücksichtigt. Insbesondere wurden die drei Aspekte Querkraftbewehrungsgrad, Vorspannung und einwirkende Querkraftbelastung betrachtet. Bei den von Straßenbauverwaltungen erhaltenen Planunterlagen handelt es sich um zwei Spannbetonbrücken mit Hohlkastenquerschnitt (Bild 3-1) sowie einen zweistufigen Plattenbalkenquerschnitt (Bild 3-3b).

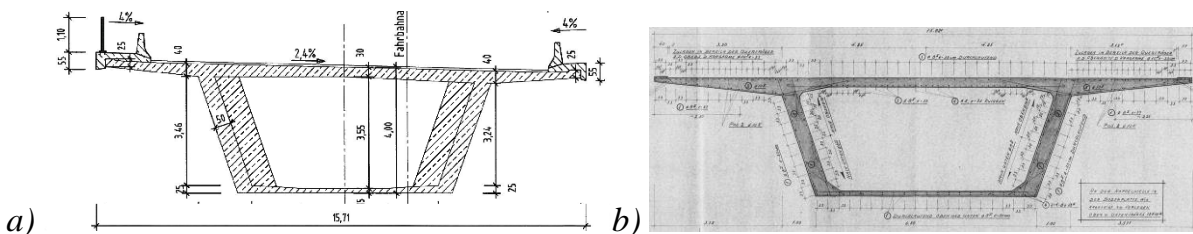


Bild 3-1: Hohlkastenquerschnitt von Bestandsbrücken:
a) Brücke A (Stütze); b) Brücke B

Die etwa 260 m lange 5-feldrige Brücke A mit einer Querschnittshöhe von ca. 3,4 m wurde 1967 errichtet. Lediglich ein Jahr später (1968) wurde die 9-feldrige Brücke B

mit einer Gesamtlänge von 390 m und einer vergleichbaren Querschnittshöhe fertiggestellt. Die Bemessung erfolgte jeweils nach *DIN 4227 /DIN53a/* für die Brückenklasse 60 nach */DIN53b/*.

3.2.2 Querkraftbewehrungsgrad

Die Querkraftbemessung der Brücke A erfolgte durch die Begrenzung der schiefen Hauptzugspannungen (Kapitel 2.4.2). Da die zulässigen Grenzwerte nach */DIN53a/* überschritten wurden, war eine rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung zur Schubsicherung vorzusehen. Die in Brückenlängsrichtung vorhandene Stegbewehrung der Festigkeitsklasse BSt III ist in Bild 3-2 in der Draufsicht dargestellt.

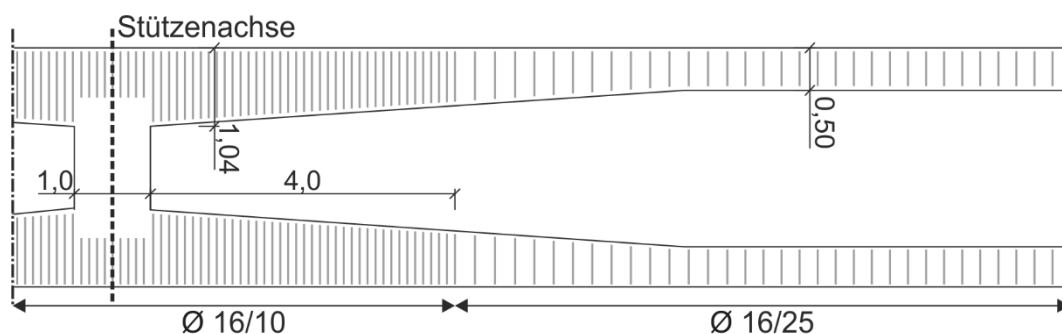


Bild 3-2: Querkraftbewehrung der Brücke A (Draufsicht)

Die Stegbreite beträgt in Feldmitte konstant 0,50 m und weitet sich im Bereich der Stützenachse bis zu einer Breite von etwa 1,04 m auf. Auf einer Länge von 4 m links und rechts der Stützenachse befinden sich Bügel mit einem Durchmesser von 16 mm in einem Abstand von jeweils 10 cm. Im übrigen Bereich erhöht sich der Abstand der Querkraftbewehrung auf 25 cm. Bei der Ermittlung des im Versuchsträger anrechenbaren Querkraftbewehrungsgrads sind die unterschiedlichen Stahlfestigkeiten sowie das Verhältnis der erforderlichen Bügelbewehrung infolge Torsions- und Querkraftbeanspruchung zu berücksichtigen. Nach der Bestandsstatik beträgt das Verhältnis der Schubspannungen infolge Querkraft und kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung $\tau_V / \tau_{V+T} \approx 0,85$, sodass sich auf einen Betonstahl B 500 bezogene Werte von $\rho_{w,eff} = 0,15\%$ bis $0,37\%$ ergeben. Diese Extremwerte liegen im gevouteten Bereich beim Wechsel des Bewehrungsabstands vor. Über der Stütze beträgt der effektive Querkraftbewehrungsgrad $0,28\%$ und im Bereich mit konstanter Stegbreite $0,23\%$.

Beim Nachweis der schiefen Hauptzugspannungen der Brücke B wurden die zulässigen Grenzwerte nach */DIN53a/* nicht überschritten, sodass sich keine rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ergab. Als Querkraftbewehrung im Steg, der eine konstante Breite von etwa 0,45 m aufweist, wurden Zulagen der Festigkeitsklasse BSt II verwendet (Bild 3-3a). An den Stegaußenseiten befinden sich Stäbe mit einem Durchmesser von 10 mm im Abstand von 18 cm und an den Steginnenseiten beträgt der Stabdurchmesser 16 mm alle 22,5 cm, sodass sich eine vorhandene Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung von $26,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ ergibt. Dies entspricht unter Berück-

sichtigung des Faktors $\tau_V / \tau_{V+T} \approx 0,85$ und der verwendeten Stahlfestigkeit einem bezogenen Querkraftbewehrungsgrad von $\rho_{w,eff} = 0,18 \%$.

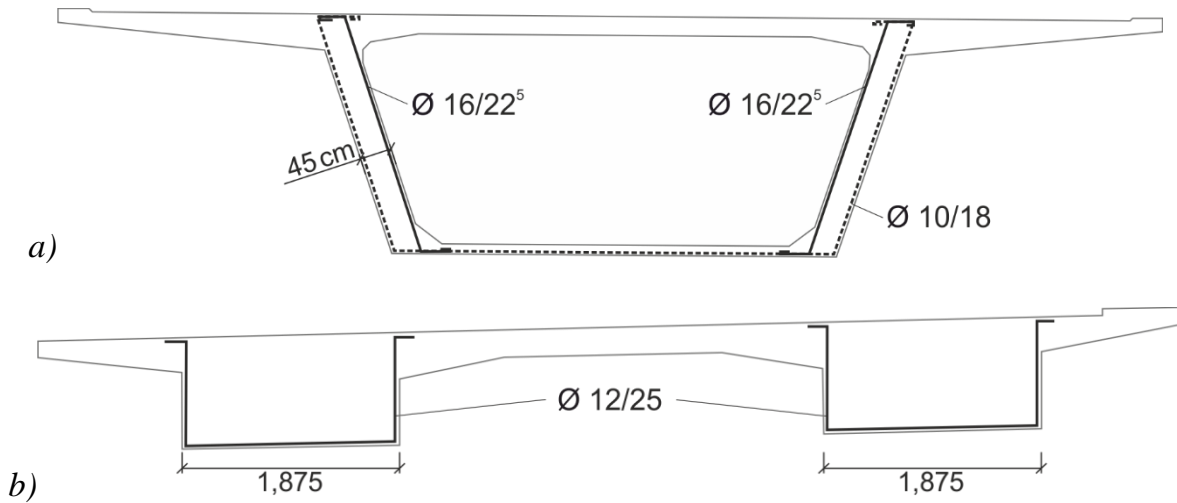


Bild 3-3: Querkraftbewehrung im Querschnitt: a) Brücke B; b) Brücke C

Zur Festlegung des Querkraftbewehrungsgrads der Versuchsträger wurde mit der Brücke C (Baujahr 1967) zusätzlich ein Plattenbalkenquerschnitt betrachtet (Bild 3-3b). Der geometrische Bewehrungsgrad liegt hier ohne Berücksichtigung der Stahlfestigkeit und des Verhältnisses τ_V / τ_{V+T} mit $\rho_w = 0,05 \%$ bereits deutlich unter den zuvor ermittelten Werten $\rho_{w,eff}$ der beiden untersuchten Hohlkastenquerschnitte. Der Querkraftbewehrungsgrad der Brücke C liegt ebenfalls deutlich unter den erforderlichen Mindestquerkraftbewehrungsgraden der verschiedenen Normen und Richtlinien für den Brückenbau (Bild 3-4).

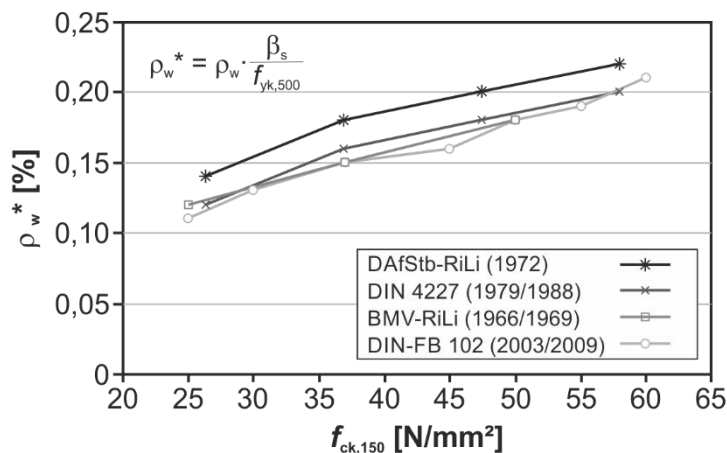


Bild 3-4: Vergleich der bezogenen Mindestquerkraftbewehrungsgrade ρ_w^* in Abhängigkeit der charakteristischen Betondruckfestigkeit

Hierbei sind zur direkten Vergleichbarkeit die bezogenen Mindestquerkraftbewehrungsgrade ρ_w^* dargestellt, die auf $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet wurden, sofern für diese Stahlgüte keine Werte angegeben waren. Die Betondruckfestigkeit β_{WN} , die an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm ermittelt wird, ist auf die

charakteristische Betondruckfestigkeit $f_{ck,150}$, die sich auf Würfel mit 150 mm Kantenlänge bezieht, mit der Beziehung $f_{ck,150} = 1,053 \cdot \beta_{WN}$ umgerechnet. Mit zunehmender Betondruckfestigkeit erhöht sich der erforderliche Mindestquerkraftbewehrungsgrad. Im Bereich der bei Spannbetonbrücken häufig vorliegenden Festigkeitsklassen B300 und B450 variiert ρ_w^* zwischen 0,1 % und 0,2 %. Die Mindestquerkraftbewehrungsgrade der verschiedenen Normen liegen seit der Ausgabe der Richtlinie für Spannbetonbrücken des Bundesverkehrsministeriums aus dem Jahre 1966 /BMV66/ annähernd auf dem gleichen Niveau. Die Werte nach /DAfStb72/ lagen hierbei geringfügig über den Werten sowohl von *DIN 4227 /DIN79/*, /DIN88/ als auch von *DIN Fachbericht 102 /DIN09a/*. Bei Brückenbauwerken die vor 1966 nach *DIN 4227 /DIN53a/* bemessen wurden, war ebenfalls eine Mindestquerkraftbewehrung erforderlich, jedoch ohne Angabe eines verbindlichen Mindestwerts. Diese Bauwerke weisen daher in der Regel sehr niedrige Querkraftbewehrungsgrade auf.

3.2.3 Vorspanngrad

Die Brücken A und B weisen in Brückenlängsrichtung eine parabelförmige Vorspannung mit nachträglichem Verbund auf (Bild 3-5). Hierbei wurden jeweils Spannglieder des Typs Leoba AK 108 der Festigkeitsklasse St 125/140 verwendet. Zusätzlich befinden sich im Bereich der Koppelfugen gerade bzw. nur geringfügig gekrümmte Zulage-spannglieder.

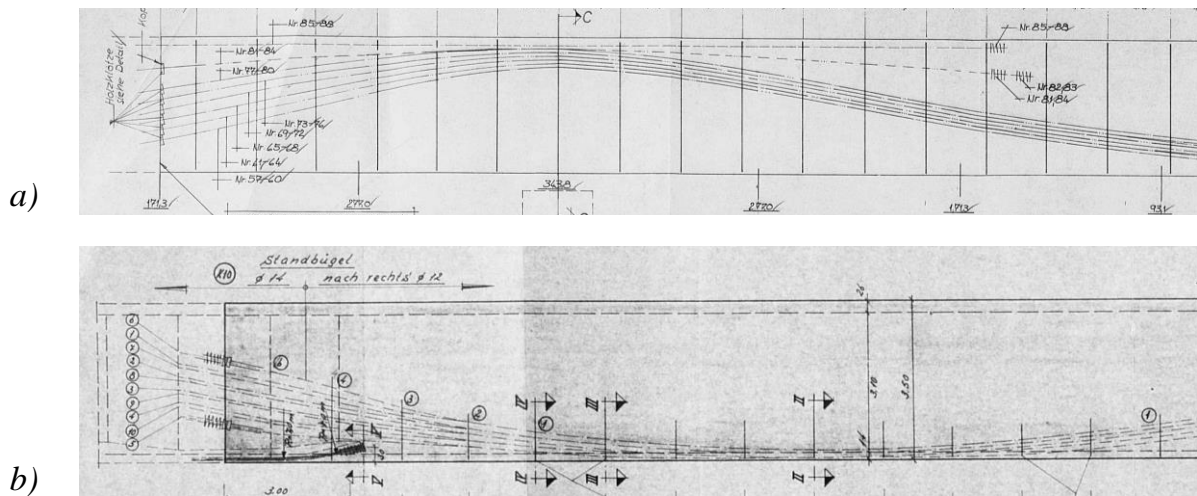


Bild 3-5: Spanngliedverlauf in der Längsansicht: a) Brücke A; b) Brücke B

Die Brücke A mit 14 Spanngliedern je Steg verfügte nach Absetzen der Spannpressen über eine Vorspannkraft von 30,2 MN. Hieraus resultiert bei der vorhandenen Betonquerschnittsfläche von 11,74 m² eine Betondruckspannung in Höhe der Schwerachse von 2,6 N/mm². Dies entspricht in etwa der resultierenden Druckspannung von 2,4 N/mm² der Brücke B mit insgesamt 10 Spanngliedern je Steg und einer Betonquerschnittsfläche von 8,81 m².

3.2.4 Belastung

Zur Festlegung der zyklischen Versuchslasten (Oberlast, Unterlast) wurden die einwirkenden Querkräfte der Brücken A und B unter verschiedenen Verkehrslastmodellen näherungsweise ermittelt. Hierbei wurden das Eigengewicht g_1 und die aus den Bestandsunterlagen entnommenen Ausbaulasten Δg als ständige Grundlast angesetzt. Als veränderliche ermüdungswirksame Einwirkungen wurden die folgenden Verkehrslasten berücksichtigt:

- Brückenklasse 60 nach *DIN 1072 /DIN53a/*;
- Brückenklasse 60/30 nach *DIN 1072 /DIN85/*;
- Lastmodell 1 nach *DIN Fachbericht 101 /DIN09a/*;
- Lastmodell 3 nach *DIN Fachbericht 101 /DIN09a/*.

Das Lastmodell 3 ist für die Ermüdungsnachweise nach *DIN Fachbericht 102 /DIN09b/* anzusetzen, während das Lastmodell 1 sowohl für die Nachweise unter statischer Belastung als auch unter Verwendung von Kombinationsbeiwerten im Rahmen der vereinfachten Ermüdungsnachweise nach */DIN09b/* in Ansatz gebracht wird (Kapitel 2.5.2). Die Verkehrslasten der Brückenklasse 60 und 60/30 hingegen sind nur bei der statischen Bemessung anzuwenden. Sie stellen somit den angenommenen Maximalwert der ermüdungswirksamen Lasten dar. Weitere Informationen zu den unterschiedlichen Verkehrslastmodellen können u.a. */DIN53a/*, */DIN85/* und */DIN09a/* entnommen werden.

Die Berechnungen wurden mit dem Programmsystem *infograph /Inf12/* durchgeführt, wobei die Hohlkastenquerschnitte als torsionssteife Biegestäbe mit dem jeweiligen Querschnittspolygon abgebildet wurden. In Bild 3-6a ist anhand der Brücke B exemplarisch der Verlauf der einwirkenden Querkraft unter Eigengewicht und Ausbaulast dargestellt.

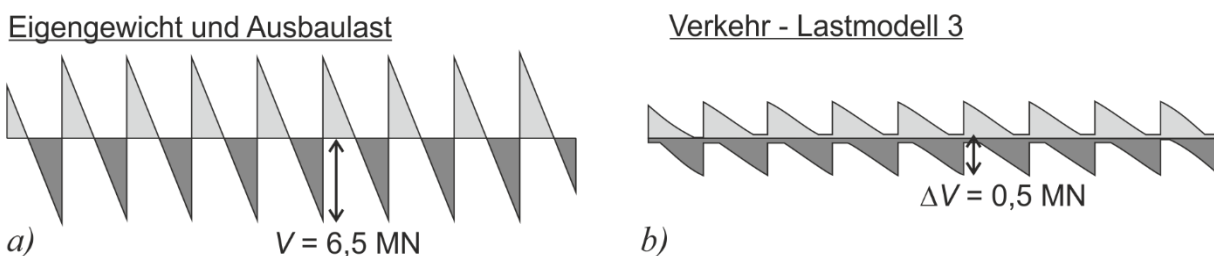


Bild 3-6: Einwirkende Querkräfte der Brücke B:
a) Eigengewicht und Ausbaulast; b) Lastmodell 3

Zur Ermittlung der ermüdungswirksamen Querkraftschwingbreite wurden die jeweiligen Verkehrslasten als verschiebliche Lasten in Brückenlängsrichtung auf die Biegestäbe aufgebracht. Anschließend wurden durch exklusive Überlagerung der einzelnen

Laststellungen die minimalen und maximalen Werte ermittelt. Der resultierende Querkraftverlauf infolge des Lastmodells 3 ist in Bild 3-6b dargestellt. Das für die Brücken A und B ermittelte Verhältnis der einwirkenden Querkräfte unter Ober- und Unterlast für die untersuchten Verkehrslastmodelle kann Tabelle 3.1 entnommen werden. Die Werte wurden für die charakteristischen Lasten ohne Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte bzw. des Anhangs 106 nach /DIN09b/ gemäß Gleichung (3-1) bestimmt.

Tabelle 3.1: Verhältnis V_{min}/V_{max} der einwirkenden Querkräfte unter Ober- und Unterlast unter verschiedenen Verkehrslastmodellen im Stützbereich

Bauwerk	Verkehrslastmodell			
	SLW 60	SLW 60/30	Lastmodell 1	Lastmodell 3
B	0,77	0,75	0,73	0,93
A	0,73	0,71	0,73	0,95

$$\frac{V_{min}}{V_{max}} = \frac{V_{g+\Delta g} + V_{Lastmodell}^{min}}{V_{g+\Delta g} + V_{Lastmodell}^{max}} \quad (3-1)$$

Die Verhältnisse V_{min}/V_{max} der beiden Brückenbauwerke unterscheiden sich nur unwesentlich voneinander. So ergeben sich beispielsweise für das Lastmodell 3 Werte von 0,93 bzw. 0,95. Da die übrigen Lastmodelle bei der statischen Bemessung zu verwenden sind, sind die anzusetzenden Lasten deutlich höher als beim Ermüdungslastmodell 3. Dementsprechend ergeben sich auch größere Querkraftschwingbreiten und die ermittelten Werte variieren in Abhängigkeit der Brücke und des Lastmodells zwischen 0,71 und 0,77.

3.3 Versuchsprogramm

Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden die Einflüsse aus den Hauptparametern Vorspannung, Bügelbewehrungsgrad und Belastung auf das Querkrafttragverhalten unter zyklischer Beanspruchung untersucht (Tabelle 3.2). Die Trägerbezeichnung setzt sich aus der untersuchten Querschnittsgeometrie, dem Querkraftbewehrungsgrad und einer laufenden Nummer zusammen. Die Festlegung der Versuchsparameter erfolgte in Anlehnung an die Untersuchungen an Bestandsbrücken. Die Versuche lassen sich in Versuche an Trägern ohne Querkraftbewehrung und mit Querkraftbewehrung unterteilen.

Die Bauteile ohne Querkraftbewehrung dienten insbesondere zur Untersuchung der singulären Schubrißbildung und der Anwendbarkeit des Hauptzugspannungskriteriums bei zyklischer Querkraftbeanspruchung. Um den Einfluss der Biegezugspannungen auf das Querkrafttragverhalten untersuchen zu können, wurden Versuche an profilierten doppelsymmetrischen Trägern (I-Träger) und Plattenbalkenquerschnitten (T-Träger) durchgeführt.

Bei den I-Trägern mit Querkraftbewehrung war neben der Schubrißbildung vor allem die Aufteilung der Querkraft auf den Betontraganteil und den Fachwerktraganteil sowie die Umlagerung dieser Traganteile in Abhängigkeit der Lastspielzahl von besonderem Interesse. Die Untersuchungen an Spannbetonträgern mit Querkraftbewehrung erfolgten in drei Versuchsserien mit unterschiedlichen Querkraftbewehrungsgraden. Die Querkraftbewehrungsgrade betragen 0,15 %, 0,22 % bzw. 0,33 % und entsprechen etwa der erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung der unterschiedlichen Regelwerke (Bild 3-4). Gleichzeitig liegen sie im Bereich der Stegbewehrung der betrachteten Bestandsbrücken (Kapitel 3.2.2).

Tabelle 3.2: Versuchsmatrix

	Träger	σ_{cp} [N/mm ²]	Mehrstu- fen- belastung	Einstufenbelastung			
				$V_{max,1}$	$V_{max,2}$	ΔV_1	ΔV_2
ohne Querkraftbewehrung	I-0-1	-3,72	x				
	I-0-2	-3,77	x				
	I-0-3	-1,05	x				
	I-0-4	-2,45	x				
	I-0-5	-1,80	x				
	I-0-6	-1,62	x				
	T-0-1	-3,47	x				
	T-0-2	-2,32	x				
	T-0-3	-1,94	x				
	T-0-3R	-1,58	x				
	T-0-4	-1,83	x				
	T-0-5	-1,82	x				
T-0-6	-2,32	x					
mit Querkraftbewehrung	I-15-1	-3,54	x				
	I-15-2	-2,29	x				
	I-15-3	-1,78	x				
	I-22-1	-3,52	x				
	I-22-2	-2,40	x				
	I-22-3	-1,78	x				
	I-22-4				x		x
	I-22-5				x		x
	I-22-6	-1,77				x	
	I-22-7					x	x
	I-33-1				x		x
	I-33-2				x		x
I-33-3	-1,77				x		
I-33-4					x	x	

Neben der Einteilung des Versuchsprogramms in Versuche an Trägern ohne Querkraftbewehrung und mit Querkraftbewehrung, kann zusätzlich eine Unterscheidung in Abhängigkeit der aufgetragenen Belastung erfolgen. Während einige Träger einer Einstufenbelastung mit konstanter maximaler Querkraft V_{max} und konstanter Querkraftschwingbreite ΔV ausgesetzt waren, erfuhren die übrigen Träger eine Änderung der Belastung mit zunehmender Lastspielzahl. Die Betriebsfestigkeit des Betonstahls unter zyklischer Beanspruchung wird vor allem durch die Spannungsschwingbreite bestimmt, wohingegen bei Beton zusätzlich das Spannungsniveau von großer Bedeutung ist. Da sich die Querkrafttragfähigkeit von Balken mit geringem Querkraftbewehrungsgrad aus einem Betontraganteil und einem Fachwerkanteil zusammensetzt, wurden sowohl die Spannungsamplitude als auch das Spannungsniveau variiert. Die Festlegung der zyklischen Versuchslasten der Träger ohne Querkraftbewehrung erfolgte auf Basis der statischen Querkrafttragfähigkeiten nach dem Hauptzugspannungskriterium bzw. des Ausnutzungsgrads der Betonzugfestigkeit. Bei den Trägern mit Querkraftbewehrung wurde die Belastung anhand der Schubrislasten und der rechnerischen Spannungsschwingbreiten der Bügelbewehrung nach /DIN09b/ und /Fre84/ bestimmt. Hierbei wurden jeweils die Untersuchungen an Bestandsbrücken berücksichtigt. Aufgrund der im Vergleich zur ursprünglichen Bemessung von älteren Spannbetonbrücken gestiegenen Verkehrslasten ergeben sich relativ hohe auf die statische Querkrafttragfähigkeit bezogene Oberlasten. Die aufgetragenen Querkraftschwingbreiten sind wegen des relativ hohen Eigengewichts von Betonbrücken im Vergleich zur Oberlast eher gering. Genauere Informationen zu den untersuchten Belastungen der jeweiligen Träger sind Kapitel 3.7 zu entnehmen.

Der Vorspanngrad von Spannbetonbauteilen steuert zum einen das Lastniveau für die Schubrisbildung und zum anderen die Sprengwerkwirkung. Daher wurden in den Versuchsserien jeweils drei unterschiedliche Bereiche der Vorspannkraft untersucht, die sich am Vorspanngrad älterer Brückenbauwerke orientieren. Der obere Grenzwert der resultierenden Betondruckspannung in Höhe der Schwerachse σ_{cp} von etwa 3,5 N/mm² bis 3,7 N/mm² entspricht hierbei in etwa der Betondruckspannung einer durch externe Vorspannung nachträglich verstärkten Spannbetonbrücke. Die niedrigeren Werte von ca. 2,3 N/mm² und 1,8 N/mm² bzw. 1,1 N/mm² befinden sich unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Spannkraftverluste im Streubereich der Vorspannung von nicht nachträglich verstärkten Bestandsbrücken (vgl. Kapitel 3.2.3). Aufgrund der beschränkten Versuchsanzahl wurde die Betondruckfestigkeit nicht variiert und konstant mit einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ zwischen 34 N/mm² und 38 N/mm² angesetzt. Dies entspricht in etwa der bei alten Spannbetonbrücken häufig verwendeten Festigkeitsklasse C30/37 (\approx B450).

3.4 Versuchsaufbau und –durchführung

Die Versuche wurden in der servo-hydraulischen Prüfmaschine Amsler HB 5000 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen durchgeführt. Die Spannbetonträger wurden zunächst in einem Vier-Punkt-Biegeversuch (Teilversuch 1) mit einer Spannweite

von 6,0 m bis zum Versagen einer Trägerhälfte zyklisch bei einer Frequenz zwischen 3 Hz und 6 Hz belastet. Die schematische Versuchsanordnung und ein Träger im Versuchsstand sind in Bild 3-7 dargestellt. Während die Träger ohne Querkraftbewehrung direkt mit der zyklischen Belastung beaufschlagt wurden (Bild 3-7b), erfolgte bei den Trägern mit Querkraftbewehrung zuvor eine statische Erstbelastung bis zur Schubrissbildung (Bild 3-7c). Hierdurch konnte gezielt die Ermüdungsfestigkeit der Querkraftbewehrung untersucht werden.

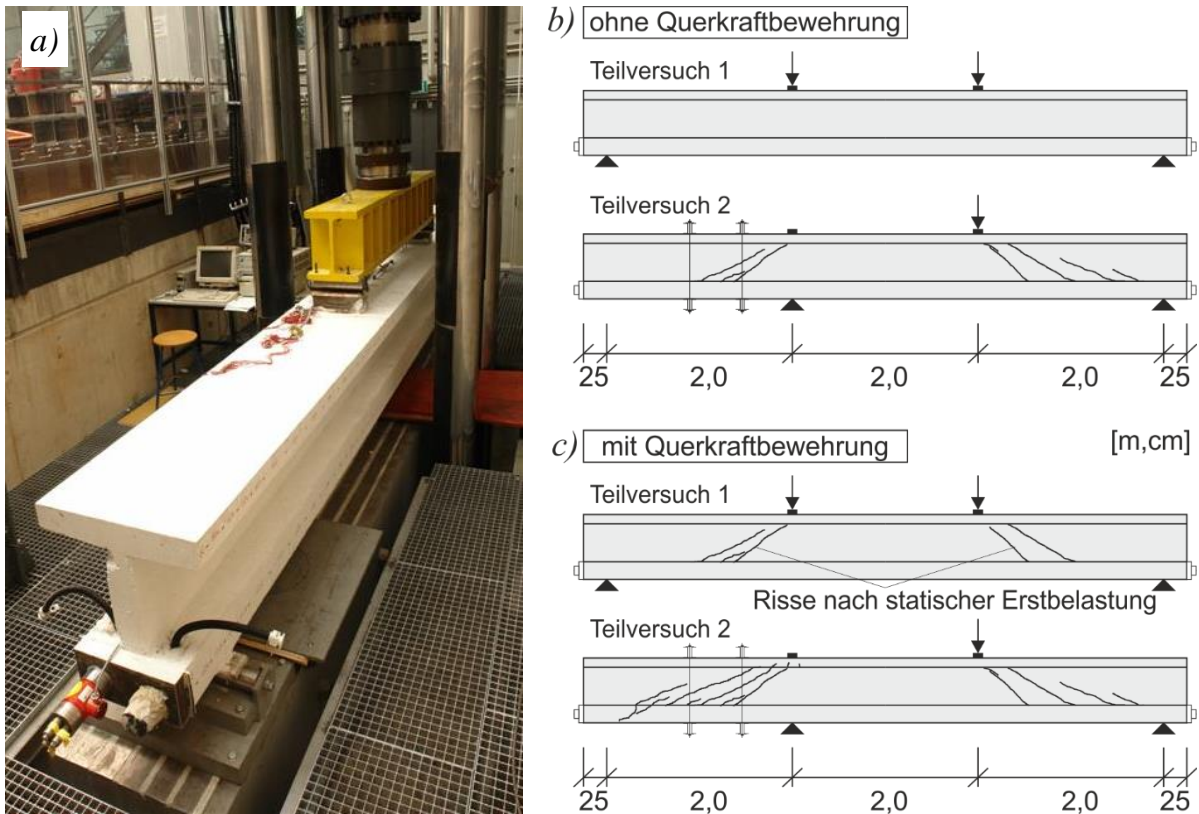


Bild 3-7: Versuchsdurchführung: a) Träger in Versuchsstand; b) Träger ohne Querkraftbewehrung; c) Träger mit Querkraftbewehrung

Die Spannweite im ersten Teilversuch betrug 6,0 m, sodass sich Auflagerüberstände von 0,25 m ergaben. Aus einem Abstand der Lasteinleitungspunkte von $a = 2,0$ m vom Auflager ergab sich eine Schubschlankheit $a/d \approx 3,3$. Die Lasteinleitung erfolgte über massive Stahlblöcke mit einer Aufstandsfläche von $10 \times 30 \text{ cm}^2$, die zum Ausgleich von Unebenheiten der Betonoberfläche auf einer Gipschicht auflagen (Bild 3-8a). Um die freie Verdrehung des Trägers zu ermöglichen, wurde die Prüfbelastung über linienförmige Rollenlager oberhalb der Stahlblöcke und eine Kalotte unterhalb des Prüfzylinders aufgebracht. Die Auflager wurden ebenfalls mit Rollenlagern ausgeführt, wobei die Breite der darauf angeordneten 2 cm dicken Auflagerplatte aus Stahl analog zur Lasteinleitung jeweils 10 cm betrug (Bild 3-8b).

Nach Beendigung des ersten Teilversuchs aufgrund des Versagens bzw. einer überproportionalen Schädigung einer Trägerhälfte wurde der Versuchsstand umgebaut und die zweite Trägerhälfte in einem Drei-Punkt-Biegeversuch bei unveränderter Schub-

schlankheit belastet (Teilversuch 2). Die beschädigte Trägerhälfte wurde im Bereich des kritischen Schubrisses mittels Stahlstangen, die als externe Querkraftbewehrung dienen, und Stahlprofilen verstärkt (Bild 3-8c). Hierdurch wurden an jedem Träger in der Regel zwei Bruchzonen erzeugt.

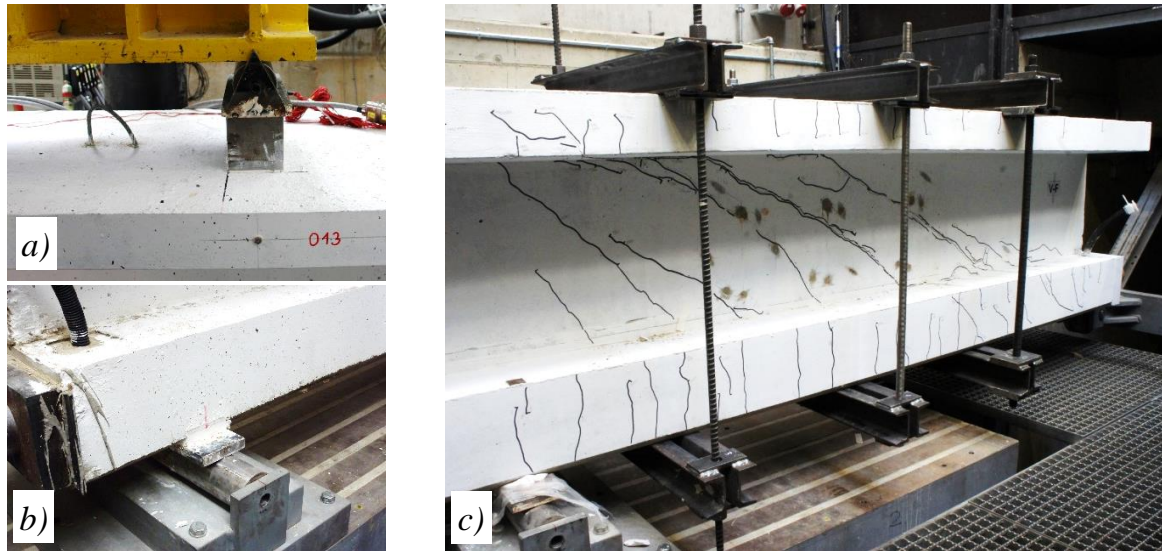


Bild 3-8: Details Versuchsaufbau: a) Lasteinleitung; b) Auflager; c) Verbügelung geschädigte Seite im zweiten Teilversuch

Konnten die Träger im Allgemeinen $1 \cdot 10^6$ Lastwechsel unter einer zyklischen Belastungskombination ohne Versagen ertragen, wurde die Belastung in den Mehrstufenversuchen erhöht, um weitere Lastkombinationen am selben Träger zu untersuchen. Falls die Trägerhälften infolge der zyklischen Belastung nicht vollständig versagten, wurde bei ausgewählten Versuchen in Drei-Punkt-Biegeversuchen die statische Resttragfähigkeit der jeweiligen Trägerseite ermittelt. Die Buchstaben a und b in der Trägerbezeichnung beschreiben nachfolgend den 1. bzw. 2. Teilversuch eines Trägers.

3.5 Versuchsträger

3.5.1 Träger ohne Querkraftbewehrung

Die Träger ohne Querkraftbewehrung lassen sich hinsichtlich ihrer Querschnittsgeometrie in Versuche an profilierten doppelsymmetrischen I-Trägern (I-0-1 bis I-0-6) und Plattenbalkenquerschnitten (T-0-1 bis T-0-6) unterteilen (Bild 3-9). Die I-Träger waren so dimensioniert, dass unter statischer Belastung ein Schubzugversagen mit diagonaler Rissbildung im Steg unabhängig von einer Biegerissbildung eintrat. Bei dem Plattenbalkenquerschnitt hingegen entstehen im querkraftbeanspruchten Bereich rechnerische Betonzugspannungen bzw. Biegerisse an der Querschnittsunterseite vor dem Querkraftversagen. Hierdurch kann der Einfluss der Randzugspannungen auf die Rissbildung und die zyklische Querkrafttragfähigkeit untersucht werden.

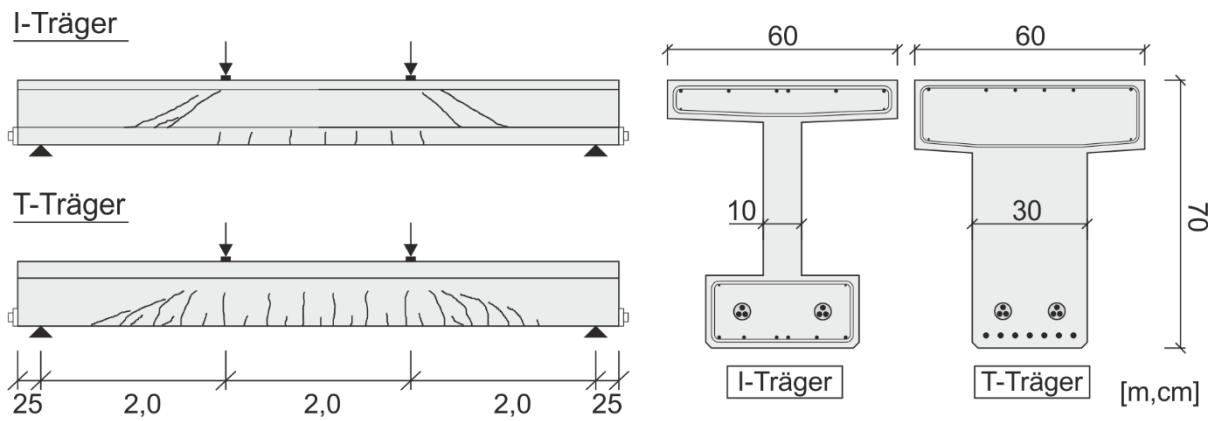


Bild 3-9: Träger ohne Querkraftbewehrung: Querschnittsgeometrien und schematische Darstellung zugehöriger Rissbilder im Versuch

Die I-Träger besaßen eine Höhe von 70 cm bei einer Stegbreite von $b_w = 10$ cm (Bild 3-10a). Die Abmessungen der Flansche und des Steges wurden in Anlehnung an die Flächenverhältnisse bestehender Hohlkastenbrücken (Steg, Fahrbahnplatte, Bodenplatte) gewählt, wobei Mindestabmessungen zur konstruktiven Durchbildung berücksichtigt wurden. Während die Stege in den Schubzonen keine Querkraftbewehrung enthielten, waren zur Sicherstellung der Schubkraftübertragung zwischen Balkensteg und Zug- bzw. Druckgurt jeweils geschlossene Bügel mit 6 mm (I-0-1 bis I-0-3) bzw. 8 mm (I-0-4 bis I-0-6) Durchmesser im oberen und unteren Flansch des Trägers angeordnet. Die Betondeckung betrug hierbei 15 mm.

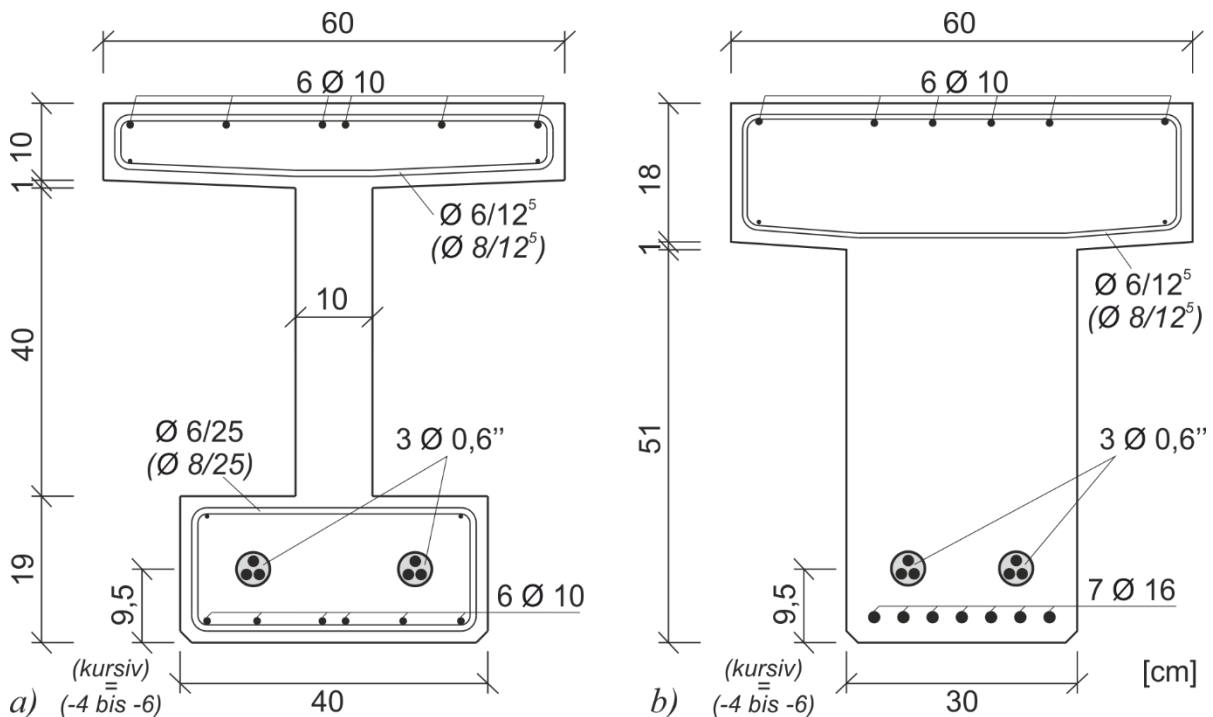


Bild 3-10: Querschnitt der Versuchsträger ohne Querkraftbewehrung: a) I-Träger; b) T-Träger

Die Vorspannung mit nachträglichem Verbund erfolgte über zwei gerade Spannglieder in einem Abstand von 9,5 cm von der Bauteilunterkante. Das gewellte Stahlhüllrohr entspricht den Anforderungen nach *DIN EN 523 /DIN03b/* und hatte einen Innendurchmesser von etwa 45 mm. Der verwendete Spanngliedtyp 6-3 bestand aus 3 Litzen der Festigkeitsklasse St 1570/1770 mit einem Durchmesser von 0,6“, sodass sich die Spannstahlquerschnittsfläche je Spannglied zu $A_p = 4,2 \text{ cm}^2$ ergibt. Die Querschnittsfläche der Betonstahllängsbewehrung ($6\text{Ø}10$, B 500) in der Zugzone betrug $4,71 \text{ cm}^2$. Dies entspricht unter Annahme einer statischen Nutzhöhe $d = 60,5 \text{ cm}$ einem Längsbewehrungsgrad von 0,78 %. Die verwendete statische Nutzhöhe resultiert aus dem geringen Längsbewehrungsgrad im Vergleich zur vorhandenen Spannstahlfläche. Zum Transport des Trägers mit dem Hallenkran und wegen einer möglichen Rissbildung an der Oberseite während des Vorspannens befand sich im oberen Druckgurt eine Betonstahlbewehrung aus sechs Stäben mit einem Durchmesser von jeweils 10 mm.

Die Plattenbalkenquerschnitte waren ebenfalls 70 cm hoch und die verwendeten Spannglieder sowie deren Höhenlage stimmten mit denen der I-Träger überein (Bild 3-10b). Dies betrifft ebenfalls die Längsbewehrung an der Bauteiloberseite und die Bügelbewehrung zur Schubkraftübertragung zwischen Steg und Gurt. Aufgrund der größeren Stegbreite von 30 cm wurde die Fläche der Betonstahllängsbewehrung auf 14 cm^2 erhöht, sodass der Längsbewehrungsgrad unverändert blieb. Die Träger wiesen jeweils eine Länge von 6,5 m auf und waren symmetrisch bewehrt (Bild 3-11).

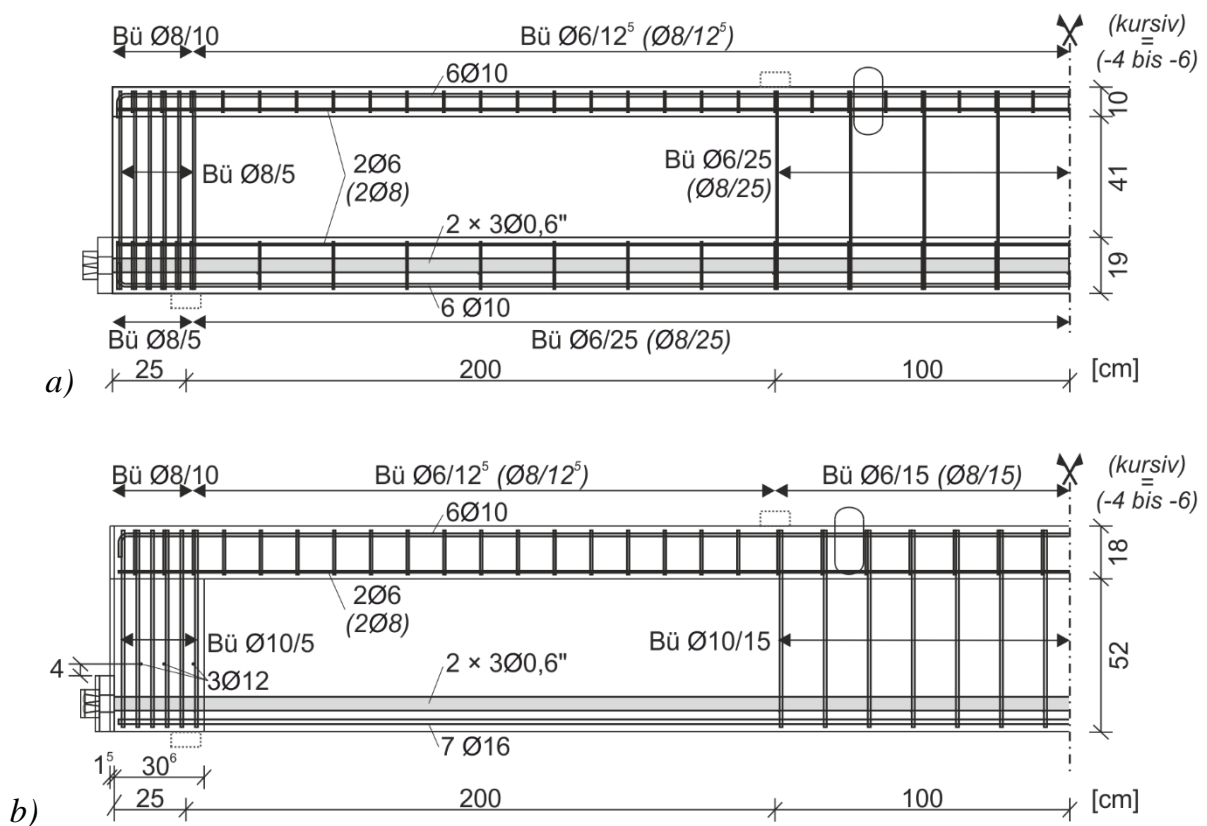


Bild 3-11: Längsbewehrung der Versuchsträger ohne Querkraftbewehrung: a) I-Träger; b) T-Träger

Im Bereich der Spannkrafteinleitung waren an beiden Trägerenden im Steg jeweils geschlossene Bügel als Spaltzugbewehrung im Abstand von 5 cm über eine Länge von 25 cm angeordnet. Der Bügeldurchmesser betrug hierbei 8 mm beim I-Querschnitt bzw. 10 mm beim Plattenbalkenquerschnitt. In Trägermitte befanden sich über eine Länge von 2,0 m zweischnittige Bügel als Querkraftbewehrung im Steg, während die Schubzonen keine Querkraftbewehrung besaßen. Die Bügel waren aufgrund der Versuchsdurchführung in zwei Teilversuchen erforderlich, um in dem entsprechenden Bereich ein unplanmäßiges Querkraftversagen ausschließen zu können. Der Querkraftbewehrungsgrad ergab sich bei den I-Trägern in diesem Bereich zu 0,22 % ($\varnothing 6/25$) bzw. 0,40 % ($\varnothing 8/25$) und beim Plattenbalkenquerschnitt zu 0,35 % ($\varnothing 10/15$).

Die Stegbreite der T-Träger erhöhte sich über eine Länge von etwa 30 cm bis zu den Trägerenden kontinuierlich auf 35,4 cm (Bild 3-12a). Hierdurch war ausreichend Platz zum gleichzeitigen Vorspannen der beiden Spannglieder mit hydraulischen Spannpressen von unterschiedlichen Trägerenden und zum Messen der Vorspannkraft mittels einer Hohlkraftmessdose vorhanden (Kapitel 3.5.5.2). Während des Aufbringens der Vorspannkraft wurde somit eine schiefe Biegebeanspruchung der Träger verhindert.

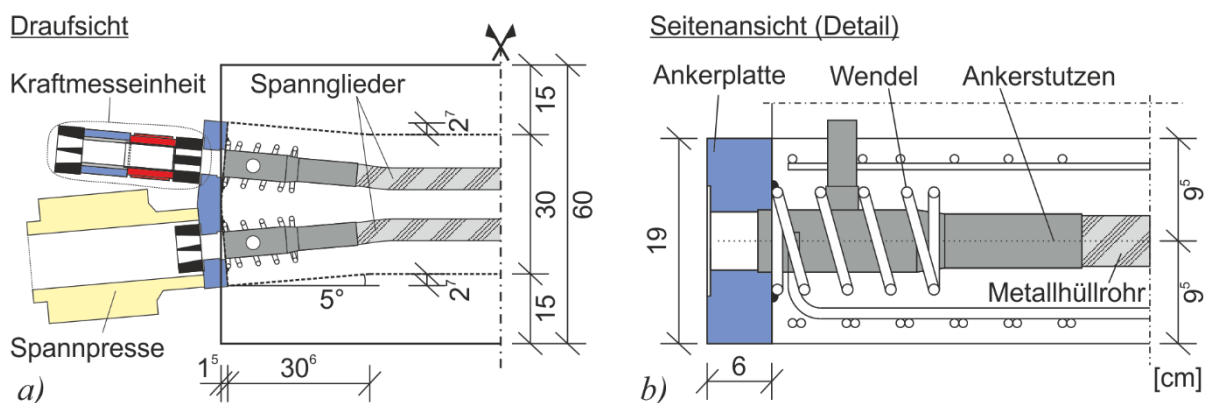


Bild 3-12: a) Stegverbreiterung im Spannkrafteinleitungsbereich (T-Träger); b) Bewehrung im Spannkrafteinleitungsbereich (I-Träger)

Neben der vertikalen Spaltzugbewehrung an den Trägerenden befanden sich im Untergurt um jedes Spannglied im Bereich der Ankerstutzen Betonstahlwendeln ($d = 100$ mm, $d_s = 10$ mm, $l = 160$ mm), die zur Lagesicherung an den Ankerplatten mit Punktschweißungen befestigt wurden (Bild 3-12b). Um ein unplanmäßiges Öffnen der Bügelschlösser der Gurtanschlussbewehrung im höher beanspruchten Bereich der Spannkrafteinleitung zu verhindern, wurden die Schenkel dort entlang der Übergreifungslänge mit Punktschweißungen verbunden.

3.5.2 Träger mit Querkraftbewehrung

Die Versuche an Spannbetonträgern mit Querkraftbewehrung lassen sich hinsichtlich des Querkraftbewehrungsgrads in drei Serien unterteilen. Der verwendete Querschnitt, die Spannglieder sowie die Längs-, Spaltzug- und Bügelbewehrung zum Zug- und

Druckgurtanschluss (Bild 3-13) stimmen mit denen des I-Trägers ohne Querkraftbewehrung überein.

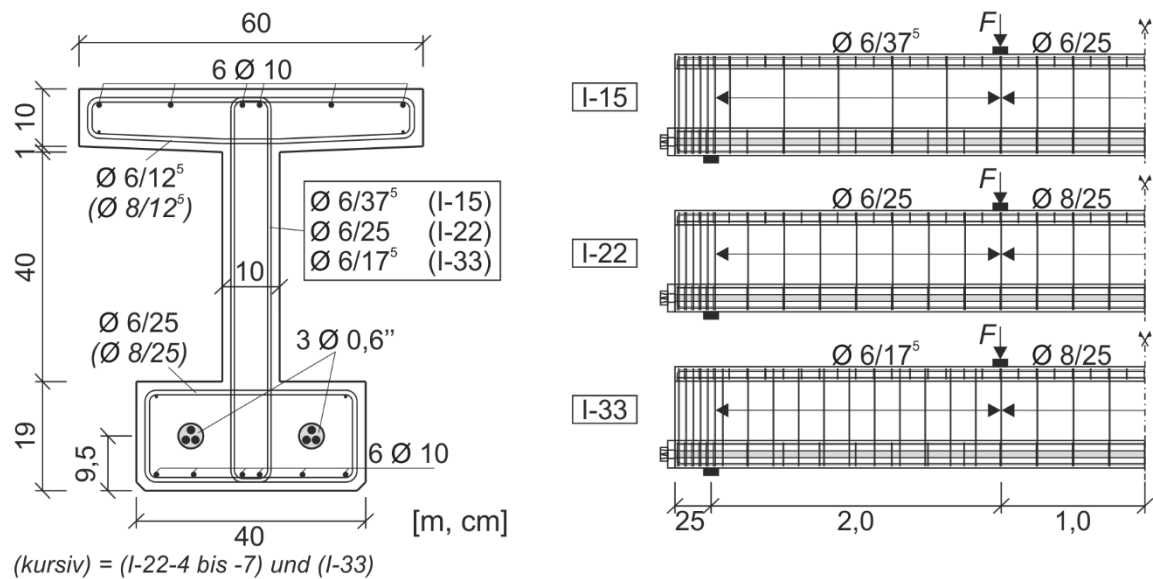


Bild 3-13: Querschnitt und Längsschnitt der I-Träger mit Querkraftbewehrung

Als Querkraftbewehrung wurden zweischnittige Bügel der Festigkeitsklasse B 500 mit einem Stabdurchmesser von 6 mm verwendet. Der Abstand der Bügel wurde in den drei Versuchsserien zwischen 37,5 cm und 17,5 cm variiert, sodass sich bei der Stegbreite $b_w = 10$ cm Querkraftbewehrungsgrade von 0,15 % (I-15), 0,22 % (I-22) und 0,33 % (I-33) ergeben. Durch die vorhandenen erhöhten Querkraftbewehrungsgrade in Trägermitte konnte ein unplanmäßiges Querkraftversagen im zweiten Teilversuch in diesem Bereich ausgeschlossen werden. Die Bewehrungspläne der Träger mit Querkraftbewehrung können dem Anhang entnommen werden.

3.5.3 Trägerherstellung

Die Versuchsträger wurden in der Halle G des Instituts für Massivbau (IMB) bzw. einem Betonfertigteilwerk in Aachen (I-0-4 bis I-0-6, T-0-4 bis T-0-6, I-22-4 bis I-22-7, I-33) hergestellt. Dies betrifft jeweils die Fertigung des Bewehrungskorbs und der Schalung sowie das Betonieren. Das Vorspannen der Träger mit anschließendem Verpressen der Hüllrohre erfolgte ausschließlich am IMB. Die einzelnen Bewehrungspositionen wurden gemäß den Bewehrungsplänen (siehe Anhang) mit den jeweiligen Biegerollendurchmessern gebogen an das IMB geliefert bzw. im Fertigteilwerk hergestellt. Lediglich die mit Messtechnik versehenen Bewehrungselemente wurden am IMB gefertigt. Eine Überprüfung der Biegerollenrollendurchmesser, die beim Ermüdungsnachweis der Betonstahlbewehrung gegebenenfalls zu berücksichtigen sind (siehe Kapitel 2.5.2.2), erfolgte vor Einbau.

In Bild 3-14a und Bild 3-14b sind die Bewehrungskörbe einer Trägerhälfte eines I-Trägers ohne Querkraftbewehrung und eines I-Trägers mit Querkraftbewehrung vor dem Schließen der Schalung dargestellt. Während die Schalung bei der Herstellung am IMB auf einem festen Schalboden auflag (Bild 3-14c), befand sich die Schalung im Fertigteilwerk auf einem Rütteltisch (Bild 3-14d).

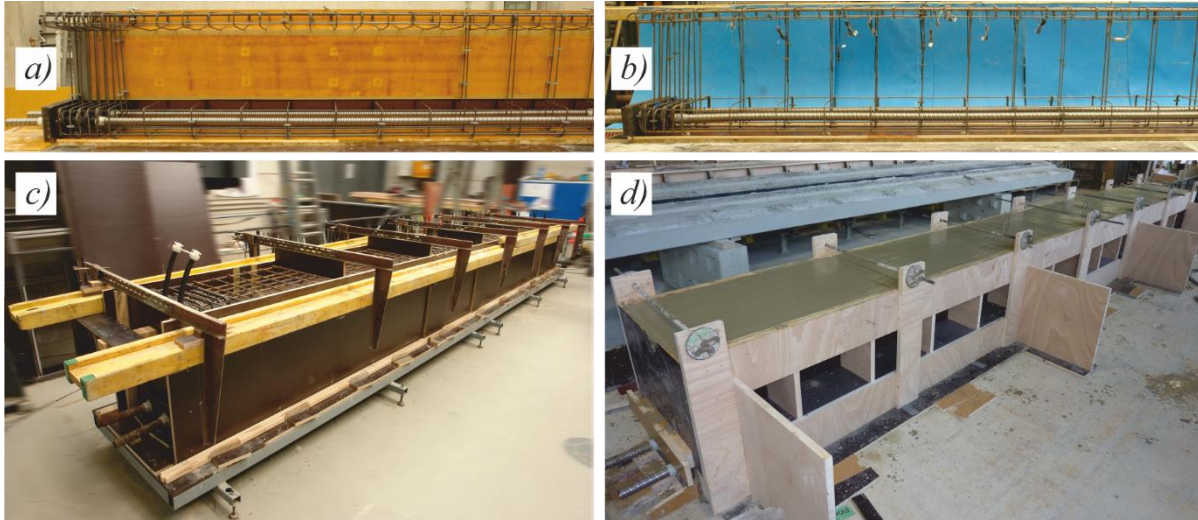


Bild 3-14: a) Bewehrungskorb I-Träger ohne Querkraftbewehrung; b) Bewehrungskorb I-Träger mit Querkraftbewehrung; c) Schalboden in Halle G des IMB; d) Rütteltisch in Fertigteilwerk

Die Spanngliedhüllrohre waren in Abständen von maximal 75 cm zur vertikalen und horizontalen Lagesicherung an der Bewehrung mit einem Stabdurchmesser von 6 mm bzw. 8 mm befestigt. An den Trägerenden wurden die Hüllrohre mit Ankerstutzen aus Kunststoff verbunden (Bild 3-12b). Diese dienten zum einen dem Anschluss der Verpress- und Entlüftungsschläuche sowie zum anderen der erforderlichen Aufweitung des Litzenabstands untereinander, um die Litzen während des Spannvorgangs in den hydraulischen Spannpressen verankern zu können. Die Ankerplatte diente der Krafteinleitung der beiden Spannglieder und besaß durchgehende Bohrungen zur Durchführung der Litzen und Befestigung der Ankerstutzen. Während des Betonierens wurden die Ankerstutzen zusätzlich von außen durch festgeschraubte Hüllrohre verbunden, die mit Muttern an der Ankerplatte befestigt waren.

Der Beton wurde als Transportbeton nach Zusammensetzung bestellt und mit Kübeln per Kran eingebracht (Bild 3-15a). Um eine ausreichende Verdichtung der profilierten Träger sicherzustellen, erfolgte der Betoneinbau lagenweise und es wurden Innenrüttler eingesetzt. Bei den im Fertigteilwerk hergestellten Trägern erfolgte zusätzlich eine Verdichtung durch Vibrieren des Rütteltisches.

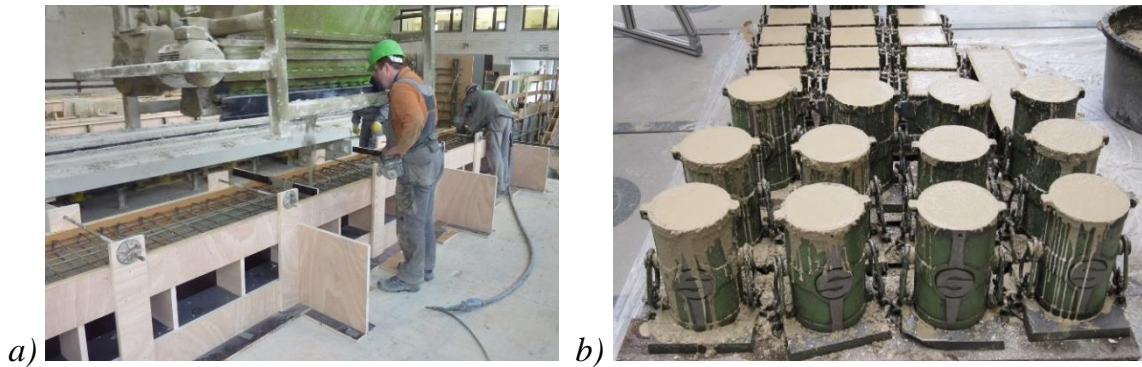


Bild 3-15: Trägerherstellung: a) Verdichten mit Innenrüttlern; b) Baustoffproben

Bis zum Ausschalen nach einem Tag wurden die Träger mit einer Kunststoffolie abgedeckt. Anschließend wurden sie zur Nachbehandlung für etwa drei bis fünf Tage unter einer Kunststoffolie gelagert, teilweise mit zusätzlichem feuchtem Jutetuch. Zur Ermittlung der Betonkennwerte während des Versuchs wurden aus der gleichen Betonlieferung Probekörper hergestellt (Bild 3-15b). Weitergehende Informationen zu den durchgeführten Baustoffuntersuchungen und den ermittelten Betonkennwerten sind Kapitel 3.5.4 zu entnehmen.

Nach etwa 7 bis 14 Tagen wurden die beiden Spannglieder mit hydraulischen Pressen über das identische Hydraulikaggregat gleichzeitig vorgespannt. Hierbei wurden die Pressen an den Spanngliedern versetzt angeordnet, sodass sich an jedem Trägerende jeweils ein Spannanker und ein Festanker befanden (Bild 3-16a). Lediglich die Träger I-0-1 bis I-0-3, I-15, I-22-1 und I-22-2, bei denen kleinere Pressen verwendet wurden, wurden von nur einer Trägerseite vorgespannt.

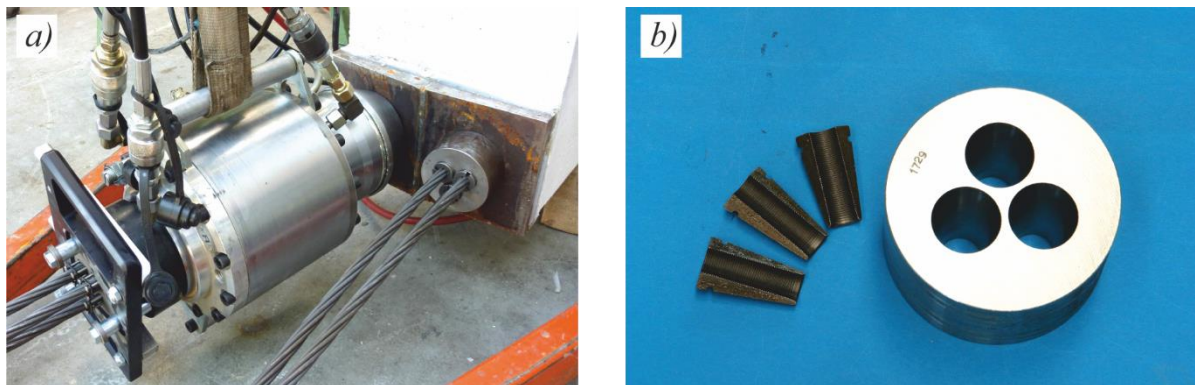


Bild 3-16: Spannlieder: a) Vorspannen mit hydraulischen Pressen; b) Ankerbüchse mit dreiteiliger Keilverankerung

Die Vorspannung wurde in verschiedenen Laststufen aufgebracht, um den Hydraulikdruck der Spannpressen und die Spannwege kontrollieren zu können. Zusätzlich wurde in ausgewählten Versuchen die aufgebrachte Vorspannkraft an einem Festanker mit einer Hohlkraftmessdose bestimmt. Nähere Informationen hierzu sind Kapitel 3.5.5 zu entnehmen. Nach Erreichen der planmäßigen Vorspannkraft wurde die Spannkraft ab-

gelassen. Die drei Litzen je Spannglied wurden an Spann- und Festanker jeweils mit dreiteiligen Keilen in Ankerbüchsen mit konischen Bohrungen verankert (Bild 3-16b).

3.5.4 Baustoffkennwerte

3.5.4.1 Beton

Der Beton wurde als Transportbeton nach Zusammensetzung mit einer geplanten Zylinderdruckfestigkeit von etwa 34 N/mm² bis 38 N/mm² während des zyklischen Versuchs bestellt. Um die Nacherhärtung und die Zunahme der Betonfestigkeiten mit zunehmendem Betonalter zu minimieren, wurden keine puzzolanischen Zusatzstoffe verwendet. Die Betonzusammensetzung der verwendeten Mischungen (*A, B, C, D*) und die Zuordnung zu den jeweiligen Trägern kann Tabelle 3.3 entnommen werden.

Tabelle 3.3: Betonzusammensetzung des Transportbetons

	Träger	Zement [kg/m ³]	Wasser [kg/m ³]	w / z [-]	d _g 0-2 mm [kg/m ³]	d _g 2-8 mm [kg/m ³]
A	I-0-1 bis I-0-6 T-0-1 bis T-0-3 I-15-1 bis I-15-3 I-22-2, I-22-3	350 CEM II/A-LL 42,5 R	175	0,5	940	868
B	I-22-1	350 CEM I 42,5 R	175	0,5	940	868
C	T-0-4 bis T-0-6 I-22-4 bis I-22-7 I-33-1, I-33-2	320 CEM II/A-LL 42,5 R	160	0,5	974	899
D	I-33-3, I-33-4	320 CEM I 52,5 R	160	0,5	974	899

Bei 24 der insgesamt 27 Versuchsträger wurde ein Portlandkompositzement mit Kalksteinmehl verwendet (*A, C*). Da das Transportbetonwerk während der Laufzeit des Versuchsprogramms diese Zementart aus dem Sortiment genommen hat, wurde die Betonrezeptur umgestellt (*B, D*). Für den Träger I-22-1 musste aufgrund einer mehrwöchigen Wartung des Transportbetonwerks eine abweichende Betonzusammensetzung (*B*) eingesetzt werden.

Der Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnungen betrug jeweils $d_{max} = 8$ mm, um bei der vorhandenen Betondeckung von 15 mm und den hohen Bewehrungsgraden im Spannkrafteinleitungsbereich die Bildung von Kiesnestern zu verhindern. Zusätzlich wurden zur besseren Verarbeitbarkeit des Betons (*A, B*) 1,93 kg/m³ Fließmittel und 1,05 kg/m³ Verzögerer hinzugegeben. Bei den Betonmischungen *C* und *D* beträgt der Gehalt an Fließmittel und Verzögerer jeweils 2,24 kg/m³ bzw. 0,96 kg/m³. Zur Überprüfung der Frischbetonqualität wurden neben der visuellen Prüfung jeweils das Ausbreitmaß und die Frischbetonrohichte ermittelt. Das Ausbreitmaß variierte in den

durchgeführten Trägerversuchen zwischen 43 cm und 61 cm, was einer Konsistenzklasse F3 bis F5 nach *DIN 1045-2 /DIN08c/* entspricht.

Zur Ermittlung der Betonkennwerte während der Versuche wurden jeweils Probekörper aus der gleichen Betonlieferung der Versuchsträger hergestellt. Die Probekörper umfassten Betonzylinder ($d = 150 \text{ mm}$, $h = 300 \text{ mm}$) und Würfel (Kantenlänge 150 mm) sowie Biegezugbalken zur Entnahme von Bohrkernen ($d \approx 45 \text{ mm}$, $h \approx 90 \text{ mm}$) für zentrische Zugversuche. Mit Ausnahme der Würfel zur Güteprüfung nach *DIN EN 12390-3 /DIN09c/* erfolgte die Lagerung der Proben in Halle G bzw. im Fertigteilwerk neben den Versuchsträgern unter identischen klimatischen Randbedingungen. In Bild 3-17 ist die Entwicklung der ermittelten Betonkennwerte der Versuchsträger in Abhängigkeit des Betonalters dargestellt.

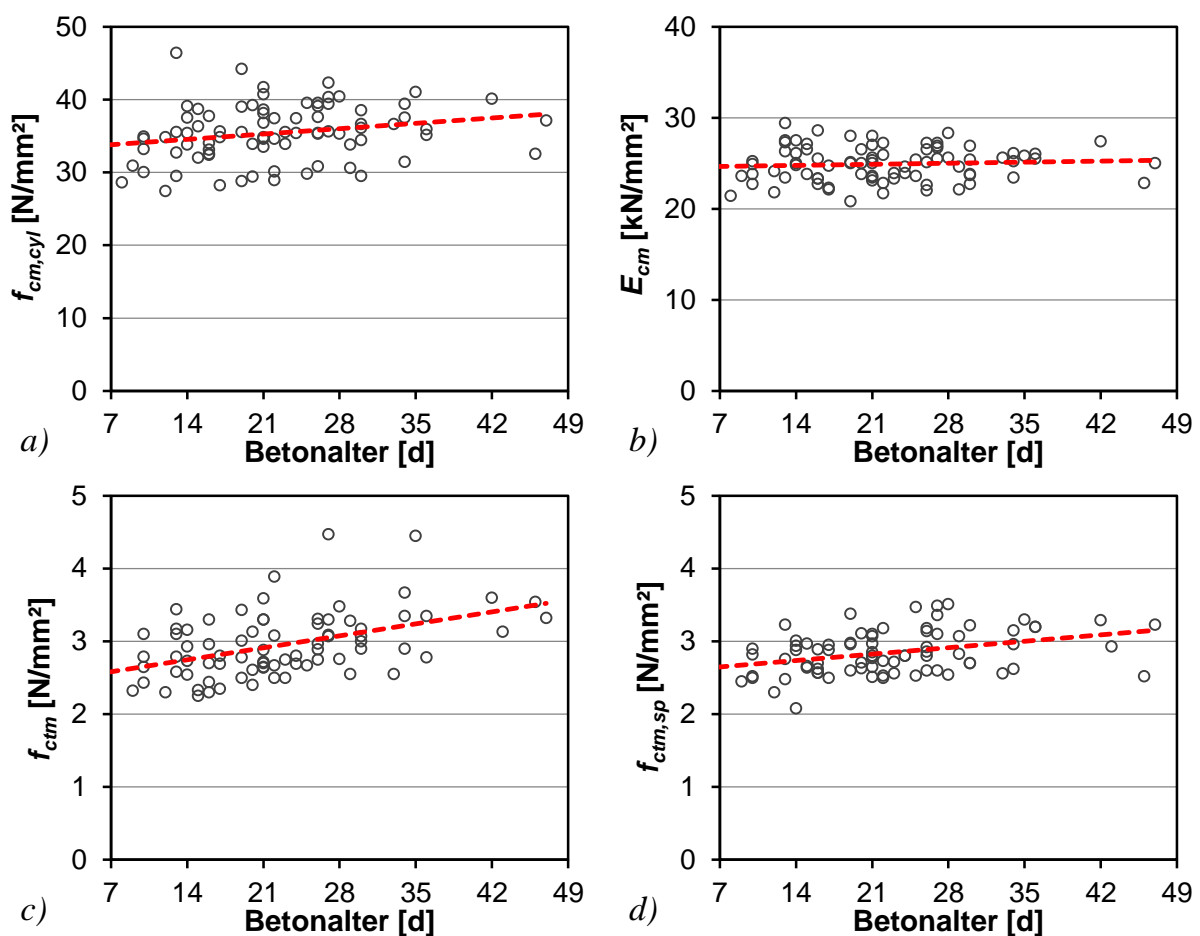


Bild 3-17: Entwicklung Betonkennwerte: a) Zylinderdruckfestigkeit; b) Elastizitätsmodul; c) zentrische Zugfestigkeit; d) Spaltzugfestigkeit

Die angegebenen Werte entsprechen jeweils dem Mittelwert mehrerer Einzelproben, die zum selben Zeitpunkt geprüft wurden. Die Zylinderdruckfestigkeiten $f_{cm,cyl}$, die Elastizitätsmoduln E_{cm} , sowie die zentrischen Betonzugfestigkeiten f_{ctm} und Spaltzugfestigkeiten $f_{ctm,sp}$ wurden jeweils bei Versuchsstart, Versuchsmitte bzw. dem Umbau für den zweiten Teilversuch und Versuchsende ermittelt. Zusätzlich wurden zum Zeitpunkt des Vorspannens und zur Überprüfung der Festigkeitsentwicklung vor Ver-

suchsbeginn bzw. nach Versuchsende Würfeldruckfestigkeiten ermittelt. Die Entwicklung der Betonkennwerte der einzelnen Träger kann dem Anhang entnommen werden. Die gestrichelten Geraden stellen jeweils die lineare Trendlinie dar. Die über die Versuchsdauer ermittelten Werte weisen unter Berücksichtigung der unvermeidbaren Streuungen keine ausgeprägte Abhängigkeit vom Betonalter auf. Die mittlere Zunahme der Zylinderdruckfestigkeit sowie der zentrischen Betonzugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit von Versuchsbeginn bis Versuchsende betrug 7 % bzw. 10 %, wobei aufgrund der Streuung teilweise ebenfalls eine Verringerung der Festigkeiten ermittelt wurde. Der Elastizitätsmodul blieb über die Versuchsdauer nahezu unverändert. Daher werden für die weiteren Auswertungen die über die Versuchsdauer gemittelten Materialkennwerte verwendet. In Tabelle 3.4 sind die Mittelwerte der Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl,tm}$, der Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,150,tm}$, der zentrischen Betonzugfestigkeit $f_{ctm,tm}$ und der Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp,tm}$ angegeben (tm = time mean). Der angegebene Wert der Zylinderdruckfestigkeit der Güteprüfung $f_{cm,cyl,28}$ wurde mit $f_{cm,cyl,28} = 0,85 \cdot 0,95 \cdot f_{cm,150,28}$ aus der nach 28 Tagen ermittelten Würfeldruckfestigkeit umgerechnet.

Tabelle 3.4: Betonkennwerte der Versuchsträger

Träger	$f_{cm,cyl,tm}$ [N/mm ²]	$f_{cm,150,tm}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cyl,28}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,tm}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,sp,tm}$ [N/mm ²]	$E_{cm,tm}$ [N/mm ²]
I-0-1	39,7	46,1	38,7	3,2	3,2	27567
I-0-2	34,3	36,0	34,5	3,1	2,9	25367
I-0-3	36,4	37,9	33,6	3,3	3,2	25250
I-0-4	36,0	41,4	-*	2,8	2,7	24433
I-0-5	29,4	35,3	-*	2,9	2,6	22700
I-0-6	28,8	35,4	27,3	2,5	2,5	21433
T-0-1	41,0	43,8	36,0	3,1	3,2	26933
T-0-2	37,5	41,4	33,6	3,1	3,0	25400
T-0-3	37,1	39,8	46,1	3,2	2,0	26900
T-0-3R	37,7	43,2	34,5	2,6	3,1	25267
T-0-4	36,4	38,6	34,6	2,5	2,9	23767
T-0-5	37,5	43,6	37,5	3,0	3,1	26167
T-0-6	34,8	38,0	33,7	2,6	2,9	24650
I-15-1	31,2	34,2	30,0	3,2	2,6	23267
I-15-2	39,2	43,0	36,9	4,1	2,9	26000
I-15-3	36,1	35,5	37,1	3,5	2,9	26233
I-22-1	34,8	39,9	38,6	3,1	2,8	22833
I-22-2	34,3	34,9	25,7	3,4	2,5	25567
I-22-3	35,3	38,6	35,3	2,7	2,4	24833

Fortsetzung auf nachfolgender Seite

Tabelle 3.4: (Fortsetzung)

Träger	$f_{cm,cyl,tm}$ [N/mm ²]	$f_{cm,150,tm}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cyl,28}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,tm}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,sp,tm}$ [N/mm ²]	$E_{cm,tm}$ [N/mm ²]
I-22-4	32,5	37,3	33,2	2,4	2,6	23600
I-22-5	36,1	46,3	43,0	2,7	3,0	25967
I-22-6	34,0	41,4	42,1	2,5	2,7	22700
I-22-7	32,0	35,4	-*	2,6	2,6	23867
I-33-1	37,8	45,7	42,6	3,1	3,1	25733
I-33-2	39,2	51,5	45,6	2,8	3,0	26667
I-33-3	29,9	35,4	36,7	2,7	2,7	23667
I-33-4	45,3	51,7	45,1	3,4	3,3	28700

* keine Güteprüfung durchgeführt

Zur indirekten Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeiten nach vorheriger zyklischer Belastung wurden bei den Trägern ohne Querkraftbewehrung I-0-2 und I-0-3 aus dem Steg nach Versuchsende Bohrkern entnommen und die Spaltzugfestigkeiten in vertikaler Richtung (Betonierichtung) ermittelt. Somit entsprach die Länge der Prüfkörper der Dicke des Stegs von 10 cm. Die Entnahmestellen befanden sich sowohl in Bereichen mit Rissen als auch im augenscheinlich ungerissenen Bereich (Bild 3-18). Die Beschreibung der Rissbildung kann Kapitel 3.7.2.3 entnommen werden.

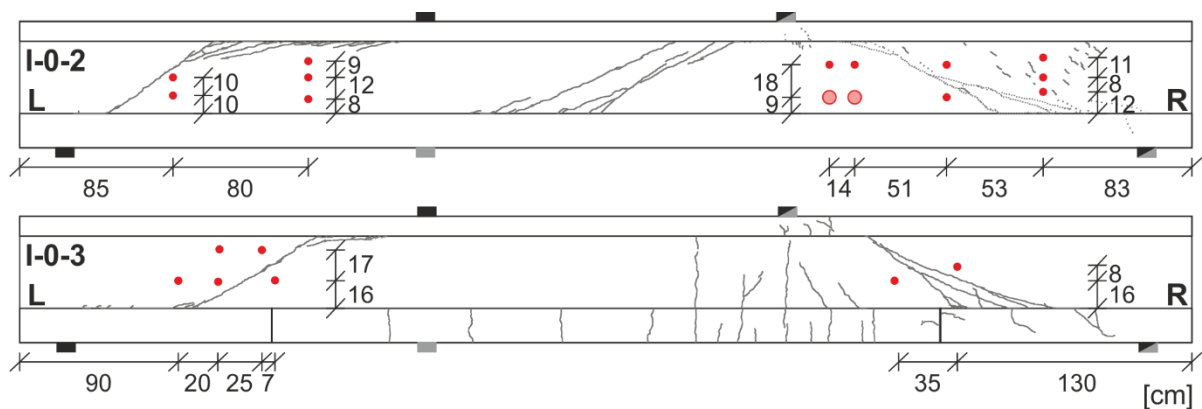


Bild 3-18: Lage der entnommenen Bohrkernkerne nach Versuchsende: a) I-0-2; b) I-0-3

Die Prüfung der Spaltzugfestigkeit erfolgte in Anlehnung an *DIN EN 12390-6 /DIN10a/* mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $0,05 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$, wobei die Breite des Filzstreifens zur Lasteinleitung von 13 mm aufgrund des kleineren Durchmessers der Bohrkern auf 5 mm ($d_{\text{Bohrkern}} \approx 45 \text{ mm}$) verringert wurde. Bei Träger I-0-2 wurden ebenfalls Versuche mit 13 mm breiten bzw. ohne Filzstreifen durchgeführt sowie an Bohrkernen mit einem Durchmesser von 73,8 mm und 7 mm breiten Filzstreifen.

Die Spaltzugfestigkeit wird grundsätzlich durch die Lasteinleitung beeinflusst. Bei unzureichender Lastverteilung tritt aufgrund der hohen Druckspannungen an der Lasteinleitungsstelle ein Druckbruch auf (Bild 3-19a).

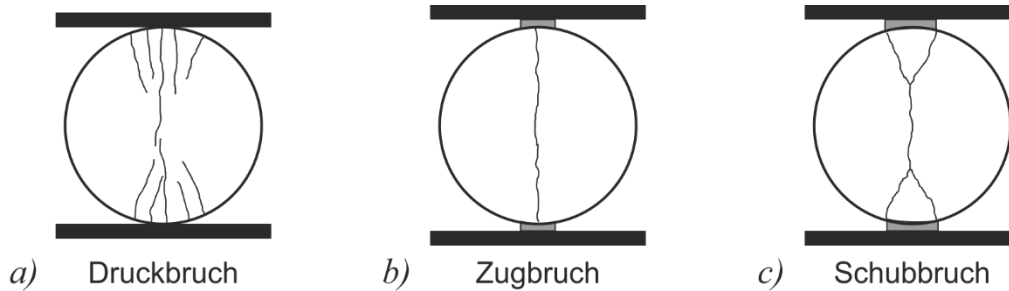
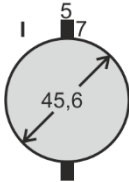
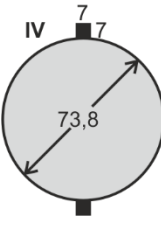
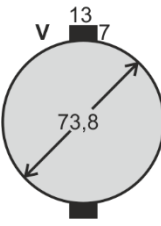


Bild 3-19: Bruchformen bei der Spaltzugprüfung nach /Mit61/

Bei einer Breite des Lastverteilungstreifens zwischen $d/10$ und $d/20$ tritt nach /Bon64a/ und /Bon64b/ ein Bruch infolge des Überschreitens der Zugfestigkeit auf (Bild 3-19b). Dies stellt den idealen Bruch bei der Spaltzugprüfung dar. Bei zu breiten Streifen erfolgte ein Schubbruch (Bild 3-19c) und die Spaltzugfestigkeit nimmt zu. Der Vergleich der Spaltzugfestigkeiten zwischen nicht vorbelasteten Proben (Tabelle 3.4) und zyklisch vorbelasteten Proben (Tabelle 3.5) erfolgt für die Prüfanordnung I nach Tabelle 3.5, da hier ein Spaltzugversagen infolge eines Zugbruchs angenommen werden kann. Die ermittelten Spaltzugfestigkeiten und entsprechenden Prüfanordnungen sind in Tabelle 3.5 zusammengefasst.

Die Probekörperbezeichnung gibt die Lage des entnommenen Bohrkerns an und setzt sich aus der Trägerseite (L, R), der Entfernung vom jeweiligen Trägerende sowie der Unterkante des Stegs zusammen. Die Spaltzugfestigkeiten wurden bei Träger I-0-2 nach 53 Tagen und bei Träger I-0-3 nach 29 Tagen (Ende 1. Teilversuch) bzw. 50 Tagen (Ende 2. Teilversuch) bestimmt. Da die Baustoffprüfungen an den Bohrkernen von Träger I-0-2 zu einem späteren Zeitpunkt durchgeführt wurden, weisen diese geringfügig höhere Spaltzugfestigkeiten auf als die Werte nach Tabelle 3.4. Bei Träger I-0-3 weichen die Werte $f_{ct,sp}$ wegen der annähernd identischen Betonalter bei Prüfung nur unwesentlich voneinander ab.

Tabelle 3.5: Spaltzugfestigkeiten der aus dem Trägersteg entnommenen Bohrkerne

Träger	Alter [d]	Probe [-]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	Prüfanordnung		
I-0-2	53	L85/20	3,8	I		
		L165/29	3,5			
		L165/20	3,6			
		L165/8	3,4			
		R83/31	4,2			
		R83/20	3,5			
		R83/12	3,5			
		R136/27	3,9			
		R187/27	3,6			
		R201/27	3,7			
		R136/9	2,4			II
		L85/10	4,6			III
R187/9	3,2	IV				
R201/9	3,7	V				
I-0-3	29	L90/16	3,7	I		
		L110/33	3,8			
		L110/16	3,4			
		L135/33	3,2			
		L142/16	4,1			
	50	R130/24	3,7			
		R165/16	2,9		V	

Ein Einfluss der zyklischen Vorbelastung auf die Spaltzugfestigkeit konnte bei den durchgeführten Baustoffproben nicht beobachtet werden, wobei jedoch die beschränkte Probenkörperanzahl und die natürliche Streuung der Betonzugfestigkeit berücksichtigt werden muss. Darüber hinaus wies die Streuung der Werte $f_{ct,sp}$ keine signifikante Abhängigkeit von der Lage der entnommenen Bohrkerne auf, die vergleichbar mit der Streuung der an den Betonzylindern durchgeführten Spaltzugprüfungen ist. Informationen zum Einfluss der Probengröße und der Schlankheit des Probenkörpers auf die ermittelte Betonzugfestigkeit sind in /Spe68/ zu finden.

3.5.4.2 Betonstahlbewehrung

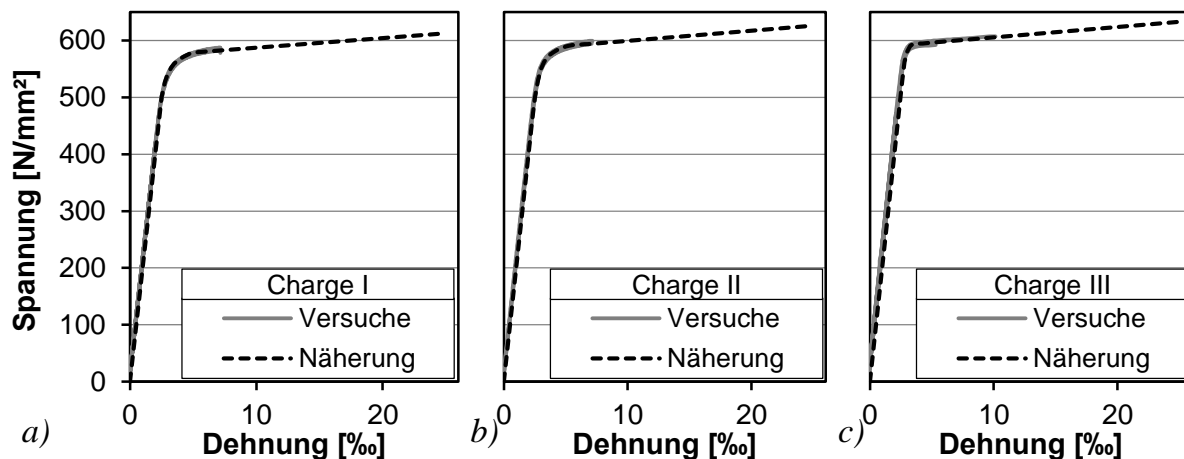
Als Bewehrung wurde Betonstahl der Festigkeitsklasse B500 ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$) verwendet. Bei den Trägern mit Querkraftbewehrung wurden für jede Liefercharge (I, II, III) die Stahlfestigkeiten der Bügelbewehrung unter statischer und zyklischer Belas-

tung vor Versuchsbeginn bestimmt. Die statischen Kennwerte wurden an jeweils drei Stahlproben in zentrischen Zugversuchen nach *DIN EN ISO 6892-1 /DIN09d/* ermittelt. In Tabelle 3.6 sind die Mittelwerte der Zugfestigkeit f_{tm} , der Stahlspannung $f_{0,2m}$ bei Erreichen der 0,2 %-Dehngrenze und des Elastizitätsmoduls E_{sm} angegeben.

Tabelle 3.6: Kennwerte der Querkraftbewehrung

Charge	Träger	f_{tm} [N/mm ²]	$f_{0,2m}$ [N/mm ²]	E_{sm} [N/mm ²]
I	I-15	613	575	200311
II	I-22-1 bis -3	626	587	200777
III	I-22-4 bis-7, I-33	633	595	203761

Die zugehörigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Querkraftbewehrung der verschiedenen Lieferchargen sind in Bild 3-20 dargestellt. Vor Versagen, bei einer Dehnung von etwa 6 ‰ bis 10 ‰, wurden die Wegaufnehmer zur Messung der Stahldehnung abgenommen, um eine Beschädigung der Messtechnik auszuschließen. Die im Versuch ermittelten Spannungs-Dehnungsbeziehungen einer Liefercharge weisen jeweils nur sehr geringe Abweichungen auf.



**Bild 3-20: Spannungs-Dehnungsbeziehung der Querkraftbewehrung:
a) Charge I; b) Charge II; c) Charge III**

Um unter anderem die Spannungsschwingbreite und den Fachwerktraganteil der Querkraftbewehrung im Rahmen der Auswertung der Trägerversuche ermitteln zu können, wurden die Spannungs-Dehnungsbeziehungen durch dreiteilige Funktionen angenähert (gestrichelte Linie). Während der elastische Bereich vor Erreichen der Fließspannung als auch der Bereich nach Überschreiten des Fließplateaus durch lineare Funktionen abgebildet wurden, erfolgte die Beschreibung des mittleren Bereichs durch Polynome 6. Grades. Da die im Versuch ermittelten Bruchdehnungen eine starke Streuung aufwiesen und teilweise nicht ermittelt werden konnten, wurde eine Bruchdehnung von 25 ‰ nach /DIN09b/ angenommen. Die verwendeten Stahl-DMS

versagten bei Dehnungen ab etwa 20 ‰ bzw. lieferten teilweise keine plausiblen Messwerte mehr, sodass in den Versuchen in diesem Bereich in der Regel keine auswertbaren Dehnungen vorlagen. Daher hat eine nicht zutreffende Annahme der Bruchdehnung keinen signifikanten Einfluss auf die Auswertung der Trägerversuche.

Zur Ermittlung der Bruchlastspielzahl N der Querkraftbewehrung unter zyklischer Beanspruchung wurden Einstufenversuche mit unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ zwischen Ober- und Unterlast an freien Bewehrungsstäben mit einer Prüffrequenz von 20 Hz durchgeführt (Bild 3-21a). Die freie Prüflänge der Bewehrung betrug etwa 90 cm und war somit größer als die nach /DIN11/ erforderliche Mindestlänge von $14 \cdot d_s$ bzw. 140 mm. Die Krafteinleitung an den Stabenden erfolgte mittels Keilverankerungen, die zur Sicherstellung einer zentrischen Lasteinleitung auf Kalotten in sogenannten Schnellwechsellvorrichtungen auflagen. In den Versuchen wurde jeweils eine konstante Oberspannung von 500 N/mm^2 aufgebracht, die sich somit im elastischen Bereich befindet. Eine Variation der Spannungsschwingbreite erfolgte durch die Änderung der Unterspannung.

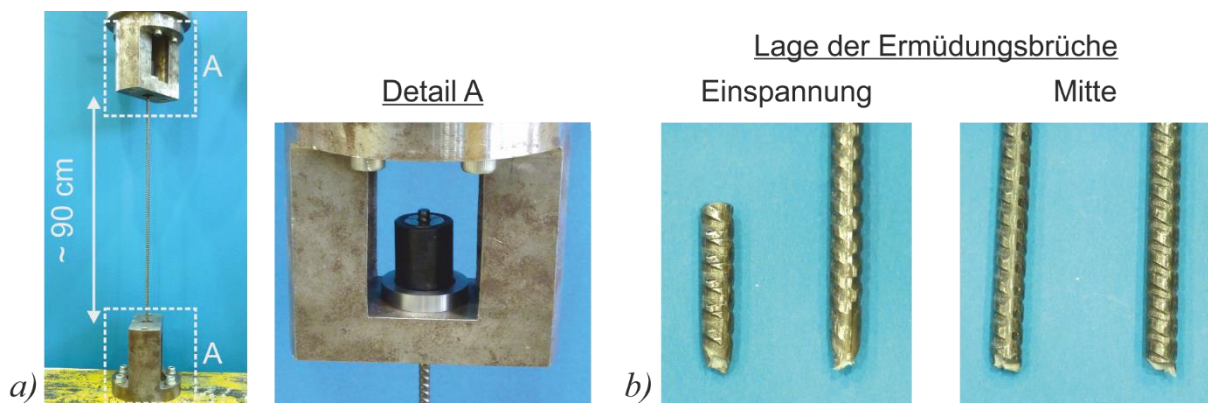


Bild 3-21: Einaxiale Dauerschwingversuche: a) Versuchsaufbau; b) Lage der Ermüdungsbrüche

In Bild 3-22 sind die ermittelten Bruchlastspielzahlen der verschiedenen Lieferchargen in Abhängigkeit der Spannungsschwingbreite in doppelt logarithmischer Darstellung angegeben. Hierbei sind die Bruchlastspielzahlen je nach Lage des Ermüdungsbruchs unterteilt. Die Bezeichnung „Einspannung“ beschreibt einen Bruch der Bewehrung in einer Entfernung $\leq 4d_s$ von einer Keilverankerung und die Bezeichnung „Mitte“ entsprechend ein Versagen auf der freien Länge mit einem Abstand $> 4d_s$ von einer Keilverankerung (Bild 3-21b). Die Versuche ohne Versagen nach mehreren Millionen Lastwechseln wurden abgebrochen und sind als Durchläufer gekennzeichnet. Zusätzlich sind in Bild 3-22 die Wöhlerlinien für einbetonierten Betonstahl nach /Mau10/ und für geraden, ungeschweißten Betonstahl mit $d_s \leq 28 \text{ mm}$ nach /DIN09b/ jeweils ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten dargestellt. Beide Wöhlerlinien weisen in der doppeltlogarithmischen Darstellung einen trilinearen Verlauf auf und unterscheiden sich lediglich in der Definition der Spannungsexponenten sowie der charakteristischen Schwingfestigkeit. So ergibt sich nach /Mau10/ im Zeitfestigkeitsbe-

reich ein Wert von $k_1 = 4,1$ und im Dauerfestigkeitsbereich ein Wert von $k_2 = 7,2$ bei einer Schwingfestigkeit $\Delta\sigma_{Rsk}$ von 195 N/mm^2 bei $N^* = 1 \cdot 10^6$ Lastwechseln.

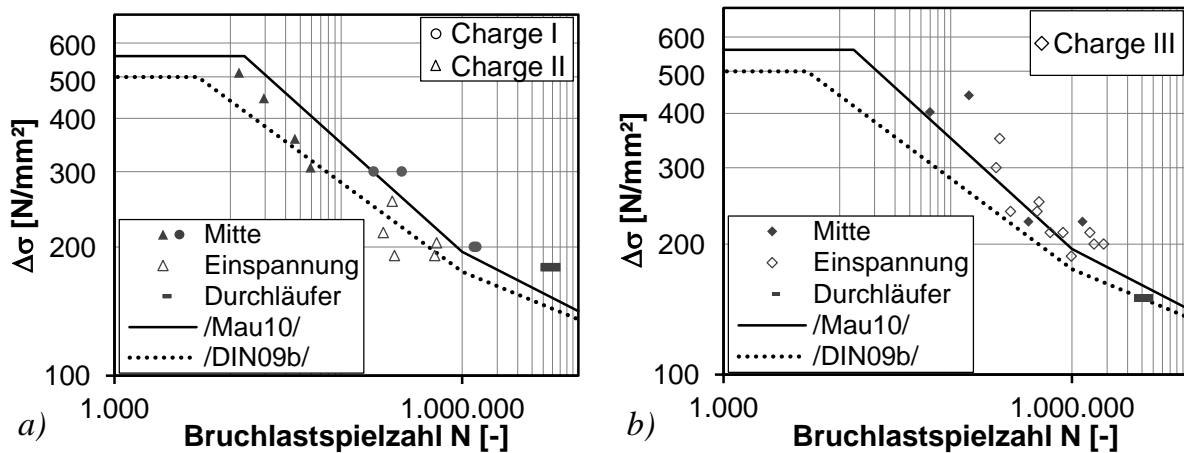


Bild 3-22: Bruchlastspielzahl der Querkraftbewehrung: a) Charge I + II; b) Charge III

Die experimentell ermittelten Bruchlastspielzahlen werden durch die Ansätze nach /DIN09b/ bzw. /Mau10/ in guter Näherung erfasst. Aufgrund der beschränkten auswertbaren Versuchsanzahl konnte eine statistische Auswertung der Versuche nicht durchgeführt werden.

3.5.4.3 Einpressmörtel

Der Einpressmörtel zur Sicherstellung des nachträglichen Verbunds zwischen Spannlitzen und Hüllrohr wurde direkt nach dem Vorspannen der Litzen eingebracht. Hierfür wurde gemäß den Anforderungen nach /DIN08b/ ein Portland-Zement der Festigkeitsklasse 42,5 verwendet (CEM I 42,5R). Als Einpresshilfe wurde Daragrout 181 (EH) bzw. Sika EH1 mit 1 M-% des Zementgehaltes hinzugegeben. Der Wasser-Zement-Wert betrug hierbei in der Regel 0,42. Im Rahmen einer Eignungsprüfung der beiden verwendeten Zusammensetzungen wurden die Volumenänderung (Bild 3-23a) und zur Überprüfung der Einpressmörtel Eigenschaften bei jedem Verpressvorgang jeweils das Fließvermögen und die Festigkeiten ermittelt. Das Fließvermögen wurde durch die Bestimmung des Ausbreitmaßes nach /DIN08a/ überprüft (Bild 3-23b). Die hierbei unmittelbar nach dem Mischen und direkt nach dem Einpressen des Mörtels ermittelten Kennwerte entsprachen den Anforderungen nach /DIN08b/.

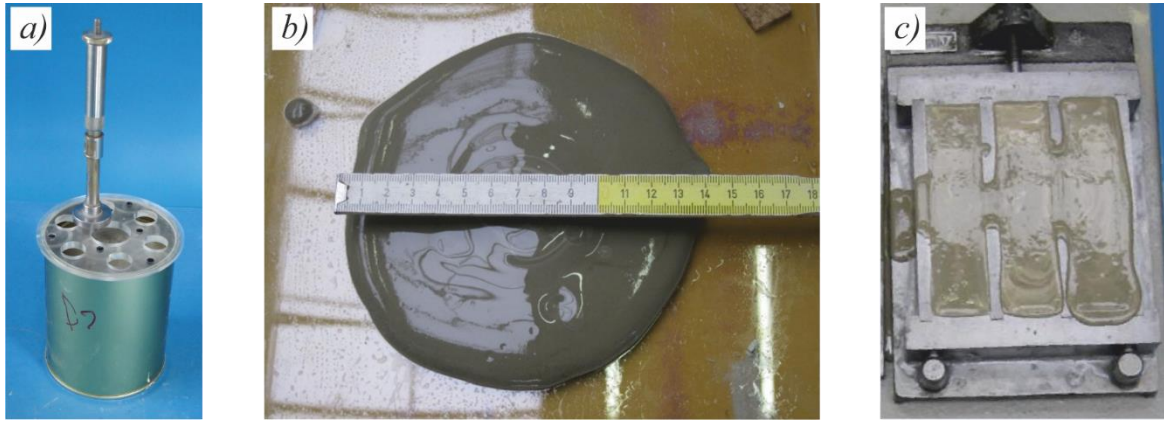


Bild 3-23: Einpressmörtel: a) Bestimmung Volumenänderung; b) Bestimmung Ausbreitmaß; c) Prismen zur Ermittlung der Festigkeiten

Bei jedem Träger wurden neun Mörtelprismen ($40 \text{ mm} \times 40 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$) hergestellt (Bild 3-23c), die in einer Biegezugprüfung gespalten wurden. Anschließend wurde an den zerbrochenen prismatischen Probekörpern die Druckfestigkeit nach /DIN08b/ ermittelt. Bis zur Prüfung, die in der Regel zu drei verschiedenen Terminen erfolgte, lagerten die Körper im Wasser mit einer Temperatur von etwa $20 \text{ }^\circ\text{C}$. Die 28-Tage-Druckfestigkeiten und die 7-Tage-Druckfestigkeiten haben den Wert von 30 N/mm^2 bzw. 27 N/mm^2 nicht unterschritten, sodass die Anforderungen nach /DIN08a/ erfüllt wurden. Die einzelnen Ergebnisse können dem Anhang entnommen werden.

3.5.5 Messtechnik

3.5.5.1 Allgemeines

Zur kontinuierlichen Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens der Träger wurden Dehnmessstreifen (DMS), induktive Wegaufnehmer (WA) und Kraftmessdosens verwendet. Die Messwerterfassung erfolgte kontinuierlich durch Messrechner mit entsprechender Software. Um die Änderung des Tragverhaltens mit zunehmender Lastspielzahl bei gleichzeitiger Minimierung der zu speichernden Messdaten zutreffend erfassen zu können, wurden die Speicherintervalle während der Versuchsdauer variiert und in vier Phasen eingeteilt. In Bild 3-24 ist ein idealisierter Verlauf der Durchbiegung eines Versuchsträgers unter Oberlast in Abhängigkeit der Lastspielzahl dargestellt.

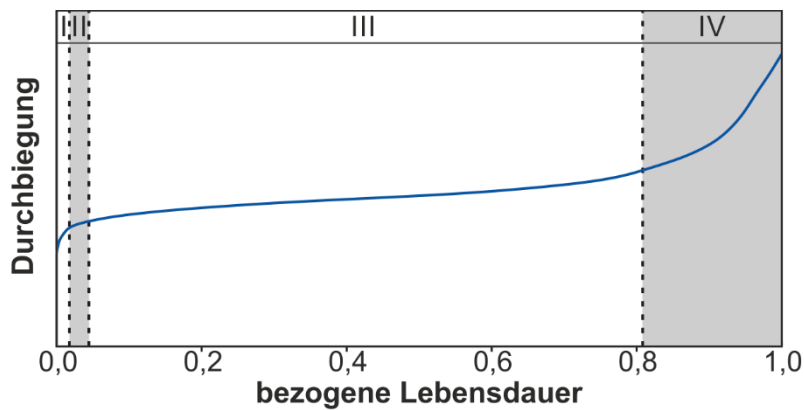


Bild 3-24: Einteilung der Messwertspeicherung

Die Durchbiegung weist den für Beton unter Ermüdungsbeanspruchung typischen, als zyklische Kriechkurve bezeichneten, s-förmigen Verlauf auf. Zu Versuchsbeginn ist ein erhöhter Durchbiegungszuwachs zu beobachten, sodass in der I. Phase etwa alle 50 bis 500 Lastwechsel eine Speicherung der Messwerte erfolgte. Mit zunehmender Versuchsdauer verringert sich der Durchbiegungszuwachs. Die Messwertspeicherung erfolgte in der II. Phase dementsprechend etwa alle 500 bis 2000 Lastwechsel und wurde in der III. Phase auf bis zu 5000 Lastwechsel vergrößert. Vor Versagen des Trägers tritt eine überproportionale Verformungszunahme auf, sodass in der letzten Phase die Messwertspeicherung wieder etwa alle 500 bis 2000 Lastwechsel erfolgte. Während der Durchführung des Versuchsprogramms wurden zwei unterschiedliche Messrechner mit entsprechender Software verwendet, die sich hinsichtlich der Messwernerfassung und -auswertung unterscheiden.

Bei fünf Versuchen (I-0-1 bis I-0-3, I-15-1 bis I-15-2) wurden die einzelnen Messstellen mit dem Programm der Firma HBM zeitlich versetzt erfasst. Dies bedeutet, dass eine Messstelle in einem regelmäßigen Zeitintervall t_i erfasst und gespeichert wurde (Bild 3-25a).

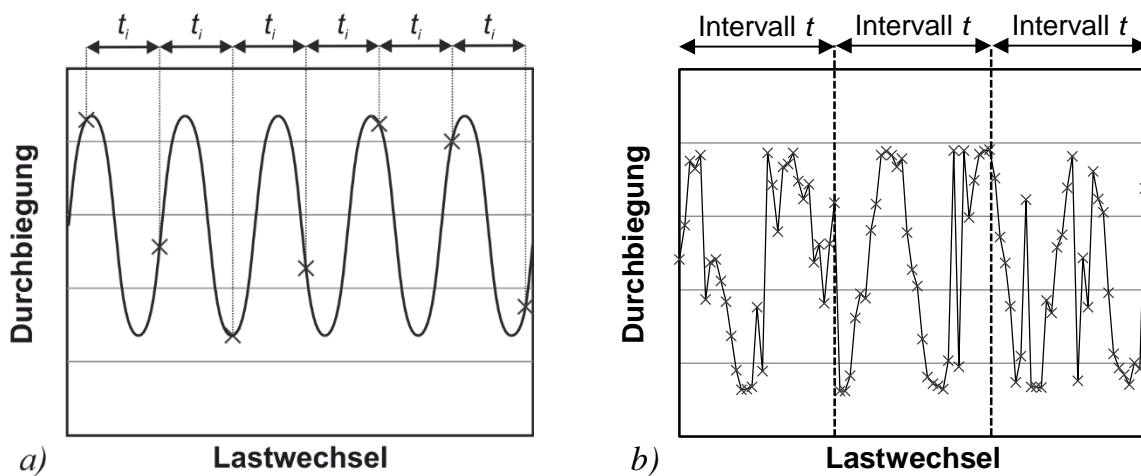


Bild 3-25: Messintervalle Software HBM: a) Erfassung; b) Auswertung

Durch eine Phasenverschiebung der Frequenz der Prüfbelastung und der Messwertfassung ist sichergestellt, dass in einem Intervall t , das mehrere Zeitintervalle t_i umfasst, mindestens einmal an jeder Messstelle der Wert unter Ober- bzw. Unterlast gespeichert wird (Bild 3-25b). Gleichzeitig weist der resultierende Kurvenverlauf hierdurch von der aufgebracht sinusförmigen Belastung ab. Die Länge des Intervalls t hängt unter anderem vom Zeitintervall t_i ab, dass über die Versuchsdauer je nach Messphase (Bild 3-24) variiert wurde.

Die übrigen Versuche wurden mit einer Messsoftware der Firma Peekel durchgeführt, die eine zeitgleiche Erfassung der Messstellen bei hoher Abfragefrequenz ermöglicht. In Abhängigkeit des Schädigungszustands der Träger wurden die Messwerte in definierten Intervallabständen Δt gespeichert (Bild 3-26a), wobei die Intervallabstände je nach Messphase festgelegt wurden. Da der Messrechner einen integrierten Zähler der Lastwechsel besitzt, wurde Δt als Lastwechselfferenz definiert und die Speicherung eines Intervalls nach Erreichen der jeweiligen Lastwechselfferenz ausgelöst.

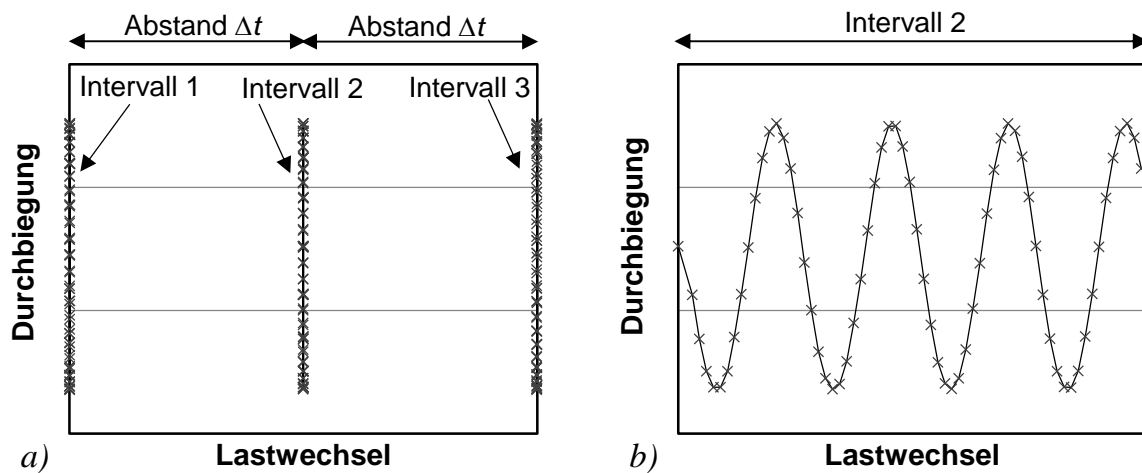


Bild 3-26: Messintervalle Software Peekel: a) Übersicht; b) Detail eines Intervalls

Die Messdauer eines Intervalls wurde so gewählt, dass etwa 20 bis 50 Lastwechsel gespeichert wurden. In Bild 3-26b ist exemplarisch der Ausschnitt des gemessenen Verlaufs der Durchbiegung eines Intervalls dargestellt. Aufgrund der hohen Abfragefrequenzen kann der sinusförmige Verlauf der einzelnen Messstellen erfasst werden. Dies ermöglicht neben der sicheren Speicherung der Werte unter Ober- und Unterlast zu einem definierten Zeitpunkt ebenfalls eine Auswertung der einzelnen Hystereseschleifen.

Im Folgenden werden die zur Messung der Vorspannkraft verwendete Messtechnik sowie das photogrammetrische Messverfahren Aramis erläutert. Anschließend erfolgt eine Beschreibung der eingesetzten konventionellen Messtechnik (WA, DMS) und ihrer Anordnung. Hierbei wird zwischen den Trägern ohne Querkraftbewehrung und mit Querkraftbewehrung unterschieden.

3.5.5.2 Vorspannung

Die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne bzw. mit geringer Querkraftbewehrung wird maßgeblich durch die Vorspannkraft bestimmt. Daher wurde die aufgebrachte Vorspannkraft, zusätzlich zur Kontrolle der Spannwege und der Pressenkräfte während des Spannvorgangs, in ausgewählten Versuchen kontinuierlich mit einer Hohlkraftmessdose am Festanker eines Spannglieds gemessen (Bild 3-27).

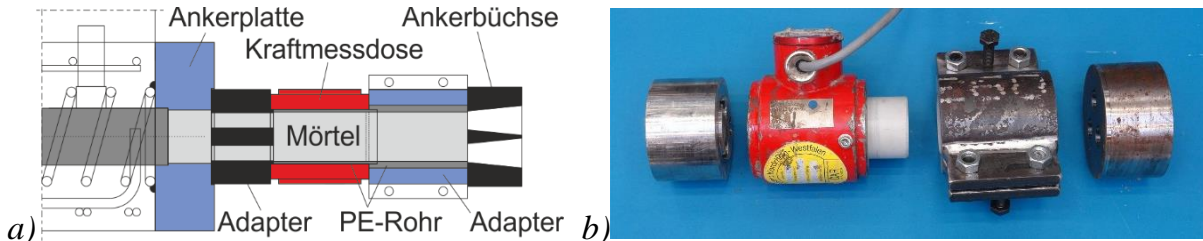


Bild 3-27: Messeinrichtung Vorspannkraft: a) Schematische Skizze; b) Foto

Hierdurch ist eine genauere Bestimmung der Spannkraftverluste infolge Reibung und Keilschlupf möglich. Da die zwei Spannglieder gleichzeitig über dasselbe Hydraulikaggregat vorgespannt wurden und die gemessenen Spannwege identisch waren, kann davon ausgegangen werden, dass die Vorspannkraft an beiden Spanngliedern gleich war. Innerhalb der Hohlkraftmessdose und des Adapters, durch die die Litzen geführt wurden, befanden sich Kunststoffrohre, die den Verbund zwischen Kraftmessdose und Einpressmörtel verringerten sowie eine Beschädigung der Messtechnik verhinderten. Somit konnten auch die zeitabhängigen Spannkraftverluste infolge Kriechen und Schwinden des Betons sowie Relaxation des Spannstahls näherungsweise ermittelt werden.

3.5.5.3 Photogrammetrisches Messsystem

Bei ausgewählten Versuchen wurde neben der konventionellen Messtechnik (WA, DMS, Kraftmessdosen) zusätzlich das photogrammetrische Messsystem Aramis /Ara05/ zur genaueren Untersuchung der Rissbildung und Rissentwicklung im Schubfeld eingesetzt. Hierdurch kann eine gezielte Auswertung der senkrecht zum Schubriss verlaufenden Rissbreiten und den zugehörigen orthogonalen Rissuferverschiebungen erfolgen (siehe Anhang). Diese ermöglichen eine genauere Bewertung der Beanspruchung der Querkraftbewehrung und der Entwicklung des Querkrafttraganteils infolge Rissreibung. Zur Durchführung der photogrammetrischen Messungen wurde in einem Messfeld ein kontrastreiches stochastisches Muster mit Sprühfarbe aufgetragen (Bild 3-28). Hierdurch wird eine flächige Erfassung des Dehnungszustands mit hoher Genauigkeit ermöglicht. Zur Aufnahme der Fotos des Messfelds unter Ober- und Unterlast wurde die zyklische Belastung nach definierten Lastwechselzahlen kurzzeitig (maximal etwa 5 Minuten) unterbrochen und das jeweilige Lastniveau gehalten. Die Lastwechselzahlen wurden analog zur Messwertspeicherung in Abhängigkeit der Messphase (Bild 3-24) festgelegt.

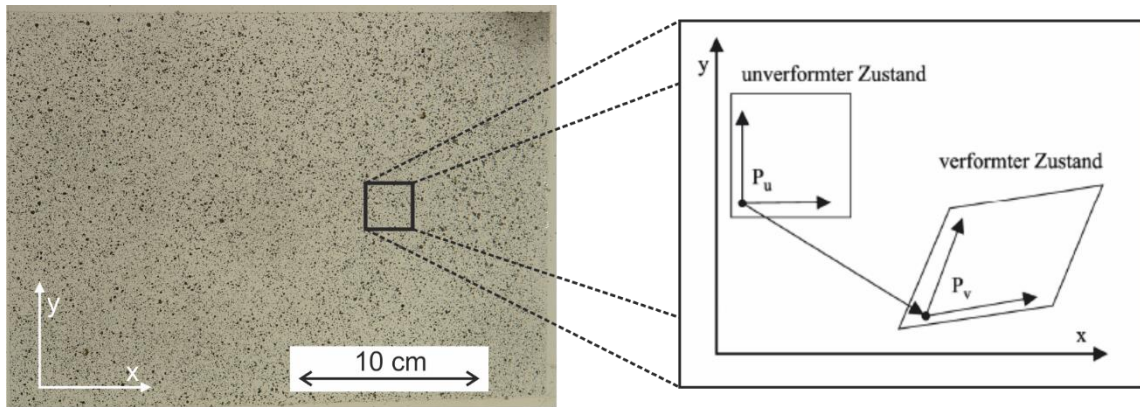


Bild 3-28: Photogrammetrisches Messsystem: Messfeld mit stochastischem Muster und Berechnung des Deformationsgradienten /Ara05/

Eine Computersoftware berechnet anschließend auftretende Verschiebungen und Verformungen innerhalb des Messfelds durch direkten Vergleich des Referenzbilds im unbelasteten Zustand (unverformt) mit den nachfolgenden Bildern im belasteten Zustand (verformt) (Bild 3-28). Durch die Verwendung lokaler Koordinatensysteme können die Verformungen der einzelnen Punkte unbeeinflusst von der Ganzkörpertranslation ermittelt werden. Der schematische Aufbau der Messeinrichtung im Versuchstand ist in Bild 3-29 dargestellt.

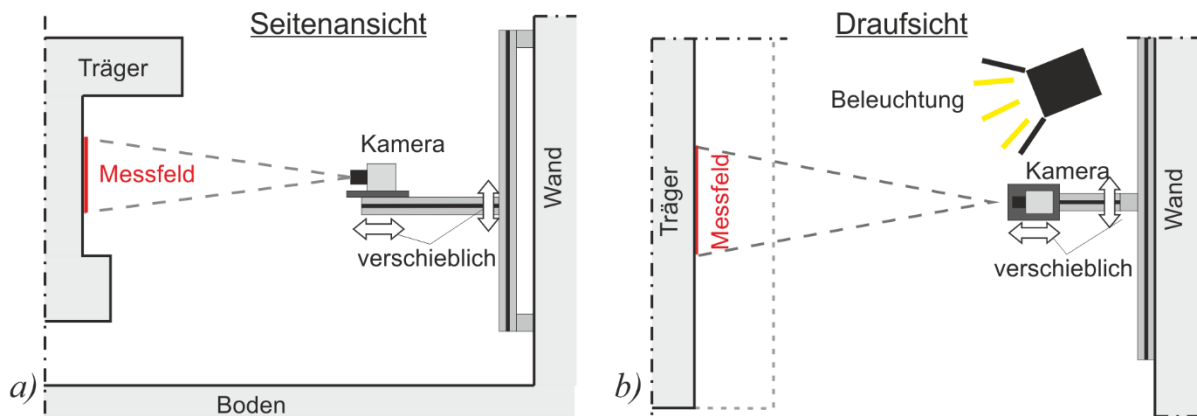


Bild 3-29: Versuchsaufbau Photogrammetrisches Messsystem: a) Seitenansicht; b) Draufsicht

Um die Messgenauigkeiten infolge der Vibrationen der hydraulischen Prüfmaschine zu minimieren, wurde die Kamera mithilfe eines Schienensystems an einer vom Versuchsstand schwingungstechnisch entkoppelten Wand befestigt. Das Schienensystem ermöglicht eine Verschiebung der Kamera in allen drei translatorischen Freiheitsgraden, sodass die Lage und Größe des Messfelds variiert werden konnte. Die Festlegung der Abmessungen und Lage des Messfelds unterscheiden sich in Abhängigkeit der Querschnittsgeometrie (I-Träger, T-Träger) und wurden unter anderem anhand von nichtlinearen FE-Berechnungen im Rahmen der Versuchsplanung festgelegt. Weitere Informationen zu den photooptischen Messungen der einzelnen Versuchsträger können dem Anhang entnommen werden.

3.5.5.4 Träger ohne Querkraftbewehrung

Die prinzipielle Anordnung und Bezeichnung der Messstellen der I-Träger ohne Querkraftbewehrung ist in Bild 3-30 für eine Trägerhälfte dargestellt. Die induktiven Wegaufnehmer wurden zur Aufnahme der globalen Verformungen der Balken infolge Biegung und Querkraft sowie zur Erfassung der Verformungen im Steg verwendet. So wurden die Durchbiegung unterhalb der Lasteinleitungen (WD) und die Randdehnung an der Trägerunterseite in Feldmitte (WU) gemessen. Zur Messung der Randdehnung an der Trägeroberseite in Feldmitte wurden entweder induktive Wegaufnehmer (WO) oder Beton-DMS (DBO) verwendet. Im Steg wurden Wegaufnehmer in insgesamt vier Gruppen als Messrosetten angeordnet. Eine Messrosettengruppe (R“Nr.“) bestand jeweils aus einem horizontalen (H), einem vertikalen (V) und einem um 30° zur Vertikalen geneigten diagonalen (D) Wegaufnehmer mit Messlängen von jeweils 20 cm. Dies ermöglicht die Bestimmung der Werte und der Richtungen der Hauptzug- und Hauptdruckspannungen im Steg.

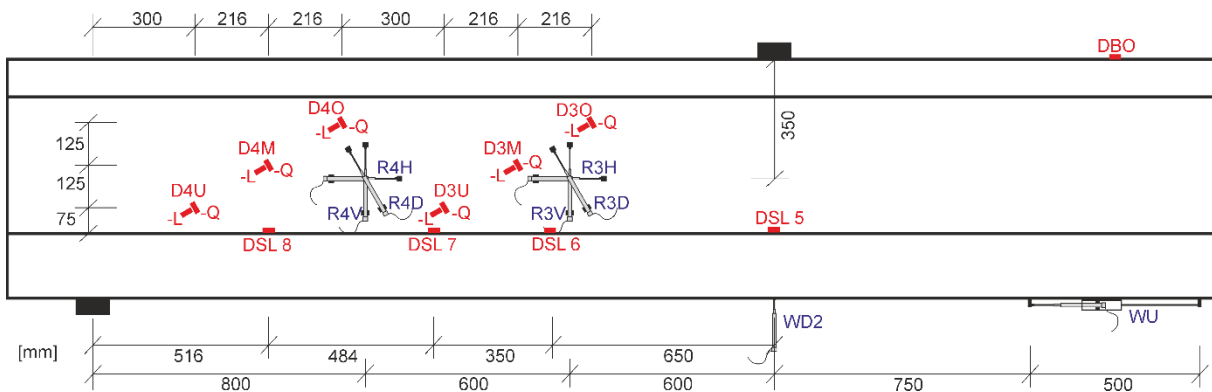


Bild 3-30: Prinzipielle Messtechnikordnung I-Träger ohne Querkraftbewehrung

Neben jeder Messrosettengruppe befanden sich jeweils Beton-DMS (D“Nr.“), die in drei unterschiedlichen Höhen im Steg angeordnet waren (O = oben, M = mitte, U = unten). Die DMS mit der Bezeichnung L verliefen mit einem Winkel zur Horizontalen von 30° in etwa in Richtung der Hauptdruckspannung und die senkrecht hierzu befindlichen DMS (Q) entsprechend in Richtung der Hauptzugspannungen. Da die Beton-DMS in Richtung der Hauptdruckspannung im Steg keine sinnvollen Ergebnisse lieferten, wurden diese nur bei den zuerst geprüften Trägern I-0-1 und I-0-2 angeordnet. Um den Einfluss der Betonlängsspannungen untersuchen zu können, wurden bei den Trägern I-0-4 bis I-0-6 im Steg in Höhe des unteren Steganschnitts vier Beton-DMS je Trägerhälfte (DSL“Nr.“) angeordnet. Die genauen Messtechnikpläne der einzelnen Versuchsträger können dem Anhang entnommen werden.

Aufgrund der zeitnahen Auswertung der Versuche an I-Trägern wurde bei den im Anschluss durchgeführten Versuchen an T-Trägern auf die Anordnung der Beton-DMS in Richtung der Hauptdruckspannung im Steg verzichtet. Bei den T-Trägern wurden dementsprechend nur die DMS in Richtung der Hauptzugspannung angeordnet (Bild 3-31).

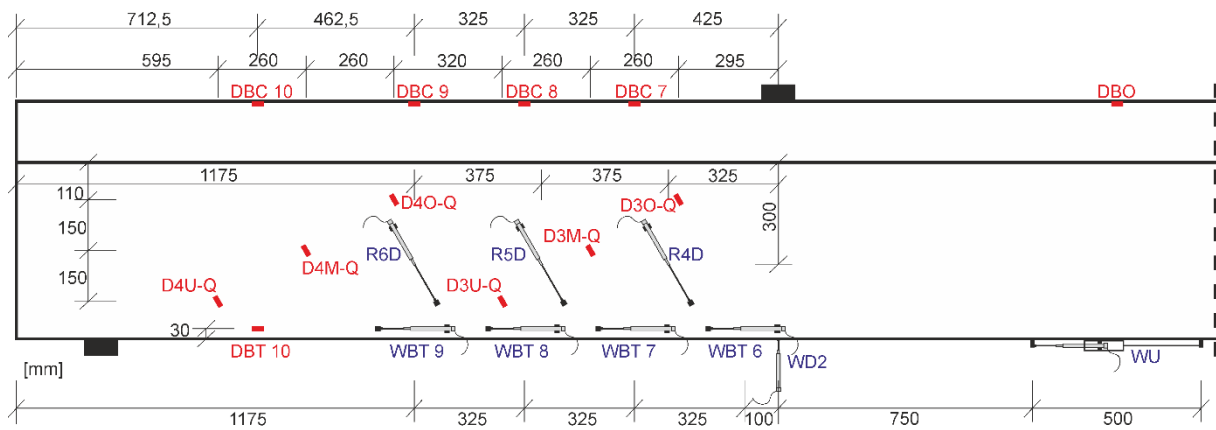


Bild 3-31: Prinzipielle Messtechnikanordnung T-Träger ohne Querkraftbewehrung

Zusätzlich befanden sich bei den T-Trägern Beton-DMS in verschiedenen Entfernungen vom Auflager an der Trägeroberseite (DBC“Nr.“, DBO) und am unteren Trägerstrand (DBT“Nr.“). Hierdurch kann eine mögliche Umlagerung der Kräfte in ein Sprengwerk erfasst werden. Die induktiven Wegaufnehmer am unteren Trägerrand (WBT“Nr.“) mit einer Messlänge von 20 cm dienen der Untersuchung der Randzugspannungen in Trägerlängsrichtung bzw. der Entwicklung von Biege- und Biegeschubrisen. Die Schubrissbreiten wurden durch die im Steg unter einem Winkel von 30° diagonal angeordneten Wegaufnehmer gemessen (R“Nr.“D), die eine Messlänge von 25 cm aufwiesen. Da die genaue Lage der Schubrisse im Vorfeld nicht bekannt ist und unter anderem durch die Vorspannung beeinflusst wird, wurden je Trägerhälfte drei diagonale Wegaufnehmer montiert. Die Lage der Messstellen wurde im Rahmen der Versuchsvorplanung basierend auf nichtlinearen numerischen Untersuchungen der Versuchsträger festgelegt. Die genaue Anordnung und Bezeichnung der Messstellen der einzelnen Träger kann dem Anhang entnommen werden.

3.5.5.5 Träger mit Querkraftbewehrung

Die Messtechnik der I-Träger mit Querkraftbewehrung und der I-Träger ohne Querkraftbewehrung unterscheidet sich nur unwesentlich voneinander. Im Verlauf der Versuchsdurchführung wurde die Lage der Wegaufnehmer und DMS aufgrund der zeitnahen Auswertung der gewonnen Erkenntnisse geringfügig modifiziert, sodass zwei unterschiedliche Anordnungen (MT1, MT2) vorlagen.

Die verwendeten Wegaufnehmer und Beton-DMS der Anordnung MT1 (I-15, I-22-1) sind in Bild 3-32 abgebildet.

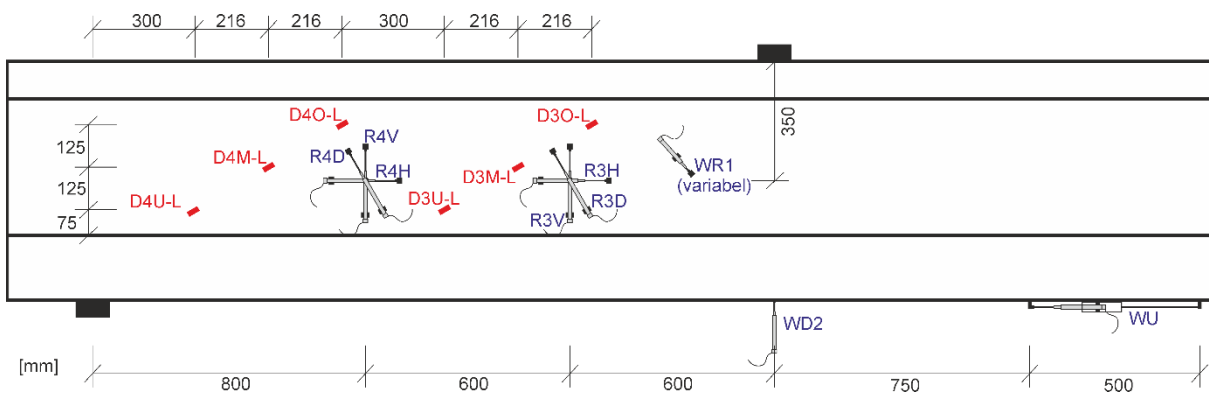


Bild 3-32: Prinzip Messtechnikanordnung: Träger mit Querkraftbewehrung (MT1)

Zur Messung der Dehnungen der Betondruckstreben wurden je Trägerhälfte zwei Reihen mit jeweils drei Beton-DMS in Richtung der Hauptdruckspannung angeordnet (D“Nr.“), sodass eine mögliche Änderung des Tragverhaltens (Fachwerkwirkung, Sprengwerk) erfasst werden konnte. Die Hauptzug- und Hauptdruckspannungen im Steg konnten mittels der Wegaufnehmermessrosetten (R“Nr.“) bestimmt werden. Diese ermöglichen bei Schubrisse im Messbereich der Rosetten ebenfalls die Messung der Rissöffnung und der Rissuferverschiebung in Abhängigkeit der Lastspielzahl. Mindestens ein zusätzlicher Wegaufnehmer (WR“Nr.“) wurde nach statischer Erstbelastung senkrecht zu einem Riss aufgebracht. Hierdurch wurden zum einen auch Schubrisse erfasst, die nicht durch die Messrosetten verliefen. Zum anderen ermöglichte dies für den Fall, dass zwei Schubrisse die Messrosette kreuzten, die Unterscheidung zwischen den einzelnen Rissbreiten der Schubrisse und somit die Identifikation des maßgebenden Schubrisses. In Trägermitte wurde die Betonranddehnung bzw. die mittlere Rissbreite mit einem Wegaufnehmer (WU) der Messlänge 50 cm erfasst.

Die Messtechnikanordnung MT2 der übrigen Versuchsträger ist in Bild 3-33 dargestellt.

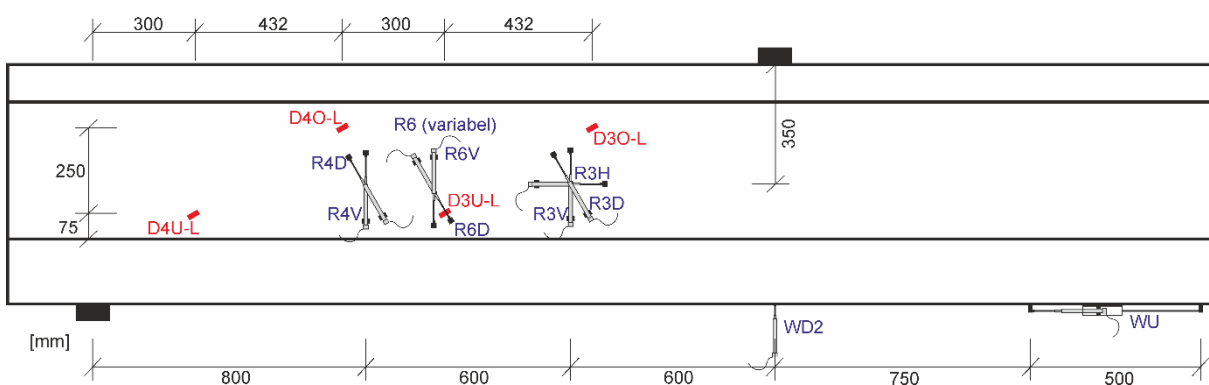


Bild 3-33: Prinzip Messtechnikanordnung: Träger mit Querkraftbewehrung (MT2)

Jede Trägerhälfte wies im Steg eine Wegaufnehmerrossette und zwei Gruppen mit jeweils einem diagonal angeordneten und einem vertikalen Wegaufnehmer zur Messung der Rissbreite (D) und der Rissöffnung in Bügelrichtung (V) auf. Dies ermöglicht unter anderem Rückschlüsse auf die Bügelspannung und die Veränderung des Verbunds

zwischen Beton und Bügelbewehrung unter zyklischer Beanspruchung. Während die Wegaufnehmergruppen R1 bis R4 jeweils vor der statischen Erstbelastung aufgebracht wurden, wurde die Lage der Messgruppen R5 und R6 nach Schubrissbildung in Abhängigkeit der Risse festgelegt. In den Messreihen der Beton-DMS in Richtung der Betondruckstreben wurde mit Ausnahme der Versuche I-22-2 und I-22-3 in der Messreihenfolge 2 jeweils die mittlere Messstelle gestrichen.

Die Dehnungen der Stahlbügel im Schubfeld wurden an ausgewählten Stellen mit aufgeklebten DMS gemessen, um einerseits aus dem Spannungszustand der Bewehrung und den gemessenen Druckstrebendehnungen auf den Traganteil aus der Fachwerkwirkung zu schließen und andererseits die Spannungsschwingbreite der Bewehrung unter zyklischer Beanspruchung bis zum Versagen zu verfolgen. Da die genaue Lage der Querkrafttrisse im Vorfeld nicht bekannt war, wurden die DMS auf den Bügeln im Schubfeld sowohl in Trägerlängsrichtung als auch über die Bauteilhöhe verteilt. In Bild 3-34 ist die Lage der Messstellen der verschiedenen Versuchsträger für eine Trägerhälfte dargestellt.

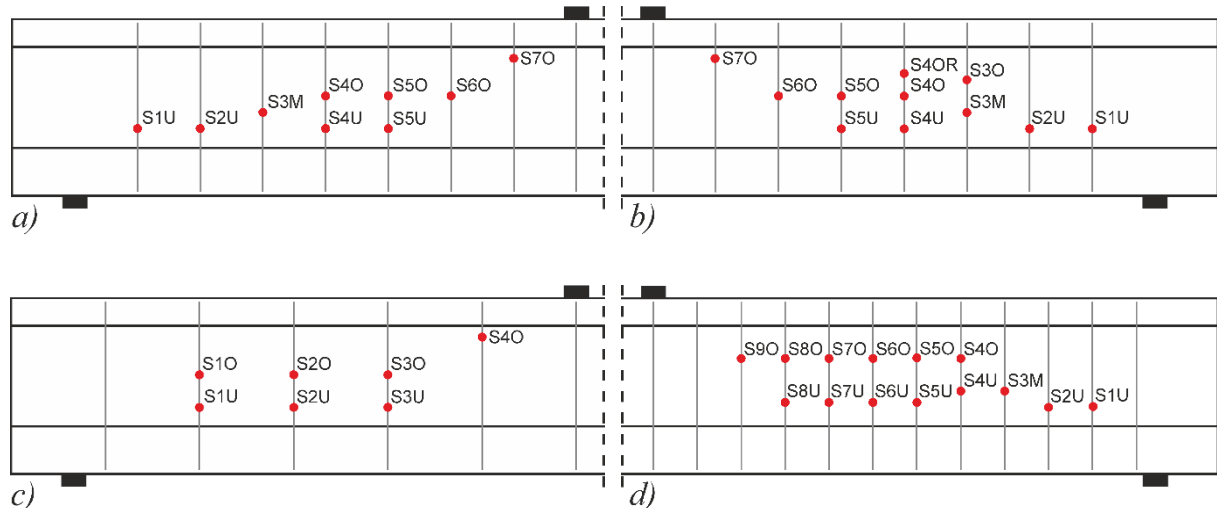


Bild 3-34: Lage der Stahl-DMS: a) Träger I-22-1 bis I-22-3; b) Träger I-22-4 bis I-22-7; c) Serie I-15; d) Serie I-33

Während die Träger I-22-1 bis I-22-3 jeweils zehn DMS je Trägerhälfte aufwiesen (Bild 3-34a), wurde die Anzahl der Messstellen je Balkenhälfte bei den Trägern I-22-4 bis I-22-7 auf zwölf erhöht (Bild 3-34b). Die Bezeichnung der Messstelle gibt die Lage der DMS an (lfd. Nr. = Bügelnummer, O = oben, M = mitte, U = unten). Die Träger mit einem Querkraftbewehrungsgrad von $\rho_w = 0,15\%$ und $\rho_w = 0,33\%$ wiesen zehn bzw. 14 DMS je Balkenhälfte auf (Bild 3-34c-d). Die Höhenlage der einzelnen DMS auf den unterschiedlichen Bügeln wurde auf Basis der erhaltenen Rissbilder der I-Träger ohne Querkraftbewehrung und den nichtlinearen numerischen Simulationen der Träger im Rahmen der Versuchsvorplanung festgelegt. Da eine unterschiedliche Beanspruchung der zwei Bügelschenkel nicht ausgeschlossen werden kann und eine unterschiedliche Bruchlastspielzahl bis zum Versagen möglich ist, wurden an ausgewählten Bügeln auf beiden Schenkeln DMS befestigt (Bild 3.28).

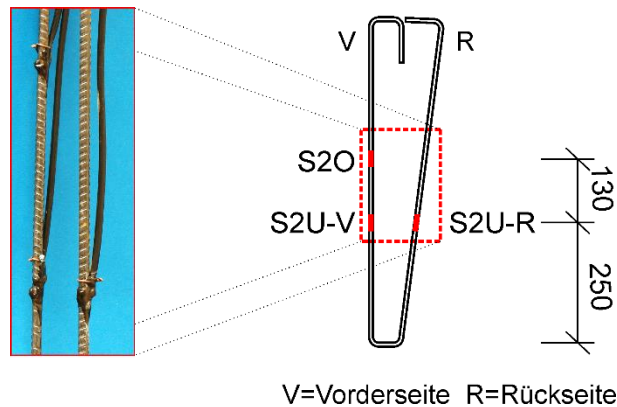


Bild 3-35: Lage Stahl-DMS auf Bügelbewehrung und Ausführung (exemplarisch)

Die Lage der DMS auf dem Bügelschenkel ist in der Benennung der Messstelle durch den Anhang V (Vorderseite) und R (Rückseite) gekennzeichnet. Wenn dieser Anhang fehlt, befand sich die Messstelle jeweils auf der Vorderseite. Zum Aufbringen der DMS wurden die Rippen der Bewehrung lokal begrenzt abgetragen, wobei keine wesentliche Verringerung des Querschnitts erfolgte. Ein Klebstoff diente dem Schutz der DMS gegen Feuchtigkeit. Die genaue Lage der Messstellen der einzelnen Träger kann dem Anhang entnommen werden.

3.6 Rechnerische statische Querkrafttragfähigkeit

3.6.1 Träger ohne Querkraftbewehrung

Die statische Querkrafttragfähigkeit der Träger ohne Querkraftbewehrung wird nach drei unterschiedlichen Modellen ermittelt. Die Auswertung erfolgte hierbei jeweils auf Basis der über die Versuchsdauer gemittelten Materialkennwerte und Vorspannkkräfte, da diese eine relativ geringe Streuung aufwiesen. Bei den vorhandenen empirischen Faktoren wurden ebenfalls statt der Bemessungswerte die Mittelwerte verwendet.

Da die Träger einen relativ geringen Längsbewehrungsgrad im Vergleich zur vorhandenen Spannstahlfläche aufwiesen, wurde bei der Bestimmung der mittleren Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ct}$ nach Gleichung 4.118a aus /DIN09b/ (hier Gleichung (3-2)) eine statische Nutzhöhe von $d = 60,5$ cm entsprechend der statischen Nutzhöhe der Spannglieder angenommen.

$$V_{Rm,ct} = \left[0,2 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3-2)$$

mit: $f_{ck} = f_{cm,cyl,tm} - 4$ [N/mm²]

Anstelle des Bemessungswerts des empirischen Vorfaktors von $0,15 / \gamma_c$ wurde in Gleichung (3-2) der Mittelwert von $0,2$ nach /DAfStb10/ verwendet. Aufgrund der Laborbedingungen bei der Trägerherstellung weisen die Betonfestigkeiten in der Regel geringere Streuungen als unter Baustellenbedingungen auf. Daher wurde zur Bestimmung der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} eine Abminderung von 4 N/mm²

zur Berücksichtigung der Standardabweichung angesetzt /Heg99/. Die sich ergebenden Werte $V_{Rm,ct}$ sind in Tabelle 3.7 zusammengefasst.

Bei der statischen Querkrafttragfähigkeit nach /Gör04/ wurde ebenfalls eine statische Nutzhöhe von 60,5 cm sowie eine Abminderung der Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl,tm}$ von 4 N/mm² in Gleichung (3-3) angesetzt. Der Faktor β zur Berücksichtigung der Schubslankheit ergibt sich zu 1, da das vorhandene Verhältnis a/d größer als 3,0 ist.

$$V_{Rm,ct} = 0,2 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_{s,eff} \cdot d \cdot \beta + P_{m,tm} \cdot \frac{z_p}{a} \quad (3-3)$$

$$V_{Rm,ct} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctm,tm}^2 - \sigma_c \cdot f_{ctm,tm}} \quad (3-4)$$

Die Querkrafttragfähigkeit nach dem Hauptzugspannungskriterium (/DIN09b/, Gl. 4.119, hier Gleichung (3-4)) wird von den Betonlängsspannungen σ_c beeinflusst und variiert über die Bauteilhöhe. Die äußere Belastung beeinflusst somit auch den Querkraftwiderstand $V_{Rm,ct}$. Zusätzlich ist $V_{Rm,ct}$ aufgrund der variablen Längsspannungen in Trägerlängsrichtung vom Abstand des Schnitts vom Auflager abhängig. Dementsprechend wurde jeweils der Minimalwert der statischen Querkrafttragfähigkeit eines jeden Längsschnitts bestimmt. In Bild 3-36 sind die Verläufe der sich ergebenden Querkrafttragfähigkeiten der I-Träger in Trägerlängsrichtung dargestellt.

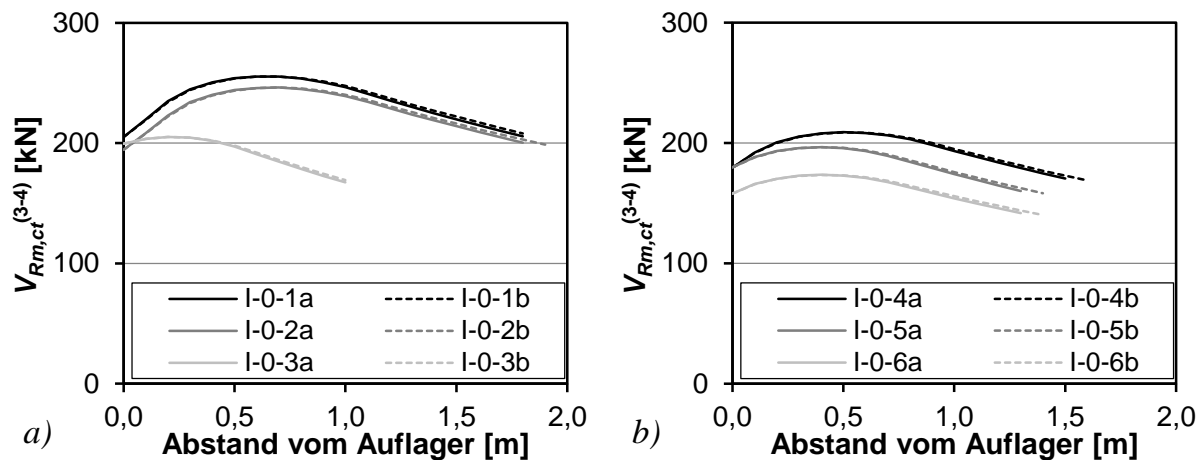


Bild 3-36: Statische Querkrafttragfähigkeit der I-Träger ohne Querkraftbewehrung in Abhängigkeit des Abstands vom Auflager

Der Buchstabe a in der Trägerbezeichnung beschreibt den 1. Teilversuch und der Buchstabe b entsprechend den 2. Teilversuch eines Trägers. Mit zunehmendem Abstand vom Auflager erhöhen sich die Biegezugspannungen an der Trägerunterseite infolge der Prüfbelastung. Überschreiten diese die Betonzugfestigkeit $f_{ctm,tm}$ kann Gleichung (3-4) nicht ausgewertet werden, sodass die Kurvenverläufe entsprechend nicht mehr dargestellt sind. Die unterschiedlichen Niveaus der ermittelten Werte $V_{Rm,ct}$ sind aufgrund der vergleichbaren Betonzugfestigkeiten im Wesentlichen auf die verschie-

denen Höhen der Vorspannung zurückzuführen. Da die Querkrafttragfähigkeiten der beiden Teilversuche nahezu identisch sind, wird nachfolgend in den Versuchsauswertungen jeweils der Wert $V_{Rm,ct}$ des ersten Teilversuchs verwendet. Die in Tabelle 3.7 angegebenen Werte der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (3-4) gelten jeweils für einen Abstand von 1 m vom Auflager bei Ansatz einer Betonzugfestigkeit von $f_{ctm,tm}$ ohne Teilsicherheitsbeiwert. Nähere Informationen zur Wahl des Abstands können der Herleitung der Ingenieurmodelle in Kapitel 5.2 entnommen werden. Neben der Querkrafttragfähigkeit nach dem Hauptzugspannungskriterium sind in Tabelle 3.7 die Werte $V_{Rm,ct}$ nach den Gleichungen (3-2) und (3-3) sowie die Querkrafttragfähigkeiten V_{R2k} angegeben, die mit dem Programm Response-2000 /Res00/ unter Verwendung der Bauteilanalyse auf Basis der Modified Compression Field Theory ermittelt wurden. Während $V_{Rm,ct}$ nach den Gleichungen (3-2) und (3-3) unabhängig vom Abstand zum Auflager ist, wird V_{R2k} bei der Bauteilanalyse für den maßgebenden Schnitt ermittelt. Die jeweils verwendeten Eingangswerte der Betonfestigkeiten ($f_{cm,cyl,tm}$, $f_{ctm,tm}$) und der Vorspannung ($P_{m,tm}$, σ_{cp}) können Tabelle 3.7 entnommen werden.

Tabelle 3.7: Vorspannkkräfte, Betonkennwerte und rechnerische statische Querkrafttragfähigkeiten der Träger ohne Querkraftbewehrung

Träger	$P_{m,tm}$ [kN]	σ_{cp} [N/mm ²]	$f_{cm,cyl,tm}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,tm}$ [N/mm ²]	$V_{Rm,ct}^{(3-2)}$ [kN]	$V_{Rm,ct}^{(3-3)}$ [kN]	$V_{Rm,ct}^{(3-4)}$ [kN]	V_{R2k} [kN]
I-0-1	663	-3,72	39,7	3,2	85	275	247	220
I-0-2	669	-3,77	34,3	3,1	82	271	239	215
I-0-3	187	-1,05	36,4	3,3	64	145	167	146
I-0-4	437	-2,45	36,0	2,8	74	213	194	173
I-0-5	320	-1,80	29,4	2,9	65	175	174	159
I-0-6	290	-1,62	28,8	2,5	63	166	154	139
T-0-1	920	-3,47	41,0	3,1	251	456	-*	405
T-0-2	616	-2,32	37,5	3,1	220	389	-*	330
T-0-3R	516	-1,94	37,7	2,6	212	367	-*	283
T-0-3	416	-1,58	37,1	3,2	203	343	-*	292
T-0-4	485	-1,83	36,4	2,5	207	357	-*	271
T-0-5	485	-1,82	37,5	3,0	209	360	-*	295
T-0-6	615	-2,32	34,8	2,6	215	382	-*	307

* Betonlängsspannungen an Trägerunterseite im Bruchzustand $> f_{ctm,tm}$

$P_{m,tm}$ = Mittelwert der Vorspannkraft; $\sigma_{cp} = P_{m,tm}/A_c$; $f_{cm,cyl,tm}$ = Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit;
 $f_{ctm,tm}$ = Mittelwert der Betonzugfestigkeit

Die statische Querkrafttragfähigkeit der I-Träger nach Gleichung (3-2) liegt deutlich unterhalb der Werte nach dem Hauptzugspannungskriterium (Gleichung (3-4)). Da bei den T-Trägern im rechnerischen Bruchzustand die Betonrandzugspannungen an der Unterseite den Mittelwert der Betonzugfestigkeit überschreiten, kann hier $V_{Rm,ct}$ im

Abstand von 1 m vom Auflager nach dem Hauptzugspannungskriterium nicht bestimmt werden.

Die Querkrafttragfähigkeiten nach den Gleichungen (3-2) und (3-3) sowie V_{R2k} verringern sich mit abnehmender Vorspannkraft, wobei die Vorspannkraft beim Ansatz nach *Görtz* einen deutlich größeren Einfluss auf die aufnehmbare Querkraft hat. Sowohl die nach Gleichung (3-3) als auch die mit dem Programm Response 2000 ermittelten Querkrafttragfähigkeiten sind unabhängig vom Versuchsträger größer als die sich ergebenden Werte $V_{Rm,ct}$ nach Gleichung (3-2), die dem Ansatz nach *DIN Fachbericht 102 /DIN09b/* entspricht.

3.6.2 Träger mit Querkraftbewehrung

Die statische Querkrafttragfähigkeit der Spannbetonträger mit Querkraftbewehrung wird nach dem Fachwerkmodell mit veränderlicher Druckstrebenneigung nach */DIN09b/*, dem Modell nach */Gör04/* und mit dem Programm Response 2000 */Res00/* bestimmt. Die Auswertung erfolgte hierbei jeweils auf Mittelwertniveau basierend auf den über die Versuchsdauer gemittelten Materialkennwerten und Vorspannkraften.

Da die veränderliche Druckstrebenneigung $\theta_{FB,stat}$ nach */DIN09b/* durch die einwirkende bzw. aufnehmbare Querkraft beeinflusst wird, wurde der Winkel bei gegebener Querkraftbewehrungsfläche iterativ ermittelt. Dabei wurde die Iterationsschleife solange ausgeführt, bis die einwirkende Querkraft V_E dem Mittelwert der durch die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung begrenzten aufnehmbaren Querkraft $V_{Rm,sy}$ bei Bügelversagen entsprach. Aufgrund der geringen Querkraftbewehrungsgrade der Versuchsträger wurde ein rechnerisches Druckstrebenversagen nicht maßgebend. Abweichend von */DIN09b/* für Betonbrücken wurde der Druckstrebenwinkel nach Gleichung (3-5) in Anlehnung an die Bemessungsregeln für den Hochbau */DIN13a/* beschränkt.

$$1,0 \leq \cot \theta_{FB,stat} = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cp} / f_{cm,cyl,tm}}{1 - V_{Rm,c} / V_E} \leq 3,0 \quad (3-5)$$

Die rechnerisch angesetzte Spannung der Bügelbewehrung bei Erreichen der Fließgrenze beträgt $f_y = 530 \text{ N/mm}^2$ und wurde der in den Baustoffproben ermittelten Spannungs-Dehnungsbeziehung entnommen. In Tabelle 3.8 sind die somit bestimmten Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,sy,FB}$ nach */DIN09b/* und $V_{Rm,sy,G}$ nach */Gör04/* (Gleichung (2-12)) sowie die Eingangswerte der Betondruckfestigkeit und der Vorspannung angegeben. Die Werte V_{R2k} wurden unter Eingabe der mittleren Materialkennwerte mit dem Programm Response-2000 */Res00/* unter Verwendung der Bauteilanalyse bestimmt. Aufgrund der geringen Querkraftbewehrungsgrade und der statischen Erstbelastung bis zur Schubrissbildung wurden für die Träger mit Querkraftbewehrung auch die Querkrafttragfähigkeiten $V_{Rm,ct}$ für Balken ohne Querkraftbewehrung ermittelt. Hierbei wurden die Traglasten nach dem Hauptzugspannungskriterium (Gleichung (3-4)) und dem Modell nach */Gör04/* (Gleichung (3-3)) bestimmt.

Tabelle 3.8: Vorspannkraften, Betonkennwerte, rechnerische statische Querkrafttragfähigkeiten und Schubbrisslasten der Träger mit Querkraftbewehrung

	Träger	$P_{m,tm}$ [kN]	σ_{cp} [N/mm ²]	$f_{cm,cyl,tm}$ [N/mm ²]	$\theta_{FB,stat}$ [°]	$V_{Rm,sy,FB}$ [kN]	$V_{Rm,sy,G}$ [kN]	$V_{Rm,ct}^{(3-4)}$ [kN]	$V_{Rm,ct}^{(3-3)}$ [kN]	V_{R2k} [kN]
Mehrstufenversuche	I-15-1	636	-3,54	31,2	24,7	95	275	241	260	206
	I-15-2	411	-2,29	39,7	24,1	97	248	242	210	197
	I-15-3	320	-1,78	36,1	24,4	96	212	199	182	185
	I-22-1	632	-3,52	34,8	27,5	125	285	237	263	232
	I-22-2	432	-2,40	34,3	27,8	124	255	217	210	220
	I-22-3	320	-1,78	35,3	27,9	123	212	167	181	195
Einstufenversuche	I-22-4			32,5	28,1	122	202	154	177	-*
	I-22-5	314	-1,77	36,1	27,9	123	213	168	180	196
	I-22-6			34,0	28,0	123	207	160	178	197
	I-22-7			32,0	28,1	122	207	160	176	194
	I-33-1			37,8	30,3	160	253	184	182	246
	I-33-2	314	-1,77	39,2	30,3	160	243	172	183	221
	I-33-3			29,9	30,7	158	236	165	174	232
	I-33-4			45,3	30,0	162	263	197	188	249

* numerisches Problem bei iterativer Berechnung

$P_{m,tm}$ = Mittelwert der Vorspannkraft; $\sigma_{cp} = P_{m,tm}/A_c$; $f_{cm,cyl,tm}$ = Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ct}$ nach Gleichung (3-4) ist bei allen Versuchsträgern größer als die Tragfähigkeit $V_{Rm,sy,FB}$ unter Verwendung des Fachwerkmodells mit variablem Druckstrebenwinkel nach /DIN09b/ für Bauteile mit Querkraftbewehrung. Somit ist eine Laststeigerung nach Schubbrissbildung rechnerisch nicht mehr möglich und ein schlagartiges Versagen tritt ein. Das Modell für Bauteile mit Querkraftbewehrung nach /Gör04/ und die in /Res00/ implementierte Modified Compression Field Theory ergeben bei den Versuchsträgern deutlich höhere statische Querkrafttragfähigkeiten als der Ansatz nach /DIN09b/. Während die Werte $V_{Rm,sy,G}$ sich oberhalb der rechnerischen Schubbrisslasten befinden, sodass eine weitere Lastaufbringung nach der Entstehung erster Schubrisse möglich ist, ist V_{R2k} teilweise kleiner als die zugehörige rechnerische Schubbrisslast. Die ermittelten Werte $V_{Rm,ct}$ nach den Gleichungen (3-3) und (3-4) befinden sich auf einem ähnlichen Niveau.

In Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrads ergeben sich nach Gleichung (3-5) rechnerische Druckstrebenwinkel von etwa 24° ($\cot \theta_{FB,stat} \approx 2,2$), 28° ($\cot \theta_{FB,stat} \approx 1,9$) bzw. 30° ($\cot \theta_{FB,stat} \approx 1,7$). Während das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung kaum von der Größe der Vorspannkraft beeinflusst wird, erhöht sich die aufnehmbare Querkraft nach /Gör04/ mit zunehmender Vorspannung deutlich.

3.7 Ergebnisse der Querkraftversuche

3.7.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der durchgeführten zyklischen Querkraftversuche werden getrennt für die Träger ohne und mit Querkraftbewehrung dargestellt. Zunächst erfolgt jeweils eine Beschreibung der untersuchten Belastungskombinationen und ein Vergleich mit verschiedenen Modellen zur Beschreibung der zyklischen Querkrafttragfähigkeit. Anhand ausgewählter Versuche werden exemplarisch die wesentlichen und charakteristischen Eigenschaften des Tragverhaltens und der Versagensankündigung mit zunehmender Lastspielzahl erläutert. Eine vollständige Darstellung der einzelnen Messergebnisse der Versuchsträger und der untersuchten Belastungen kann dem Anhang entnommen werden.

3.7.2 Träger ohne Querkraftbewehrung

3.7.2.1 Belastung

Die Belastung der Träger ohne Querkraftbewehrung wurde in den Mehrstufenversuchen nach im Allgemeinen $1 \cdot 10^6$ Lastwechseln ohne Versagen erhöht. Hierdurch konnten zur Entwicklung des Ingenieurmodells mehrere Lastkombinationen am selben Träger untersucht werden. In den Bildern 3-37 und 3-38 ist exemplarisch die einwirkende Querkraft V in Abhängigkeit der Lastwechselzahl für den Träger I-0-2 im ersten und zweiten Teilversuch dargestellt. Die Querkräfte wurden unter Berücksichtigung des Eigengewichts der Träger, der aufgebrachten Prüflasten und der Belastung aus der Lasteinleitungsstruktur (Traverse, Kalotte, Lasteinleitungsplatten) bestimmt und gelten für einen Abstand von 1 m vom Auflager.

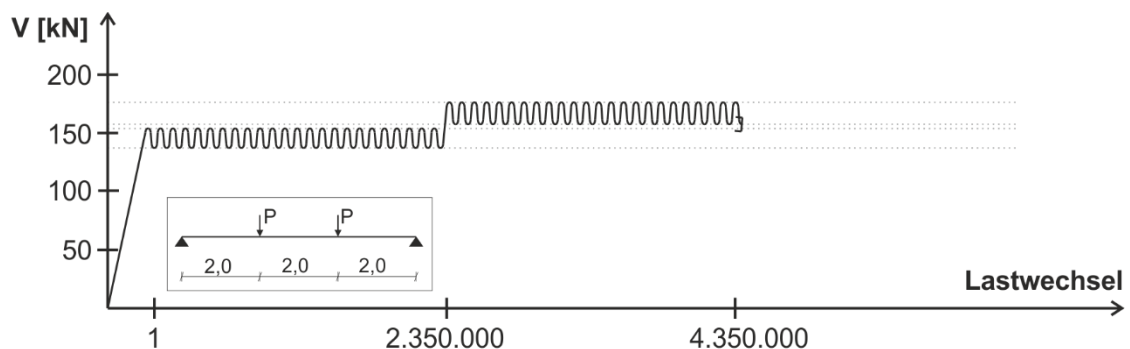


Bild 3-37: Einwirkende Querkraft Träger I-0-2 in Teilversuch 1

Der Träger I-0-2 wurde im 1. Teilversuch zunächst mit einer einwirkenden Querkraft unter Oberlast V_{max} von 155,3 kN und einer Unterlast von $V_{min} = 140,3$ kN zyklisch belastet (Bild 3-37). Da nach $2,35 \cdot 10^6$ Lastwechseln kein Versagen eingetreten war und keine wesentliche Schädigung des Trägers festgestellt werden konnte, wurde die Belastung geändert. Die auf die Oberlast bezogene Querkraftschwingbreite blieb bei der anschließenden Belastung mit einem Wert von $0,1 \cdot V_{max}$ unverändert. Nach den zusätz-

lichen $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln bei höherer Belastung versagte der Träger in einer Trägerhälfte aufgrund eines zyklischen Querkraftversagens.

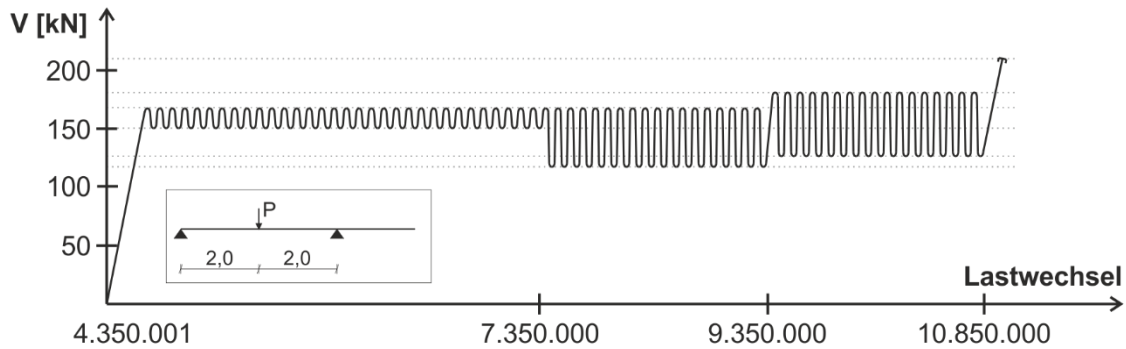


Bild 3-38: Einwirkende Querkraft Träger I-0-2 in Teilversuch 2

Die ungeschädigte Trägerhälfte wurde im 2. Teilversuch in der ersten Belastungskombination mit unveränderter Querkraftschwingbreite beaufschlagt, wobei V_{max} sich zwischen den zuvor untersuchten Oberlasten befand (Bild 3-38). Um den Einfluss der Schwingbreite zu untersuchen, wurde nach insgesamt $7,35 \cdot 10^6$ Lastwechseln die Unterlast verringert, sodass sich eine Querkraftschwingbreite ΔV von $0,3 \cdot V_{max}$ ergab. Die gleiche bezogene Schwingbreite wurde nach $9,35 \cdot 10^6$ Lastwechseln bei erhöhter Oberlast von 181,2 kN untersucht. Nach weiteren $1,5 \cdot 10^6$ Lastwechseln wurde die statische Resttragfähigkeit nach zuvor ohne Versagen ertragenen $10,85 \cdot 10^6$ Lastwechseln mit unterschiedlichen Belastungskombinationen ermittelt.

Die Festlegung der untersuchten Belastungskombinationen der Versuchsträger erfolgte auf Basis der mittleren Querkrafttragfähigkeiten nach dem Hauptzugspannungskriterium $V_{Rm,ct}^{(3-4)}$ bzw. den Ausnutzungsgraden der Betonzugfestigkeit. In Tabelle 3.9 sind die untersuchten Werte V_{max} und V_{min} sowie die zugehörigen Lastwechselzahlen N_i für die I-Träger ohne Querkraftbewehrung angegeben.

Die Querkräfte unter Oberlast variierten zwischen 28 % und 79 % der statischen Querkrafttragfähigkeit. Die daraus resultierenden Hauptzugspannungen $\sigma_{I,max}$ von $0,5 \text{ N/mm}^2$ bis $2,2 \text{ N/mm}^2$ entsprechen einer Ausnutzung der gemessenen zentrischen Zugfestigkeit $f_{ctm,tm}$ von etwa 15 % bis 68 %. Die Hauptzugspannungen $\sigma_{I,max}$ bzw. $\sigma_{I,min}$ entsprechen dem maximalen Wert über die Steghöhe in einem Abstand von 1 m vom Auflager und wurden nach Gleichung (2-3) unter Vernachlässigung der vertikalen Spannungskomponente σ_y ermittelt. Bei der Unterlast variierte die Ausnutzung von $V_{Rm,ct}^{(3-4)}$ zwischen 12 % und 66 %.

Tabelle 3.9: Statische Querkrafttragfähigkeiten, Belastungskombinationen, Lastwechselzahlen und Versagensarten (I-Träger ohne Querkraftbewehrung)

Träger	$V_{Rm,ct}^{(3-2)}$ [kN]	$V_{Rm,ct}^{(3-4)}$ [kN]	V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{l,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{l,min}$ [N/mm ²]	N_i [·10 ³]	ΣN_i [·10 ³]	Versagen ¹⁾
I-0-1a	85	247	174,0	157,9	1,9	1,6	2.400	2.400	nein
			174,0	120,5	1,9	1,1	2.000	4.400	nein
			203,9	-	2,4	-	0,001	4.400	Rest.
I-0-1b			166,7	113,2	1,7	1,0	1.500	5.900	nein
			181,7	162,4	2,0	1,7	1.400	7.300	nein
			192,4	130,4	2,2	1,2	23,4	7.323,4	zykl.
I-0-2a	82	239	155,3	140,3	1,6	1,3	2.350	2.350	nein
			176,3	158,8	1,9	1,6	2.000	4.350	zykl.
I-0-2b			168,4	150,9	1,8	1,5	3.000	7.350	nein
			168,4	118,2	1,8	1,1	2.000	9.350	nein
			181,2	127,2	2,0	1,2	1.500	10.850	nein
			209,9	-	2,5	-	0,001	10.850	Rest.
I-0-3a	64	167	74,0	-	1,0	-	0,001	0,001	stat.
I-0-3b			47,2	33,4	0,5	0,3	500	500	nein
			53,4	38,4	0,6	0,4	1.500	2.000	nein
			72,4	50,7	1,0	0,6	1.900	3.900	nein
			87,4	62,4	1,3	0,8	2.500	6.400	nein
			99,9	70,4	1,6	0,9	1.000	7.400	nein
			114,9	102,4	2,0	1,7	129,7	7.529,7	zykl.
I-0-4a	74	194	117,8	85,3	1,3	0,8	2.000	2.000	nein
			117,8	52,8	1,3	0,4	1.500	3.500	nein
			137,8	72,8	1,6	0,6	1.000	4.500	nein
			152,8	87,8	1,9	0,8	2,026	4.502	zykl.
I-0-4b			137,4	72,4	1,6	0,6	500	5.002	nein
			137,4	62,4	1,6	0,5	1.000	6.002	nein
			142,4	67,4	1,7	0,6	1.000	7.002	nein
			183,9	-	2,6	-	0,001	7.002	Rest.
I-0-5a	65	174	102,8	46,8	1,2	0,4	1.000	1.000	nein
			102,8	35,3	1,2	0,3	11	1.011	nein
			152,5	-	2,5	-	0,001	1.011	Rest.
I-0-5b			102,4	34,9	1,2	0,3	1.000	2.011	nein
			157,7	-	2,4	-	0,001	2.011	Rest.
I-0-6a	63	154	107,8	49,8	1,4	0,4	2.000	2.000	nein
			115,3	57,3	1,6	0,5	58,656	2.058	²⁾
I-0-6b			102,4	18,9	1,3	0,1	479,78	2.538	zykl.

¹⁾ nein = kein Versagen; zykl. = zyklisches Querkraftversagen; Rest. = statische Resttragfähigkeit; stat. = statische Tragfähigkeit

²⁾ unplanmäßiges Querkraftversagen aufgrund Überbelastung infolge Steuerungsfehler

Die untersuchten Querkraftbelastungen und Lastwechsel der Plattenbalkenquerschnitte sind in Tabelle 3.10 zusammengefasst. Aufgrund der Lastwechsel im ersten Teilversuch und den daraus resultierenden Biege- und Schubrisen konnte kein zweiter Teilversuch unter Drei-Punkt-Biegebeanspruchung durchgeführt werden.

Tabelle 3.10: Statische Querkrafttragfähigkeiten, Belastungskombinationen, Lastwechselzahlen und Versagensarten (T-Träger ohne Querkraftbewehrung)

Träger	$V_{Rm,ct}^{(3-2)}$ [kN]	V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{I,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{I,min}$ [N/mm ²]	N_i [·10 ³]	ΣN_i [·10 ³]	Versagen ¹⁾
T-0-1a	251	272,0	209,5	0,8	0,6	3.950	3.950	nein
		297,0	234,5	1,0	0,7	1.440	5.390	nein
T-0-2a	220	237,8	213,6	0,9	0,7	2.000	2.000	nein
		272,0	245,0	1,2	0,9	3.200	5.200	nein
		272,0	209,5	1,2	0,7	500	5.700	nein
		272,0	172,0	1,2	0,5	245	5.945	nein
T-0-3Ra	212	218,8	196,6	0,9	0,7	2.000	2.000	nein
		218,8	154,0	0,9	0,5	1.250	3.250	nein
		234,5	169,7	1,0	0,6	21,4	3.271,4	zykl.
T-0-3a	203	197,0	177,0	0,9	0,7	500	500	nein
		419,9	-	8,6	-	0,001	500	Rest.
T-0-4a	207	207,0	152,0	0,9	0,5	1.500	1.500	nein
		217,0	162,0	0,9	0,5	1.250	2.750	nein
		227,0	172,0	1,0	0,6	167	2.917	nein
T-0-5a	209	227,0	172,0	1,0	0,6	1.500	1.500	nein
		242,0	187,0	1,5	0,7	1.415	2.915	nein
T-0-6a	215	242,0	179,5	0,9	0,5	1.000	1.000	nein
		242,0	147,0	0,9	0,4	1.750	2.750	nein

¹⁾ nein = kein Versagen; zykl. = zyklisches Querkraftversagen; Rest. = statische Resttragfähigkeit

Wegen einer unplanmäßigen Überbelastung des Trägers T-0-3 infolge eines Defekts der Prüfmaschinensteuerung wurde der zyklische Versuch vorzeitig abgebrochen und die statische Resttragfähigkeit ermittelt. Dieser Versuch wurde anschließend unter der Bezeichnung T-0-3R (R = Repeat) wiederholt, um die Rissentwicklung untersuchen zu können. Das Verhältnis der Oberlast zur statischen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ct}^{(3-3)}$ nach /Gör04/ variiert zwischen 0,57 und 0,70 bei Werten von $V_{min}/V_{Rm,ct}^{(3-3)}$ von 0,38 bis 0,63. Die Oberlasten wurden so gewählt, dass gezielt der Einfluss vorhandener Biegerisse bzw. Betonrandzugspannungen untersucht werden konnte. Die angegebenen Werte $\sigma_{I,max}$ und $\sigma_{I,min}$ wurden in einem Abstand von 1 m vom Auflager bestimmt. Der Ort der größten Hauptzugspannung befindet sich, mit Ausnahme des Versuchs zur Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit, in der Mitte des Stegs und nicht an der Stegunterseite. Hierbei ergeben sich Verhältnisse $\sigma_{I,max}/f_{ctm,tm}$ zwischen 0,27 und 0,49 bei Schwingbreiten der Hauptzugspannung $\Delta\sigma_I$ von 5 % bis 26 % der Betonzugfestigkeit.

3.7.2.2 Versagensarten

Alle Träger versagten aufgrund eines Querkraftversagens. In Abhängigkeit der Querschnittsform trat bei den I-Trägern ein Schubzugversagen und bei den T-Trägern ein Biegeschubversagen auf. Bei der Beschreibung des Ankündigungsverhaltens ist zusätzlich die Belastungsart (zyklische Belastung, statische Resttragfähigkeit, statische Tragfähigkeit) der Träger zum Versagenszeitpunkt zu berücksichtigen. Die Rissbilder der I-Träger und die Belastungsart der jeweiligen Trägerhälfte bei Versagen sind in Bild 3-39 angegeben.

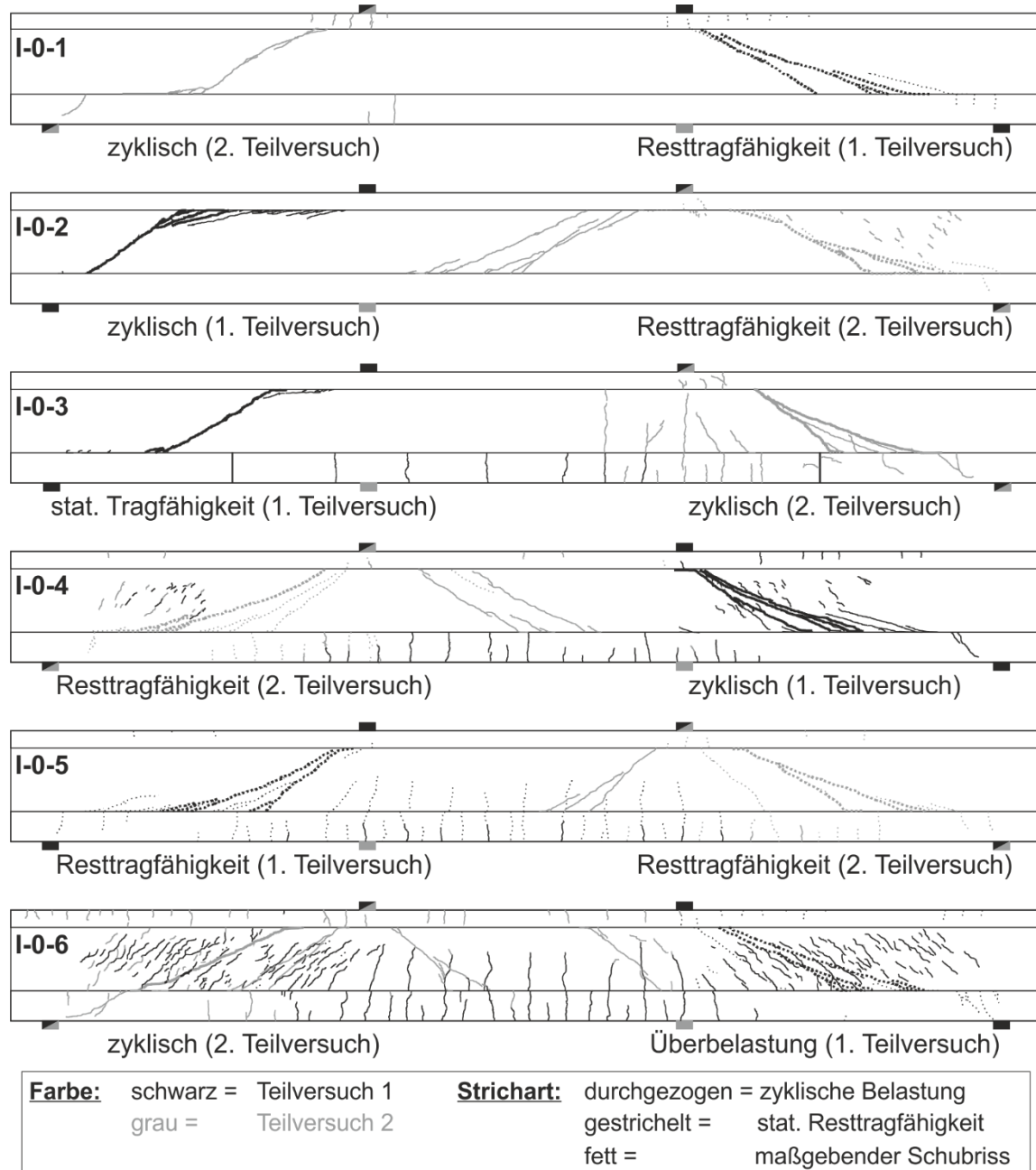


Bild 3-39: Rissbilder der I-Träger ohne Querkraftbewehrung

Bei den I-Trägern wurde in fünf Versuchen (I-0-1a, I-0-2b, I-0-4b, I-0-5a, I-0-5b) die statische Resttragfähigkeit nach vorheriger zyklischer Belastung ermittelt. In fünf weiteren Versuchen trat ein zyklisches Querkraftversagen ein (I-0-1b, I-0-2a, I-0-3b, I-0-4a, I-0-6b) und in Versuch I-0-6a erfolgte ein unplanmäßiges Querkraftversagen aufgrund einmaliger Überbelastung infolge eines Steuerungsfehlers der Prüfmaschine.

Die I-Träger versagten unabhängig von der Belastungsart aufgrund eines Schubzugversagens mit diagonaler Schubrissbildung im Steg. Die Neigung der Schubriss gegenüber der Horizontalen variierte zwischen 22° und 36° und weicht somit nur geringfügig von dem bei der Anordnung der Messtechnik angenommen Winkel der Hauptdruckspannungsrichtung von 30° ab. Ein Einfluss der Belastungsart auf den Risswinkel konnte nicht beobachtet werden. Mit zunehmender Lastwechselzahl entstanden bei den Trägern I-0-4 und I-0-6 mehrere kurze Haarrisse im Steg mit Rissbreiten kleiner als 0,05 mm. Die Haarrisse wiesen eine größere Neigung auf als die für das zyklische und statische Querkraftversagen maßgebenden Diagonalarisse. Das zyklische Versagen erfolgte ähnlich wie bei der Bestimmung der Resttragfähigkeit aufgrund der fehlenden Querkraftbewehrung schlagartig ohne augenscheinliche Vorankündigung.

Bei den T-Trägern konnten aufgrund der Lastwechsel im ersten Teilversuch sowie den daraus resultierenden Biege- und Schubrissen keine Drei-Punkt-Biegeversuche durchgeführt werden (Bild 3-40). An einem Träger wurde die statische Resttragfähigkeit nach vorheriger zyklischer Belastung ermittelt (T-0-3a) und in einem Versuch (T-0-3Ra) versagte der Träger infolge Querkraftermüdung. Trotz ausgeprägter Biegeriss- und Schubrissbildung trat in fünf Versuchen unter den aufgebrauchten Lasten kein Versagen ein. Die Träger wiesen jeweils Biegerisse in Trägermitte sowie geneigte Schubriss zwischen Lasteinleitung und Auflager auf. Aufgrund des schlagartigen Versagens des Trägers T-0-3 unter statischer Belastung mit großflächigen Betonabplatzungen wurde in den restlichen Versuchen die Resttragfähigkeit nicht bestimmt, um eine Beschädigung der Messtechnik zu vermeiden.

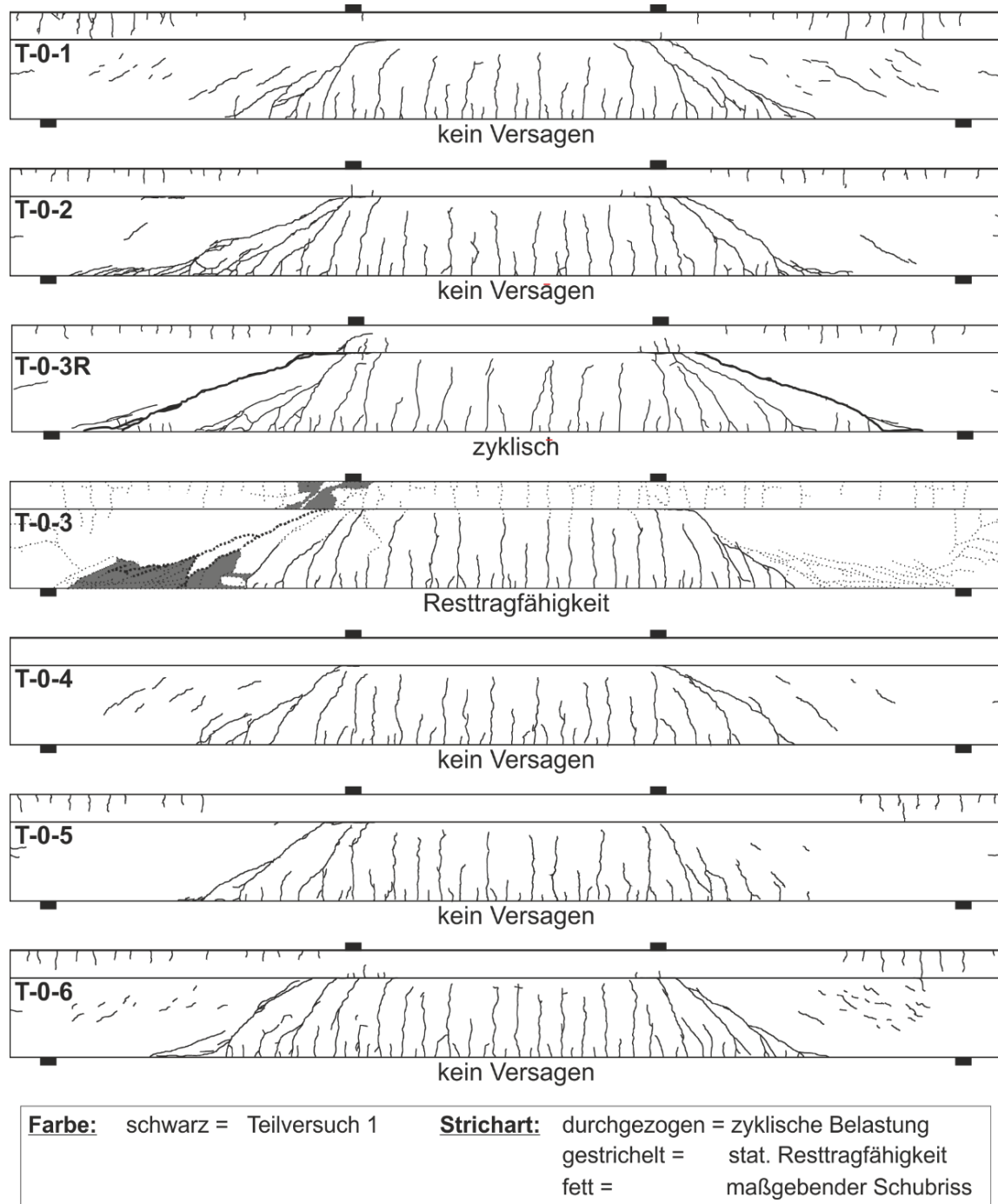


Bild 3-40: Rissbilder der T-Träger ohne Querkraftbewehrung

Das Versagen des Trägers T-0-3 unter statischer Belastung nach zyklischer Vorbelastung stellte sich in Form eines Biegeschubversagens in einer Trägerhälfte ein. Bis zu einer Entfernung von etwa 1 m von der Lasteinleitung entstanden hierbei Biegerisse an der Unterseite des Querschnitts. Der Spannungszuwachs der Spannglieder führte zur Bildung horizontaler Risse im Steg im Spannkrafteinleitungsbereich.

3.7.2.3 Zyklisches Querkrafttragverhalten

I-Träger

Das Querkraftversagen der I-Träger unter zyklischer Belastung erfolgte schlagartig und ohne augenscheinliche Vorankündigung. In Bild 3-41a ist exemplarisch die Durchbiegung des Trägers I-0-4 im ersten Teilversuch unter der einwirkenden Ober- und Unterlast in Abhängigkeit der Lastwechselzahl dargestellt. Die Messstelle WD1 befindet sich unterhalb der Lasteinleitung in der Trägerhälfte, in der nach $4,502 \cdot 10^6$ Lastwechseln ein zyklisches Querkraftversagen erfolgte.

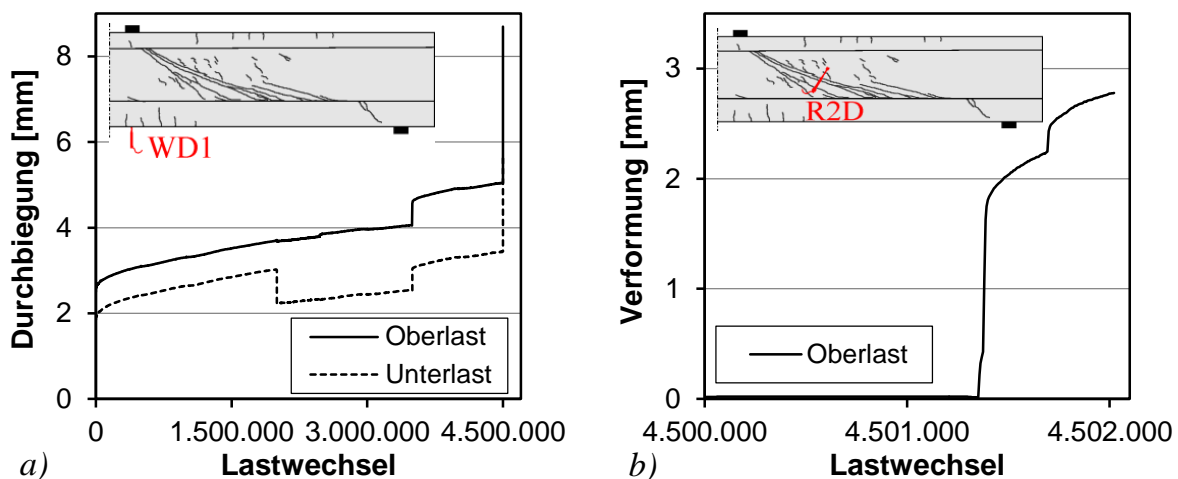


Bild 3-41: Versuch I-0-4a: a) Durchbiegung; b) Schubrissbreite

Die Durchbiegung unter Oberlast erhöhte sich kontinuierlich mit zunehmender Lastwechselzahl, und der Durchbiegungszuwachs verlief bis kurz vor Versagen annähernd konstant. Lediglich während der ersten 120.000 Lastwechsel war ein geringfügig größerer Zuwachs zu beobachten. Die sprunghafte Durchbiegungszunahme nach $3,5 \cdot 10^6$ Lastwechseln ist auf die Erhöhung der Oberlast zurückzuführen. Bei der Erhöhung der Querkraftschwingbreite nach $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln durch Verringerung der Unterlast hingegen blieb der Durchbiegungszuwachs annähernd unverändert. Während der letzten 600 Lastwechsel vergrößerte sich die Durchbiegung überproportional auf mehr als 8,0 mm aufgrund einer schlagartigen Diagonalrissbildung im Steg, die zum Versagen des Trägers führte.

In Bild 3-41b ist die Verformung des senkrecht zum maßgebenden Versagensriss verlaufenden Wegaufnehmers R2D während der letzten 2.000 Lastwechsel des Versuchs I-0-4a dargestellt. Nach $4,5013 \cdot 10^6$ Lastwechseln entstand schlagartig ein Schubriss mit einer Rissbreite von etwa 2,0 mm. Weitere 300 Lastwechsel später bildete sich ein zweiter Schubriss innerhalb des 200 mm langen Messbereichs des Wegaufnehmers und führte zum letztendlichen Versagen des Trägers nach insgesamt $4,502 \cdot 10^6$ Lastwechseln. Das Rissbild der zugehörigen Trägerhälfte im Versuch kurz vor Entstehung des maßgebenden Schubrisses und nach Beendigung des Versuchs I-0-4a ist in Bild 3-42 dargestellt.

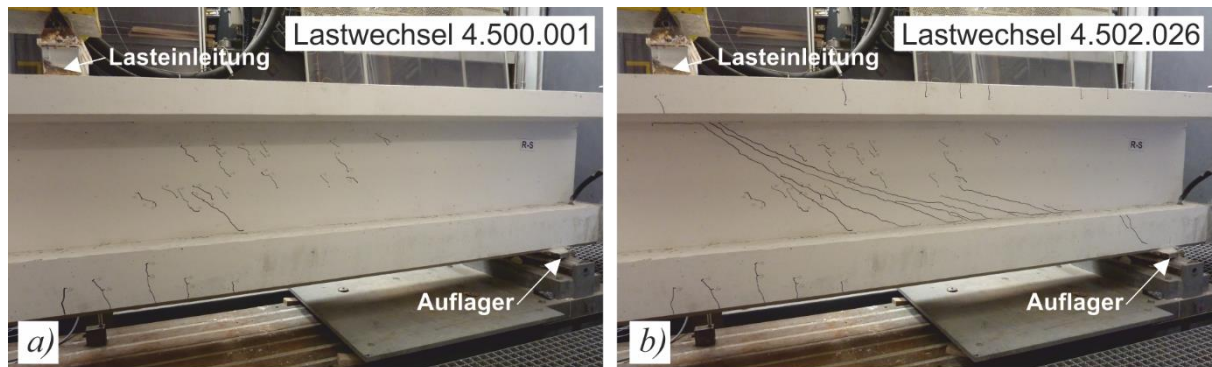


Bild 3-42: Rissbild Versuch I-0-4a: a) vor Schubrissbildung; b) nach Schubrissbildung

Die Rissbildung wurde neben der kontinuierlichen Messwerverfassung (WA, DMS) in Abhängigkeit der Messphase (Kapitel 3.5.5) in regelmäßigen Abständen visuell überprüft. Vorhandene Risse wurden jeweils durch Nachzeichnen des Verlaufs unmittelbar neben dem Riss unter Angabe der aktuellen Lastwechselzahl gekennzeichnet. Unabhängig von den nach $4,5 \cdot 10^6$ Lastwechseln vorhandenen vereinzelt kurzen diagonalen Haarrissen im Steg bildeten sich innerhalb von etwa 2.000 Lastwechseln die für das Versagen maßgebenden Schubrisse im Bereich der Messstelle R2D aus.

In Bild 3-43 sind die Lage der Messstellen D4O-Q, D4M-Q und D4U-Q und des maßgebenden zyklischen Schubrisses in Versuch I-0-2a dargestellt.

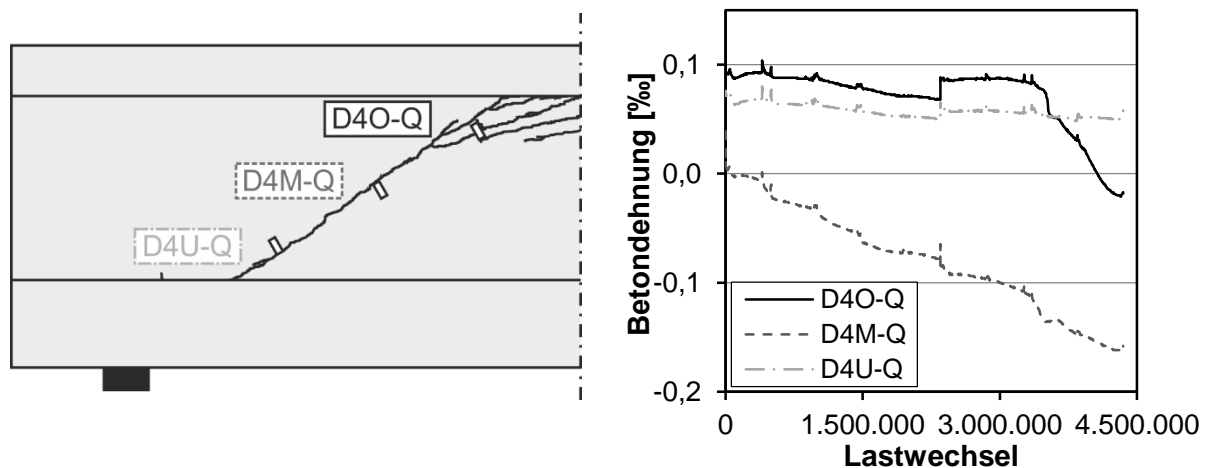


Bild 3-43: Versuch I-0-2a: a) Lage der DMS; b) Betondehnungen unter Oberlast

Der Schubriss befand sich maximal etwa 1 cm von den in unterschiedlichen Höhen angeordneten Messstellen entfernt und verlief senkrecht zur jeweiligen Messrichtung. Bei den angegebenen Betondehnungen unter Oberlast wurden die Dehnungen infolge Vorspannung nicht berücksichtigt. Die Betondehnungen im unteren Bereich des Stegs (D4U-Q) blieben bis zum Versagen annähernd konstant. Abweichend hiervon ist im oberen Bereich des Stegs (D4O-Q) eine ausgeprägte Verringerung der Betondehnung ab etwa $3,4 \cdot 10^6$ Lastwechseln zu erkennen. Dies lässt sich auf eine augenscheinlich

nicht sichtbare Mikrorissbildung unter zyklischer Belastung in der Nähe der Messstelle zurückführen, die zu einer lokalen Verringerung der übertragbaren Zugspannungen bzw. Dehnungen führt. Ausgehend von diesem oberen Stegbereich entwickelte sich nach $4,35 \cdot 10^6$ Lastwechseln schlagartig der für das Ermüdungsversagen maßgebende Schubriss.

Die Dauer der Mikrorissbildung bis zum Versagen scheint von der aufgetragenen Querkraftschwingbreite abzuhängen. Bei Versuch I-0-2a betrug diese bei Beginn der Mikrorissbildung etwa 7 % der statischen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ct}$ nach dem Hauptzugspannungskriterium. Der Träger I-0-1 mit identischer Vorspannung wurde in der letzten Belastungskombination des zweiten Teilversuchs mit einer Querkraftschwingbreite von $0,25 \cdot V_{Rm,ct}$ beansprucht. Das Verhältnis $V_{max}/V_{Rm,ct}$ befindet sich mit 0,78 bzw. 0,74 bei den Versuchen I-0-1b und I-02a auf einem vergleichbaren Niveau. Der nach $7,23 \cdot 10^6$ Lastwechseln schlagartig entstandene Schubriss bei Träger I-0-1b verläuft mit einem Winkel von 30° parallel zu den in unterschiedlichen Höhenlagen angeordneten Messstellen D3O-Q, D3M-Q und D3U-Q und somit senkrecht zur Messrichtung (Bild 3-44).

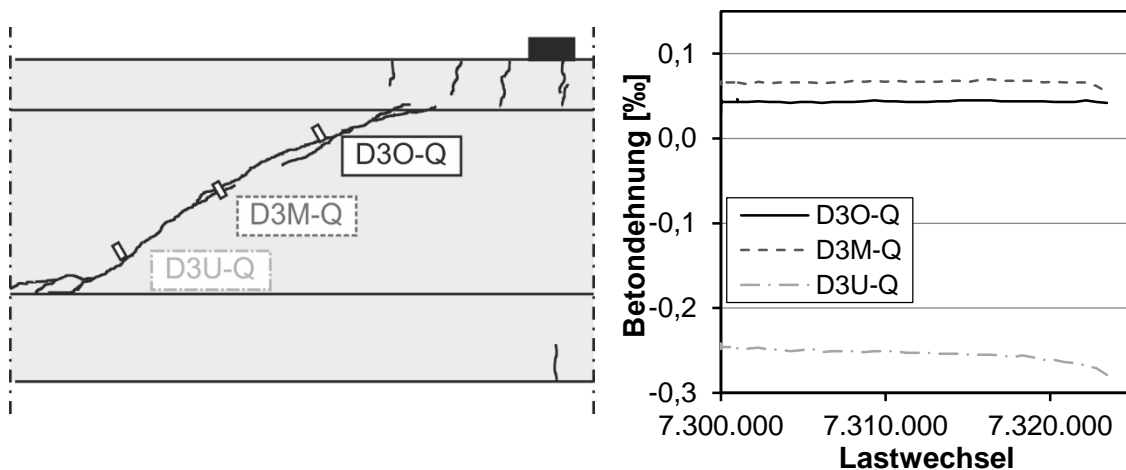


Bild 3-44: Versuch I-0-1b: a) Lage der DMS; b) Betondehnungen unter Oberlast

Während in Versuch I-0-2a bei der geringeren Querkraftschwingbreite die Phase der Mikrorissbildung mit einhergehender Verringerung der Querkraftdehnungen in Rissnähe (D4O-Q) etwa 950.000 Lastwechsel andauerte, ist bei Versuch I-0-1b lediglich für die letzten ca. 5.000 Lastwechsel vor Versagen eine geringfügige Abnahme der Dehnungen an der Messstelle D3U-Q zu erkennen. Hierbei sind jedoch die zuvor aufgetragenen Belastungskombinationen und ertragenen Lastwechsel zu berücksichtigen.

Der Einfluss der Querkraftschwingbreite bei einer Oberlast von 70 % der statischen Querkrafttragfähigkeit wurde in Versuch I-0-1a untersucht. Hierbei betrug die Querkraftschwingbreite $0,065 \cdot V_{Rm,ct}$ bzw. nach $2,4 \cdot 10^6$ Lastwechseln $0,22 \cdot V_{Rm,ct}$. In Bild 3-45a ist der Verlauf der auf Basis der Wegaufnahmeerrossetten R1 und R2 nach

Gleichung (3-6) ermittelten Hauptdruckspannungswinkel φ unter der einwirkenden Oberlast dargestellt.

$$\varphi = \frac{1}{2} \cdot \arctan\left(\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}\right) \quad (3-6)$$

$$\text{mit: } \sigma_x = \frac{E_{cm,tm}}{(1+\mu)(1-2\mu)} [(1-\mu)\varepsilon_x + \mu\varepsilon_y]$$

$$\sigma_y = \frac{E_{cm,tm}}{(1+\mu)(1-2\mu)} [(1-\mu)\varepsilon_y + \mu\varepsilon_x]$$

$$\tau_{xy} = \frac{E_{cm,tm}}{(1+\mu)} \varepsilon_{xy}$$

Bei der Ermittlung der Spannungen σ_x und σ_y in horizontaler bzw. vertikaler Richtung sowie den Schubspannungen τ_{xy} wurden die bei Aufbringen der Wegaufnehmer vorliegenden Verformungen infolge Vorspannung berücksichtigt und eine Querdehnzahl von $\mu = 0,2$ angenommen.

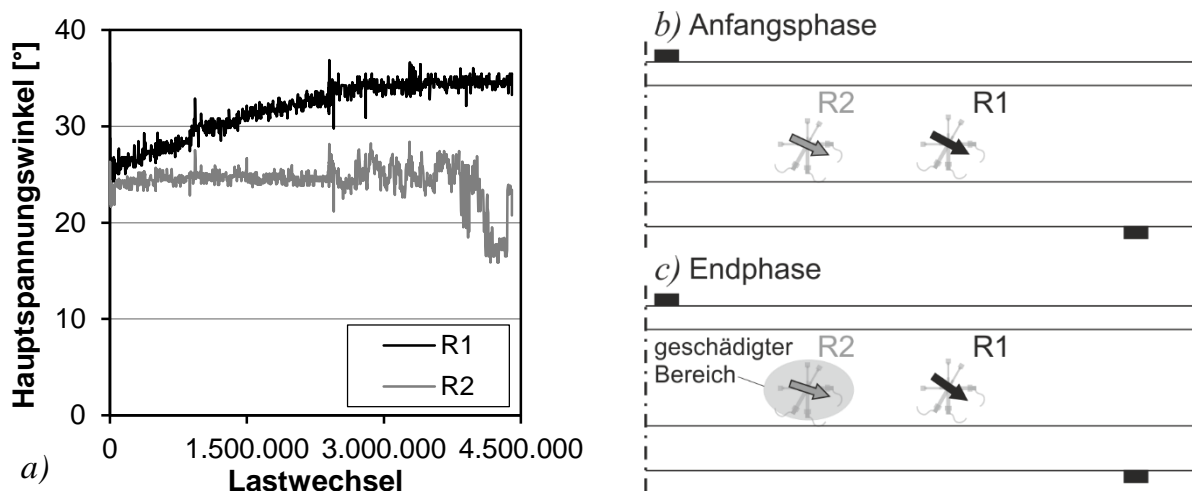


Bild 3-45: Hauptdruckspannungswinkel Versuch I-0-1a: a) berechnete Werte; b) Verlauf Anfangsphase; c) Verlauf Endphase

Der Verlauf der Hauptdruckspannungswinkel zeigt eine Änderung des Lastabtrags mit zunehmender Lastwechselzahl. Bei Versuchsbeginn verliefen die Hauptdruckspannungen im Bereich der Rosetten zunächst unter annähernd gleicher Neigung von etwa 25°. Während der Hauptdruckspannungswinkel der Messstelle R1 anschließend kontinuierlich zunahm und vor Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit nach $4,4 \cdot 10^6$ Lastwechseln 35° betrug, verringerte sich die Neigung der Hauptdruckspannung der Messstelle R2 bis zum Ende des ersten Teilversuchs auf ca. 17°. Dies ist vermutlich auf eine lokale Schädigung des Betons (Mikrorissbildung) infolge der zyklischen Beanspruchung im Bereich der Messrosette R2 zurückzuführen. Neben dem Verlauf der

Hauptdruckspannungswinkel unter zyklischer Belastung deutet auch die Lage des maßgebenden Schubrisses (Bild 3-39) bei der anschließenden Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit auf die lokale Schädigung hin. So erfolgte das Querkraftversagen infolge diagonaler Schubrissbildung im Steg ausgehend von einem Schubriss im Bereich der Messstelle R2.

T-Träger

Aufgrund des unterschiedlichen Verhältnisses von Biegelängs- und Schubspannungen weichen die Schubrissbildung unter zyklischer Beanspruchung und das Ankündungsverhalten der T-Träger von dem zuvor beschriebenen Verhalten der I-Träger ab. Die in den Versuchen beobachteten zyklischen Schubrisse lassen sich hinsichtlich ihrer Entstehung und Ursache in drei Arten unterteilen. Eine anschauliche Darstellung der Rissarten ermöglichen die mit dem photooptischen Messverfahrens Aramis /Ara05/ ermittelten Dehnungen des Trägers T-0-1 in Hauptdehnungsrichtung ε_{HF} unter Oberlast (Bild 3-46). Das Messfeld ($h = 26 \text{ cm}$, $b = 35 \text{ cm}$) befand sich in der unteren Trägerhälfte etwa 0,6 m von der Lasteinleitung entfernt, um gezielt den Bereich mit vorhandenen Biegerissen und Randzugspannungen zu untersuchen.

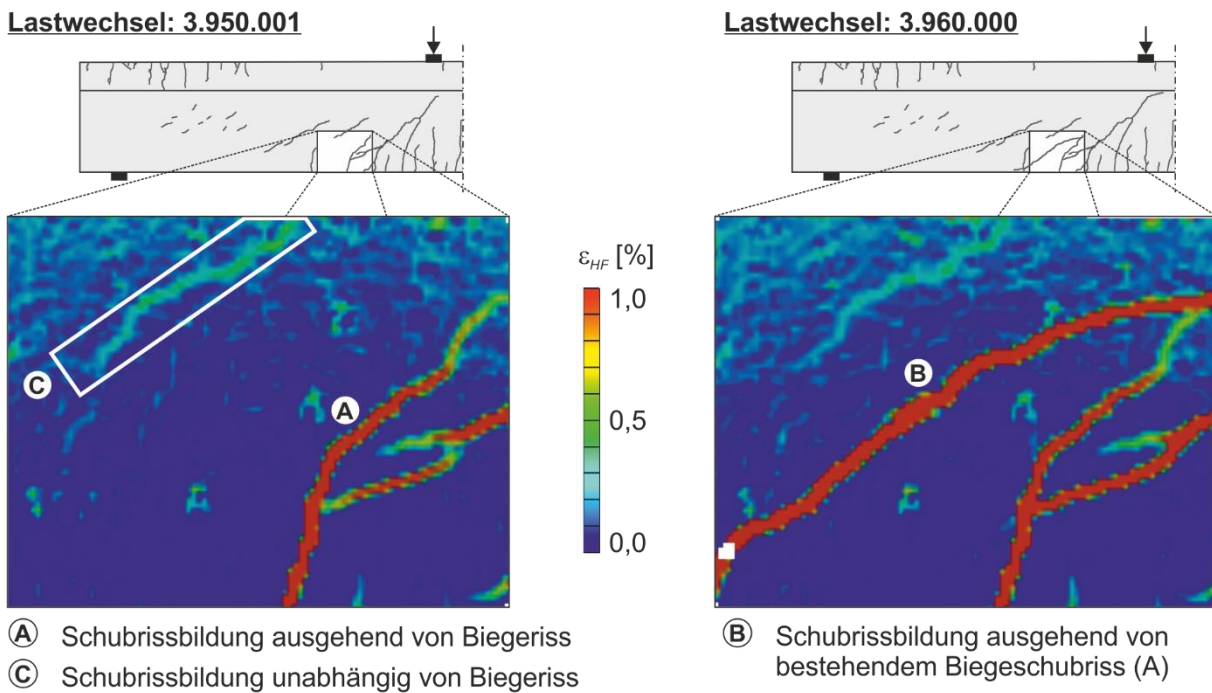


Bild 3-46: Photooptisch ermittelte Dehnungen des Trägers T-0-1 in Hauptdehnungsrichtung unter Oberlast

Mit zunehmender Lastwechselzahl stellte sich eine Schubrissbildung ausgehend von zuvor unter statischer oder zyklischer Belastung entstandenen Biegerissen ein (A). Nach Aufbringen weiterer Lastwechsel bildeten sich ausgehend von diesen Biegeschubrissen neue Schubrisse, die sich vom mittleren Stegbereich bis an die Trägerunterseite in den Bereich mit Randzugspannungen ausbreiteten (B), d.h. mit einem Rissfortschritt in umgekehrter Richtung wie bei der Rissart (A). Beide Rissarten können

der Gruppe der Biegeschubrisse zugeordnet werden. Neben den Biegeschubrisen sind bei den Plattenbalkenquerschnitten ebenfalls die in den Versuchen an I-Trägern beobachteten diagonalen Schubzugrisse aufgetreten (C). Sie entstanden im Steg unabhängig von Biegerissen und erreichten auch bei weiterem Rissfortschritt nicht den Biegezugrand wie Rissart B.

Die Entwicklung der Biegeschubrisse unter zyklischer Beanspruchung war in den durchgeführten Untersuchungen unabhängig von der Vorspannkraft, da diese überwiegend das Lastniveau der Schubrissebildung beeinflusst. In Bild 3-47 ist exemplarisch die Biege- und Schubrissebreitenentwicklung unter Oberlast in Versuch T-O-6a dargestellt. Die Biegerissbreite in der linken Trägerhälfte (WBT8) betrug nach dem ersten Lastwechsel 0,11 mm und vergrößerte sich kontinuierlich bis Versuchsende auf einen Wert von 0,93 mm. Hierbei war zu Beginn der beiden untersuchten Querkraftschwingbreiten bei gleicher Oberlast jeweils ein erhöhter Rissbreitenzuwachs zu erkennen, der sich mit zunehmender Lastwechselzahl verringerte. Dies betrifft ebenfalls die Rissbreitenentwicklung des zum Biegeriss zugehörigen Biegeschubrisses (R5D). So konnte die Belastung trotz einer Schubrissebreite von mehr als 3 mm bei Versuchsende in der linken Trägerhälfte ohne Versagen aufgebracht werden.

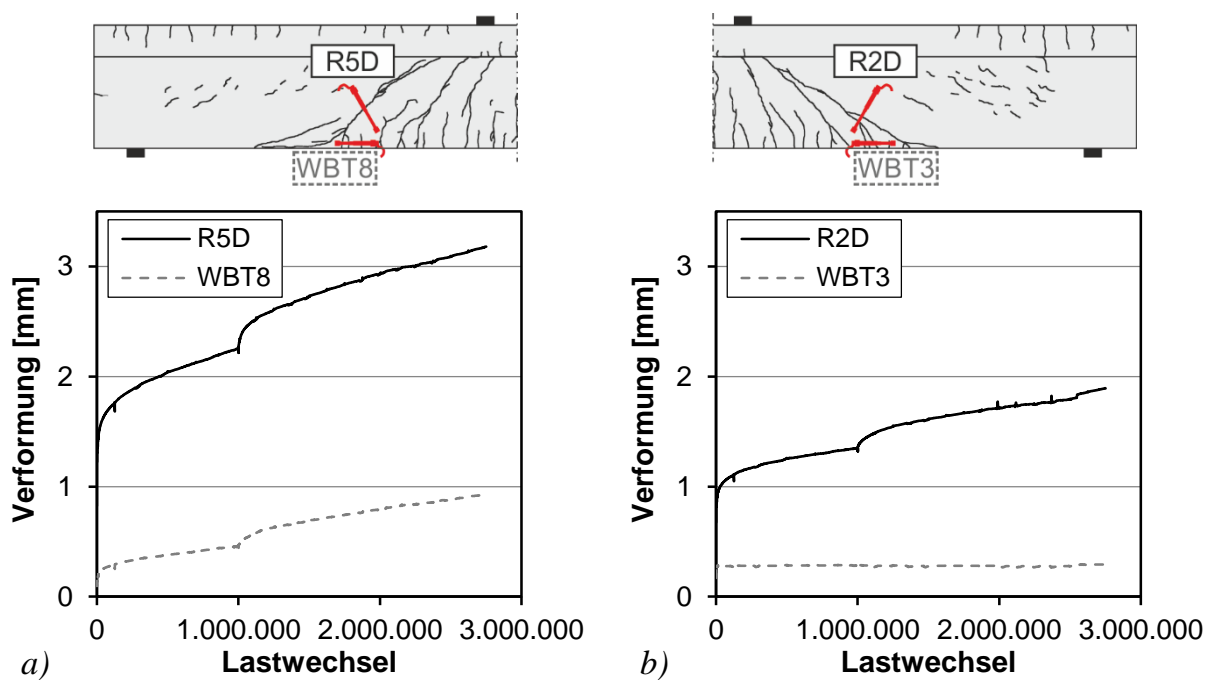


Bild 3-47: Biege- und Schubrissebreiten in Versuch T-O-6a unter Oberlast: a) linke Trägerhälfte; b) rechte Trägerhälfte

In der rechten Trägerhälfte (Bild 3-47b) verlief die Schubrissebreitenentwicklung mit einer Rissbreite von etwa 1,9 mm bei Versuchsende analog (R2D). Die gemessene Rissbreite des zugehörigen Biegerisses (Rissart A) betrug unabhängig von der Lastwechselzahl etwa 0,3 mm. Dies ist auf die Entstehung eines neuen Biegeschubrisses (Rissart B) außerhalb der Messlänge des Wegaufnehmers zurückzuführen, der sich mit zunehmender Lastwechselzahl aufweitete.

In Versuch T-0-3Ra trat ein zyklisches Querkraftversagen ein, dessen Entwicklung anhand von Messwerten nachvollzogen werden kann. Die gemessenen Verformungen der diagonal angeordneten Wegaufnehmer R4D, R5D und R6D in Versuch T-0-3Ra sowie deren Lage sind in Bild 3-48 dargestellt.

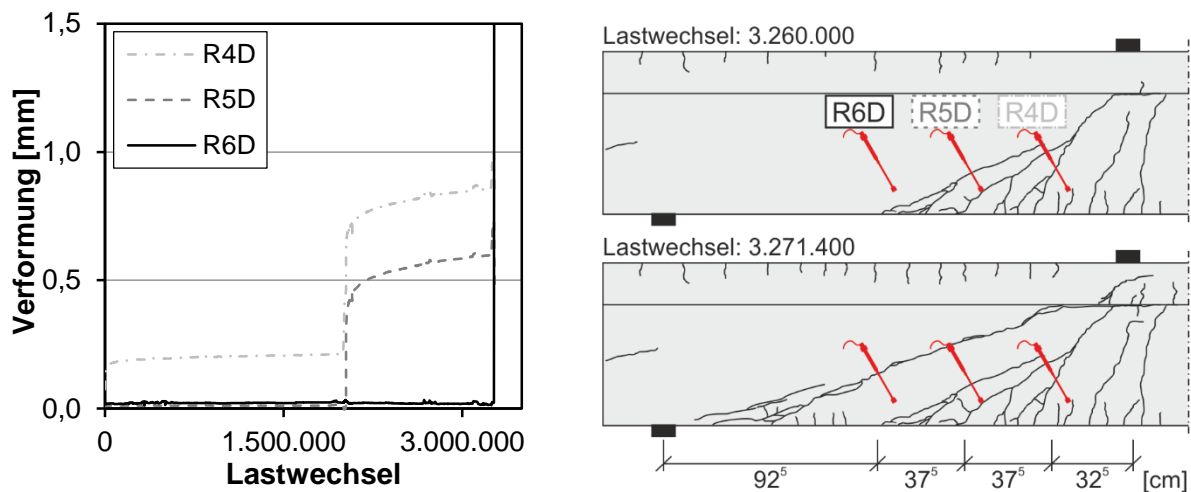


Bild 3-48: Gemessene Schubrissbreiten in Versuch T-0-3R unter Oberlast und Lage der Messstellen

Unter der ersten untersuchten Belastungskombination entstand ausgehend von einem Biegeriss in Nähe der Lasteinleitung ein geneigter Biegeschubriss mit einer Breite von etwa 0,2 mm, der die Messstelle R4D kreuzt. Etwa 25.000 Lastwechsel nach Erhöhung der Querkraftschwingbreite bei Lastwechsel $2,0 \cdot 10^6$ bildete sich im Bereich der Messstelle R5D ein ca. 0,2 mm breiter Schubriss, dessen Breite sich bis vor Beginn der letzten Belastungskombination auf einen Wert von 0,6 mm vergrößerte. Gleichzeitig war ebenfalls ein Zuwachs der Verformungen der Messstelle R4D festzustellen. Nach $3,25 \cdot 10^6$ Lastwechseln wurde bei unveränderter Querkraftschwingbreite die Oberlast erhöht und der Träger versagte nach insgesamt $3,271 \cdot 10^6$ Lastwechseln aufgrund einer schlagartigen Schubrissbildung im Bereich der auflagernahen Messstelle R6D. Eine vorherige Biegerissbildung an der Trägerunterseite auf einer Länge von ca. 1 m vom Auflager konnte nicht beobachtet werden. Der versagensmaßgebende Schubriss kann somit vermutlich auf die Überschreitung der Betonzugfestigkeit im Steg mit einhergehender Schubzugrissbildung zurückgeführt werden. Im Gegensatz zu den höher vorgespannten Versuchsträgern T-0-1, T-0-2 und T-0-6 sowie Träger T-0-4 konnte eine Ankündigung der Diagonalrissbildung im Steg augenscheinlich nicht beobachtet werden.

Zum Vergleich sind in Bild 3-49 die Betonquerzugdehnungen der Messstellen D4M-Q und D4O-Q des Trägers T-0-1 unter Oberlast dargestellt. Die Messstellen befanden sich im Steg senkrecht zu den diagonalen Schubzugrissen, die infolge der zyklischen Beanspruchung mit zunehmender Lastwechselzahl entstanden sind. Die ersten sichtbaren Risse entstanden hierbei nach etwa $1,5 \cdot 10^6$ Lastwechseln. Die Rissbreiten, die regelmäßig mit einem Rissbreitenlineal gemessen wurden, waren in der Regel kleiner als 0,05 mm, sodass sie als Haarrisse bezeichnet werden können. Im oberen Bereich des

Stegs, der keine augenscheinlichen Diagonalrisse aufwies, blieben die gemessenen Dehnungen (D4O-Q) über die gesamte Versuchsdauer mit Werten von etwa 0,06 % annähernd konstant. Abweichend hiervon ist eine deutliche Änderung der Betondehnungen in Stegmitte (D4M-Q) in Abhängigkeit der Lastwechselzahl zu erkennen, die sich unter anderem auf die Entstehung der diagonalen Schubzugrisse zurückführen lässt. Nach etwa $1,0 \cdot 10^6$ Lastwechseln erhöhten sich die Querszugdehnungen bis zum Ende der ersten Belastungskombination bei $3,95 \cdot 10^6$ Lastwechseln kontinuierlich und die ersten Diagonalrisse im Steg entstanden.

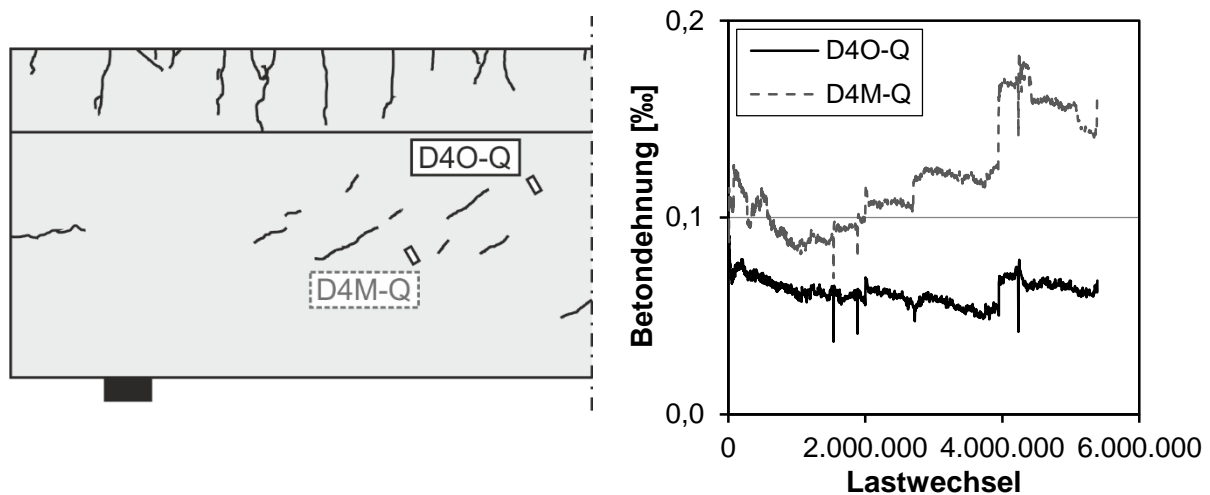


Bild 3-49: Gemessene Betonquerzugdehnungen in Versuch T-0-1 unter Oberlast und Lage der Messstellen

Die Erhöhung der Oberlast bei unveränderter Querkraftschwingbreite nach $3,95 \cdot 10^6$ Lastwechseln führte zu einer schlagartigen Zunahme der Dehnungen. Aufgrund eines Schubrisses nach etwa $4,3 \cdot 10^6$ Lastwechseln direkt neben der Messstelle D4M-Q sowie fortschreitender Rissbildung verringerte sich die Dehnung anschließend bis zum Versuchsabbruch.

3.7.2.4 Statisches Querkraftversagen

Das Querkraftversagen der I-Träger unter statischer Belastung stellte sich wie das Versagen unter zyklischer Belastung schlagartig und ohne augenscheinliche Vorankündigung ein. Dies betrifft sowohl die statische Resttragfähigkeit (I-0-1a, I-0-2b, I-0-4b, I-0-5a, I-0-5b) als auch die statische Querkrafttragfähigkeit (I-0-3a). In Bild 3-50a ist die Verformung des diagonalen Wegaufnehmers R3D im Steg bis zum Versagen bei Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit in Versuch I-0-5a dargestellt. Bis zur Bruchquerkraft von 153 kN stieg die Verformung über die Messlänge von 200 mm nahezu linear auf einen Wert von etwa 0,02 mm an. Da die schlagartig entstandenen Risse die Messstelle R3D rechtwinklig kreuzen, entspricht die gemessene Verformung den Schubrissbreiten. Diese betrug direkt nach Rissbildung etwa 0,6 mm, wobei die aufnehmbare Last abfiel und eine weitere Laststeigerung nicht mehr möglich war.

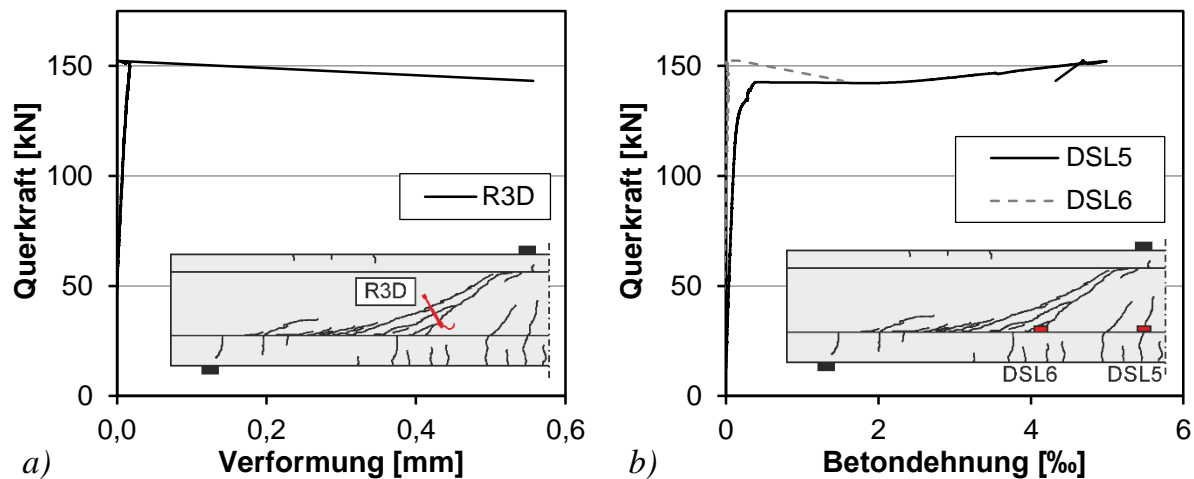


Bild 3-50: Versuch I-0-5a: a) Schubrissbreite; b) Längsdehnungen in Höhe des Steganschnitts

Der maßgebende diagonale Schubriss im Steg entstand schlagartig, unabhängig von einer vorhergehenden Biegerissbildung (Bild 3-50b). Die Betonlängsdehnungen in Höhe des Übergangs zwischen Untergurt und Steg wurden mit Beton-DMS gemessen, die auf dem Steg aufgeklebt waren. Hierdurch kann der Zeitpunkt des Biegerissfortschritts vom Untergurt in den Steg erfasst werden. Die vorliegenden Verformungen infolge Vorspannung bei Aufbringen der DMS sind in Bild 3-50b vernachlässigt. Bis zu einer Belastung von 125 kN erhöhte sich die Dehnung der Messstelle DSL5 unterhalb der Lasteinleitung annähernd linear auf einen Wert von etwa 0,15 ‰. Mit weiterer Lasterhöhung erfolgte aufgrund der Biegerissbildung im Bereich der Messstelle eine überproportionale Dehnungszunahme bis zum Versagen. Die Messstelle DSL6 in einer Entfernung von 65 cm von der Lasteinleitung hingegen wies bis zum Erreichen der statischen Querkrafttragfähigkeit lediglich Dehnungen von etwa 0,02 ‰ auf. Erst nach der Schubrissbildung stieg die Dehnung schlagartig auf 1,5 ‰ an, da die Messstelle von dem im Steg entstandenen Schubriss gekreuzt wird.

Bei der statischen Erstbelastung des Trägers I-0-3 im ersten Teilversuch trat vor Erreichen der Oberlast ein schlagartiges Querkraftversagen ein. Somit wurde in Versuch I-0-3a die statische Querkrafttragfähigkeit ermittelt, die mit 74 kN etwa 44 % von $V_{Rm,ct}$ nach dem Hauptzugspannungskriterium entspricht und etwa 15 % über dem Wert des Ansatzes nach /DIN09b/ liegt. Das frühzeitige Versagen ist vermutlich auf eine lokale Verringerung der Zugfestigkeit infolge einer im lediglich 10 cm breiten Steg vorliegenden Fehlstelle (großes Überkorn mit Lufteinschluss) zurückzuführen.

Die statische Resttragfähigkeit des Plattenbalkenquerschnitts wurde in Versuch T-0-3a nach 500.000 Lastwechseln ermittelt und war mit einer Querkraft von 419,9 kN mehr als doppelt so groß wie der Mittelwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach /DIN09b/. In Bild 3-51a sind die Durchbiegungen des Trägers unterhalb der Lasteinleitung dargestellt. Die Anfangsverformungen resultieren aus der vorherigen zyklischen Belastung und der bereits vorhandenen Rissbildung sowie dem Kriechen des

Betons. Das Dekompressionsmoment des Trägers wurde bei ungefähr 100 kN erreicht, sodass der Kurvenverlauf anschließend abflacht. Mit zunehmender Belastung erfolgte sowohl die Bildung neuer Risse als auch die Aufweitung vorhandener Risse und die Durchbiegung erhöhte sich kontinuierlich. Bei einer Querkraft von 300 kN ist eine erneute Änderung des Durchbiegungsverlaufs zu erkennen. Diese ist unter anderem auf eine Änderung des Tragverhaltens (Sprengwerkwirkung) infolge der Schubrissbildung im Bereich der Messstelle R6D zurückzuführen (Bild 3-51b).

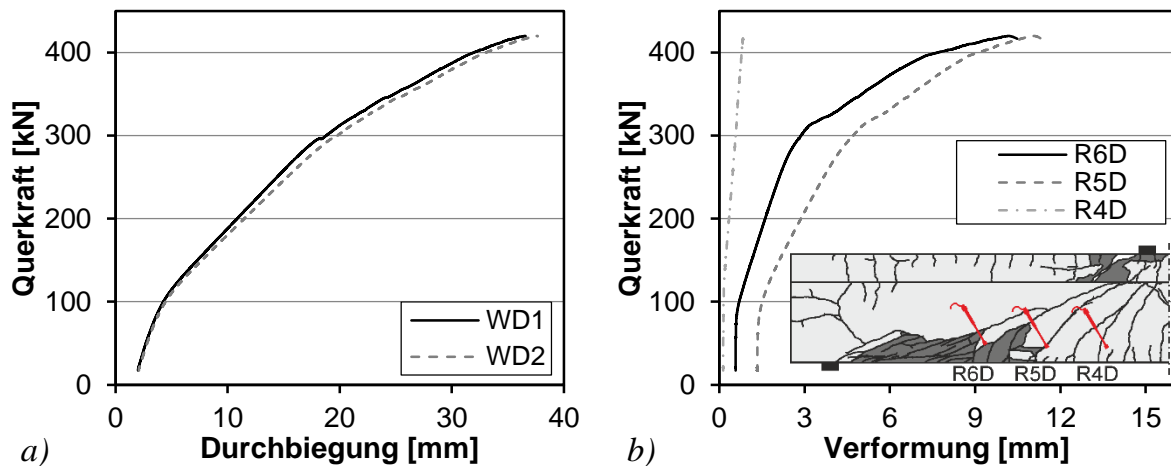


Bild 3-51: Resttragfähigkeit Versuch T-0-3: a) Durchbiegung; b) Schubrissbreiten

Bis zum Versagen erhöhten sich die gemessenen Diagonalverformungen auf mehr als 11 mm, wobei sich innerhalb der jeweiligen Messlänge mehrere Schubrisse befinden. Das Versagen erfolgte schlagartig durch Abplatzen des Betons infolge des Rissfortschritts der Schubrisse in den Obergurt unterhalb der Lasteinleitung und horizontal entlang der unteren Biegezugbewehrung.

3.7.3 Träger mit Querkraftbewehrung

3.7.3.1 Belastung

Die Festlegung der zyklischen Versuchslasten erfolgte sowohl anhand der ermittelten Schubrisslast V_{cr} bei statischer Erstbelastung als auch der rechnerischen Spannungsschwingbreiten der Bügelbewehrung $\Delta\sigma_{FB}$ nach /DIN09b/ und $\Delta\sigma_{Frey}$ nach /Fre84/, sodass ein Ermüdungsversagen der Bügelbewehrung sichergestellt war. Bei der Versuchsdurchführung kann zwischen Mehrstufenversuchen und Einstufenversuchen unterschieden werden.

Während in sechs Versuchen (I-15-1 bis I-15-3, I-22-1 bis I-22-3) mehrere unterschiedliche Belastungskombinationen (Mehrstufenversuch), analog zu den Versuchen an Trägern ohne Querkraftbewehrung, aufgebracht wurden, erfuhren die übrigen acht Träger eine konstante Belastung (Einstufenversuch). Im Folgenden erfolgt zunächst eine nähere Beschreibung der Belastungen der Mehrstufenversuche. In Bild 3-52 ist

exemplarisch die aufgebrauchte Querkraft in Abhängigkeit der Lastwechselzahl für den Träger I-22-3 dargestellt.

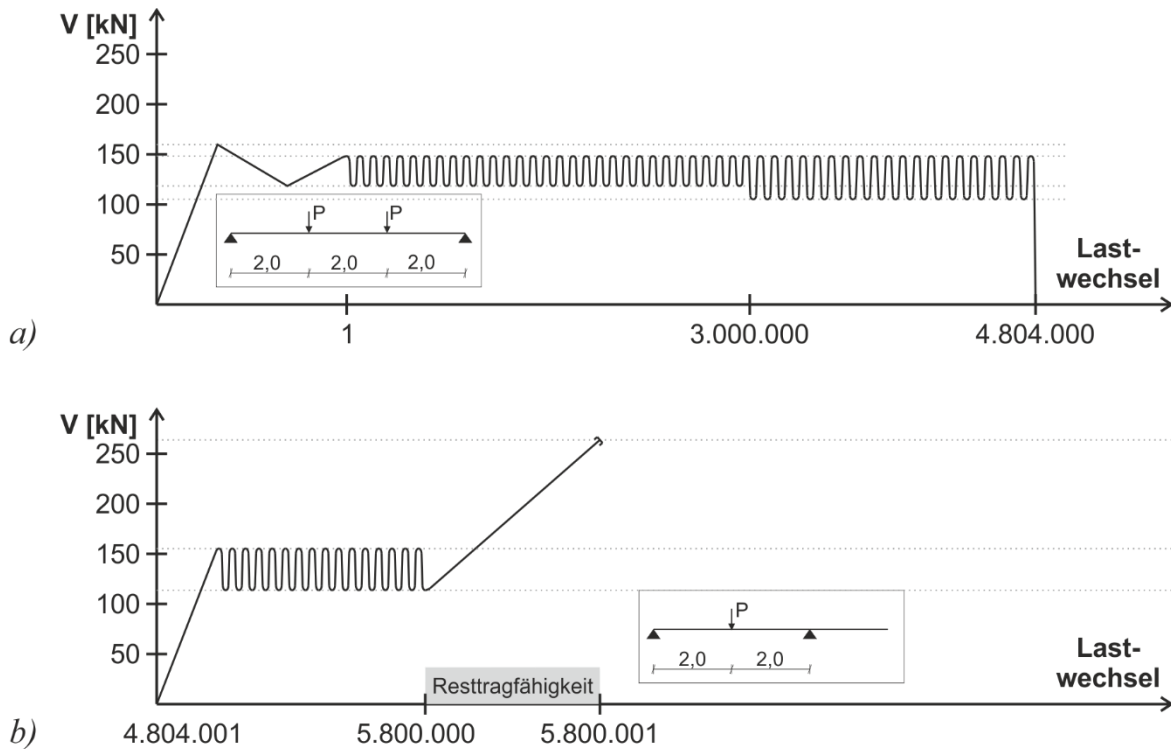


Bild 3-52: Einwirkende Querkraft Träger I-22-3: a) Teilversuch 1; b) Teilversuch 2

Die angegebenen Werte der einwirkenden Querkraft V gelten für einen Abstand von 1 m vom Auflager und berücksichtigen das Eigengewicht des Trägers sowie die Belastung aus der Lasteinleitungsstruktur. Die statische Schubrislast betrug 160 kN und weist eine gute Übereinstimmung mit dem rechnerischen Wert $V_{Rm,ct}^{(3-4)} = 167$ kN nach dem Hauptzugspannungskriterium auf (vgl. Tabelle 3.8). Die anschließend aufgebrauchte Oberlast von 148,3 kN entspricht 93 % der ermittelten Schubrislast und wurde im ersten Teilversuch konstant gehalten. Nach $3 \cdot 10^6$ Lastwechseln wurde die Schwingbreite, die insbesondere die Bruchlastspielzahl des Betonstahls beeinflusst, erhöht. Dies erfolgte durch eine Verringerung der Unterlast bei konstanter Oberlast, um ein statisches Versagen der vorgeschädigten Querkraftbewehrung zu vermeiden. . Nach insgesamt $4,8 \cdot 10^6$ Lastwechseln wurde der erste Teilversuch abgebrochen, da ein Großteil der Bügelbewehrung in einer Trägerhälfte gebrochen war. Dies konnte durch die kontinuierliche Erfassung der Bügeldehnungen beobachtet werden. Der Träger hielt allerdings weiterhin der Belastung ohne Versagen stand. Die zweite Trägerhälfte, die infolge des ersten Teilversuchs bereits vorgeschädigt war, wurde anschließend in einem Drei-Punkt-Biegeversuch zyklisch mit einer erhöhten Oberlast von 154,9 kN und einer Unterlast $V_{min} = 111,9$ kN belastet. Nach insgesamt $5,8 \cdot 10^6$ Lastwechseln wurde die statische Resttragfähigkeit des Trägers ermittelt.

In Tabelle 3.11 sind die untersuchten Belastungskombinationen und zugehörigen Lastwechselzahlen N_i der Mehrstufenversuche angegeben. Obwohl bei den Trägern

ein Großteil der Stegbewehrung gebrochen war, konnten die untersuchten Belastungen weiterhin ohne ein Versagen des Bauteils aufgenommen werden. Daher wurden die Versuche abgebrochen bzw. an fünf Trägern (I-15-2, I-15-3, I-22-1, I-22-2, I-22-3) die statische Resttragfähigkeit nach vorheriger zyklischer Belastung ermittelt. Die Versuche zur Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit der Trägerhälfte im Drei-Punkt-Biegeversuch, die nur im ersten Teilversuch belastet wurde, sind durch den Anhang „Trägernummer“b2 gekennzeichnet.

Tabelle 3.11: Belastungskombinationen, Lastwechselzahlen, Schwingbreiten und Versagensarten der Mehrstufenversuche (I-Träger mit Querkraftbewehrung)

Träger	V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	N_i [·10 ³]	ΣN_i [·10 ³]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]	Versagen ^{*)}
I-15-1a	181,8	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	148,0	134,0	1500	1500	116 ⁽²⁾	64 ⁽²⁾	78 ⁽²⁾	nein
	167,8	152,3	1500	3000	128 ⁽²⁾	73 ⁽²⁾	87 ⁽²⁾	nein
	167,8	135,3	1600	4600	269 ⁽²⁾	152 ⁽²⁾	182 ⁽²⁾	nein
	167,8	119,8	1110	5710	397 ⁽²⁾	225 ⁽¹⁾	269 ⁽²⁾	Abbruch
I-15-1b	160,4	112,4	500	6210	397 ⁽²⁾	223 ⁽¹⁾	269 ⁽²⁾	nein
	160,4	95,9	1175	7385	533 ⁽²⁾	300 ⁽¹⁾	361 ⁽¹⁾	Abbruch
I-15-2a	163,3	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	133,3	120,3	1000	1000	106 ⁽²⁾	60 ⁽¹⁾	71 ⁽²⁾	nein
	147,8	120,3	1100	2100	224 ⁽²⁾	129 ⁽¹⁾	150 ⁽²⁾	nein
	147,8	105,3	2098	4198	347 ⁽²⁾	199 ⁽¹⁾	232 ⁽¹⁾	nein
	147,8	110,3	67	4265	306 ⁽²⁾	176 ⁽¹⁾	205 ⁽¹⁾	Abbruch
I-15-2b	140,4	97,9	384	4650	347 ⁽²⁾	198 ⁽¹⁾	232 ⁽¹⁾	nein
	155,9	124,9	1000	5650	253 ⁽²⁾	146 ⁽¹⁾	169 ⁽²⁾	nein
	155,9	108,9	500	6150	383 ⁽²⁾	222 ⁽¹⁾	256 ⁽¹⁾	nein
	163,4	114,9	500	6650	396 ⁽²⁾	230 ⁽¹⁾	265 ⁽²⁾	nein
	177,4	124,4	85	6735	432 ⁽²⁾	254 ⁽¹⁾	289 ⁽²⁾	Abbruch
	203,4	-	0,001	6735	-	-	-	Rest.
I-15-3a	152,3	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	137,3	111,3	2000	2000	214 ⁽²⁾	127 ⁽¹⁾	144 ⁽²⁾	nein
	137,3	98,3	3500	5500	320 ⁽²⁾	191 ⁽¹⁾	216 ⁽¹⁾	nein
	157,8	132,8	507	6007	205 ⁽²⁾	124 ⁽²⁾	138 ⁽²⁾	nein
	157,8	127,8	50	6057	246 ⁽²⁾	149 ⁽²⁾	166 ⁽²⁾	nein
	157,8	122,8	100	6157	287 ⁽²⁾	174 ⁽¹⁾	194 ⁽²⁾	nein
	157,8	127,8	300	6457	246 ⁽²⁾	149 ⁽²⁾	166 ⁽²⁾	Abbruch

Fortsetzung auf nachfolgender Seite

Tabelle 3.11: (Fortsetzung)

Träger	V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	N_i [·10 ³]	ΣN_i [·10 ³]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]	Versagen ^{*)}
I-15-3b	150,4	115,4	943	7400	287 ⁽²⁾	173 ⁽¹⁾	194 ⁽²⁾	nein
	150,4	105,4	1000	8400	370 ⁽²⁾	222 ⁽¹⁾	249 ⁽¹⁾	nein
	160,4	115,4	500	8900	370 ⁽²⁾	224 ⁽¹⁾	249 ⁽²⁾	Abbruch
	209,5	-	0,001	8900	-	-	-	Rest.
I-15-3b2	210,3	-	0,001	6457	-	-	-	Rest.
I-22-1a	167,8	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	162,8	131,8	2000	2000	182 ⁽²⁾	103	131 ⁽¹⁾	nein
	162,8	116,3	2670	4670	273 ⁽²⁾	154	197 ⁽¹⁾	Abbruch
I-22-1b	157,4	110,9	830	5500	273 ⁽²⁾	153	197 ⁽¹⁾	nein
	187,4	140,9	500	6000	273 ⁽²⁾	158 ⁽¹⁾	197 ⁽¹⁾	Abbruch
	234,1	-	0,001	6000	-	-	-	Rest.
I-22-1b2	203,5	-	0,001	4670	-	-	-	Rest.
I-22-2a	157,9	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	145,3	120,8	60	60	145 ⁽²⁾	85	105	nein
	153,8	126,8	3500	3560	159 ⁽²⁾	95	116 ⁽¹⁾	nein
	153,8	107,3	6	3566	274 ⁽²⁾	164	199 ⁽¹⁾	nein
	153,8	126,8	1034	4600	159 ⁽²⁾	95	116 ⁽¹⁾	nein
	153,8	116,3	1300	5900	221 ⁽²⁾	132	161 ⁽¹⁾	nein
	182,8	145,3	287	6187	221 ⁽²⁾	135 ⁽¹⁾	161 ⁽¹⁾	Abbruch
I-22-2b	241,2	-	0,001	6187	-	-	-	Rest.
I-22-3a	159,8	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	148,3	117,8	3000	3000	180 ⁽²⁾	111	131 ⁽¹⁾	nein
	148,3	105,3	1805	4805	254 ⁽¹⁾	156	185 ⁽¹⁾	Abbruch
I-22-3b	154,9	111,9	995	5800	254 ⁽²⁾	157	185 ⁽¹⁾	Abbruch
	263,8	-	0,001	5800	-	-	-	Rest.

⁽¹⁾ σ_{sw} bei Oberlast > f_t ; ⁽²⁾ σ_{sw} bei Ober- und Unterlast > f_t

^{*)} Riss = statische Schubrislast; nein = kein Versagen; Abbruch = Großteil Bügel gebrochen – kein Trägerversagen; Rest. = statische Resttragfähigkeit

Die Querkräfte V_{max} und V_{min} wurden in einem Abstand von 1 m von der Lasteinleitung unter Berücksichtigung des Trägereigengewichts und der Lasteinleitungskonstruktion bestimmt. Die untersuchten Oberlasten in den Mehrstufenversuchen variierten zwischen 91 % und 183% des Werts $V_{Rm, sy, FB}$ (vgl. Tabelle 3.8), d.h. die rechnerische Bügelspannung σ_{sw} war in der Regel größer als die Zugfestigkeit des Betonstahls f_t . Ein entsprechendes statisches Versagen der Bügel bzw. Träger konnte in den Versuchen allerdings nicht beobachtet werden. Demnach unterschätzt der Ansatz nach /DIN09b/ die statische Tragfähigkeit der Träger mit Querkraftbewehrung erheblich.

Die Unterlasten wurden so festgelegt, dass sich nach /DIN09b/ rechnerische Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{FB,fat}$ im Bereich bzw. oberhalb der charakteristischen Ermüdungsfestigkeit bei $1 \cdot 10^6$ Lastwechseln von $\Delta\sigma_{Rsk} = 175 \text{ N/mm}^2$ nach /DIN09b/ erga-

ben. Die ermittelten Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{Frey}$ lagen bei allen Versuchsträgern deutlich unterhalb der rechnerischen Werte nach /DIN09b/. Zusätzlich sind in Tabelle 3.11 die rechnerischen Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{FB,stat}$ unter Annahme des Druckstrebenwinkels für statische Belastung nach /DIN09b/ angegeben (vgl. Tabelle 3.8), die jeweils zwischen den Werten $\Delta\sigma_{FB,fat}$ und $\Delta\sigma_{Frey}$ liegen. Die Spannungsschwingbreiten der Bügelbewehrung wurden nach Gleichung (2-18) ermittelt, wobei bei der Bestimmung der verschiedenen Druckstrebenwinkel jeweils die Mittelwerte der Materialkennwerte und der Vorspannung angesetzt wurden.

In den Einstufenversuchen wurden zwei unterschiedliche Oberlasten bzw. Spannungsschwingbreiten untersucht (vgl. Tabelle 3.2). Hierdurch konnte gezielt der Einfluss des Spannungsniveaus und der Spannungsschwingbreite auf das Tragverhalten untersucht werden. Die Oberlasten ($V_{max,1}$, $V_{max,2}$) lagen mit $0,9 \cdot V_{cr}$ und $1,1 \cdot V_{cr}$ sowohl unter- als auch oberhalb der Schubrislast. Die rechnerischen Spannungsschwingbreiten der Bügelbewehrung infolge ΔV_1 und ΔV_2 betragen unter Ansatz des statischen Druckstrebenwinkels $\theta_{FB,stat}$ etwa 200 N/mm^2 bzw. 250 N/mm^2 .

Tabelle 3.12: Belastungskombinationen, Lastwechselzahlen, Schwingbreiten und Versagensarten der Einstufenversuche (I-Träger mit Querkraftbewehrung)

Träger	V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	N_i [$\cdot 10^3$]	ΣN_i [$\cdot 10^3$]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]	Versagen ^{*)}
I-22-4a	143,2	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	129,0	85,0	3000	3000	261 ⁽¹⁾	160	191	nein
I-22-5a	162,4	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	144,3	87,3	3000	3000	337 ⁽¹⁾	205	245	nein
I-22-6a	152,0	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	167,3	123,3	3250	3250	261 ⁽¹⁾	163	190 ⁽¹⁾	Abbruch
I-22-7a	145,2	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	159,8	102,8	1000	1000	339 ⁽¹⁾	214	248 ⁽¹⁾	Abbruch
I-22-7b	159,8	102,8	852,6	1852,6	339 ⁽¹⁾	214	248 ⁽¹⁾	zykl.
I-33-1a	162,3	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	145,3	88,3	4475	4475	247	154	189	Abbruch
I-33-2a	161,8	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	145,3	70,0	1404	1404	326	202	249	Abbruch
I-33-3a	129,0	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	159,8	102,8	1487	1487	249 ⁽¹⁾	164	192	zykl.
I-33-3b	159,9	102,9	1013	2500	249 ⁽¹⁾	164	192	Abbruch
I-33-4a	161,8	-	0,001	0,001	-	-	-	Riss
	177,8	102,3	442	442	325 ⁽¹⁾	200	247	zykl.
I-33-4b	177,9	102,4	129	571	325 ⁽¹⁾	200	247	zykl.

⁽¹⁾ σ_{sw} bei Oberlast $> f_t$; ⁽²⁾ σ_{sw} bei Ober- und Unterlast $> f_t$

^{*)} Riss = statische Schubrislast; zykl = zyklisches Trägerversagen; nein = kein Versagen; Abbruch = Großteil der Bügel gebrochen – kein Trägerversagen; Rest. = statische Resttragfähigkeit

Im Gegensatz zu den Mehrstufenversuchen trat in vier Einstufenversuchen (I-22-7b, I-33-3a, I-33-4a, I-33-4b) aufgrund der größeren Beanspruchung ein zyklisches Versagen des Bauteils auf. Das endgültige Versagen ist auf den Rissfortschritt des Schubrisses in den Druckgurt unterhalb der Lasteinleitung bzw. den vorgespannten Zuggurt am Auflager zurückzuführen.

3.7.3.2 Versagensarten

In allen Versuchen an Spannbetonträgern mit Bügelbewehrung trat ein sukzessives Versagen der Stegbewehrung ein. Die Rissbilder der einzelnen Versuchsträger nach verschiedenen Lastwechselzahlen können dem Anhang entnommen werden. Nachfolgend wird zunächst das Tragverhalten unter zyklischer Querkraftbelastung beschrieben, bevor anschließend die Ergebnisse der Versuche zur Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit dargestellt werden.

3.7.3.3 Zyklisches Querkrafttragverhalten

Die zyklische Belastung führte zu einem sukzessiven Versagen der Bügelbewehrung mit gleichzeitiger Umlagerung der Querkräfte, Zunahme der Verformungen und Rissbreiten. Dieses Verhalten wird im Folgenden exemplarisch anhand des Versuchs I-33-3a beschrieben.

In Bild 3-53a ist die Rissentwicklung der Trägerhälfte dargestellt, die in Versuch I-33-3a nach $1,487 \cdot 10^6$ Lastwechseln zyklisch versagte. Bei den nach statischer Erstbelastung entstandenen Schubrissen erfolgte ein Wachstum sowohl in Richtung der Lasteinleitung als auch in Richtung des Auflagers. Charakteristisch sind insbesondere geneigte Risse im Untergurt des profilierten Trägers im Auflagerbereich sowie die Bildung vertikaler Risse an der Trägeroberseite zwischen Lasteinleitung und Auflager bzw. an der Unterseite des Obergurts unterhalb der Lasteinleitung mit zunehmender Lastwechselzahl. Der Verlauf der im Steg mittels induktiven Wegaufnehmern kontinuierlich gemessenen Rissbreite $R1D$ unter Ober- und Unterlast ist in Bild 3-53b angegeben. Mit zunehmender Lastwechselzahl erhöhte sich die Rissbreite kontinuierlich, wobei sie kurz vor Versuchsende überproportional bis auf mehr als 9 mm unter Oberlast zunahm. Die Rissbreitendifferenz zwischen Ober- und Unterlast vergrößerte sich von 0,1 mm zu Versuchsbeginn mit fortschreitender Rissbildung und sukzessivem Versagen einzelner Bügel auf 1,7 mm bei Versuchsende. Aufgrund der starken Rissbildung und Verformungszunahme liegt eine ausgeprägte Versagensankündigung vor. Die regelmäßige sprunghafte Rissaufweitung kann jeweils auf das Versagen eines Bügelschenkels zurückgeführt werden.

Der Bruch der Bügelbewehrung erfolgte in der Regel in Höhe der diagonalen Schubrisse (Bild 3-53a). Zur genauen Bestimmung des Versagensortes und der Versagensart wurden die Bügel im Anschluss an den Versuch freigelegt. Bei Ermüdungsbrüchen der Querkraftbewehrung infolge der zyklischen Beanspruchung wiesen die Bügel ebene Bruchflächen auf (vgl. Bild 2-7a).

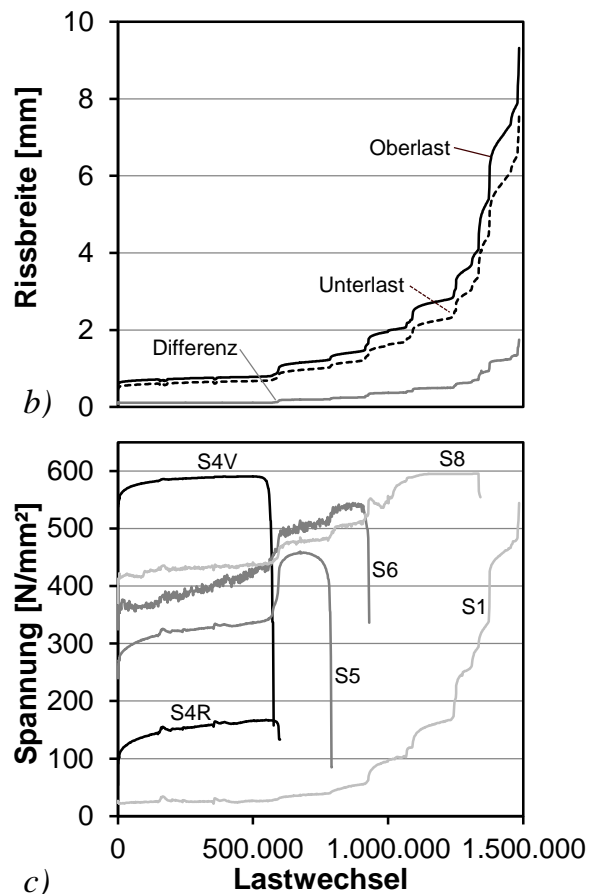
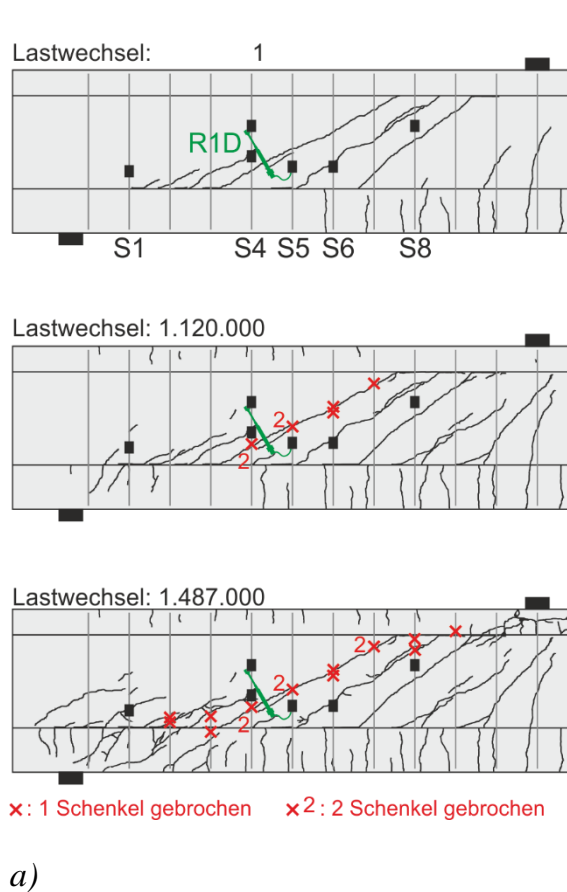


Bild 3-53: Versuch I-33-3a: a) Rissbilder; b) Schubrissbreitenentwicklung; c) Bügelspannungen unter Oberlast

Der Bruch eines Bügelschenkels führte zu einem sprunghaften Spannungsabfall des betroffenen Bügels und einer gleichzeitigen Kraftumlagerung auf die verbleibende Querkraftbewehrung (Bild 3-53c). Die Lage der Querkraftbewehrung und der ausgewählten Messstellen sind in Bild 3-53a angegeben. Die Ermittlung der Bügelspannungen unter Oberlast erfolgte basierend auf der Spannungs-Dehnungsbeziehung der verwendeten Bewehrung und den mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) gemessenen Dehnungen der Stegbewehrung. Da die Lage der Messstellen nicht exakt mit der späteren Bruchstelle identisch war, liegen im Rissquerschnitt höhere Bügelspannungen vor als hierdurch rechnerisch ermittelt.

Nach 570.000 Lastwechseln trat der Bruch des Bügelschenkels S4V auf, der sich in einem sprunghaften Spannungsabfall äußerte. Gleichzeitig erhöhte sich die Beanspruchung der benachbarten Bügel S5 und S6. An der Messstelle S4R auf dem zweiten Bügelschenkel, der nach 594.000 Lastwechseln versagte, trat aufgrund des größeren Abstandes zum maßgebenden Schubriss keine Spannungsänderung auf. Die Bügel S5 und S6 versagten schließlich nach 786.000 bzw. 928.000 Lastwechseln. Mit fortschreitendem Versagen der Bügelbewehrung erhöhte sich die Beanspruchung der Bügel im Bereich der Lasteinleitung und der Auflager, sodass nach 1.334.000 Lastwechseln

kurz vor Versuchsabbruch Bügel S8 versagte. Der Bügel S1 hingegen erfuhr in Versuch I-33-3a keinen Ermüdungsbruch.

Das sukzessive Versagen der Bügelbewehrung führte nicht nur zu einer Erhöhung der Bügelspannung unter Oberlast, sondern auch zu einer Erhöhung der Spannungsschwingbreiten. In Bild 3-54b sind die ermittelten Spannungsschwingbreiten der Bügelbewehrung $\Delta\sigma_{sw}$ des Trägers I-33-3a in Höhe der Messstellen angegeben. Analog zur vorhergehenden Bestimmung der Bügelspannungen unter Oberlast, liegen an der späteren Bruchstelle (Bild 3-54a) höhere Spannungsschwingbreiten vor als in Höhe der Messstellen rechnerisch ermittelt.

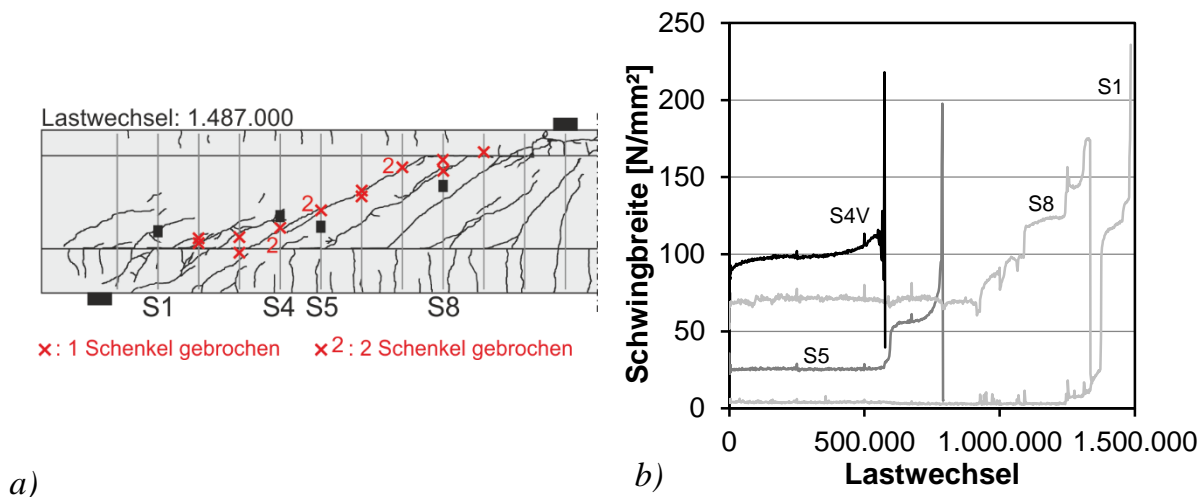


Bild 3-54: Versuch I-33-3a: a) Rissbild und Lage der Messstellen; b) Experimentell bestimmte Spannungsschwingbreite der Bügelbewehrung

Trotz der konstanten Querkraftschwingbreite ΔV von 57 kN stellte sich in keiner Messstelle bis zum jeweiligen Bruch der Bügelbewehrung eine konstante Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{sw}$ ein. Dies ist im Wesentlichen auf das sukzessive Bügelversagen und die damit verbundene Reduzierung der vorhandenen Querschnittsfläche der Bügelbewehrung zurückzuführen. So weisen die Verläufe der Spannungsschwingbreiten die bereits bei den Bügelspannungen beobachtete schlagartige Erhöhung der Beanspruchung bei Versagen eines benachbarten Bügels auf.

Unter Berücksichtigung des zuvor erläuterten Verhaltens kann das Bügelversagen unter zyklischer Beanspruchung nach dem in Bild 3-55 dargestellten Ablaufdiagramm zusammengefasst werden. Solange der Träger keine Schubrisse aufweist, führt die Hauptzugspannung infolge der zyklischen Beanspruchung zu einer Verringerung der Betonzugfestigkeit mit zunehmender Lastspielzahl. Nach der Schubrisse bilden stellen sich Spannungsschwingbreiten in der Querkraftbewehrung ein. Bei Überschreiten der Ermüdungsfestigkeit der Bügelbewehrung tritt ein zyklisches Versagen des Betonstahls ein, sodass sich unter anderem die Spannungsschwingbreite der verbleibenden Bügel erhöht und diese ein Ermüdungsversagen erfahren können.

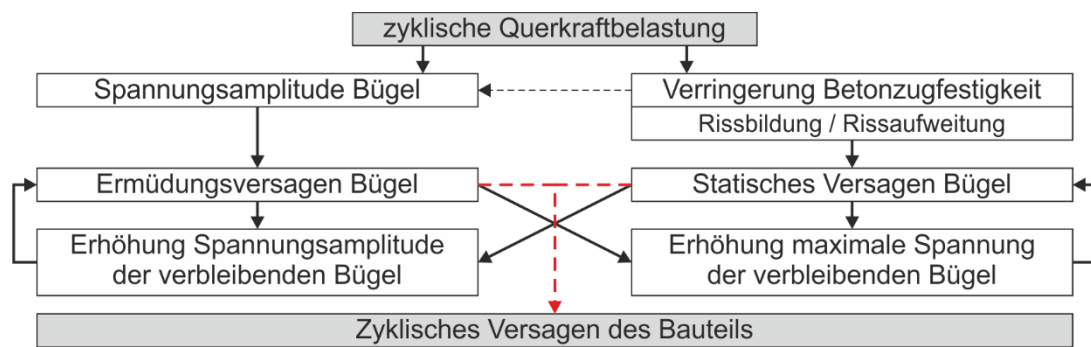


Bild 3-55: Ablaufdiagramm des Biegelversagens unter zyklischer Beanspruchung

Bei Trägern mit geringen Querkraftbewehrungsgraden kann das Ermüdungsversagen eines Biegels aufgrund der Kraftumlagerung auf die verbleibenden Biegel bereits zu einem statischen Bruch der Nachbarbiegel führen, wenn die Stahlzugfestigkeit unter der Oberlast bei der nunmehr verringerten Fläche der Querkraftbewehrung überschritten wird. Ursache für das Überschreiten der Stahlzugfestigkeit kann auch die Verringerung der Betonzugfestigkeit und die damit verbundene Rissbreitenzunahme sein. Bei den Versuchen mit einer Querkraftbewehrung oberhalb der Mindestbewehrung war ein sukzessives Versagen der Biegelbewehrung über einige Hunderttausend Lastwechsel bis zum Versagen des Bauteils zu beobachten, wobei sich der Abstand zwischen den Versagenszeitpunkten der einzelnen Biegel mit zunehmender Lastspielzahl verringerte.

Neben der Umlagerung der Querkräfte zwischen der verbleibenden Biegelbewehrung (Bild 3-55) erfolgte ebenfalls ein erhöhter Querkraftabtrag durch eine direkte Druckstrebe bzw. den vorgespannten Zuggurt. Dies lässt sich unter anderem anhand der Entwicklung der in Richtung der Betondruckstreben gemessenen Betondehnungen in Versuch I-22-1a erkennen (Bild 3-56a).

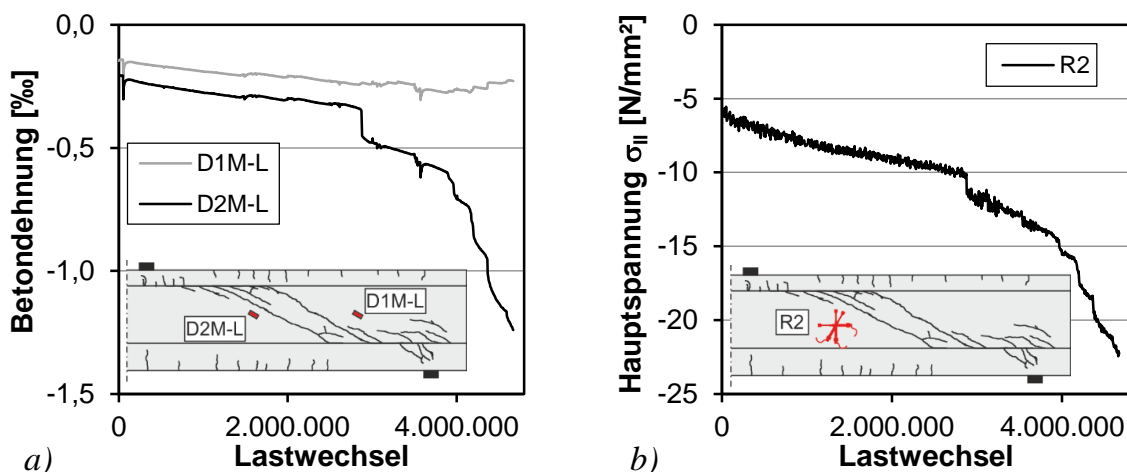


Bild 3-56: Beanspruchung der Betondruckstrebe unter Oberlast in Versuch I-22-1a: a) Betondehnungen; b) Hauptspannung σ_{II}

Zu Beginn betragen die Betonstauchungen der Messstellen D1M-L und D2M-L etwa 0,2 ‰ unter Oberlast. Mit zunehmender Lastwechselzahl erhöhten sich die gemessene-

nen Betonstauchungen annähernd gleichmäßig, unter anderem bedingt durch das Kriechen und Schwinden des Betons. Nach etwa $2,9 \cdot 10^6$ Lastwechseln entstand ein zweiter Schubriss im Steg in der Nähe der Messstelle D2M-L, sodass sich die gemessenen Stauchungen dort schlagartig erhöhten. Anschließend erfolgte eine überproportionale Zunahme der Betonstauchungen D2M-L, während die Stauchungen D1M-L in Auflagnähe keine wesentliche Änderung aufwiesen. Hierbei ist an der Messstelle D2M-L die bereits bei der Rissbreitenänderung beobachtete sprunghafte Änderung infolge Bügelversagen bzw. Verbundermüdung festzustellen. Dies betrifft ebenfalls den Verlauf der mithilfe der Wegaufnehmerrosette R2 bestimmten Hauptdruckspannung σ_{II} in Bild 3-56b. Die Ermittlung der Hauptdruckspannung erfolgte nach Gleichung (3-7) unter Berücksichtigung der bei Aufbringen der Wegaufnehmer vorliegenden Verformungen infolge Vorspannung sowie der Annahme eines ungerissenen Querschnitts. Zur Umrechnung der Hauptdehnungen ε_1 und ε_2 nach Gleichung (3-8) in die Hauptdruckspannung wurde eine Querdehnzahl von $\mu = 0,2$ angesetzt.

$$\sigma_{II} = \frac{E_{cm,tm}}{1 - \mu^2} (\varepsilon_2 + \mu \cdot \varepsilon_1) \quad (3-7)$$

$$\text{mit: } \varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2} (\varepsilon_x + \varepsilon_y) \pm \sqrt{\frac{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2}{4} + \frac{\gamma_{xy}^2}{4}} \quad (3-8)$$

So erhöht sich die Beanspruchung der Betondruckstrebe von etwa 5 N/mm^2 zu Versuchsbeginn auf etwa 23 N/mm^2 nach $4,67 \cdot 10^6$ Lastwechseln. Je geringer der Querkraftbewehrungsgrad der untersuchten Träger war, desto ausgeprägter entwickelte sich die direkte Betondruckstrebe (siehe Anhang). Das sukzessive Bügelversagen führte in den durchgeführten Versuchen somit zu einer Änderung des Lastabtrags mit zunehmender Lastspielzahl. In Bild 3-57 ist der Lastabtrag der Spannbetonträger zu Versuchsbeginn und zu Versuchsende schematisch anhand des Trägers I-22-1 dargestellt. Die gestrichelten Linien geben jeweils die Lage der Bügelbewehrung an.

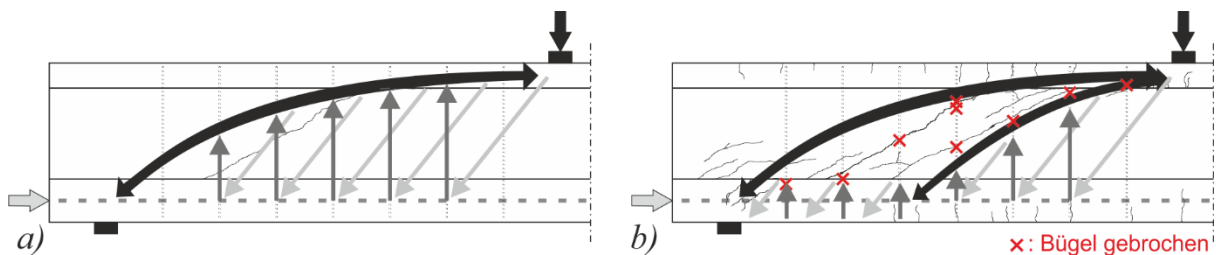


Bild 3-57: Schematische Darstellung des Tragverhaltens:
a) Versuchsbeginn; b) Versuchsende

Zu Versuchsbeginn setzt sich die Querkrafttragfähigkeit aus einem Druckbogen (schwarz) und einem Fachwerktraganteil, bestehend aus Zugstreben (dunkelgrau) und Druckstreben (hellgrau), zusammen. Mit fortschreitendem Versagen der Bügelbewehrung fallen die Zugstreben des Fachwerks lokal begrenzt aus, die Fachwerktragwir-

kung verringert sich und führt zu einer Umlagerung der Kräfte in eine sekundäre direkte Druckstrebe bzw. den vorgespannten Zuggurt. Aufgrund der Rissbildung ändert sich gleichzeitig die Lage und Neigung des Druckbogens. Die Horizontalkomponente der direkten Druckstrebe steht mit der Vorspannkraft im Zuggurt im Gleichgewicht und die Vertikal- bzw. Querkraftkomponente wird über den Querkraftanteil des ungerissenen, vorgespannten Zuggurts aufgenommen. In den Bereichen ungerissener Bügelbewehrung kann sich weiterhin eine Fachwerktragwirkung einstellen. Die Flansche des profilierten Spannbetonträgers scheinen die Umlagerung der Querkräfte in den vorgespannten Zuggurt und zwischen den verschiedenen Bügeln sowie die ausgeprägte Rissbildung mit zunehmender Lastwechselzahl zu begünstigen. Der positive Einfluss von Flanschen konnte ebenfalls in statischen Querkraftversuchen an Spannbetonträgern festgestellt werden. So wurden in /Rup13/ eine Zunahme der Residualtragfähigkeit und der Verformungen sowie das Vorhandensein eines zusätzlichen Traganteils der Flansche beobachtet.

Aufgrund der Rissbildung und dem sukzessiven Bügelversagen mit zunehmender Lastwechselzahl erhöhte sich die Durchbiegung in den durchgeführten Versuchen kontinuierlich. In Bild 3-58a ist die Entwicklung der Durchbiegung w an der Lasteinleitung unter Oberlast in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrads ρ_w und der aufgetragenen Oberlast V_{max} dargestellt. Die Querkraftschwingbreite ΔV beträgt hierbei jeweils 57 kN. Dies entspricht bei den Trägern mit $\rho_w = 0,22\%$ und $\rho_w = 0,33\%$ einer rechnerischen Spannungsschwingbreite der Bügelbewehrung $\Delta\sigma_{FB,stat}$ von etwa 250 N/mm² bzw. 200 N/mm² (vgl. Tabelle 3.12).

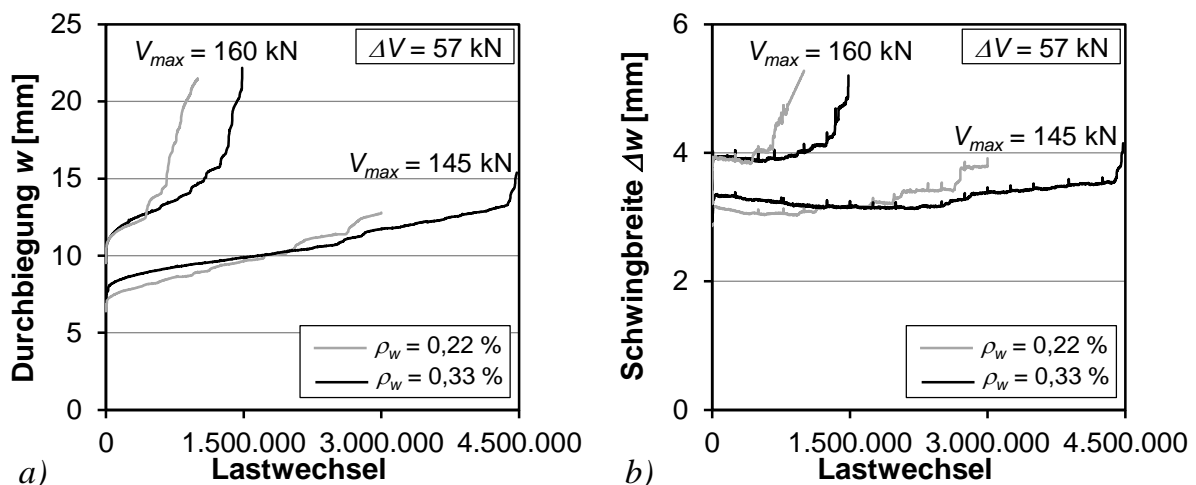


Bild 3-58: Einfluss der Oberlast und des Querkraftbewehrungsgrads:
a) Durchbiegung unter Oberlast; b) Durchbiegungsschwingbreite

Der Verlauf der Durchbiegungen weist die für zyklische Versuche typische s-Form auf. Hierbei sind regelmäßige sprunghafte Verformungszunahmen zu erkennen, die sich auf das Versagen einzelner Bügel, die Verbundermüdung zwischen Bügelbewehrung und Beton sowie die Verringerung der Betonzugfestigkeit zurückführen lassen. Zu Versuchsbeginn waren die Durchbiegungen bei gleicher Oberlast V_{max} für beide in

den Einstufenversuchen untersuchten Querkraftbewehrungsgrade annähernd identisch. Da bei gleicher zyklischer Querkraftbeanspruchung die Bügel der Träger mit $\rho_w = 0,22\%$ eine höhere Beanspruchung als die Bügel der Träger I-33 erfuhren, kam es zu einem frühzeitigeren Bügelversagen und die überproportionale Verformungszunahme vor Versuchsende setzte entsprechend früher ein. Gleichzeitig erhöhten sich ebenfalls die zugehörigen Schwingbreiten der Durchbiegung Δw zwischen Ober- und Unterlast (Bild 3-58b), die sich nach Versuchsbeginn bis zum Einsetzen der ersten Bügelbrüche zunächst verringert hatten.

Den Einfluss der Querkraftschwingbreite auf die Durchbiegung w zeigt Bild 3-59a. So führte die Erhöhung der Querkraftschwingbreite bei annähernd identischen Werten V_{max} unabhängig vom untersuchten Querkraftbewehrungsgrad infolge des sukzessiven Bügelversagens zu einer Erhöhung der Durchbiegung bei einer geringeren Lastwechselzahl.

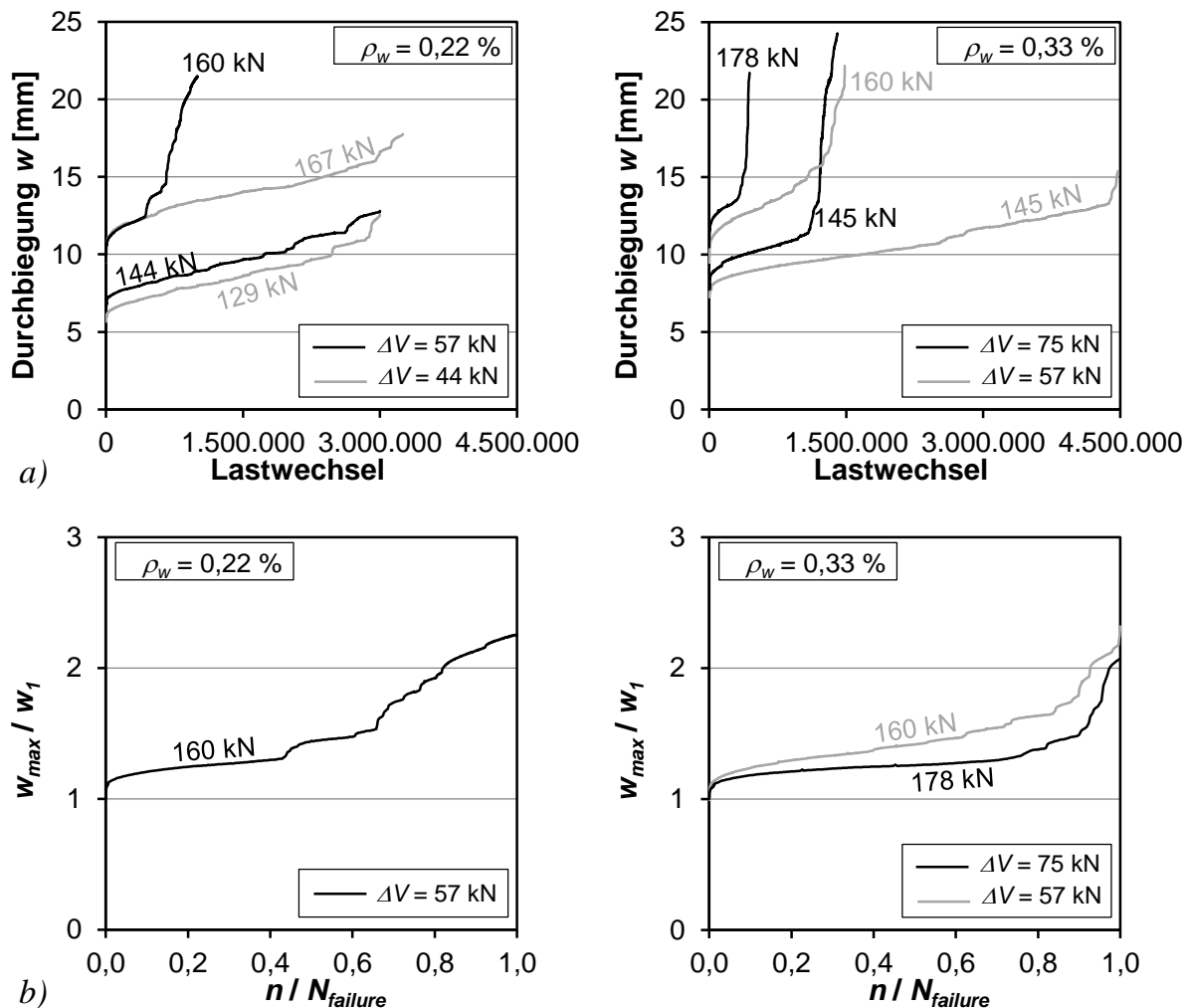


Bild 3-59: Einfluss der Belastung: a) Durchbiegung unter Oberlast; b) bezogene Durchbiegung unter Oberlast

Um die Entwicklung der Durchbiegungen der Versuche mit unterschiedlichen Belastungen und Bruchlastspielzahlen besser vergleichen zu können, eignet sich die Ver-

wendung von bezogenen Werten (Bild 3-59b). Hierbei wird das Verhältnis der Durchbiegungen unter Oberlast w_{max} und der Durchbiegung w_I nach dem ersten Lastwechsel sowie die auf die Bruchlastspielzahl $N_{failure}$ bezogene Lastspielzahl verwendet. Die Versuche, die aufgrund der erfolgten Bügelbrüche vor einem zyklischen Versagen des Gesamtbauteils abgebrochen wurden, sind nicht berücksichtigt. Die Phase der erhöhten Verformungszunahme zu Versuchsbeginn ist sehr schwach ausgeprägt und betrug nur etwa 5 % der Bruchlastspielzahl. Der Übergang von der zweiten Phase mit annähernd konstanter Verformungszunahme zur dritten Phase mit überproportionalem Verformungszuwachs erfolgte bei etwa 70 % bis 80 % von $N_{failure}$. Bis zum Versuchsende hat sich die Durchbiegung unter der Lasteinleitung unabhängig vom untersuchten Querkraftbewehrungsgrad mehr als verdoppelt.

Die einzelnen Zeitpunkte der Bügelbrüche und Versagensorte der verschiedenen Versuchsträger können dem Anhang entnommen werden. Hierbei zeigt sich, dass einzelne Bügelschenkel auch zwei Brüche in unterschiedlichen Höhen aufwiesen. Voraussetzung hierfür war, dass der Bügel von mehreren Schubrisen mit ausreichendem Abstand gekreuzt wurde und die Stahlzugkraft wieder über Verbund in den Beton übertragen werden konnte. Eine Übersicht der in den Versuchen ermittelten Bruchlastspielzahlen N_{test} der Bügelbewehrung ist in Bild 3-60a angegeben. Die Ermittlung von N_{test} erfolgte anhand der gemessenen Stahldehnungen der Bügelbewehrung und der Rissbreitenentwicklung im Steg. Der graue Balken beschreibt den Mittelwert der gesamten Bügelbrüche eines Trägers, wobei die Bügel ohne Versagen unter zyklischer Belastung nicht berücksichtigt wurden. Die schwarzen Linien geben jeweils die Differenz zwischen dem ersten und dem letzten Bruch eines Bügelschenkels eines Versuchsträgers an und variieren zwischen $5,0 \cdot 10^3$ und $7,0 \cdot 10^6$ Lastwechseln. Während in den Mehrstufenversuchen die aufgebrachte Belastung kontinuierlich erhöht wurde, erfolgte in den Einstufenversuchen direkt eine Beaufschlagung mit erhöhten Prüflasten. Dementsprechend weisen die Träger I-22-4 bis I-22-7 und I-33 tendenziell geringere Bruchlastspielzahlen der Bügelbewehrung N_{test} auf.

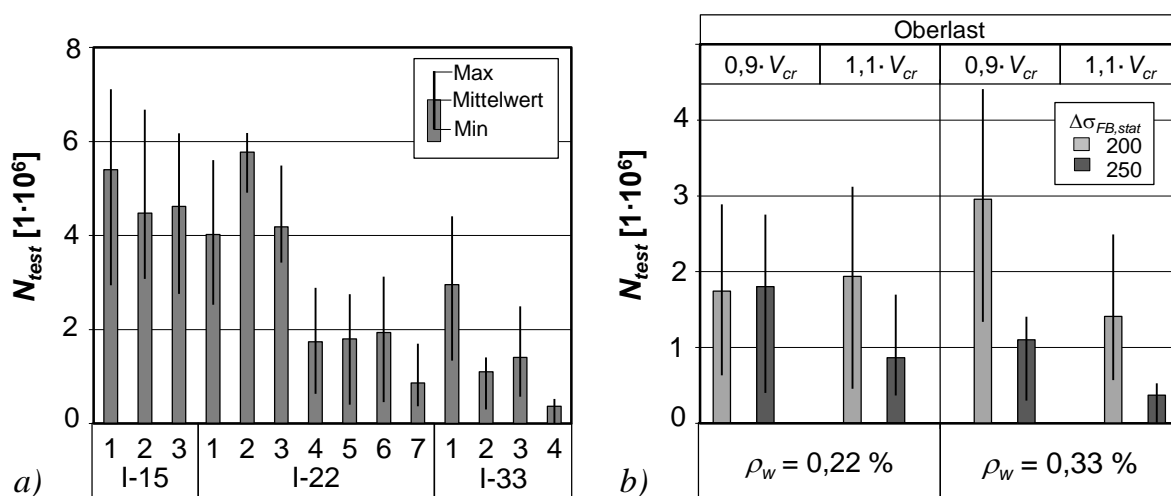


Bild 3-60: Experimentell bestimmte Bruchlastspielzahl der Bügelbewehrung: a) alle Träger; b) Einstufenversuche

Grundsätzlich wird die ertragbare Lastspielzahl der Stegbewehrung bis zum Versagen insbesondere bei Trägern mit geringen Querkraftbewehrungsgraden neben der Spannungsschwingbreite ebenfalls durch das Spannungsniveau beeinflusst. In Bild 3-60b sind die Werte N_{rest} der Querkraftbewehrung der Versuchsträger mit Einstufenbelastung dargestellt. Hierbei wurden die Versuche hinsichtlich des Querkraftbewehrungsgrads ρ_w , der Oberlast und der rechnerischen Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{FB,stat}$ eingeteilt. Mit Ausnahme der Versuche mit $\rho_w = 0,22\%$ und der kleineren Schwingbreite führte die Erhöhung des Spannungsniveaus jeweils zu einer Verringerung der ertragenen Lastspielzahl der Stegbewehrung. Gleiches gilt mit einer Ausnahme ($\rho_w = 0,22\%$, $V_{max} = 0,9 \cdot V_{cr}$) für die Erhöhung der Spannungsschwingbreite, die ebenfalls zu einem früheren Versagen führte.

3.7.3.4 Statisches Querkraftversagen

Die statische Resttragfähigkeit der zyklisch vorbelasteten Träger im Drei-Punkt-Biegeversuch wurde ausschließlich für die Träger der Mehrstufenversuche ermittelt. Infolge der vorherigen Ermüdungsbeanspruchung war unabhängig vom untersuchten Querkraftbewehrungsgrad ein Großteil der Bügel bereits infolge der zyklischen Belastung gebrochen. Dennoch war eine Lastaufnahme oberhalb der untersuchten Oberlasten in allen Versuchen bis zu einem sekundären Betonversagen möglich. Das Sekundärversagen erfolgte durch Wachstum des diagonalen Schubrisses in den Obergurt (Bild 3-61a) bzw. den Untergurt (Bild 3-61b) mit anschließendem Einschnüren und Abscheren der Druckzone.

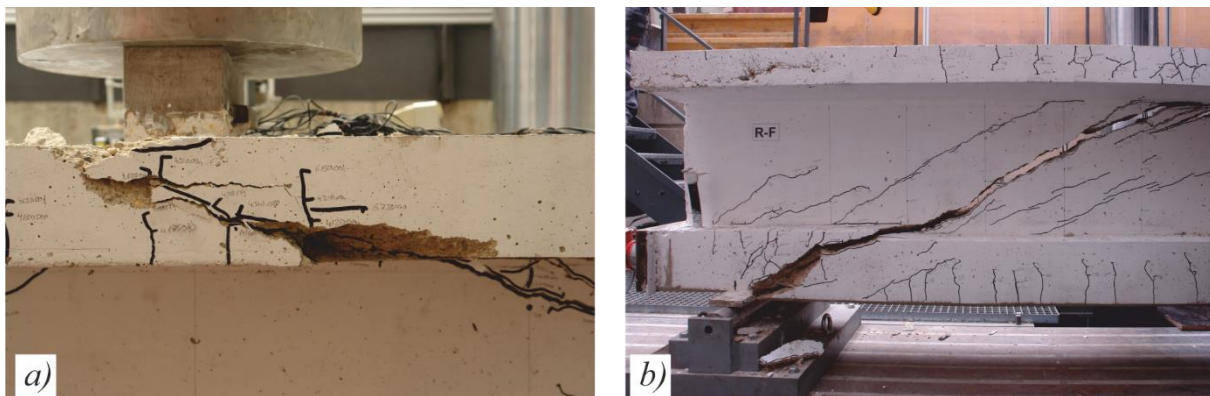


Bild 3-61: sekundäres Betonversagen: a) Lasteinleitungsbereich Träger I-15-2; b) Auflagerbereich Träger I-22-1

Die Last-Durchbiegungsbeziehung der Träger mit Querkraftbewehrung bei Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit im Drei-Punkt-Biegeversuch ist in Bild 3-62 dargestellt. Aufgrund der unterschiedlichen Durchbiegungen infolge der zyklischen Belastung sowie der unterschiedlichen Werte V_{min} bei Beginn der Prüfung der statischen Resttragfähigkeit beginnen die Kurvenläufe nicht im Nullpunkt. Lediglich in den Versuchen I-15-3b2, I-22-1b und I-22-2b wurden die Träger vor Aufbringen der statischen Bruchlast entlastet.

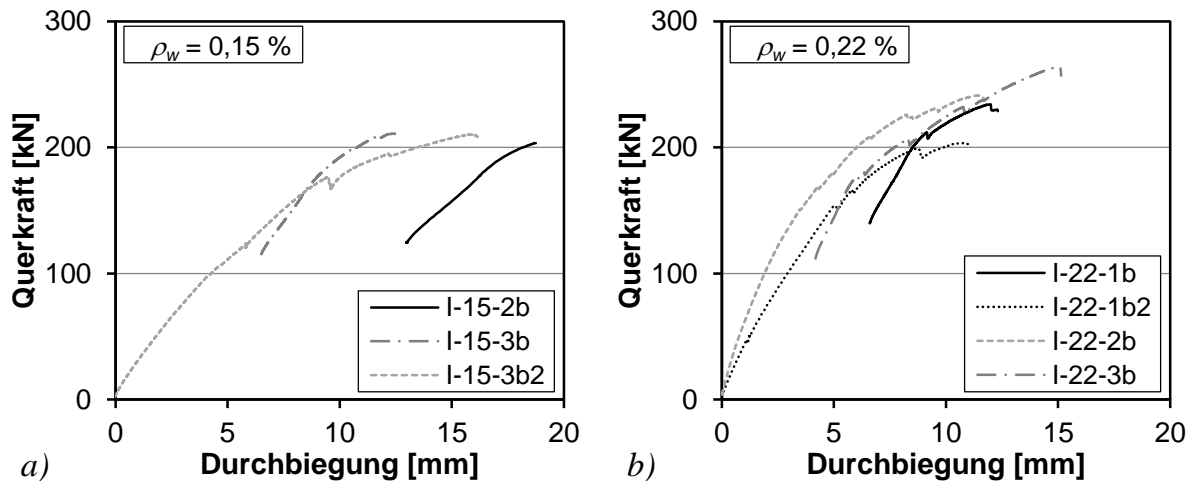


Bild 3-62: Last-Durchbiegungsbeziehung bei Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit: a) $\rho_w = 0,15 \%$; b) $\rho_w = 0,22 \%$

Bei den Trägern mit geringerer Vorspannung (\cong größere lfd. Nummer) wurde bereits bei niedrigeren Lasten das Dekompressionsmoment sowie das Rissmoment erreicht, sodass die Kurven früher abflachen. In den Versuchen konnte aufgrund der Versagensform kein wesentlicher Einfluss der Vorspannung auf die statische Resttragfähigkeit festgestellt werden. Vielmehr scheint die Resttragfähigkeit der Versuche maßgeblich von der zyklischen Vorschädigung bzw. den entsprechenden Rissbildern und Rissbreiten abzuhängen (Bild 3-63).

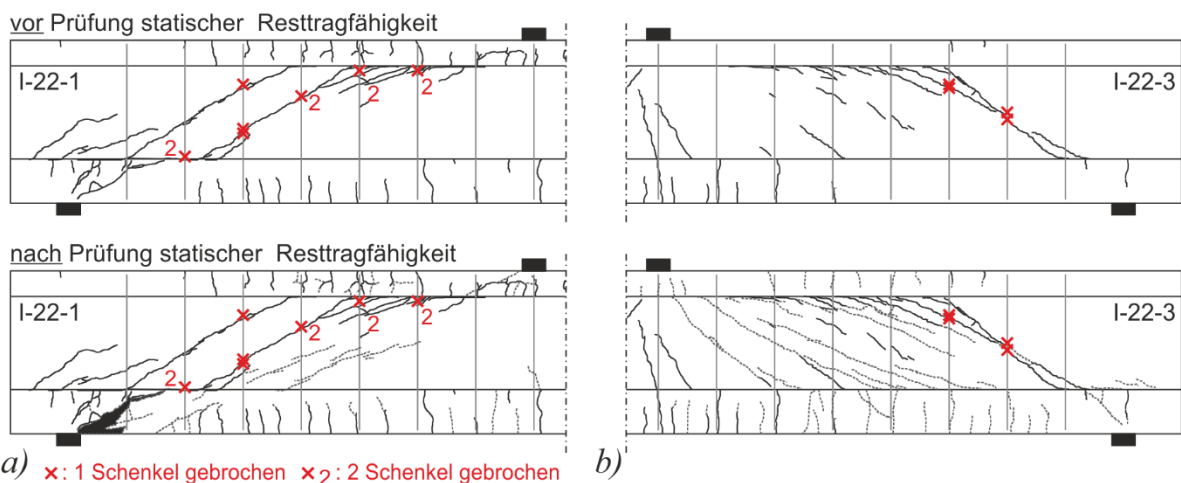


Bild 3-63: Rissbilder und Bügelbrüche Ermittlung statische Resttragfähigkeit: a) I-22-1b; b) I-22-3b

Während der Träger I-22-3b ohne einen ausgeprägten einzelnen Schubriss nach zyklischer Belastung die größte Resttragfähigkeit erreichte, versagte der Träger I-22-1 trotz der höheren Vorspannung bei einer geringeren Querkraft. Die übrigen Träger wiesen ebenfalls ausgeprägte breite Einzelschubrissbreiten auf. Im Bruchzustand variierten die Schubrissbreiten der Träger mit $\rho_w = 0,15 \%$ zwischen 10 mm und 20 mm und bei einem Querkraftbewehrungsgrad von 0,22 % zwischen 5 mm und 14 mm.

4 Numerische Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Im folgenden Kapitel werden numerische Untersuchungen an den vorgespannten Versuchsträgern unter statischer und zyklischer Beanspruchung beschrieben. Die Untersuchungen an Trägern ohne Querkraftbewehrung dienen im Wesentlichen der Ermittlung der statischen Querkrafttragfähigkeit sowie der Überprüfung der Anwendbarkeit des Hauptzugspannungskriteriums für Querkraftermüdung. Die Berechnungen der Träger mit geringen Querkraftbewehrungsgraden erlauben eine Bewertung der Ansätze zur statischen Querkrafttragfähigkeit.

Zunächst werden die gewählte Modellierung der Versuchsträger und die verwendeten Materialmodelle für Beton sowie Beton- und Spannstahl erläutert. Im Anschluss werden die wesentlichen Ergebnisse zum Querkrafttragverhalten der Versuchsträger ohne und mit Querkraftbewehrung unter statischer Belastung beschrieben. Durch den Vergleich der Ergebnisse (Rissbild, Verformungsverhalten, Bruchlasten) bei statischer Belastung werden die verwendeten Modell- und Materialparameter überprüft und kalibriert. Abschließend wird eine Methode zur Berechnung von zyklischen Querkraftversuchen beschrieben, sowie deren prinzipielle Anwendung an ausgewählten Beispielen aufgezeigt.

4.2 Modellierung

Die numerischen Untersuchungen wurden mit dem Finite-Elemente-Programmsystem Abaqus /Aba09/ durchgeführt. Dieses ermöglicht sowohl die Berücksichtigung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens des Betons als auch des Beton- und Spannstahls. Zur Verringerung der Rechenzeit wurde unter Ausnutzung der Symmetrie in Längs- und in Querrichtung nur ein Viertel der 6,5 m langen Träger abgebildet (Bild 4-1). Darüber hinaus wurde nur die für das Querkrafttragverhalten maßgebende Biegezugbewehrung im Untergurt und, bei den Trägern mit Querkraftbewehrung, die Stegbewehrung zwischen Lasteinleitung und Auflager modelliert.

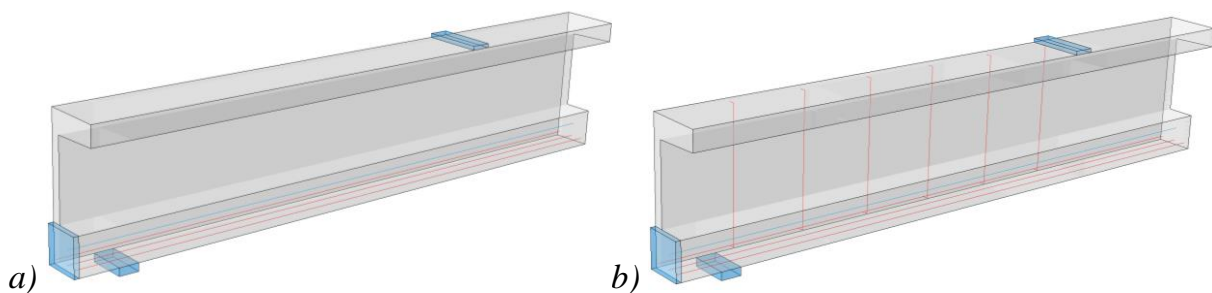


Bild 4-1: Modell der I-Träger: a) ohne Querkraftbewehrung; b) mit Querkraftbewehrung ($\rho_w = 0,15\%$)

Der Träger wurde durch 8-knotige Volumenelemente mit voller bzw. reduzierter Integration und einer Elementkantenlänge von etwa 25 mm diskretisiert. Für den Beton wurde das plastische Materialmodell „Concrete Damaged Plasticity“ verwendet, das die Abbildung einer Schädigung im Druck- und Zugbereich unter mehraxialer Beanspruchung ermöglicht (Kapitel 4.3.1.1). Lediglich der Spannkrafteinleitungsbereich zwischen der Trägerstirnfläche und dem Auflager weist vereinfachend ein linear-elastisches Materialverhalten auf, da in den Versuchen in diesem Bereich kein Versagen beobachtet wurde. Hierdurch kann die Abbildung der für das Querkrafttragverhalten vernachlässigbaren Spaltzugbewehrung entfallen.

Die Betonstahlbewehrung wurde durch Fachwerkelemente abgebildet, die bis zum Erreichen der Fließspannung ein linear-elastisches Materialverhalten mit anschließender Verfestigung bis zur Bruchspannung aufweisen. Durch die Koppelung der Knotenfreiheitsgrade der Bewehrung und der umgebenden Betonelemente wird ein vollständiger Verbund zwischen Beton und Betonstahl modelliert. Dies betrifft ebenfalls den Verbund zwischen Beton und Spannglied, das durch Fachwerkelemente mit elastisch-plastischem Materialverhalten abgebildet wurde. Die Vorspannkraft wurde als Einzelast über eine Ankerplatte in den Beton eingeleitet, sodass zur Berücksichtigung der Vordehnung des Spannstahls jeweils eine modifizierte Spannungs-Dehnungsbeziehung verwendet wurde (Kapitel 4.3.1.2).

Die Auflagerung und die Lasteinleitung der Prüfbelastung erfolgten durch 10 cm breite Stahlplatten, deren Knotenfreiheitsgrade in den Kontaktflächen an die Knoten des Versuchsträgers gekoppelt waren. Hierdurch werden identische Verformungen der Oberflächen bei gelenkiger Lagerung der Platten sichergestellt. Zur Vereinfachung und aufgrund der geringen vorliegenden Spannungen wurde die Spannungs-Dehnungsbeziehung der durch 8-knotige Volumenelemente diskretisierten Stahlplatten als linear-elastisch angenommen.

Die Berechnungen wurden weggesteuert unter Verwendung des expliziten Berechnungsverfahrens durchgeführt. Hierbei werden die Knotenverschiebungen am Ende eines Inkrements i durch die Beschleunigungen zu Beginn des Inkrements auf Grundlage des dynamischen Gleichgewichts berechnet. Bei dem dynamischen Gleichgewicht (Gleichung (4-1)) wird das Produkt der Massenmatrix M und den Beschleunigungen \ddot{u} mit der Differenz der äußeren Kräfte P und inneren Kräfte I gleichgesetzt. Durch Invertieren der Massenmatrix können die Beschleunigungen berechnet werden. Die Geschwindigkeiten \dot{u} in der Mitte des Inkrements und die Verschiebungen u am Ende des Inkrements i werden nach den Gleichungen (4-2) und (4-3) bestimmt.

$$M \cdot \ddot{u} = P - I \quad (4-1)$$

$$\dot{u}_{(i+\frac{1}{2})} = \dot{u}_{(i-\frac{1}{2})} + \frac{\Delta t_{(i+1)} + \Delta t_{(i)}}{2} \ddot{u}_{(i)} \quad (4-2)$$

$$u_{(i+1)} = u_{(i)} + \Delta t_{(i+1)} \cdot \dot{u}_{(i+\frac{1}{2})} \quad (4-3)$$

Durch die Verwendung von kleinen Zeitinkrementen Δt bleiben die Beschleunigungen während eines Inkrements möglichst konstant. Um ungewollte Beschleunigungen und Geschwindigkeiten bei der quasi-statischen Berechnung infolge der Lastaufbringung zu vermeiden, wurde die Belastung (Vorspannung, Eigengewicht, Prüfbelastung) mit Hilfe der „Smooth Step“ Amplitude aufgebracht, deren erste und zweite Ableitung zum Start- und Endzeitpunkt gleich null ist /Aba09/. Dies betrifft ebenfalls die aufgebrachte zyklische Prüfbelastung. Vergleichsrechnungen mit sinusoidaler Belastung zeigten keinen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten und werden daher nicht weiter behandelt.

4.3 Statische Beanspruchung

4.3.1 Materialmodelle

4.3.1.1 Beton

Beton weist sowohl unter Druckbeanspruchung als auch unter Zugbeanspruchung ein ausgeprägtes nichtlineares Materialverhalten auf. Zunächst erfolgt eine Beschreibung des verwendeten plastischen Materialmodells „Concrete Damaged Plasticity“ (CDP) und der zugehörigen Modell- und Materialparameter zur Durchführung der Berechnungen unter statischer Belastung. Hierzu gehören die Fließbedingung, das Fließgesetz und die Verfestigungshypothese sowie die verwendeten Spannungs-Dehnungsbeziehungen.

Das CDP-Modell weist die in Bild 4-2 dargestellten charakteristischen Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Beton unter Zug- und Druckbeanspruchung auf. Bei einer zentrischen Zugbeanspruchung steigt die Spannung mit zunehmender Dehnung bis zur Zugfestigkeit σ_{t0} linear an. Anschließend entfestigt der Beton und die aufnehmbare Zugspannung verringert sich bei gleichzeitiger Zunahme der Dehnungen.

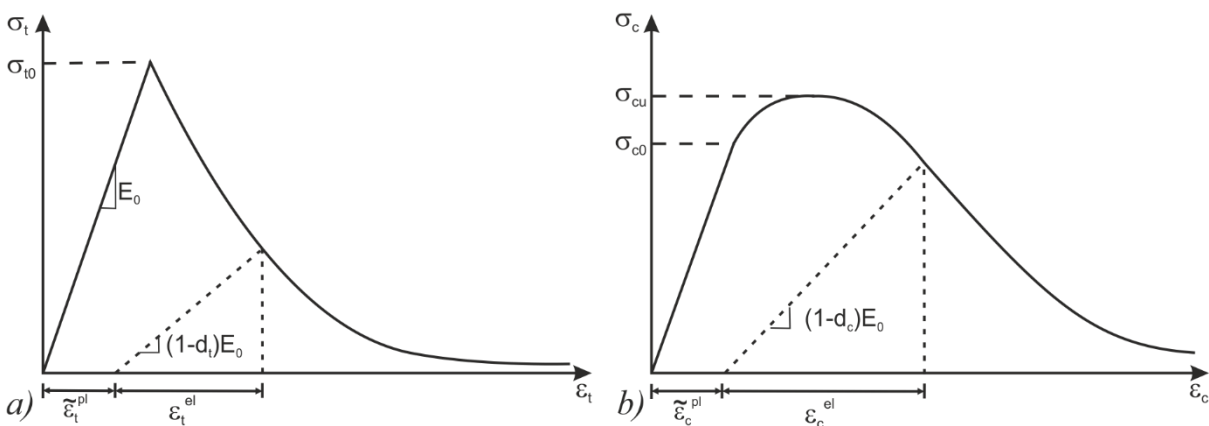


Bild 4-2: Spannungs-Dehnungsbeziehung Beton: a) einaxiale Zugbeanspruchung; b) einaxiale Druckbeanspruchung (nach /Aba09/)

Im Gegensatz zum Zugversuch findet im Druckversuch nach dem Ende des linear-elastischen Verhaltens (σ_{c0}) zuerst eine Verfestigung statt. Bei Erreichen der maximalen Spannung σ_{cu} kehrt sich das Verhalten um und der Beton entfestigt sich. Wird der Beton über den linear-elastischen Bereich hinaus belastet, erfährt er eine Schädigung, die mit plastischen Dehnungen und einer Verringerung der elastischen Steifigkeit bei Entlastung einhergeht. Die Gesamtdehnung setzt sich hierbei aus einem elastischen Dehnungsanteil (ε^{el}) und einem sogenannten äquivalenten plastischen Dehnungsanteil (ε^{pl}) zusammen. Zur Erfassung der Zug- und Druckschädigung werden die voneinander unabhängigen Schädigungsvariablen d_t und d_c verwendet, die anschaulich ausgedrückt den Steifigkeitsabfall bei Entlastung beschreiben.

Die Abgrenzung zwischen dem elastischen und dem plastischen Bereich erfolgt durch die Fließbedingung nach /Lub89/ und /Lee98/, die eine Fläche im Hauptspannungsraum beschreibt. Sie ist unter anderem abhängig von dem Verhältnis der einaxialen zur zweiaxialen Betondruckfestigkeit f_{b0}/f_{c0} und dem Beiwert K_c , der die Form der Fließfläche in der Deviatorenebene bestimmt. Die Fließfläche für den ebenen Spannungszustand ist in Bild 4-3 dargestellt.

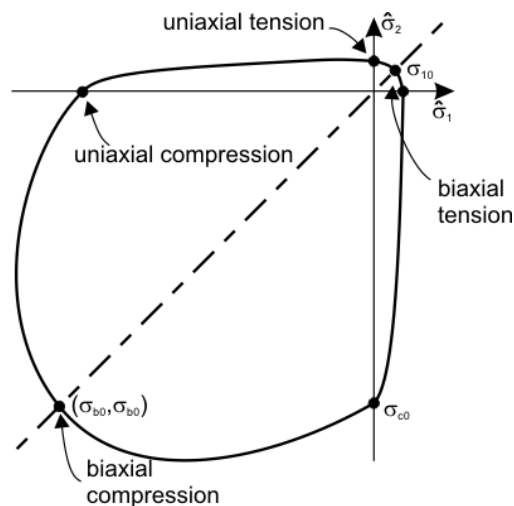


Bild 4-3: Fließfläche für den ebenen Spannungszustand /Aba09/

Die Entfestigung nach Überschreitung von σ_{t0} führt zu einer Verkleinerung der Fließfläche. Unter Druckbelastung findet zunächst eine Verfestigung statt, die zu einer Vergrößerung der Fließfläche führt und erst darauf folgend findet eine Entfestigung statt, die die Fließfläche wieder verkleinert. Die Schädigungsvariablen d_t und d_c , auch als Verfestigungsparameter bezeichnet, bestimmen die äquivalenten plastischen Dehnungen und steuern somit das Maß der Fließflächenänderung.

Die Richtung des plastischen Dehnungsvektors wird durch das Fließgesetz beschrieben. Das CDP-Modell verwendet ein nicht-assoziiertes Fließgesetz mit hyperbolischer Funktion vom Typ Drucker-Prager (Gleichung (4-4)), bei dem das Fließpotential unabhängig von der Fließbedingung ist. Die Richtung der plastischen Dehnungsinkremente $d\varepsilon^{pl}$ ist jeweils senkrecht zur Fläche des Fließpotentials.

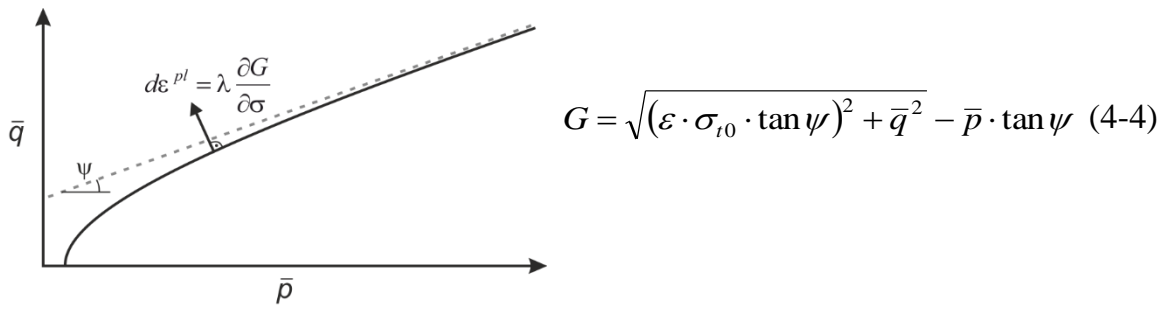


Bild 4-4: Potentialfunktion

Hierin beschreiben die Invarianten \bar{p} und \bar{q} die hydrostatische bzw. deviatorische Richtung im Hauptspannungsraum. Die Exzentrizität ε beschreibt das Annäherungsverhalten der Potentialfunktion an die Asymptote im Bereich niedriger hydrostatischer Drücke (Bild 4-4). Tendiert der Wert gegen null, so strebt die Potentialfläche die Form einer Geraden an, die unter dem Dilatanzwinkel ψ geneigt ist. Sie entspricht dann der klassischen Formulierung nach Drucker-Prager. Die Dilatanz beschreibt die Volumenzunahme des Betons infolge einer Scherbeanspruchung. Im Bereich hoher hydrostatischer Drücke nähert sich die Potentialfunktion einer unter dem Winkel ψ geneigten Asymptote an.

Als Spannungs-Dehnungsbeziehung unter Druckbeanspruchung wird der Ansatz nach /DIN09b/ (Gleichung (4-5)) verwendet, der in Anlehnung an die nach *Sargin* /Sar71/ ermittelte Formel definiert ist.

$$\frac{\sigma}{f_c} = -\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (4-5)$$

$$\text{mit: } \eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad \text{und} \quad k = -1,1 \cdot \frac{E_{c0} \cdot \varepsilon_{c1}}{f_c}$$

Hierbei entspricht ε_c der Gesamtdehnung des Betons und ε_{c1} der Dehnung unter der maximalen Spannung f_c . Der Faktor k wird zusätzlich durch den Elastizitätsmodul des Betons E_{c0} beeinflusst. Da in den durchgeführten Versuchen kein Druckversagen erfolgte, ist die Annahme nach /DIN09b/ ausreichend genau und die Schädigungsvariable d_c wird nicht berücksichtigt.

Zur Untersuchung des Querkraftversagens der vorgespannten Träger ohne bzw. mit wenig Querkraftbewehrung ist vielmehr eine genaue Beschreibung des Zugtragverhaltens erforderlich. Im Nachbruchbereich wird das fiktive Rissmodell nach /Hil81/ verwendet. Der Verlauf der Spannungs-Rissaufweitungsbeziehung wird durch die Exponentialfunktion nach Gleichung (4-6) bestimmt.

$$\sigma_t(w) = f_{ctm} \cdot e^{(-w \cdot f_{ctm} / G_f)} \quad (4-6)$$

$$\text{mit: } G_f = G_{f0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,7} \quad (4-7)$$

Hierin beschreibt σ_t die übertragbare Zugspannung, w die fiktive Rissaufweitung, G_f die Bruchenergie und f_{ctm} die mittlere Zugfestigkeit. In Bild 4-5a ist der Verlauf der zugehörigen Spannungs-Rissaufweitungsbeziehung für zwei unterschiedliche Bruchenergien dargestellt. Mit zunehmender Bruchenergie erhöht sich bei gleicher Rissaufweitung die aufnehmbare Zugspannung. Die Bruchenergie entspricht der Fläche unterhalb der Spannungs-Rissaufweitungs-Kurve und wurde für die Versuchsträger nach Gleichung (4-6) aus /CEB91/ bestimmt. Der Wert G_{f0} berücksichtigt den Einfluss des Größtkorndurchmessers d_{max} und variiert für d_{max} von 8 mm bis 32 mm zwischen 0,025 N/mm und 0,038 N/mm. Umgekehrt zu σ_t verläuft die Schädigungsvariable d_t ($0 \leq d_t < 1$), die den Steifigkeitsverlust bei Entlastung beschreibt (Bild 4-5b).

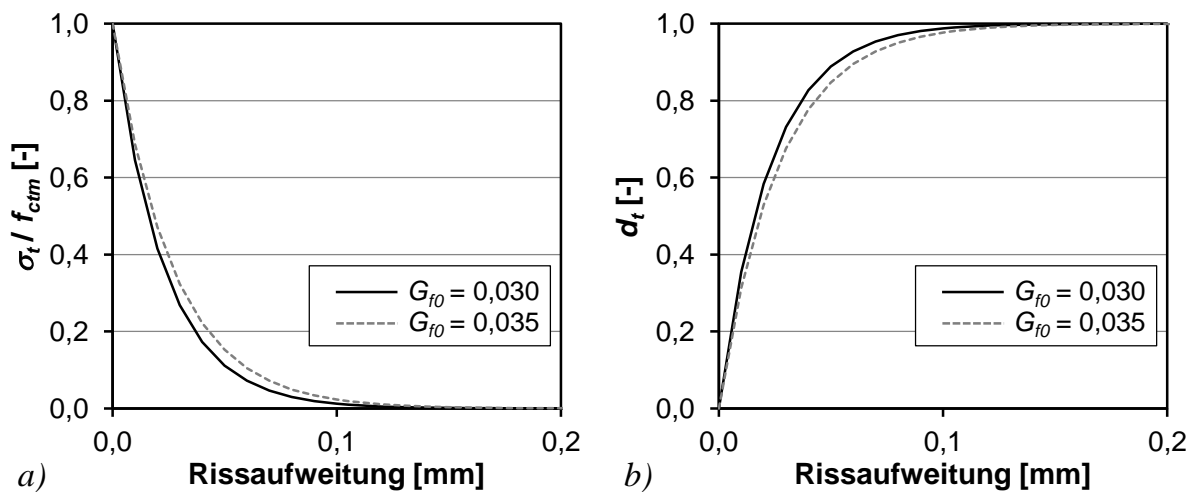


Bild 4-5: Zugtragverhalten im Nachbruchbereich: a) Spannungs-Rissaufweitungsbeziehung; b) zugehörige Zugschädigung d_t

Die im Rahmen der statischen Untersuchungen verwendeten Einstellungen der Materialparameter sind in Tabelle 4.1 angegeben. Die Einstellungen der Fließbedingung (K_C) und des Fließgesetzes (ψ/ε) sowie die Bruchenergie G_f liegen in Wertebereichen aus der Literatur /Aba09/, /Fin07/, /Heg10/, /Hor91/, /Lub89/.

Tabelle 4.1: Parameter des Materialmodells CDP für Beton

Träger	f_c [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	G_f [N/m]	ψ/ε [°]/[-]	K_c [-]
I-0-1	37,2	3,3	27400	75,2		
I-0-2	30,4	3,0	25400	65,3	35 / 0,1	0,66
I-0-3	30,4	3,3	25500	54,4		
T-0-1	41,0	3,1	26900	80,6		
T-0-2	37,5	3,0	25400	75,7	35 / 0,1	0,66
T-0-3R	37,7	2,6	25300	76,0		
I-15-1	29,8	2,7	23600	64,0		
I-15-2	36,8	3,3	25000	75,0	35 / 0,1	0,66
I-15-3	33,3	2,8	28300	70,0		
I-22-1	34,8	3,1	22800	72,0	35 / 0,1	0,66

Die Betonfestigkeiten und die E-Moduln des Betons wurden in Anlehnung an die über die Versuchsdauer berechneten Mittelwerte der in den versuchsbegleitenden Baustoffproben bestimmten Materialkennwerte festgelegt.

4.3.1.2 Betonstahl und Spannstahl

Das Materialverhalten von Betonstahl und Spannstahl wird durch elastisch-plastische Materialmodelle mit Verfestigung beschrieben. Die verwendeten Materialkennwerte der Biegezugbewehrung und des Spannstahls wurden /DIN09b/ entnommen. So weist die Betonstahllängsbewehrung eine Fließgrenze von $f_y = 435 \text{ N/mm}^2$ und eine Bruchspannung von 500 N/mm^2 bei einer Dehnung von 25 ‰ auf. Der verwendete Spannstahl entspricht der Festigkeitsklasse St 1570/1770 und besitzt eine charakteristische Spannung von 1500 N/mm^2 an der 0,1 %-Dehngrenze bei einer Bruchspannung von 1770 N/mm^2 . Aufgrund der Aufbringung der Vorspannkraft durch äußere Knotenkräfte wird eine modifizierte Spannungs-Dehnungsbeziehung zur Berücksichtigung der Vordehnung des Spannstahls verwendet (Bild 4-6a). Der Ursprung der Spannungs-Dehnungsbeziehung wird jeweils um den Betrag der Vordehnung und Vorspannung verschoben. Somit kann der Zeitpunkt eines eventuellen Fließens des Spannstahls zutreffend erfasst werden.

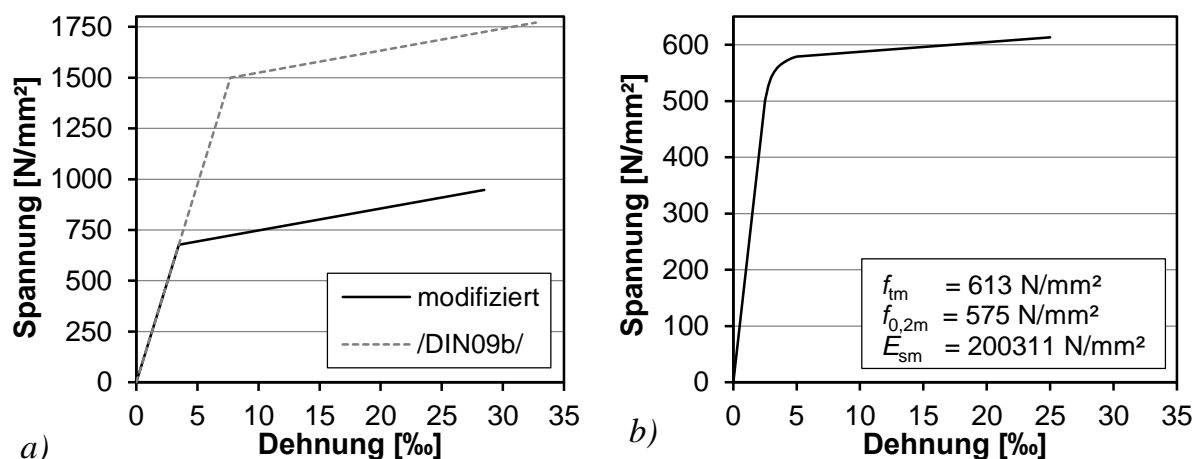


Bild 4-6: Spannungs-Dehnungsbeziehung der Bewehrung: a) Spannstahl Träger I-0-1; b) Querkraftbewehrung der Träger mit $\rho_w = 0,15 \%$

Das Tragverhalten und die Tragfähigkeit der Träger mit Querkraftbewehrung werden aufgrund des Bügelversagens maßgeblich durch die Materialeigenschaften der Bügelbewehrung beeinflusst. Daher werden den entsprechenden Bügeln die in den versuchsbegleitenden Baustoffproben ermittelten Spannungs-Dehnungsbeziehungen zugewiesen (Bild 4-6b) (Kapitel 3.5.4.2).

4.3.2 Ergebnisse

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde mit Ausnahme des Trägers I-0-3 in allen Versuchen die zyklische Querkrafttragfähigkeit bzw. die statische Resttragfähigkeit nach vorheriger zyklischer Belastung ermittelt. Hierdurch ist ein direkter Vergleich der experimentellen und numerisch ermittelten statischen Bruchlasten nicht möglich. Das Tragverhalten (Durchbiegungen, Spannungen) kann entsprechend jeweils nur bis zur Oberlast des ersten Lastwechsels (Träger ohne Querkraftbewehrung) bzw. der Schubrisslast (Träger mit Querkraftbewehrung) mit den Versuchsergebnissen verglichen werden. Die Darstellung der Ergebnisse der durchgeführten numerischen Untersuchungen erfolgt getrennt für die Träger ohne und mit Querkraftbewehrung. Bei den Trägern ohne Querkraftbewehrung wird aufgrund der zwei untersuchten Querschnittsgeometrien zusätzlich zwischen den Berechnungen an I-Trägern und T-Trägern unterschieden.

4.3.2.1 Träger ohne Querkraftbewehrung

Da sich die zyklische Querkraftbemessung nach /DIN09b/ und anderen Ansätzen aus der Literatur (z.B. /Oka82/) auf die statische Querkrafttragfähigkeit bezieht, ist diese von besonderer Bedeutung. Bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wird sie maßgeblich durch die Betonzugfestigkeit beeinflusst. Nach den numerischen Untersuchungen unterschätzt die statische Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (3-2), die als Referenzwert beim Ermüdungsnachweis nach /DIN09b/ dient, die Tragfähigkeit der untersuchten I-Träger deutlich. In Bild 4-7a sind die mit dem Mittelwert der Betonzugfes-

tigkeit numerisch ermittelte Last-Durchbiegungskurve des Versuchs I-0-1a sowie der experimentell bestimmte Verlauf bis Erreichen der Oberlast im ersten Lastwechsel gegenübergestellt.

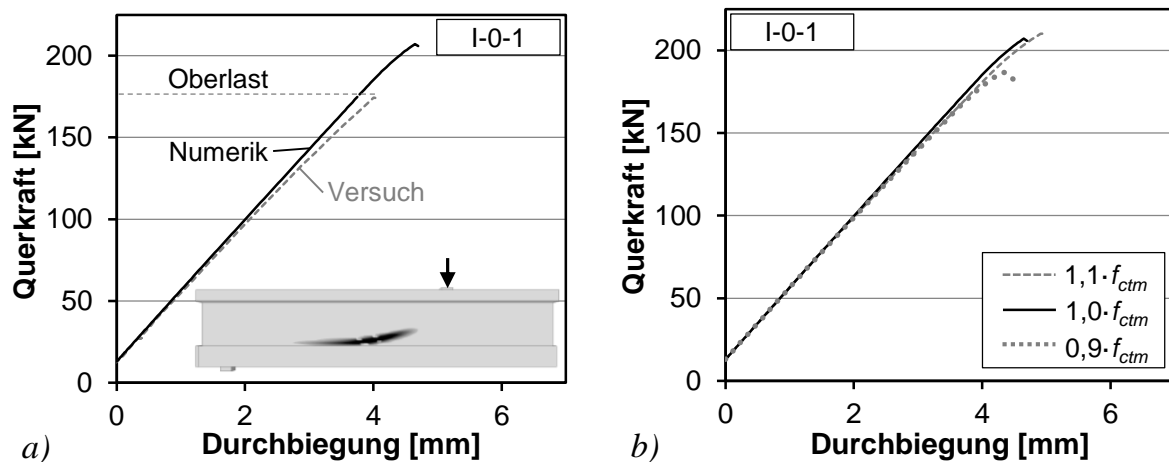


Bild 4-7: Last-Durchbiegungskurve unterhalb der Lasteinleitung in Versuch I-0-1a: a) Versuch und Numerik; b) Einfluss der Betonzugfestigkeit

Die rechnerische und experimentelle Last-Durchbiegungsbeziehung weisen eine zufriedenstellende Übereinstimmung auf, wobei der Beton bis Erreichen der Oberlast überwiegend im linear-elastischen Bereich beansprucht wird. Das rechnerische Versagen bei weiterer Laststeigerung erfolgt schlagartig infolge einer Diagonalschadung im Steg bei einer Querlast von 207 kN. Zur Darstellung des Rissbilds wird hier die plastische Dehnung in Richtung der Hauptzugspannung verwendet. Die numerisch ermittelte Querlasttragfähigkeit liegt oberhalb des Werts $V_{Rm,ct}$ nach Gleichung (3-2), allerdings unterhalb der Werte nach dem Hauptzugspannungskriterium und dem Ansatz nach /Gör04/ (Tabelle 4.2). Um den Einfluss einer streuenden Betonzugfestigkeit zu untersuchen, wurde exemplarisch für Träger I-0-1 der Wert f_{ctm} jeweils um $\pm 10\%$ variiert. Das Last-Durchbiegungsverhalten weicht lediglich aufgrund des unterschiedlichen Beginns der Schädigung kurz vor Versagen geringfügig voneinander ab (Bild 4-7b). Die Bruchlast erhöht sich bei Ansatz von $1,1 \cdot f_{ctm}$ um 1,5 % und verringert sich bei $0,9 \cdot f_{ctm}$ annähernd linear um 10 % auf einen Wert von 187 kN.

Tabelle 4.2: Rechnerische statische Querlasttragfähigkeiten $V_{Rm,ct}$ der Träger ohne Querlastbewehrung (in kN)

Träger	Numerik	$V_{Rm,ct}^{(3-2)}$	$V_{Rm,ct}^{(3-4)}$	$V_{Rm,ct}^{(3-3)}$
I-0-1	207	85	247	275
I-0-2	187	82	239	271
I-0-3	154	64	167	145
T-0-1	407	251	-	456
T-0-2	324	220	-	389
T-0-3R	331	212	-	367

Die statische Nachrechnung des Trägers I-0-2 weicht hinsichtlich des Last-Durchbiegungsverhaltens bis zum Erreichen der Oberlast nur geringfügig von dem im Versuch ermittelten Verlauf ab (Bild 4-8a). Auch das unter zyklischer Belastung bzw. bei Prüfung der statischen Resttragfähigkeit beobachtete Versagen infolge der Diagonalrissbildung im Steg wird zutreffend erfasst.

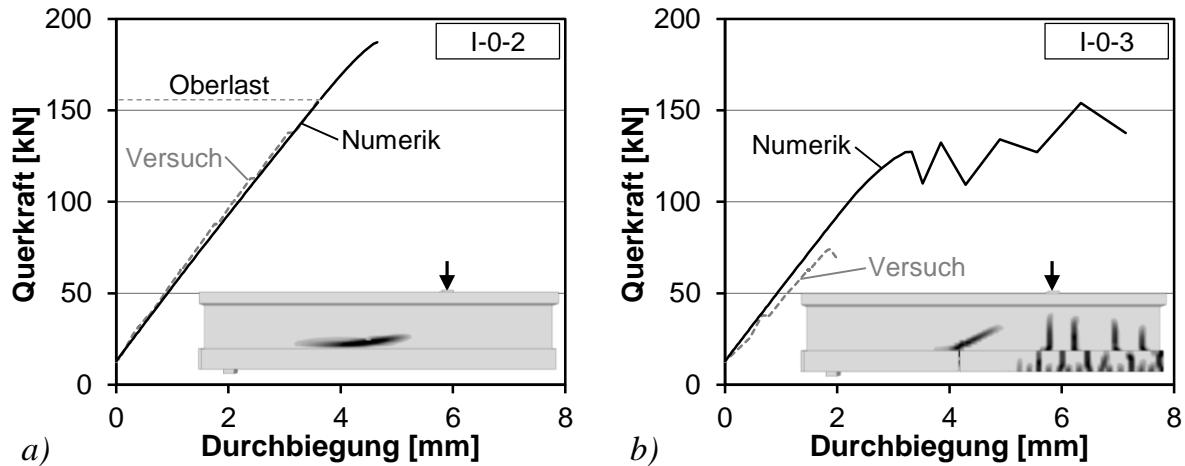


Bild 4-8: Vergleich numerischer und experimenteller Last-Durchbiegungskurven unterhalb der Lasteinleitung: a) Versuch I-0-2a; b) Versuch I-0-3a

In Versuch I-0-3 trat in einer Trägerhälfte ein statisches Querkraftversagen bei einer Querkraft von 74 kN ein, wohingegen die andere Trägerhälfte unter zyklischer Belastung erst bei einer Oberlast von 114,9 kN nach $7,5 \cdot 10^6$ Lastwechseln versagte. Die numerisch ermittelte Tragfähigkeit auf Mittelwertniveau beträgt etwa 150 kN (Bild 4-8b) und liegt im Bereich der Werte nach dem Hauptzugspannungskriterium sowie dem Ansatz nach /Gör04/. Die experimentell ermittelte statische Bruchlast scheint somit einen Ausreißer darzustellen, der vermutlich auf eine lokale Verringerung der Zugfestigkeit infolge einer im Steg vorliegenden Fehlstelle (großes Überkorn mit Lufteinschluss) zurückzuführen ist.

Neben dem Vergleich der numerisch ermittelten Bruchlasten mit den rechnerischen Werten $V_{Rm,ct}$ nach verschiedenen Ansätzen und der Last-Durchbiegungsbeziehung wurde zur Kontrolle des Tragverhaltens ebenfalls die Hauptzugspannung im Steg betrachtet. In Bild 4-9a sind die numerisch ermittelten Hauptzugspannungen σ_I in Versuch I-0-1a unter der Oberlast der zweiten Einwirkungskombination dargestellt. Der entsprechende Verlauf von σ_I nach Gleichung (2-3) im Steg kann Bild 4-9b entnommen werden. Hierbei wurden die Spannungen in 20 verschiedenen Längsschnitten zwischen Auflager und Lasteinleitung mit einem Abstand von jeweils 10 cm ermittelt. Zur Auswertung über die Steghöhe in einem Längsschnitt wurde jeder Längsschnitt in 25 äquidistante Horizontalschnitte unterteilt. Während in der numerischen Simulation die Diskontinuitätsbereiche bis zu einer Entfernung von jeweils etwa 0,6 m des Auflagers und der Prüflasteinleitung zutreffend erfasst werden, bildet Gleichung (2-3) diese nicht ab. Dies ist im Wesentlichen auf die Vernachlässigung der vertikalen Normalspannungskomponenten zurückzuführen. Die Hauptzugspannungen im Steg zwischen

den gestörten Bereichen weisen hingegen eine gute Übereinstimmung auf. Der zugehörige Verlauf von σ_I über die Steghöhe für drei ausgewählte Längsschnitte ist in Bild 4-9c dargestellt.

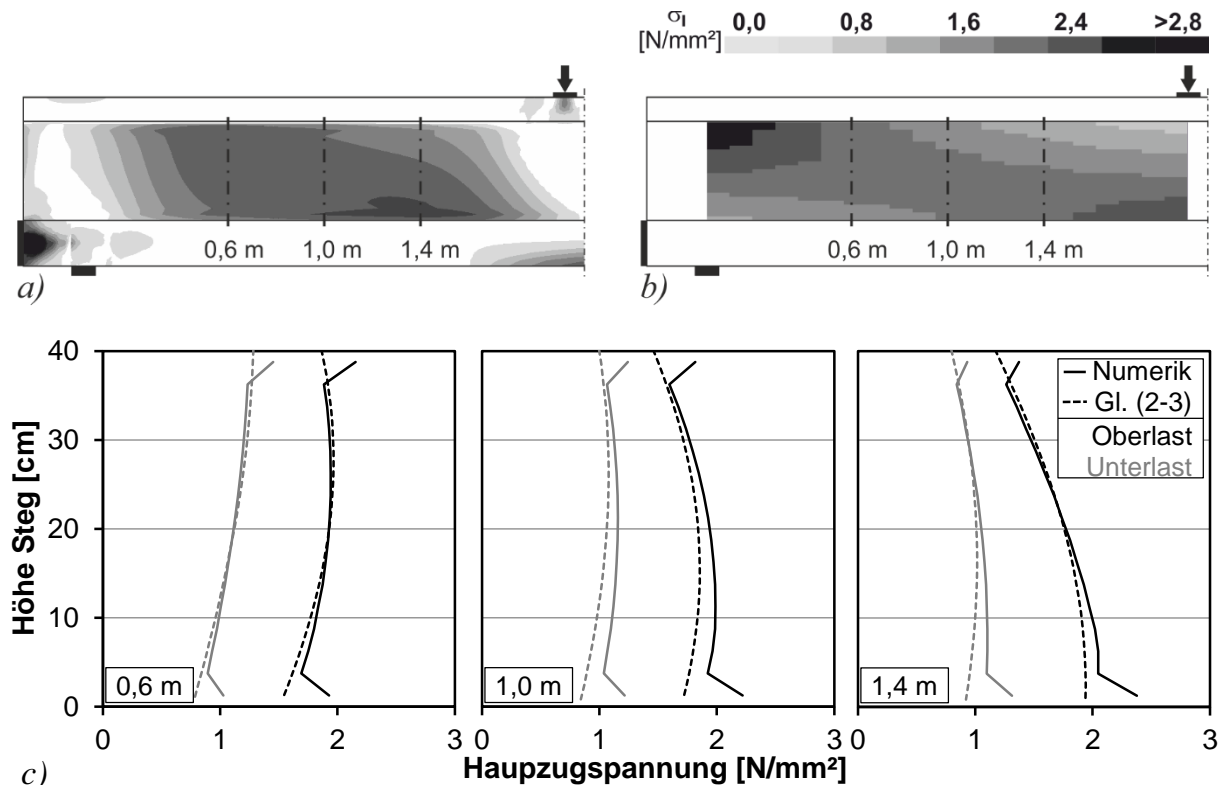


Bild 4-9: Hauptzugspannungen im Steg in Versuch I-0-1a (zweite Belastungskombination): a) numerische Berechnung, Oberlast; b) nach Gleichung (2-3), Oberlast; c) Verlauf über die Steghöhe in verschiedenen Längsschnitten

Die Höhe Null beschreibt die Lage des unteren Steganschnitts und 40 cm entsprechend die Höhe des oberen Steganschnitts. Sowohl unter der Oberlast als auch unter der Unterlast weichen die Hauptzugspannungen nur geringfügig voneinander ab. Lediglich im Bereich des Übergangs vom Steg in den Ober- und Untergurt ergeben sich aufgrund der geometrischen Diskontinuität größere Abweichungen. Gleichung (2-3) zur Bestimmung der Hauptzugspannung erscheint im Rahmen der weitergehenden Versuchsauswertung der I-Träger für den ungestörten Bereich zwischen Auflager und Lasteinleitung (0,6 m bis 1,4 m) anwendbar. Dies gilt ebenfalls für die untersuchten T-Träger, wobei sich der ungestörte Bereich aufgrund der Biegerissbildung in Nähe der Lasteinleitung verringert.

Die numerischen Untersuchungen an T-Trägern erfolgten ebenfalls unter Annahme der Mittelwerte der Materialkennwerte (Tabelle 4.1). In Bild 4-10 sind die Last-Durchbiegungsbeziehungen unterhalb der Lasteinleitung bis zum Erreichen der Höchstlast sowie die zugehörigen Rissbilder im Bruchzustand angegeben. Zur Darstellung der Risse werden die plastischen Dehnungen des Betons in Hauptzugrichtung $\epsilon_{pl,t}$ verwendet.

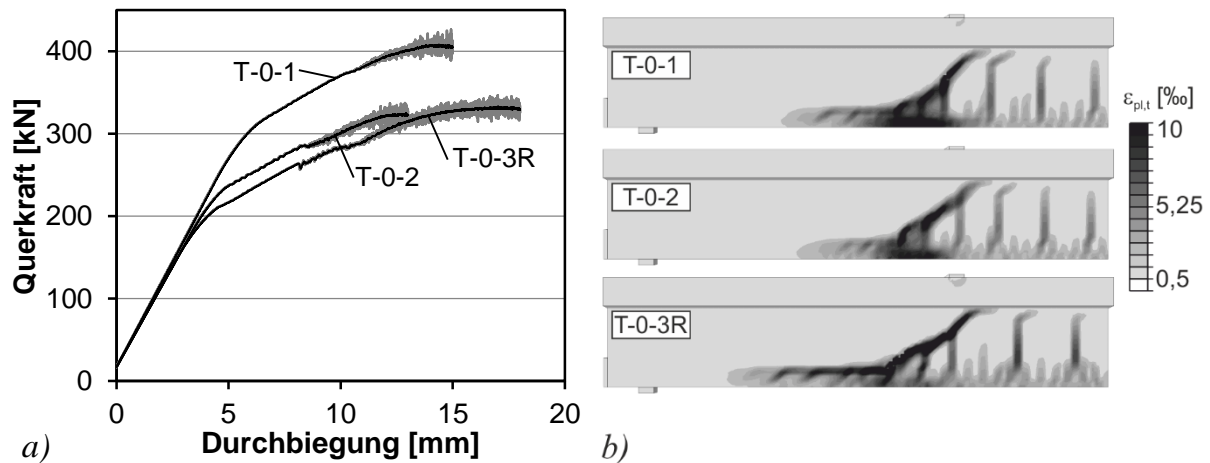


Bild 4-10: T-Träger ohne Querkraftbewehrung: a) Last-Durchbiegungsbeziehung unterhalb der Lasteinleitung; b) Rissbilder im Bruchzustand

Das Rissbild und die Versagensform weisen grundsätzlich eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den durchgeführten zyklischen Versuchen bzw. dem Versuch zur Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit auf. Die Verringerung der Vorspannung von Träger T-0-1 bis T-0-3R reduziert das Biegemoment, sodass die Last-Durchbiegungskurven infolge Biegerissbildung früher abflachen. Mit zunehmender Belastung entstanden bei den untersuchten Trägern im Bereich der Lasteinleitung ausgehend von Biegerissen geneigte Schubrisse, die sich vor Erreichen der Bruchlast vereinigten und zu einer instabilen Rissbildung führten. Infolge der instabilen Rissbildung erhöht sich bei der expliziten Berechnung die kinetische Energie geringfügig, sodass die Last-Durchbiegungsbeziehung eine minimale Oszillation aufweist. Zur Festlegung der Bruchlasten wurde daher jeweils das gewichtete Mittel der einwirkenden Querlast verwendet (schwarze Linie). Die statische Querlasttragfähigkeit ist bei den untersuchten Trägern mit Werten zwischen 324 kN und 407 kN unabhängig von der Vorspannung größer als nach /DIN09b/ und kleiner als nach /Gör04/ (Tabelle 4.2).

In Bild 4-11 sind die experimentellen und numerisch ermittelten Last-Durchbiegungsbeziehungen der Träger T-0-1 und T-0-3R für die Messstelle unterhalb der Lasteinleitung dargestellt.

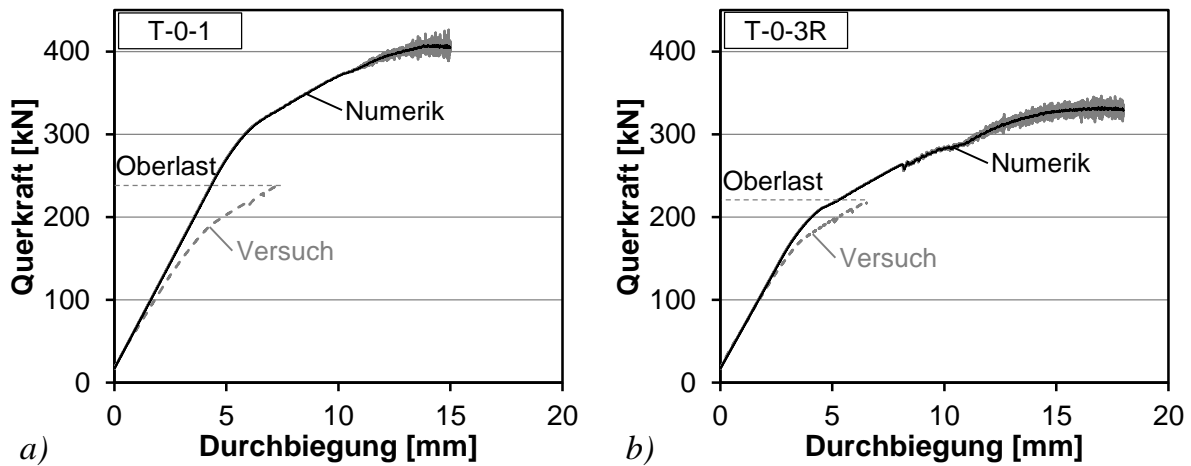


Bild 4-11: Vergleich numerischer und experimenteller Last-Durchbiegungskurven unterhalb der Lasteinleitung: a) Versuch T-0-1a; b) Versuch T-0-3Ra

Die Anfangssteifigkeit der ungerissenen Träger wird bei der vorhandenen Modellierung zutreffend erfasst. Mit zunehmender Belastung weichen die Kurvenverläufe stärker voneinander ab, da die Biegerisslast in den numerischen Untersuchungen überschätzt wird. Dies ist unter anderem auf die in der Modellierung nicht berücksichtigte Streuung der Betonzugfestigkeit ($1,0 \cdot f_{cm}$) und insbesondere der Vorspannkraft ($1,0 \cdot P_m$) zurückzuführen, sodass sich die Durchbiegungsdifferenzen bei niedrigerer Vorspannkraft verringern (Bild 4-11b). Die Steifigkeit der Versuchsträger nach Erstrissbildung im gerissenen Zustand stimmt mit dem im Versuch ermittelten Verhalten überein.

4.3.2.2 Träger mit Querkraftbewehrung

Die Träger mit Querkraftbewehrung wurden im Versuch im ersten Lastwechsel bis zur Schubrissbildung statisch belastet. Aufgrund der anschließenden zyklischen Belastung ist ein Vergleich der numerischen Berechnungen nach Schubrissbildung unter statischer Beanspruchung nicht möglich. In Bild 4-12 sind die experimentellen und numerisch ermittelten Last-Durchbiegungsbeziehungen der Träger I-15-1 und I-15-3 im Vier-Punkt-Biegeversuch angegeben. Zusätzlich sind die jeweiligen Rissbilder bei Berechnungsabbruch dargestellt. Die Modellierung des höher vorgespannten Trägers I-15-1 erfasst mit einem Wert von 179 kN sowohl die Schubrisslast als auch die zugehörige Durchbiegung zutreffend. Nach der Schubrissbildung fällt die Kraft schlagartig ab und die Durchbiegung erhöht sich, wobei eine weitere Laststeigerung rechnerisch nicht möglich ist. Aufgrund der starken Verformungen der Betonelemente infolge des Fließens der Bügelbewehrung bricht die Berechnung jedoch vorzeitig ab und die Zugfestigkeit der Bügelbewehrung wird in den Integrationspunkten nicht überschritten.

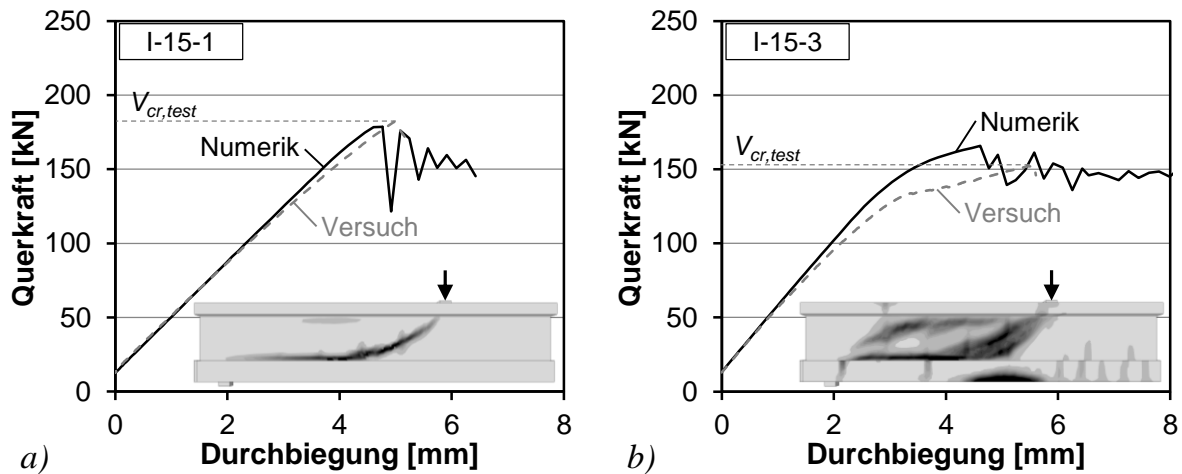


Bild 4-12: Vergleich numerischer und experimenteller Last-Durchbiegungskurven unterhalb der Lasteinleitung: a) Versuch I-15-1a; b) Versuch I-15-3a

Auch bei dem geringer vorgespannten Träger I-15-3 war in den durchgeführten Berechnungen keine weitere Laststeigerung nach Schubrissbildung möglich (Bild 4-12b). Hierbei wird die experimentell ermittelte Schubrisslast mit 165 kN geringfügig überschätzt. Die Verformungen nach Beginn der Biegerissbildung weichen aufgrund einer rechnerischen Überschätzung der Erstrisslast voneinander ab.

Die numerische Modellierung bildet die Umlagerung in ein Fachwerkmodell nach Schubrissbildung nicht vollständig ab. Das grundsätzliche Tragverhalten nach Schubrissbildung hingegen scheint zutreffend erfasst zu werden. So zeigen die Rissverläufe eine gute Übereinstimmung mit den in den Versuchen nach zyklischer Belastung vorliegenden Rissbildern (Bild 4-13).

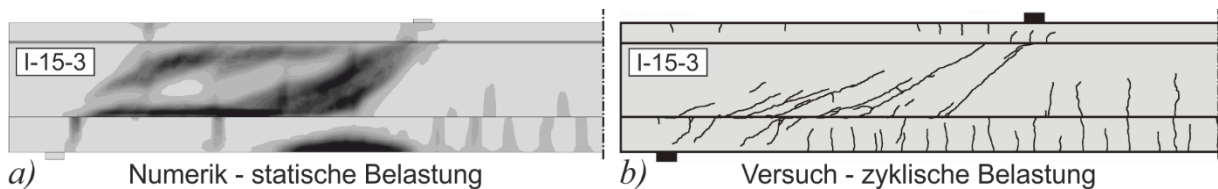


Bild 4-13: Rissbild Träger I-15-3: a) Numerik; b) Versuch

Der Steg weist mehrere unter unterschiedlicher Neigung verlaufende Diagonallrisse auf, die sich bis in den Obergurt unterhalb der Lasteinleitung und in den Untergurt im Bereich des Auflagers ausbreiten. An der Trägeroberseite bildet sich aufgrund der nicht abgebildeten Längsbewehrung im Obergurt anstatt mehrerer kleiner Vertikalrisse ein ausgeprägter vertikaler Einzelriss im Bereich des Auflagers. Dies betrifft ebenfalls die Berechnungen der Träger mit einem erhöhten Querkraftbewehrungsgrad von 0,22 % (Bild 4-14a). Hierbei fällt die Last schlagartig ab und die Durchbiegung erhöht sich. Die Schubrisslast wird um etwa 25 % bei einer nur geringfügigen Abweichung der Durchbiegungen überschätzt. Der anschließende sprunghafte Verlauf der numerisch ermittelten Kurve ist auf das explizite Berechnungsverfahren und die Entstehung kinetischer Energie zurückzuführen.

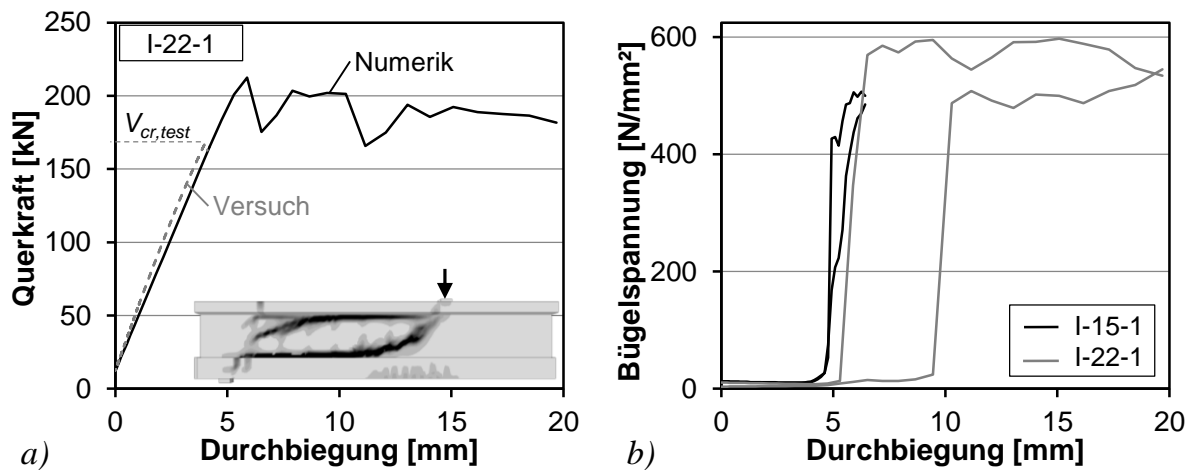


Bild 4-14: Träger mit Querkraftbewehrung: a) numerische und experimentelle Last-Durchbiegungskurven unterhalb der Lasteinleitung in Versuch I-22-1a; b) numerische Bügelspannungen im Rissbereich

Die Erhöhung des Querkraftbewehrungsgrads von 0,15 % auf 0,22 % reichte in den durchgeführten numerischen Untersuchungen nicht aus, um eine Laststeigerung nach Schubrissbildung zu ermöglichen. In Bild 4-14b sind die numerisch ermittelten Bügelspannungen in Abhängigkeit der Durchbiegung unterhalb der Lasteinleitung für ausgewählte Elemente in Höhe eines Schubrisses dargestellt. Die Schubrissbildung führt zu einem schlagartigen Anstieg der Bügelspannungen, die sich bei weiterer Durchbiegung erhöhen. Bei Träger I-22-1 entsteht zunächst ein Diagonalriss in Auflagernähe, bevor sich bei einer Durchbiegung von etwa 10 mm ein zweiter Riss im auflagernahen Bereich bildet. Während die Bügelspannungen bei einem Querkraftbewehrungsgrad von 0,22 % im Bereich der Stahlzugfestigkeit liegen, ergeben sich in den durchgeführten Berechnungen mit $\rho_w = 0,15\%$ in der Regel Bügelspannungen unterhalb der Stahlzugfestigkeit. Somit entsprechen die numerisch ermittelten Bruchlasten der Träger mit Querkraftbewehrung aufgrund des Berechnungsabbruchs nach Schubrissbildung ungefähr den rechnerischen Schubrisslasten (Tabelle 4.3).

Tabelle 4.3: Mittlere rechnerische statische Querkrafttragfähigkeiten $V_{Rm,sy}$ und $V_{Rm,ct}$ der Träger mit Querkraftbewehrung (in kN)

Träger	Numerik	$V_{Rm,sy,FB}$	$V_{Rm,sy,G}$	$V_{Rm,ct}^{(3-4)}$	$V_{Rm,ct}^{(3-3)}$
I-15-1	179	95	275	241	260
I-15-2	215	97	248	242	210
I-15-3	165	96	212	199	182
I-22-1	212	125	285	237	263

Ein Vergleich mit den statisch ermittelten Querkrafttragfähigkeiten $V_{Rm,sy}$ ist nicht direkt möglich, da die Bügelbewehrung die Zugfestigkeit nicht überschreitet. Jedoch weisen die numerischen Berechnungen analog zu den experimentellen Untersuchungen daraufhin, dass der Ansatz nach /DIN09b/ die Tragfähigkeit der untersuchten Träger unterschätzt.

4.4 Zyklische Beanspruchung

4.4.1 Materialmodell

4.4.1.1 Beton

Zur Abbildung der zyklischen Querkraftversuche an Spannbetonträgern ohne Querkraftbewehrung ist eine Modifikation des CDP-Modells im Zugbereich erforderlich, die die Degradation der Zugfestigkeit und des E-Moduls nach Kapitel 2.2 zutreffend erfasst. Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführte Modifikation erfolgte unter Verwendung von sogenannten „user subroutines“, die eine Änderung der Materialkennwerte in Abhängigkeit von definierten Feldvariablen ermöglichen. In Bild 4-15 ist das prinzipielle Ablaufschema zur Berechnung der zyklischen Querkraftversuche unter Verwendung des modifizierten CDP-Modells dargestellt.

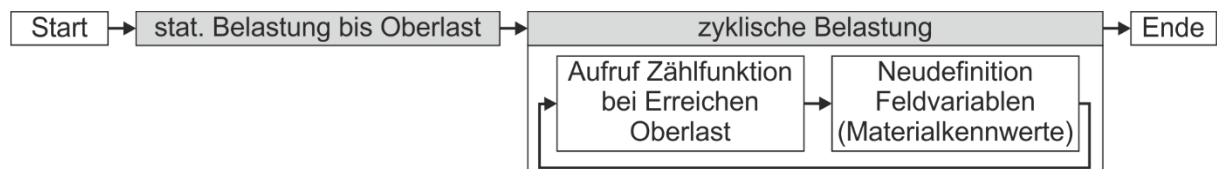


Bild 4-15: Ablaufdiagramm Ermüdungsmodell

Nach dem Aufbringen der Vorspannkraft wird zu Beginn der Berechnung die Prüfbelastung bis zum Erreichen der Oberlast gesteigert. Im Rahmen der anschließenden zyklischen Belastung bis zum Ende des Versuchs bzw. Versagen des Trägers erfolgt die Änderung der Materialkennwerte mithilfe der zwei dargestellten Programmblöcke, die im Folgenden erläutert werden.

Um die Materialeigenschaften in jedem Element des Trägers in Abhängigkeit der jeweiligen Beanspruchung anzupassen, wird bei jedem Erreichen der Oberlast eine Zählfunktion aufgerufen. Diese importiert den Spannungsvektor und ordnet die Hauptzugspannungen σ_I in vorher zu definierende Klassen ein. Überschreitet σ_I einen Klassengrenzwert $\sigma_{I,lim}$, so wird die Zählvariable ZV des Elements um 1 erhöht. Für $\sigma_I < \sigma_{I,lim}$ bleibt ZV unverändert und die Abfragefolge wird für das nächste Element durchgeführt. Sobald die Schleife für das letzte Element durchlaufen wurde, wird das nächste Zeitinkrement aufgerufen.

Nach Ausführung der Zählfunktion werden in dem anschließenden Inkrement die Feldvariablen in Abhängigkeit von ZV mithilfe der subroutine „VUSDFLD“ neu definiert. Die Zählvariablen sind als Statusvariable definiert, sodass sie ihren Wert bei Änderung des Zeitinkrements bis zum nächsten Aufruf der Zählfunktion beibehalten. Um die Zugfestigkeit und den E-Modul unabhängig voneinander ändern zu können, werden mehrere Feldvariable verwendet.

Zur Änderung der Zugfestigkeit und des E-Moduls werden die Kennwerte jeweils in Abhängigkeit der auf die Bruchlastspielzahl bezogenen Lastspielzahl $N / N_{failure,m}$ in

verschiedene Klassen unterteilt (Bild 4-16a). Der Verlauf des E-Moduls wurde basierend auf den Untersuchungen von /Hol79/ an Zylindern mit konstanter Unterspannung von $0,05 \cdot f_{ck}$ abschnittsweise definiert (Bild 4-16a). Um die spannungsabhängige Verringerung der Steifigkeit der experimentellen Untersuchungen näherungsweise abbilden zu können, wurde hierbei der Verlauf der geringsten in /Hol79/ untersuchten Oberspannung von 67,5 % der Druckfestigkeit gewählt (vgl. Bild 2-3), sodass sich eine möglichst geringe Spannungsschwingbreite ergibt.

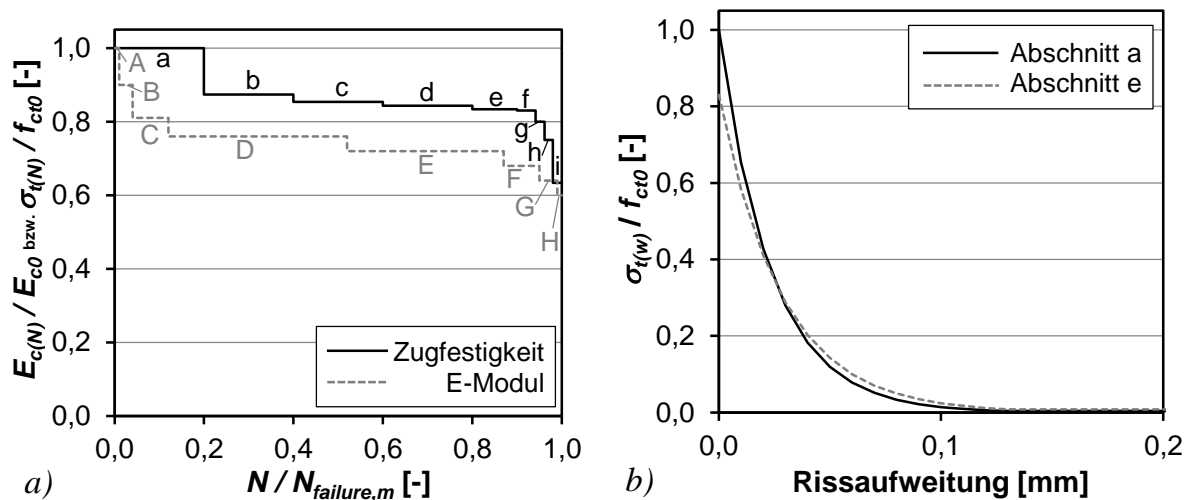


Bild 4-16: Abminderung der Materialkennwerte: a) Zugfestigkeit und E-Modul; b) Spannungs-Rissaufweitungsbeziehung ausgewählter Abschnitte

Zur Modellierung der Betonzugfestigkeit wird der Ansatz nach /Cor81/ für trocken gelagerte Prüfkörper nach Gleichung (2-1) verwendet. Um den Verlauf der Zugfestigkeit f_{ct}' in Abhängigkeit der jeweiligen Lastwechselzahl abbilden zu können, wird die Formel entsprechend /Fre84/ umgeformt und es ergibt sich Gleichung (4-8).

$$\frac{f_{ct}'}{f_{ct}} = 1,008 + 0,21 \cdot \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} - 0,067 \cdot \log N \quad (4-8)$$

Der Verlauf der in den numerischen Berechnungen maximal ertragbaren Zugfestigkeit $\sigma_{t(N)}$ wurde bis zu 80 % der Bruchlastspielzahl der Gleichung (4-8) abschnittsweise angenähert (Bild 4-16a). Um die überproportionale Festigkeitsabnahme vor dem Versagen zu erfassen, wurde der anschließende Verlauf in Anlehnung an das Modell nach /Pfa02/ für Oberspannungen von etwa 60 % der Betonzugfestigkeit definiert. Neben der maximal ertragbaren Zugfestigkeit $\sigma_{t(N)}$ muss für jeden Abschnitt eine zugehörige Spannungs-Rissaufweitungsbeziehung definiert werden. In Bild 4-16b sind exemplarisch die entsprechenden Verläufe des Abschnitts a mit der Anfangsfestigkeit f_{ct0} und des Abschnitts e mit einer maximalen Zugfestigkeit von etwa $0,8 \cdot f_{ct0}$ dargestellt.

Das modifizierte Materialmodell für Ermüdung wurde zunächst anhand eines einzelnen kraftgesteuerten zugbeanspruchten 8-knotigen Volumenelements überprüft. Auf-

grund der Verwendung von bezogenen Lastspielzahlen bei der Definition der Materialdegradation, lässt sich das qualitative Tragverhalten unter zyklischer Belastung anstelle der Simulation mehrerer Millionenlastwechsel durch die Verwendung von geringeren Lastspielzahlen abbilden. Im Rahmen der durchgeführten Berechnung wurden bis zu 100 Lastwechsel simuliert, bevor ein Ermüdungsversagen eintrat. Hierbei wurde zur Verringerung der Zugfestigkeit und des E-Moduls nach Bild 4-16a vereinfachend der gleiche Wert $N_{failure,m}$ angesetzt. In Bild 4-17a ist exemplarisch der Verlauf der Betondehnung in Hauptzugrichtung über die bezogene Lastspielzahl $N / N_{failure}$ dargestellt. Die zyklische Belastung variierte hierbei zwischen 73 % und 63 % der ungeschädigten Anfangszugfestigkeit.

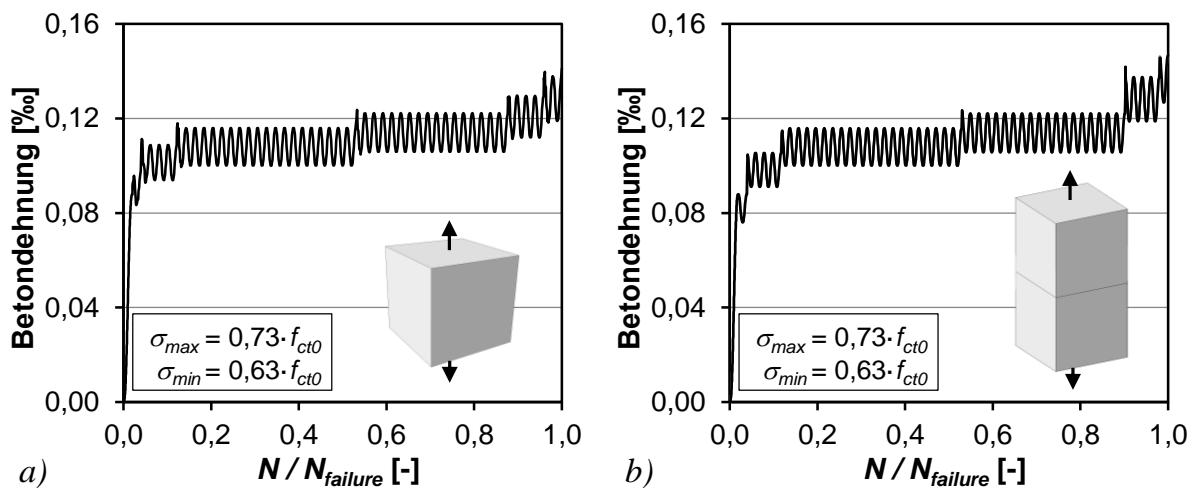


Bild 4-17: Entwicklung Betondehnungen in Hauptzugrichtung:
a) Modell mit einem Element; b) Modell mit zwei Elementen

Überschritten die Hauptzugspannungen den definierten Klassengrenzwert $\sigma_{i,lim}$, wurde die Zählvariable ZV des Elements um 1 erhöht und der E-Modul wurde entsprechend Bild 4-16a verringert. Während sich die Änderung des E-Moduls in einer schlagartigen Zunahme sowie dem stufenartigen Verlauf der Dehnungen äußert, hat die Verringerung der Zugfestigkeit mithilfe der zweiten Feldvariablen keinen Einfluss auf den Dehnungsverlauf. Hierüber wird vielmehr der Zeitpunkt des Berechnungsabbruchs definiert. So erfolgte bei einer Dehnung von etwa 0,14 ‰ die Verringerung der maximal aufnehmbaren Zugspannung $\sigma_{i(N)}$ (Übergang Abschnitt h in Abschnitt i nach Bild 4-16a) und die aufgebrauchte konstante Oberspannung von $0,73 \cdot f_{ct0}$ konnte nicht mehr aufgenommen werden.

Zur Überprüfung der Implementierung der elementabhängigen Feld- und Statusvariablen, wurde im Anschluss ein Modell bestehend aus zwei Volumenelementen mit einer kraftgesteuerten zyklischen Zugbeanspruchung beaufschlagt (Bild 4-17b). Die Dehnungsverläufe der zwei Elemente stimmen bis zum Berechnungsabbruch überein, sodass eine weitere Übertragung des modifizierten Modells auf die Trägerversuche grundsätzlich möglich ist. Die Abminderung von E-Modul und Betonzugfestigkeit liefert eine für die weiteren Untersuchungen zufriedenstellende Näherung für das zykli-

sche Betonverhalten. So sind die Verringerung der Steifigkeit sowie die Verringerung der Fließgrenze mit zunehmender Lastwechselzahl deutlich zu erkennen.

4.4.2 Ergebnisse

4.4.2.1 Träger ohne Querkraftbewehrung

Die numerischen Untersuchungen zum zyklischen Querkrafttragverhalten erfolgen mit dem in Kapitel 4.4.1.1 erläuterten modifizierten Materialgesetz exemplarisch für den Träger I-0-1. Abweichend von den zuvor beschriebenen Berechnungen am Würfelmodell mit einem bzw. zwei Elementen werden bei der folgenden Trägerberechnung die Feldvariablen unabhängig vom Spannungszustand bei Erreichen der Oberlast jeweils um 1 erhöht. Aufgrund der Verwendung der bezogenen Lastspielzahlen ist eine quantitative Aussage über das Ermüdungstragverhalten und die ertragbaren Lastwechsel nicht möglich. Vielmehr können hierdurch qualitative Rückschlüsse auf die Veränderung des Tragverhaltens unter zyklischer Beanspruchung gezogen werden. Aufgrund der ratenunabhängigen Formulierung des Materialgesetzes liegt kein Einfluss der Belastungsfrequenz vor.

Die aufgebrachte maximale Prüfbelastung unter Vernachlässigung des Eigengewichts betrug 145,2 kN bei einer zyklischen Unterlast von 125,5 kN. Dies entspricht etwa der ersten untersuchten Belastungskombination in Versuch I-0-2a. Insgesamt wurden 50 Lastwechsel aufgebracht, wobei der Träger nach 46 Lastwechseln infolge eines diagonalen Schubrisses im Steg versagte. Das Rissbild kurz vor Berechnungsabbruch und die Rissentwicklung vor Versagen können Bild 4-18a entnommen werden. Die erste Schädigung aufgrund einer Überschreitung der Zugfestigkeit erfolgt nach etwa 26 Lastwechseln im Bereich des unteren Steganschnitts in einer Entfernung von 1,3 m vom Auflager. Mit steigender Anzahl der Lastwechsel verbreitert sich der geschädigte Bereich analog zum beobachteten Verhalten unter statischer Belastung bei Lasterhöhung und ein ausgeprägter diagonaler Schubriss entsteht. Im letzten Lastwechsel versagt der Träger schlagartig. Das Rissbild weicht nur geringfügig von dem bei statischer Belastung ab.

Die plastische Schädigung infolge Rissbildung führt mit zunehmender Lastwechselzahl zu einer Spannungsumlagerung im Träger, die sich anhand des Verlaufs der Hauptzugspannungen im Steg anschaulich darstellen lässt. In der durchgeführten Berechnung ist jedoch nur eine begrenzte Umlagerung möglich, da die Änderung der Materialkennwerte spannungsunabhängig erfolgte und somit ebenfalls die weniger beanspruchten Bereiche die gleiche Materialdegradation erfuhren. Der Verlauf der Hauptzugspannungen unter Oberlast in ausgewählten Längsschnitten bei drei verschiedenen Lastwechselzahlen ist in Bild 4-18b angegeben.

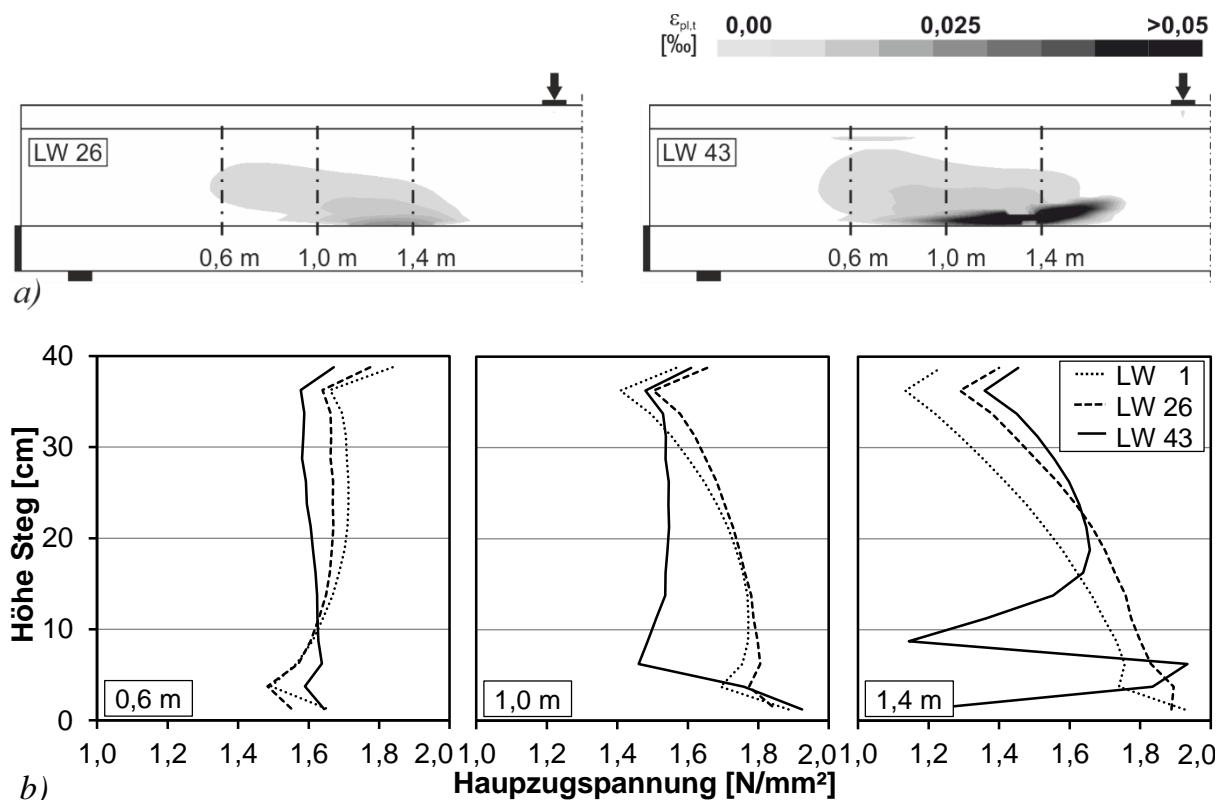


Bild 4-18: Träger I-0-1a: a) Plastische Dehnungen in Hauptzugspannungsrichtung nach 26 und 43 Lastwechseln; b) Hauptzugspannungsverlauf über die Steghöhe in verschiedenen Längsschnitten

Zu Berechnungsbeginn treten die größten Hauptzugspannungen σ_l im unteren Stegbereich in den beiden lastnahen Schnitten auf. Dementsprechend erfolgen dort die ersten plastischen Schädigungen und nach 26 Lastwechseln verringert sich z.B. im Schnitt bei 1,4 m in einer Höhe von etwa 10 cm der Wert σ_l . Mit zunehmender Lastwechselzahl erhöht sich dort die Spannungsabnahme und die ober- und unterhalb liegenden Bereiche werden stärker beansprucht. Gleichzeitig breitet sich der geschädigte Bereich aus und in einer Entfernung von 1,0 m vom Auflager ist nach 43 Lastwechseln ebenfalls eine Abnahme von σ_l im unteren Stegbereich festzustellen. Im auflagnernahen Schnitt wird der zu Beginn höher beanspruchte Bereich mit zunehmender Anzahl der Lastwechsel immer weniger beansprucht. Gleichzeitig erhöhen sich die Hauptzugspannungen im unteren Bereich des Steps.

Die beschriebene Änderung des Tragverhaltens unter zyklischer Belastung konnte in den durchgeführten statischen Berechnungen kurz vor Versagen nicht festgestellt werden. Dementsprechend scheint die numerische Berechnung des Trägerversuchs mit dem modifizierten Materialmodell die ebenfalls in den Versuchen beobachtete Änderung des Kraftflusses vor dem Ermüdungsversagen grundsätzlich abzubilden. Eine Aussage zur Dauer des Ankündigungsverhaltens im Bereich kleinster Verformungen ist jedoch aufgrund der verwendeten Modellierung der Materialdegradation in Abhängigkeit der Lastwechselzahl nicht möglich.

5 Ingenieurmodelle zur Bestimmung der zyklischen Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern

5.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird die Entwicklung von Ingenieurmodellen zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern ohne und mit geringem Querkraftbewehrungsgrad unter zyklischer Beanspruchung beschrieben. Hierzu erfolgt zunächst eine Nachrechnung der Versuche nach vorhandenen Berechnungsansätzen aus der Literatur. Basierend auf den bestehenden Ansätzen sowie den im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten Untersuchungen werden abschließend Ingenieurmodelle zur Ermittlung der zyklischen Querkrafttragfähigkeit erarbeitet.

5.2 Träger ohne Querkraftbewehrung

5.2.1 Versuchsnachrechnung

Für die Träger ohne Querkraftbewehrung erfolgt für die untersuchten Belastungskombinationen ein Vergleich mit den Ansätzen nach /DIN09b/ und /FIB12/. Um den Vergleich mit Versuchsergebnissen durchführen zu können, werden die Ansätze jeweils auf Mittelwertniveau ausgewertet.

Der Nachweis nach /DIN09b/ erfolgt durch eine Begrenzung der zulässigen Querkraftbeanspruchung basierend auf dem Bemessungswert der statischen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ nach Gleichung (2-5). Im Rahmen der Versuchsnachrechnung auf Mittelwertniveau wird der anschauliche grafische Nachweis mithilfe des Goodman-Diagramms verwendet, das für eine Lastwechselzahl von $1 \cdot 10^6$ hergeleitet wurde und für Einstufenversuche mit konstanter maximaler und minimaler Beanspruchung gilt (Bild 5-1). Der jeweilige Referenzwert der statischen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ct}$ wurde nach Gleichung (3-2) ermittelt und kann Tabelle 3.7 entnommen werden.

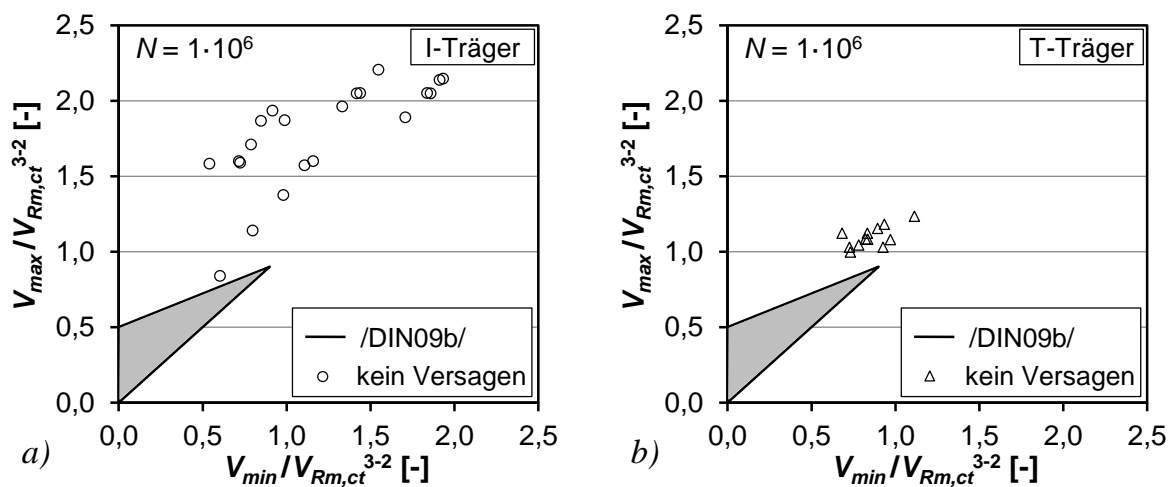


Bild 5-1: Versuchsnachrechnung nach /DIN09b/: a) I-Träger b) T-Träger

Die eingetragenen Punkte stellen die untersuchten Belastungskombinationen dar, bei denen nach $1 \cdot 10^6$ Lastwechseln kein zyklisches Querkraftversagen auftrat. Die Belastungskombinationen, die in den Versuchen zu einem Ermüdungsversagen führten, sind aufgrund der Versuchsdurchführung mit unterschiedlichen Belastungen an einem Träger nicht eingetragen. Insgesamt ergeben sich somit bei den I-Trägern 21 und bei den T-Trägern 12 Punkte im Goodman-Diagramm. Alle berücksichtigten Punkte liegen außerhalb des zulässigen Bereichs (grau), sodass bei Ansatz von Gleichung (3-2) für die untersuchten Spannbetonträger nach /DIN09b/ abweichend von den Versuchsergebnissen ein Ermüdungsversagen vor $1 \cdot 10^6$ Lastwechseln vorausgesagt wird. Der Ansatz nach /DIN09b/ zum Nachweis der Querkraftermüdung für Spannbetonträger ohne Querkraftbewehrung unterschätzt somit die ertragbare Lastspielzahl der untersuchten I-Träger und T-Träger. Darüber hinaus lagen die aufgebrachten Oberlasten mit einer Ausnahme oberhalb des rechnerisch ermittelten Werts $V_{Rm,ct}$. Da die Träger bei der statischen Erstbelastung nicht bzw. bei einem Versuch (I-0-3a) erst bei einer höheren Beanspruchung versagten, unterschätzt dieser Ansatz auch die statische Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Träger.

Der Ansatz nach /FIB12/ (Gleichung (2-20)) zur Bestimmung der Bruchlastspielzahl N_{2010} berücksichtigt das Verhältnis der Hauptzugspannung unter Oberlast zur zentrischen Betonzugfestigkeit $\sigma_{I,max} / f_{ctm}$. Da hierbei ein ungerissener Querschnitt vorausgesetzt wird, ist eine Auswertung nach Gleichung (2-20) nur für die I-Träger mit ungerissener Zugzone möglich. In Bild 5-2a ist der Verlauf der bezogenen rechnerischen Hauptzugspannung im Steg unter Oberlast in Versuch I-0-1a und I-0-3b exemplarisch für die erste bzw. vorletzte Belastungskombination dargestellt.

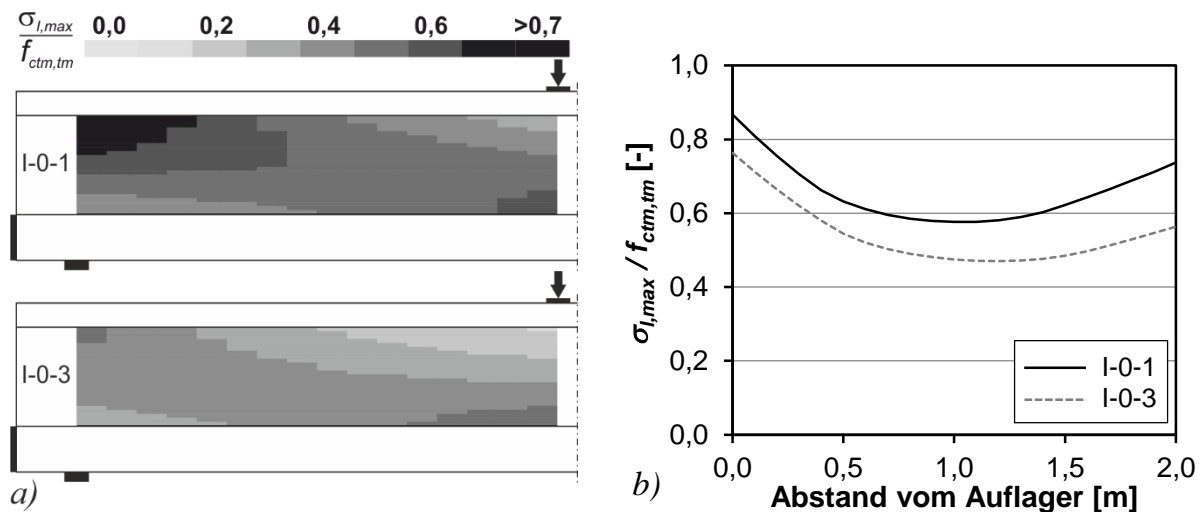


Bild 5-2: Bezogene Hauptzugspannungen unter Oberlast in repräsentativen Versuchen: a) im Steg; b) in Trägerlängsrichtung

Die rechnerischen Hauptzugspannungen variieren über die Steghöhe und ändern sich aufgrund der äußeren Belastung und des Eigengewichts abhängig vom Abstand zum Auflager. Mit zunehmender Entfernung vom Auflager erhöhen sich die Biegespannungen infolge der aufgebrachten Belastung und die Lage der maximalen Hauptzug-

spannung unter Oberlast verschiebt sich in Richtung des unteren Steganschnitts. Bei der Auswertung der bezogenen maximalen Hauptzugspannung über die Trägerlängsachse in Bild 5-2b wurden jeweils die maximalen Werte eines jeweiligen Längsschnitts angesetzt. Für die Versuchsnachrechnung nach Gleichung (2-20), die auf Mittelwertniveau hergeleitet wurde, ergibt sich die größte rechnerische Bruchlastspielzahl bei Verwendung des in Trägerlängsrichtung niedrigsten Werts $\sigma_{l,max} / f_{ctm,tm}$. Die Lage variiert hierbei in Abhängigkeit von der Vorspannung und der jeweiligen Oberlast (Bild 5-2b). Dieser Bereich befand sich in den durchgeführten Untersuchungen, ebenso wie die geneigten Schubrisse, etwa in einem Abstand von 1,0 m vom Auflager, sodass die Werte N_{2010} in Tabelle 5.1 mit $\sigma_{l,max}$ in 1,0 m Entfernung vom Auflager ermittelt wurden. Die angegebenen Werte $f_{ctm,tm}$ entsprechen den über die Versuchsdauer gemittelten zentrischen Betonzugfestigkeiten der begleitenden Baustoffproben (Tabelle 3.4). Da der Ansatz nach /FIB12/ ausschließlich bei Belastungen mit konstanter Ober- und Unterlast verwendet werden darf, erfolgt die Berechnung von N_{2010} für die Versuchsträger jeweils nur für die erste untersuchte Belastungskombination.

Tabelle 5.1: Rechnerische Bruchlastspielzahl nach /FIB12/ und Vergleich mit Versuchsergebnissen

Versuch	$\sigma_{l,max}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,tm}$ [N/mm ²]	N_{2010} [-]	$N_{test,VI}$ [-]	Versagen Versuch
I-0-1a	1,9	3,2	75.000	2.400.000	nein
I-0-2a	1,6	3,1	640.000	2.350.000	nein
I-0-3b	0,5	3,3	$1,5 \cdot 10^{10}$	500.000	nein
I-0-4a	1,3	2,8	$2,6 \cdot 10^6$	2.000.000	nein
I-0-5a	1,2	2,9	$10,8 \cdot 10^6$	1.000.000	nein
I-0-6a	1,4	2,5	191.000	2.000.000	nein

Die nach /FIB12/ berechneten Bruchlastspielzahlen sind zu konservativ und unterschätzen die im Versuch ertragenen Lastwechselzahlen $N_{test,VI}$ unter der ersten Belastungskombination. So ergibt sich nach /FIB12/ in drei Versuchen entgegen den Versuchsergebnissen ein rechnerisches Ermüdungsversagen. Dabei ist anzumerken, dass die Träger anschließend in der Regel noch weiter mit erhöhten Lasten ohne Versagen beansprucht werden konnten. Für die Versuche I-0-3b, I-0-4a und I-0-5a ergeben sich aufgrund der geringen Oberlasten sehr große Werte N_{2010} . Da die Belastung in den Versuchen deutlich vor Erreichen der rechnerischen Bruchlastspielzahlen Werte erhöht wurde, kann hier der Ansatz nach /FIB12/ nicht bewertet werden.

5.2.2 Entwicklung von Ingenieurmodellen

Im Folgenden werden zwei Ansätze zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern ohne Querkraftbewehrung unter zyklischer Beanspruchung sowie die zugehörigen Herleitungen beschrieben. Hierbei handelt es sich in Anlehnung an /DIN53a/, /DIN09b/, /Wal04/ zum einen um eine Begrenzung der Querkraftbeanspru-

chung und zum anderen um die Begrenzung der Hauptzugspannungen unter zyklischer Querkraftbeanspruchung.

5.2.2.1 Begrenzung der Querkraftbeanspruchung

Der Ansatz nach /DIN09b/ für Bauteile ohne Querkraftbewehrung begrenzt die zulässige Querkraftbeanspruchung anhand der statischen Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (2-5) für gerissene Bauteile. Da Gleichung (2-5) die statische Tragfähigkeit der untersuchten I-Träger deutlich unterschätzt, ist dieser Ansatz nicht zur Beschränkung der zulässigen Querkraftschwingbreite der doppeltprofilierten Spannbetonträger bei zyklischer Beanspruchung geeignet.

Die untersuchten I-Träger wiesen unter den Belastungskombinationen, die kein Ermüdungsversagen innerhalb von $1 \cdot 10^6$ Lastwechseln ergaben, im überwiegenden Bereich des Untergurts Druckspannungen auf. In Bild 5-3a sind die rechnerischen Betonlängsspannungen $\sigma_{fl,w}$ der Träger in Höhe des unteren Steganschnitts unter Oberlast dargestellt. Hierbei wurde jeweils die Belastungskombination angesetzt, die mindestens $1 \cdot 10^6$ Lastwechsel ohne Ermüdungsversagen aufgebracht werden konnte und den größten Wert $\sigma_{fl,w}$ ergibt. Während in den Versuchen I-0-3b und I-0-6a aufgrund der niedrigsten Vorspannung im Bereich der Lasteinleitung geringfügige Zugspannungen in Höhe des Steganschnitts auftraten, war der Steg in den übrigen Versuchen ohne Ermüdungsversagen vollständig überdrückt. An der Trägerunterseite hingegen lagen bereichsweise jeweils Randzugspannungen vor.

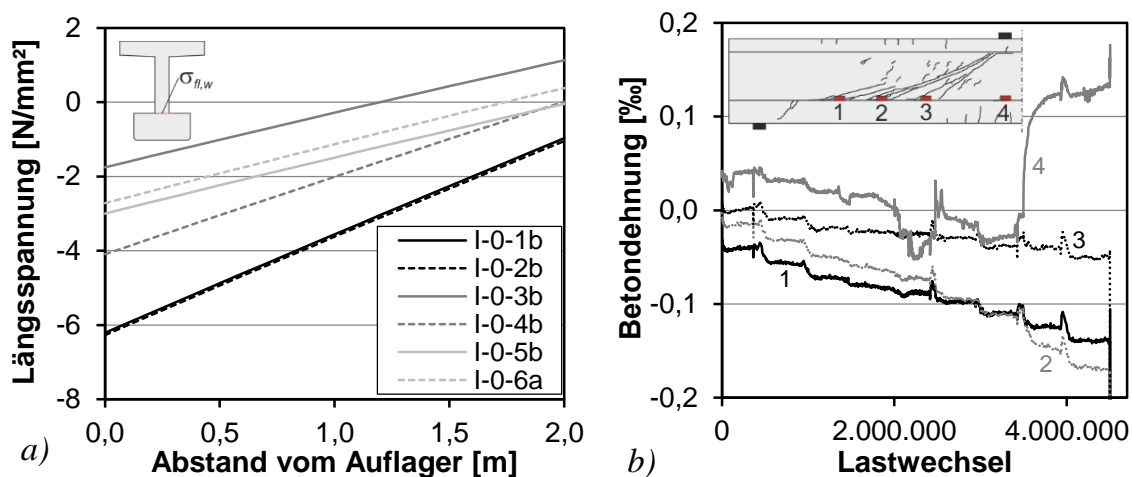


Bild 5-3: Betonspannungen im Steganschnitt unter Oberlast: a) maßgebende rechnerische Werte aller Träger; b) gemessene Werte Versuch I-0-4a

Die rechnerisch ermittelten Spannungen und zugehörigen Dehnungen weisen eine gute Übereinstimmung mit den in den Versuchen ermittelten Betondehnungen auf. In Bild 5-3b ist exemplarisch der Verlauf der mit DMS gemessenen Betondehnungen in vier verschiedenen Längsschnitten in Versuch I-0-4a dargestellt. Hierbei wurden zur besseren Vergleichbarkeit die Messwerte um den Einfluss der Vorspannung korrigiert. Mit zunehmender Lastwechselzahl erhöhen sich die Betonstauchungen geringfügig

aufgrund des Kriechens des Betons. Die Messstellen 1 bis 3 im für das Querkraftversagen maßgebenden Bereich des Schubfelds wiesen jeweils Stauchungen auf. Lediglich im Bereich der Messstelle 4 unterhalb der Lasteinleitung traten infolge Rissbildung vor Versuchsende Zugspannungen auf.

Weist ein Spannbetonträger im Grenzzustand der statischen Tragfähigkeit für Querkraft keine Biegerisse auf, so darf nach /DIN09b/ der zugehörige Wert $V_{Rd,ct}$ unter vorwiegend-ruhender Belastung nach Gleichung (2-6) basierend auf dem Hauptzugspannungskriterium bestimmt werden. Da die untersuchten I-Träger im relevanten Stegbereich keine Biegerisse aufwiesen, scheint die Anwendung dieses Ansatzes auch für zyklische Querkraftbeanspruchung anwendbar. Im Folgenden wird daher Gleichung (2-6) für zyklische Querkraftbeanspruchung in Form eines Goodman-Diagramms erweitert. Die Erweiterung erfolgt hier zunächst für I-Träger, da bei den T-Trägern im rechnerischen Bruchzustand Biegerisse auftreten und $V_{Rm,ct}$ nach dem Hauptzugspannungskriterium bei strenger Auslegung nicht ermittelt werden darf.

Neben $V_{Rm,ct}$ nach dem Hauptzugspannungskriterium (vgl. Bild 3-36) variiert sowohl die Einwirkung infolge Prüfbelastung als auch das Eigengewicht in Trägerlängsrichtung, sodass sich für jeden Längsschnitt eine unterschiedliche Ausnutzung der statischen Querkrafttragfähigkeit ergibt. In Bild 5-4a ist exemplarisch der Verlauf der bezogenen Querkraftbeanspruchung unter Ober- und Unterlast für die zweite Belastungskombination des Versuchs I-0-1a dargestellt. Zusätzlich ist die resultierende Schwingbreite der Querkraftbeanspruchung angegeben, die ebenfalls vom Abstand zum Auflager abhängt. So variiert das Verhältnis $V_{max} / V_{Rm,ct}$ zwischen 0,87 am Auflager und 0,69 in der Mitte zwischen Auflager und Lasteinleitung. Der maximale Wert der bezogenen Querkraftschwingbreite beträgt 26 % am Auflager und verringert sich in Richtung Lasteinleitung auf 21 % der statischen Querkrafttragfähigkeit.

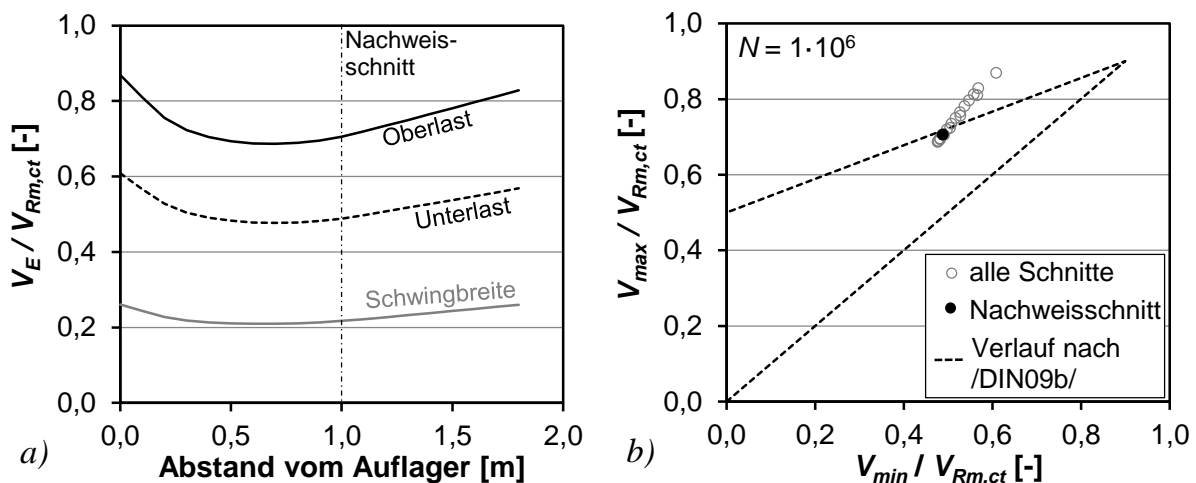


Bild 5-4: Zweite Belastungskombination Versuch I-0-1a: a) bezogene Querkraftbeanspruchung; b) Goodman-Diagramm

Werden die Beanspruchungen in ein Goodman-Diagramm übertragen, ergibt sich somit für jeden Längsschnitt ein Punkt im Diagramm (Bild 5-4b). Die gestrichelte Linie stellt die Form der Grenzen für querkraft- und druckbeanspruchten Beton nach /DIN09b/ dar. Je kleiner die Verhältnisse $V_{max} / V_{Rm,ct}$ und $\Delta V / V_{Rm,ct}$ sind, desto konservativer ist das hiermit entwickelte Goodman-Diagramm. Da die Lage der minimalen bezogenen Querkraftbeanspruchung und Schwingbreite von der jeweiligen Belastung und dem Versuchsträger (Zugfestigkeit, Vorspannung) abhängt, wird für alle Versuche ein Nachweisschnitt im Abstand von 1 m vom Auflager verwendet. Dies entspricht etwa der Lage der maßgebenden Querkraftbeanspruchung (min. $V_{max} / V_{Rm,ct}$) und Querkraftschwingbreite (min. $\Delta V / V_{Rm,ct}$) der Versuchsträger und weist ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit der in den Versuchen an I-Trägern beobachteten Lage der Schubrisse auf. In einem Bereich bis etwa 0,6 m vom Auflager und der Lasteinleitung entfernt liegen aufgrund der lokalen Lastkonzentrationen Diskontinuitätsbereiche vor, sodass eine Auswertung hier nicht sinnvoll ist (Kapitel 4.3.2).

Die Auswertung der durchgeführten Versuche an I-Trägern nach dem zuvor beschriebenen Vorgehen ergibt das in Bild 5-5 dargestellte Goodman-Diagramm zur Begrenzung der Querkraftbeanspruchung. Die Herleitung erfolgte auf Mittelwertniveau für eine Lastwechselzahl von $1 \cdot 10^6$, sodass analog zur Versuchsnachrechnung (Bild 5-1a) alle Belastungskombinationen berücksichtigt wurden bei denen nach $1 \cdot 10^6$ Lastwechseln kein zyklisches Querkraftversagen auftrat.

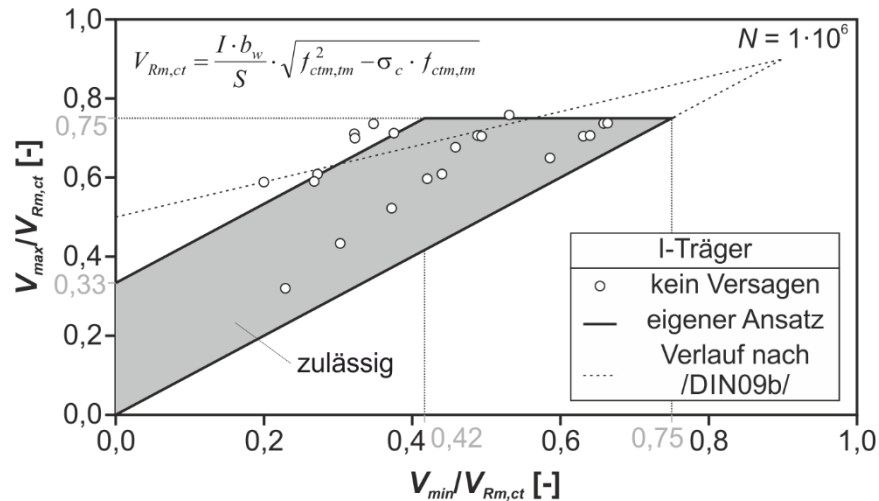


Bild 5-5: Ansatz zur Begrenzung der Querkraftschwingbreite (I-Träger)

Basierend auf den ertragenen Lastspielzahlen und Querkraftbelastungen werden zulässige Beanspruchungen definiert, unter denen kein Ermüdungsversagen zu erwarten ist (grau hinterlegt). Bei der Begrenzung der zulässigen Querkraftschwingbreite auf Basis der statischen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ct}$ nach dem Hauptzugspannungskriterium darf die maximale Querkraft $0,75 \cdot V_{Rm,ct}$ nicht überschreiten und ist die Schwingbreite zwischen Oberlast und Unterlast auf $1/3 \cdot V_{Rm,ct}$ zu begrenzen. Somit liegen sieben der 21 Belastungskombinationen an I-Trägern ohne Ermüdungsversagen außerhalb des zu-

lässigen Bereichs, d.h. die ertragbare Bruchlastspielzahl wird entsprechend unterschätzt. Da die vorgeschlagene Begrenzung der Querkraftbeanspruchung basierend auf den Versuchsdaten entwickelt wurde, ist sicherzustellen, dass der Querschnitt unter der maßgebenden Belastung, analog zu den Versuchen (vgl. Bild 5-3) in Höhe des unteren Steganschnitts keine Längszugspannungen aufweist. Die gestrichelten Linien stellen die Form der Grenzen für querkraftbeanspruchten Beton nach /DIN09b/ dar, wobei jedoch eine abweichende Referenzquerkrafttragfähigkeit verwendet wird.

5.2.2.2 Begrenzung der schiefen Hauptzugspannung

Bei dem in Kapitel 5.2.2.1 vorgeschlagenen Ansatz zur Begrenzung der Querkraftbeanspruchung muss die statische Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ct}$ nach dem Hauptzugspannungskriterium in Abhängigkeit der einwirkenden Kräfte iterativ ermittelt werden. Hieraus können sich insbesondere bei der Anwendung auf Bauteile mit komplexeren Einwirkungskombinationen (z.B. Brücken) Schwierigkeiten ergeben, da nicht eindeutig ist, wie die unterschiedlichen einwirkenden Lastfälle mit den zugehörigen Kombinations- und Teilsicherheitsbeiwerten bei der iterativen Ermittlung berücksichtigt werden. So können etwa pauschal die gesamte einwirkende Beanspruchung (ständige und veränderliche Lasten) oder nur ausgewählte Lastfälle (z.B. Verkehr) variiert werden. Daher wird nachfolgend eine alternative Form des Nachweises der Querkraftermüdung durch die Begrenzung der schiefen Hauptzugspannung in Anlehnung an den Nachweis der statischen Querkrafttragfähigkeit nach /DIN53a/ und /DIN79/ entwickelt. Hierdurch entfällt die iterative Berechnung und der Nachweis kann unter einer definierten Einwirkungskombination erfolgen.

Die Ermittlung der statischen Querkrafttragfähigkeit nach dem Hauptzugspannungskriterium berücksichtigt den Einfluss der Betonlängsspannung σ_x im jeweiligen Nachweisschnitt. Da die Hauptzugspannung der Betonzugfestigkeit gleichgesetzt wird, erfolgt die Berechnung von $V_{Rm,ct}$ für den statischen Bruchzustand. In Bild 5-6a ist exemplarisch der entsprechende Verlauf der Betonlängsspannungen σ_x , der Schubspannungen τ und der Hauptzugspannung σ_l im Steg des Trägers I-0-1 in einem Abstand von 1 m vom Auflager dargestellt. Zusätzlich sind die Spannungsverläufe im Steg für die Oberlast der zweiten zyklischen Belastungskombination in Versuch I-0-1a angegeben. Aufgrund der geringeren Querkraftbeanspruchung unter zyklischen Lasten ergeben sich vom statischen Bruchzustand abweichende Verläufe und Werte der Spannungen. Somit weichen die bezogene Querkraftbeanspruchung $V_E / V_{Rm,ct}$ und die auf die Betonzugfestigkeit bezogene maximale Hauptzugspannung $\sigma_{l,max} / f_{ctm,tm}$ ebenfalls voneinander ab (Bild 5-6b). Der Wert $\sigma_{l,max}$ bei Ober- und Unterlast entspricht jeweils der maximalen Hauptzugspannung über die Bauteilhöhe in einem Längsschnitt.

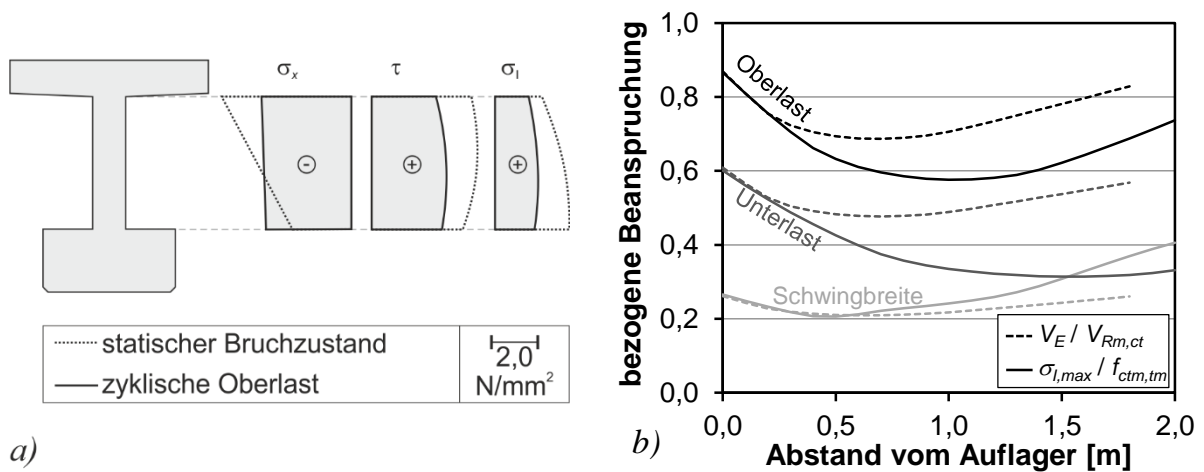


Bild 5-6: Zweite Belastungskombination Versuch I-0-1a: a) Spannungsverlauf im Steg unter Oberlast (1 m Abstand vom Auflager); b) bezogene Beanspruchung in Trägerlängsrichtung

Beträgt das Verhältnis der einwirkenden Querkraft zur statischen Querkrafttragfähigkeit im Abstand von 1 m vom Auflager etwa 0,71 unter Oberlast, so verringert sich der entsprechende Wert für $\sigma_{I,max} / f_{ctm,tm}$ auf 0,58. Dementsprechend weichen die bezogene Beanspruchung der Querkraftschwingbreite und der Hauptzugspannungsschwingbreite ebenfalls voneinander ab. Die bezogenen Hauptzugspannungen variieren aufgrund der veränderlichen Betonlängs- und Schubspannungen in Abhängigkeit des Abstands zum Auflager, wobei der Verlauf näherungsweise dem der bezogenen Querkraftbeanspruchung entspricht.

Die Lage der zur Herleitung der zulässigen Hauptzugspannungen maßgebenden Beanspruchung ($\min. \sigma_{I,max} / f_{ctm,tm}$, $\min. \Delta\sigma_I / f_{ctm,tm}$) hängt von der jeweiligen Belastung und dem Versuchsträger ab. Daher wird analog zur Entwicklung der zulässigen Querkraftbeanspruchung für alle Versuche ein Nachweisschnitt im Abstand von 1 m vom Auflager verwendet. Dies entspricht etwa der Lage der minimalen bezogenen Hauptzugspannung und Hauptzugspannungsschwingbreite der Versuche an I-Trägern. Die numerischen Berechnungen in Kapitel 3.3.2 zeigen, dass in diesem Bereich ein ebener, ungestörter Spannungszustand vorliegt und Gleichung (2-3) zur Bestimmung der Hauptzugspannung unter Vernachlässigung der vertikalen Normalspannungen anwendbar ist.

Zusätzlich zur Änderung der Hauptzugspannungen in Trägerlängsrichtung ergeben sich in einem Nachweisschnitt, aufgrund der über die Bauteilhöhe unterschiedlichen Betonlängsspannungen und Schubspannungen, verschiedene Werte σ_I . Darüber hinaus führen die unterschiedlichen Spannungsverläufe unter Ober- und Unterlast zu einer über die Steghöhe variablen Schwingbreite $\Delta\sigma_I$ der Hauptzugspannungen. Dies bedeutet, dass sich die maximalen Werte der Hauptzugspannung unter Oberlast $\sigma_{I,max}$ und Unterlast $\sigma_{I,min}$ in unterschiedlichen Höhenlagen befinden. In Bild 5-7a sind repräsentativ das Verhältnis $\sigma_{I,max}/f_{ctm,tm}$ der zweiten Belastungskombination in Versuch I-0-1a bei Oberlast und die zugehörige bezogene Schwingbreite $\Delta\sigma_I/f_{ctm,tm}$ dargestellt.

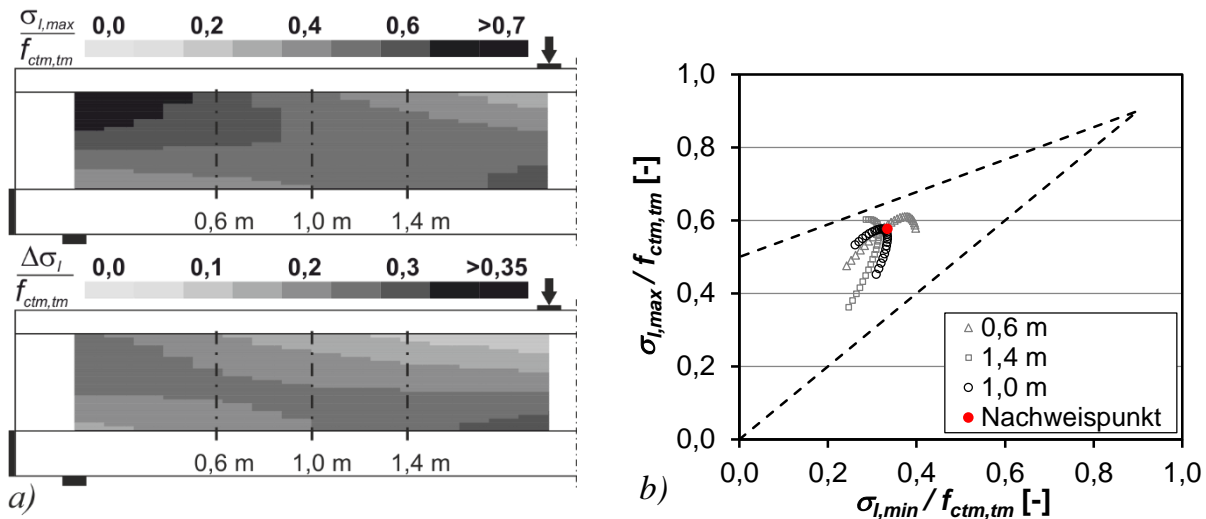


Bild 5-7: Zweite Belastungskombination Versuch I-0-1a: a) Spannungsverlauf im Steg; b) Goodman-Diagramm für verschiedene Längsschnitte

Während bei der Herleitung der zulässigen Querkraftbeanspruchung jeder Nachweischnitt zu einem Punkt im Goodman-Diagramm führt (Bild 5-4b), ergeben sich bei der Darstellung der Hauptzugspannungen im Goodman-Diagramm für jeden Nachweischnitt mehrere Punkte (Bild 5-7b). Hierzu wurden die Hauptzugspannungen in verschiedenen Lamellen mit einer Höhe von jeweils 2,5 cm berechnet. Vereinfachend wird zur Bestimmung der zulässigen Schwingbreite der Hauptzugspannungen jeweils der maximale Wert der Hauptzugspannung unter Ober- und Unterlast in dem Nachweischnitt (1,0 m vom Auflager entfernt) als Nachweispunkt verwendet. Hierdurch ergibt sich ein geringfügig größerer Wert $\Delta\sigma$ als der über die Bauteilhöhe vorliegende minimale Wert. Aufgrund der geringen untersuchten Schwingbreiten sowie der variierenden Verhältnisse $\frac{\sigma_{l,max}}{f_{ctm,tm}}$ und $\frac{\Delta\sigma_l}{f_{ctm,tm}}$ im relevanten Schubfeld wird dieser Einfluss jedoch vernachlässigt. Die Auswertung der Versuche an I-Trägern nach dem zuvor beschriebenen Vorgehen ergibt das in Bild 5-8 dargestellte Goodman-Diagramm.

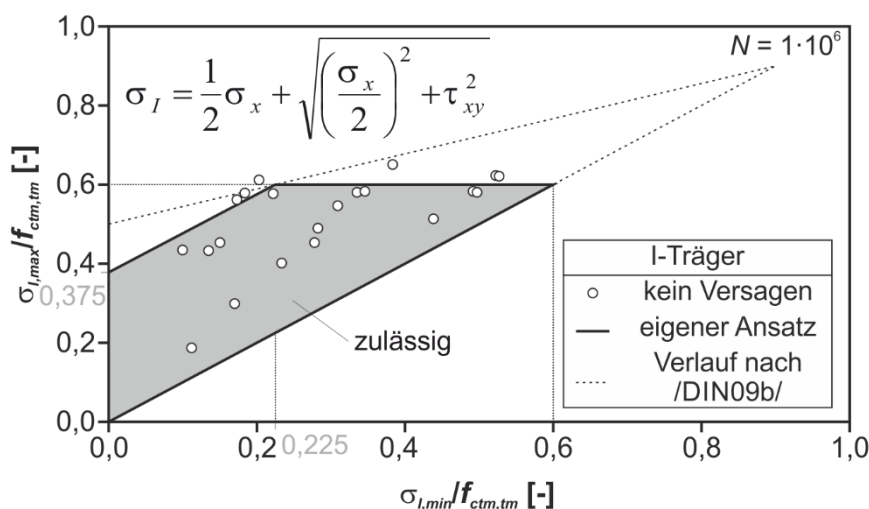


Bild 5-8: Ansatz zur Begrenzung der schiefen Hauptzugspannung (I-Träger)

Hierbei sind anstelle der Querkraftbeanspruchung die bezogenen Hauptzugspannungen der I-Träger unter Ober- und Unterlast dargestellt, bei denen nach $1 \cdot 10^6$ Lastwechseln kein Ermüdungsversagen eintrat. Die Herleitung der zulässigen Hauptzugspannungen erfolgt somit auf Mittelwertniveau auf Basis der untersuchten Belastungskombinationen für eine Lastspielzahl von $N = 1 \cdot 10^6$. Unter der maximalen Einwirkung dürfen 60 % der Betonzugfestigkeit nicht überschritten werden und die zugehörige Schwingbreite der Hauptzugspannung $\Delta\sigma$ muss kleiner als $0,375 \cdot f_{ctm,tm}$ sein. Auch bei diesem Ansatz wird für sechs von 21 Belastungskombinationen eine geringere zyklische Querkrafttragfähigkeit der I-Träger prognostiziert als in den Versuchen beobachtet. Der Ansatz für I-Träger sollte nur angewendet werden, wenn der Querschnitt, analog zu den Versuchen, in Höhe des unteren Steganschnitts keine Längszugspannungen aufweist. Der Einfluss der Rotation der Hauptzugspannungen auf die Ermüdungsfestigkeit ist bei der Definition der zulässigen Hauptzugspannungen bereits erfasst und muss somit nicht gesondert berücksichtigt werden. Die gestrichelten Linien stellen die Form der Grenzen für druckbeanspruchten Beton nach /DIN09b/ dar. Sie entsprechen somit der Annahme einer identischen Ermüdungsfestigkeit von Beton unter Druck- und Zugschwellbeanspruchung.

Um den Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die definierten zulässigen Hauptzugspannungen zu untersuchen, wurden der obere und untere 5 %-Fraktilwert der Betonzugfestigkeit der durchgeführten zentrischen Zugversuche der begleitenden Baustoffproben ermittelt. Hierbei variierte der untere Grenzwert der Zugfestigkeit je nach Versuchsträger und Prüfzeitpunkt zwischen etwa $0,75 \cdot f_{ctm}$ und $0,95 \cdot f_{ctm}$. Daher wird im Folgenden eine minimale Zugfestigkeit von 85 % des über die Versuchsdauer gemittelten Mittelwerts der Betonzugfestigkeit $f_{ctm,tm}$ verwendet. Der obere Grenzwert der Zugfestigkeit lag in den verschiedenen Serien der Zugversuche etwa zwischen $1,05 \cdot f_{ctm}$ und $1,25 \cdot f_{ctm}$, sodass als oberes Fraktil ein Wert von $1,15 \cdot f_{ctm,tm}$ angesetzt wird. Die entsprechenden Goodman-Diagramme sind in Bild 5-9 angegeben.

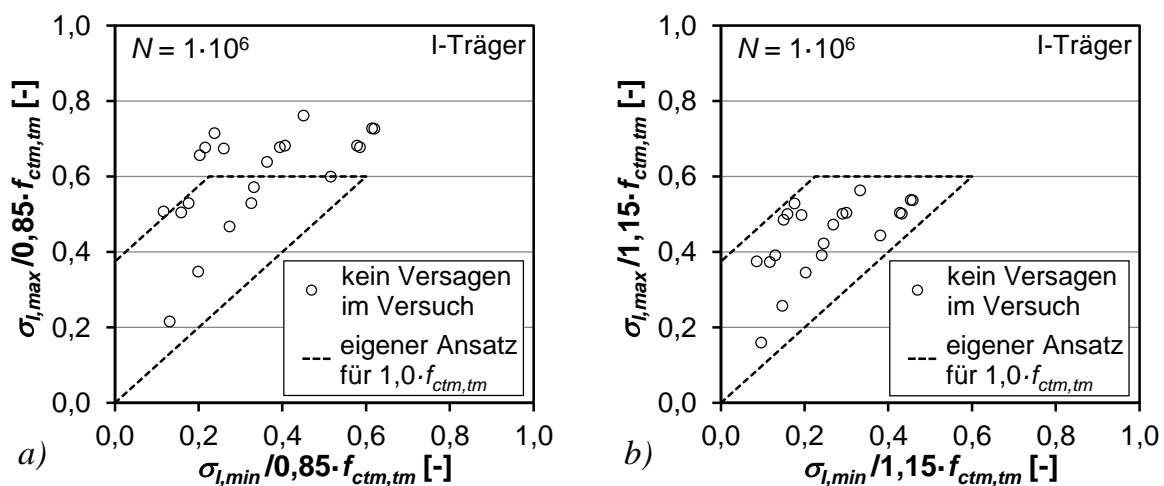


Bild 5-9: Einfluss der Betonzugfestigkeit: a) Goodman-Diagramm mit $0,85 \cdot f_{ctm,tm}$; b) Goodman-Diagramm mit $1,15 \cdot f_{ctm,tm}$

Die Verringerung der rechnerischen Betonzugfestigkeit führt zu größeren bezogenen Hauptzugspannungen. Somit befinden sich 14 der 21 berücksichtigten Belastungskombinationen ohne Versagen außerhalb des zulässigen Bereichs, der auf Basis des Mittelwerts der Betonzugfestigkeit definiert wurde, d.h. die zyklische Querkrafttragfähigkeit wird unterschätzt. Durch Ansatz der einer Betonzugfestigkeit von $1,15 \cdot f_{ctm,tm}$ hingegen verringern sich die bezogenen Hauptzugspannungen und alle Punkte befinden sich innerhalb des zuvor als zulässig definierten Bereichs. Dies bedeutet, dass unter Ansatz der charakteristischen Werte die zyklische Querkrafttragfähigkeit tendenziell überschätzt wird, wobei sich mit maximalen Verhältnissen von $\sigma_{I,max}/f_{ctm,tm} = 0,57$ und $\Delta\sigma/f_{ctm,tm} = 0,35$ nur geringfügig kleinere Werte ergeben als die zulässigen Grenzwerte 0,6 bzw. 0,375. Hierbei muss zusätzlich berücksichtigt werden, dass das Goodman-Diagramm für $N = 1 \cdot 10^6$ entwickelt wurde und die darüber hinaus ertragenen Lastwechsel auf der sicheren Seite vernachlässigt werden. Des Weiteren lagen in den Versuchen auch höhere Beanspruchungen im Steg vor (vgl. Bild 5-7b) als die in Bild 5-9b berücksichtigten Nachweispunkte, sodass die definierten zulässigen Hauptzugspannungen als ausreichend zutreffend betrachtet werden.

Aufgrund des unterschiedlichen Spannungszustands und der unterschiedlichen Schubrissbildung der I- und T-Träger werden für die Plattenbalkenquerschnitte separate Goodman-Diagramme entwickelt. Bei den T-Trägern überschreiten die Betonrandzugspannungen unter statischer Belastung im rechnerischen Bruchzustand über einen großen Bereich des Schubfelds die Betonzugfestigkeit und eine Berechnung der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ct}$ nach dem Hauptzugspannungskriterium ist nicht uneingeschränkt möglich. Unter den geringeren zyklischen Lasten hingegen sind die Randzugspannungen überwiegend kleiner als die Betonzugfestigkeit und ein ungerissener Querschnitt liegt vor. Somit ist ein Ansatz für Querkraftermüdung basierend auf einer Begrenzung der Hauptzugspannungen bei T-Trägern vertretbar. Die Ermittlung der zulässigen Hauptzugspannungen bei T-Trägern erfolgt analog zur Auswertung der durchgeführten Versuche an I-Trägern.

In Bild 5-10a sind exemplarisch die Verhältnisse $\sigma_{I,max}/f_{ctm,tm}$ und $\Delta\sigma/f_{ctm,tm}$ in Versuch T-0-5a unter der ersten untersuchten Belastungskombination dargestellt. Bis zu einer Entfernung von etwa 0,6 m von der Lasteinleitung überschreiten die maximalen rechnerischen Hauptzugspannungen an der Trägerunterseite die Betonzugfestigkeit, sodass der Querschnitt aufreißt. Mit weiterer Entfernung von der Lasteinleitung verringern sich die Biegespannungen und die Lage der maximalen Hauptzugspannungen verschiebt sich vom unteren Querschnittsrand an den oberen Steganschnitt. Der Einfluss der Betonlängsspannungen auf die Hauptzugspannung zeigt sich deutlich im zugehörigen Goodman-Diagramm, das über die Steghöhe für verschiedene Längsschnitte erstellt wurde (Bild 5-10b). Die gewählte Lamellenhöhe betrug hierbei 1,7 cm. Bis zu einem Abstand von etwa 1 m vom Auflager stimmt der Verlauf der bezogenen Hauptzugspannungen der T-Träger annähernd mit dem der I-Träger überein, da die maximalen Hauptzugspannungen ebenfalls zwischen Trägerunterseite und oberem Steganschnitt liegen. In dem lastnahen Schnitt bei 1,4 m hingegen ergibt sich der Wert $\sigma_{I,max}$

an der Trägerunterseite und der Verlauf der Beanspruchungskombinationen rotiert, wobei die Verhältnisse $\sigma_{I,max}/f_{ctm,tm}$ infolge Biegerissbildung teilweise den Wert 1,0 überschreiten.

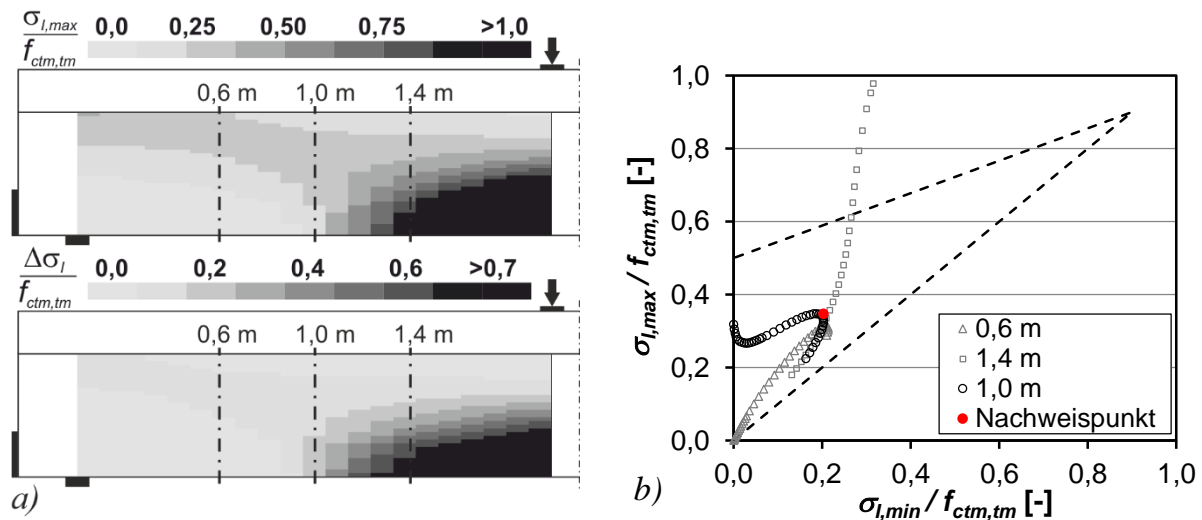


Bild 5-10: Erste Belastungskombination Versuch T-0-5a: a) Spannungsverlauf im Steg; b) Goodman-Diagramm für verschiedene Längsschnitte

Analog zur Herleitung der zulässigen Hauptzugspannungen der I-Träger wird bei der Auswertung der Versuche an T-Trägern ein Nachweisschnitt im Abstand von 1,0 m vom Auflager verwendet. Hierdurch befindet sich der Nachweisschnitt im ungerissenen Bereich, sodass das Hauptzugspannungskriterium angewendet werden kann. Darüber hinaus lagen die für das statische und zyklische Versagen maßgebenden Schubrisse jeweils etwa in dieser Zone. Als Nachweispunkt wird vereinfachend jeweils der maximale Wert der Hauptzugspannung unter Ober- und Unterlast verwendet (Bild 5-10b).

Die zulässige Schwingbreite der Hauptzugspannung für vorgespannte Plattenbalkenquerschnitte bei Ansatz von $f_{ctm,tm}$ für eine ertragbare Lastwechselzahl von $1 \cdot 10^6$ ist in Bild 5-11 dargestellt (grau hinterlegt). Hierbei sind die untersuchten Belastungskombinationen hinsichtlich der im gewählten Nachweisschnitt wirkenden Längsspannung am unteren Trägerrand σ_{cu} unter Oberlast in vier Gruppen unterteilt. Die Begrenzung der zulässigen Schwingbreiten und der bezogenen Randzugspannung ergibt sich aufgrund der vorhandenen Versuchsdaten. In Anlehnung an das Goodman-Diagramm für querkräftbeanspruchten Beton ist ebenfalls die Grenze nach /DIN09b/ dargestellt (gestrichelte Linien), die der Annahme einer identischen Ermüdungsfestigkeit von Beton unter Druck- und Zugschwellbeanspruchung entspricht.

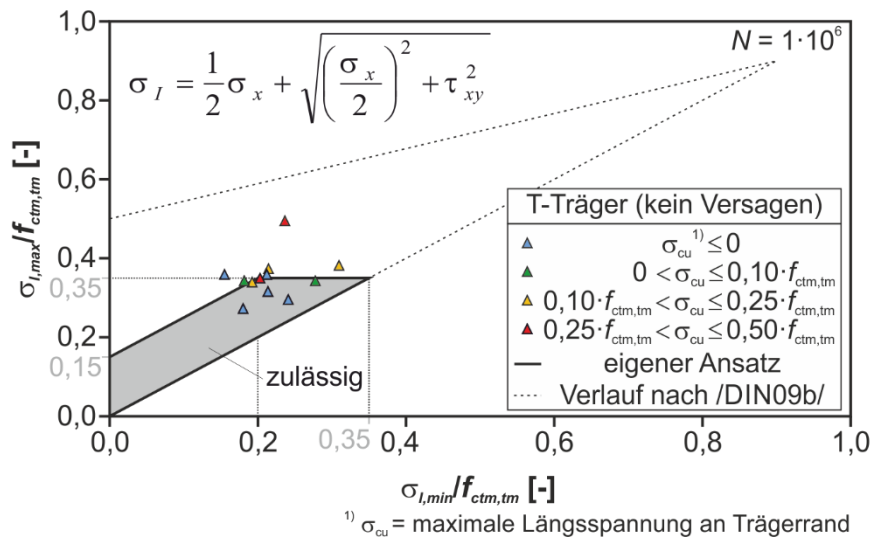


Bild 5-11: Ansatz zur Begrenzung der schiefen Hauptzugspannung (T-Träger)

Aufgrund der im Vergleich zu I-Trägern unterschiedlichen Rissbildung und Spannungsverhältnisse von Plattenbalkenquerschnitten sollte die maximale Hauptzugspannung $\sigma_{I,max}$ bei T-Trägern den Wert $0,35 \cdot f_{ctm,tm}$ nicht überschreiten. Die maximal zulässige Schwingbreite $\Delta\sigma_I$ beträgt 15 % der Betonzugfestigkeit. In Anlehnung an die zulässige Hauptzugspannung $\sigma_{I,max}$ sollte die maximale Randzugspannung auf $0,35 \cdot f_{ctm,tm}$ begrenzt werden. In den durchgeführten Versuchen lag in Trägerlängsrichtung infolge der beschränkten Prüfkörperabmessungen ein relativ kurzer Bereich mit Randzugspannungen und zugehörigen Hauptzugspannungen im Steg vor. Die Definition der zulässigen Werte $\sigma_{I,max}$, $\sigma_{I,min}$ und σ_{cu} im gewählten Nachweisschnitt kann daher als pragmatische Festlegung eingestuft werden. Durch die vorhandene Spannungsbegrenzung liegen sechs von 12 Belastungskombinationen ohne Ermüdungsversagen außerhalb des zulässigen Bereichs, sodass die ertragbare Lastwechselzahl unterschätzt wird.

Vor der Anwendung der entwickelten Ansätze ist jeweils zu prüfen, ob die zulässigen Biegespannungen im Steganschnitt bzw. am Trägerrand nicht überschritten werden. Bei der Überführung in ein Bemessungsmodell ist daher neben den ermüdungswirksamen Lasten die maßgebende Einwirkungskombination zur Begrenzung der Biege-längsspannungen zu definieren. Die rechnerische Hauptzugspannung wird sowohl von den Längsspannungen als auch den Schubspannungen beeinflusst. Daher sind bei der Verwendung des Ansatzes zur Begrenzung der Hauptzugspannungen die Werte $\sigma_{I,max}$ und $\sigma_{I,min}$ unabhängig vom Querschnitt jeweils mit der zur Querkraftbeanspruchung zugehörigen Momenten- und Normalkraftbeanspruchung zu ermitteln. Eine Erweiterung der zulässigen Belastungskombinationen auf Basis weiterer experimenteller und theoretischer Untersuchungen ist grundsätzlich möglich.

5.3 Träger mit Querkraftbewehrung

5.3.1 Versuchsnachrechnung

Bei der Versuchsnachrechnung werden die Ansätze nach /DIN09b/ und /Fre84/ berücksichtigt, die die zyklische Querkrafttragfähigkeit anhand eines Fachwerkmodells ermitteln. In Tabelle 5.2 sind die jeweiligen rechnerischen Druckstrebenwinkel $\theta_{FB,stat}$ bzw. γ der Versuchsträger im rechnerischen Bruchzustand unter statischer Belastung angegeben, die auf Mittelwertniveau bestimmt wurden. Die zugehörigen Winkel für den Ermüdungsnachweis ($\theta_{FB,fat}$, α) ergeben sich durch entsprechende Modifikation des statischen Druckstrebenwinkels. Da der Wert α nach /Fre84/ durch die einwirkende Querkraft beeinflusst wird (Gleichung (2-23)), wurde der in Tabelle 5.2 angegebene Winkel in den Mehrstufenversuchen unter Ansatz des gewichteten Mittels der in einem Versuch aufgebrachten Lasten bestimmt. Die Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{Frey}$ in Tabelle 3.11 und die ertragbare Lastspielzahl hingegen (Tabelle 5.3) wurden mit dem Winkel α der jeweiligen Belastungskombination ermittelt. Dieser weicht aufgrund der geringen Unterschiede der Oberlasten in einem Mehrstufenversuch lediglich geringfügig von den jeweiligen Werten nach Tabelle 5.2 ab. Informationen zu den verwendeten Materialkennwerten können Kapitel 3.5.4 entnommen werden.

Tabelle 5.2: Rechnerische Druckstrebenwinkel unter statischer und zyklischer Belastung nach /DIN09b/ und /Fre84/

	Träger	$\theta_{FB,stat}$ [°]	$\theta_{FB,fat}$ [°]	γ (stat) [°]	α (fat) [°]
Mehrstufenversuche	I-15-1	24,7	34,1	9,2	20,9
	I-15-2	24,1	33,8	8,2	21,0
	I-15-3	24,4	34,0	8,6	22,0
	I-22-1	27,5	35,8	10,7	22,2
	I-22-2	27,8	36,0	10,8	23,4
	I-22-3	27,9	36,0	10,6	24,1
Einstufenversuche	I-22-4	28,1	36,1	11,1	24,1
	I-22-5	27,9	36,0	10,5	23,9
	I-22-6	28,0	36,1	10,8	24,6
	I-22-7	28,1	36,2	11,2	24,8
	I-33-1	30,3	37,4	12,3	25,5
	I-33-2	30,3	37,4	12,1	25,3
	I-33-3	30,7	37,6	13,9	27,0
	I-33-4	30,0	37,2	11,2	25,1

Der Druckstrebenwinkel unter zyklischer Beanspruchung nach /Fre84/ erhöht sich mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad und variiert für die untersuchten Träger zwischen $20,9^\circ$ und $27,0^\circ$. Er befindet sich somit sowohl deutlich unterhalb des anzusetzenden Winkels $\theta_{FB,fat}$ als auch geringfügig unterhalb des Winkels $\theta_{FB,stat}$ nach /DIN09b/. Dies ist im Wesentlichen auf die im Vergleich zu /DIN09b/ geringere Neigung γ der Druckstrebe im rechnerischen Bruchzustand unter statischer Beanspruchung zurückzuführen.

Die Ansätze nach /DIN09b/ und /Fre84/ zur Ermittlung der Spannungsschwingbreite der Querkraftbewehrung unter zyklischer Belastung können unter anderem anhand des Verhältnisses der im Versuch ertragenen und der rechnerischen Bruchlastspielzahl N_{test}/N_{calc} bewertet werden. Im ersten Schritt wurden dafür die mittleren rechnerischen Bruchlastspielzahlen N_{calc} unter Verwendung der Wöhlerlinie nach /DIN09b/ und der Wöhlerlinie für einbetonierten Betonstahl nach /Mau10/ ermittelt, um den Einfluss der Ermüdungsfestigkeit untersuchen zu können. Die entsprechenden Werte der Versuchsträger für beide Ansätze der Spannungsschwingbreite sind in Tabelle 5.3 zusammengefasst.

Tabelle 5.3: Rechnerische Bruchlastspielzahlen nach /DIN09b/ und /Fre84/ für verschiedene Wöhlerlinien

	Träger	Wöhlerlinie nach /Mau10/		Wöhlerlinie nach /DIN09b/	
		$N_{calc,FB,fat}$ [$\cdot 10^6$]	$N_{calc,Frey}$ [$\cdot 10^6$]	$N_{calc,FB,fat}$ [$\cdot 10^6$]	$N_{calc,Frey}$ [$\cdot 10^6$]
Mehrstufenversuche	I-15-1	3,240	5,002	3,102	4,752
	I-15-2	1,556	2,970	1,286	2,590
	I-15-3	0,689	3,064	0,369	2,577
	I-22-1	1,648	7,085	0,823	5,151
	I-22-2	4,204	18,405	2,354	14,840
	I-22-3	1,754	7,662	0,860	5,663
Einstufenversuche	I-22-4	0,302	4,170	0,135	2,250
	I-22-5	0,106	0,810	0,038	0,450
	I-22-6	0,304	3,564	0,136	1,849
	I-22-7	0,104	0,688	0,037	0,369
	I-33-1	0,378	5,489	0,178	3,173
	I-33-2	0,122	0,873	0,045	0,494
	I-33-3	0,368	3,411	0,172	1,750
	I-33-4	0,123	0,896	0,045	0,509

Falls die rechnerische Bruchlastspielzahl $N_{calc,Frey}$ nach /Fre84/ größer als die im Versuch aufgebrachte Lastwechselzahl war, wurde $N_{calc,Frey}$ unter Ansatz der Spannungs-

schwingbreite (Einstufenversuch) bzw. der letzten aufgetragenen Spannungsschwingbreite (Mehrstufenversuch) ermittelt. Zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Belastungen in den Mehrstufenversuchen wurde jeweils die Schädigungshypothese nach Palmgren-Miner verwendet. Während die rechnerische Bruchlastspielzahl maßgeblich vom Ansatz der Spannungsschwingbreite beeinflusst wird, hat die Wöhlerlinie einen deutlich geringeren Einfluss. Da die in zentrischen Dauerschwingversuchen an Betonstählen bestimmten Mittelwerte der Bruchlastspielzahl eine gute Übereinstimmung mit dem charakteristischen Ansatz nach /Mau10/ aufwiesen (Kapitel 3.5.4), wird dieser Ansatz im Folgenden für die Nachrechnung der Versuche verwendet.

In Bild 5-12 sind die Verhältniswerte N_{test}/N_{calc} der einzelnen Versuchsträger für die Ansätze nach /DIN09b/ und /Fre84/ dargestellt. Der Ansatz nach /DIN09b/ zur Ermittlung der Spannungsschwingbreite unterschätzt die experimentell ermittelten Bruchlastspielzahlen der untersuchten Spannbetonträger unabhängig von der Vorspannkraft und dem Querkraftbewehrungsgrad (Bild 5-12a). Dies ist zum einen auf die Überschätzung der im Versuch auftretenden Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{sw}$ infolge des zu steil angenommenen Druckstrebenwinkels zurückzuführen. Zum anderen waren in den Versuchen eine Abnahme des Verbunds zwischen Bügelbewehrung und Beton infolge der zyklischen Beanspruchung und eine Umlagerung in eine direkte Betondruckstrebe zu beobachten, die zusammen die Spannungsschwingbreite verringern.

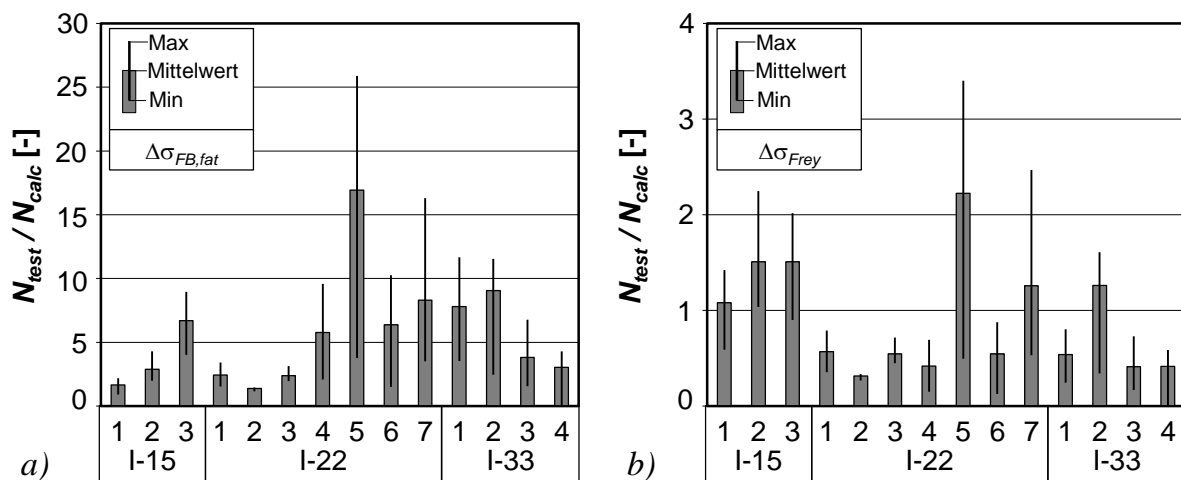


Bild 5-12: Verhältnis der ermittelten und rechnerischen Bruchlastspielzahlen der verschiedenen Träger: a) Ansatz nach /DIN09b/; b) Ansatz nach /Fre84/

Der Ansatz nach /Fre84/ hingegen führt sowohl zu einer Unter- als auch Überschätzung der ermittelten Bruchlastspielzahlen (Bild 5-12b). Während die rechnerischen und experimentellen Bruchlastspielzahlen der Träger mit $\rho_w = 0,15\%$ bei Verhältnissen der Mittelwerte von N_{test}/N_{calc} zwischen 1,08 und 1,51 eine gute Übereinstimmung aufweisen, wird die ertragbare Lastspielzahl der Bügel bei höheren Querkraftbewehrungsgraden tendenziell überschätzt. Insbesondere der Zeitpunkt des ersten Bügelbruchs wird mit einer Ausnahme durch den Ansatz nach /Fre84/ auf der unsicheren Seite bestimmt. Bei der Ermittlung von N_{test}/N_{calc} wurden die Bügelschenkel, die in den

Versuchen keinen Bruch erfuhren (Durchläufer), nicht berücksichtigt. Hierdurch ergibt sich ein geringerer Mittelwert der ertragenen Bruchlastspielzahl und die ermittelten Verhältnisse können aufgrund der möglichen weiteren ertragbaren Lastwechsel tendenziell als konservativ bezeichnet werden.

Eine Berücksichtigung der Durchläufer ist hingegen bei der Darstellung der ertragenen Bruchlastspielzahl der Versuchsträger in Abhängigkeit von N_{calc} nach /DIN09b/ bzw. /Frey84/ in Bild 5-13 möglich. Hierbei wird den einzelnen Durchläufern jeweils die bis Versuchsende ohne Ermüdungsversagen ertragene Lastwechselzahl zugewiesen.

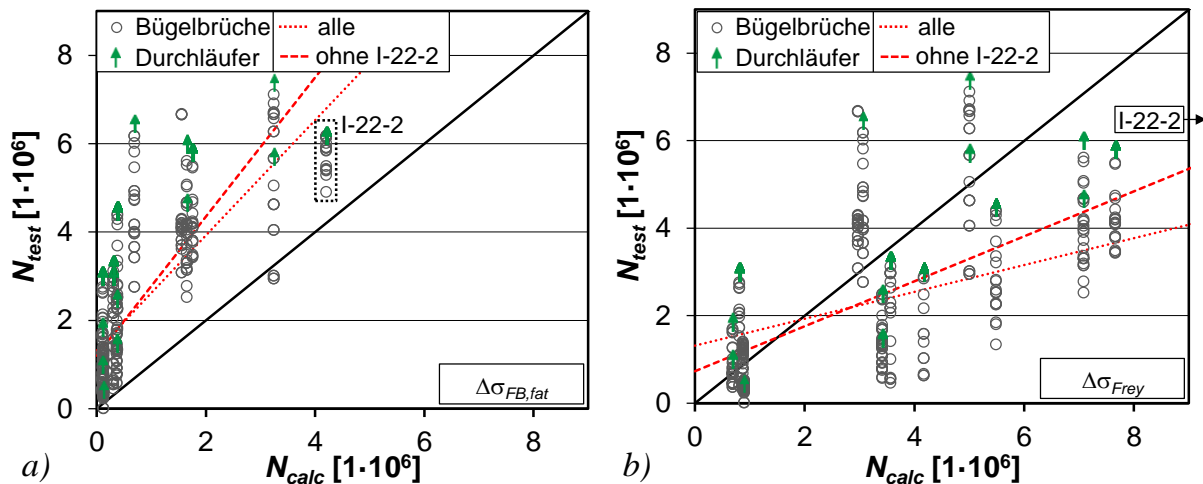


Bild 5-13: Verhältnis der ermittelten und rechnerischen Bruchlastspielzahlen: a) Ansatz nach /DIN09b/; b) Ansatz nach /Frey84/

Aufgrund der Unterschätzung der Bruchlastspielzahl bei Ansatz der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{FB,fat}$ befinden sich die Versuchspunkte fast ausschließlich oberhalb der Winkelhalbierenden (Bild 5-13a). Im Gegensatz hierzu ergeben sich bei Verwendung von $\Delta\sigma_{Frey}$ sowohl Punkte, die ober- als auch unterhalb der Winkelhalbierenden liegen (Bild 5-13b). Die gestrichelten Geraden beschreiben die Trendlinie des Mittelwerts der Bügelbrüche aller Trägerversuche. Zusätzlich sind die Trendlinien ohne Berücksichtigung des Trägers I-22-2 angegeben, da die zugehörige rechnerische Bruchlastspielzahl nicht mit ausreichender Genauigkeit bestimmt werden konnte. Dies ist im Wesentlichen auf die dort zunächst aufgebrauchten geringen Schwingbreiten zurückzuführen, die deutlich im Bereich der Dauerschwingfestigkeit liegen. Auf Basis der durchgeführten Ermüdungsversuche an Betonstahlbewehrung (Kapitel 3.5.4) ist für diesen Bereich der Wöhlerlinie keine zuverlässig abgesicherte Aussage möglich. Die Trendlinien zeigen, dass die bestehenden Ansätze die Bruchlastspielzahl der Bügelbewehrung nicht zutreffend beschreiben.

In den durchgeführten Einstufenversuchen wurde die ertragbare Lastspielzahl der Stegbewehrung bis zum Versagen neben der Spannungsschwingbreite ebenfalls durch das Spannungsniveau beeinflusst (vgl. Kapitel 3.7.3). Eine Erhöhung des Spannungsniveaus und der Spannungsschwingbreite führte jeweils zu einem früheren Bügelver-

sagen. In Bild 5-14 sind die Verhältnisse N_{test}/N_{calc} der Einstufenversuche für die Ansätze nach /DIN09b/ und /Fre84/ in Abhängigkeit der Belastung und des Querkraftbewehrungsgrads dargestellt.

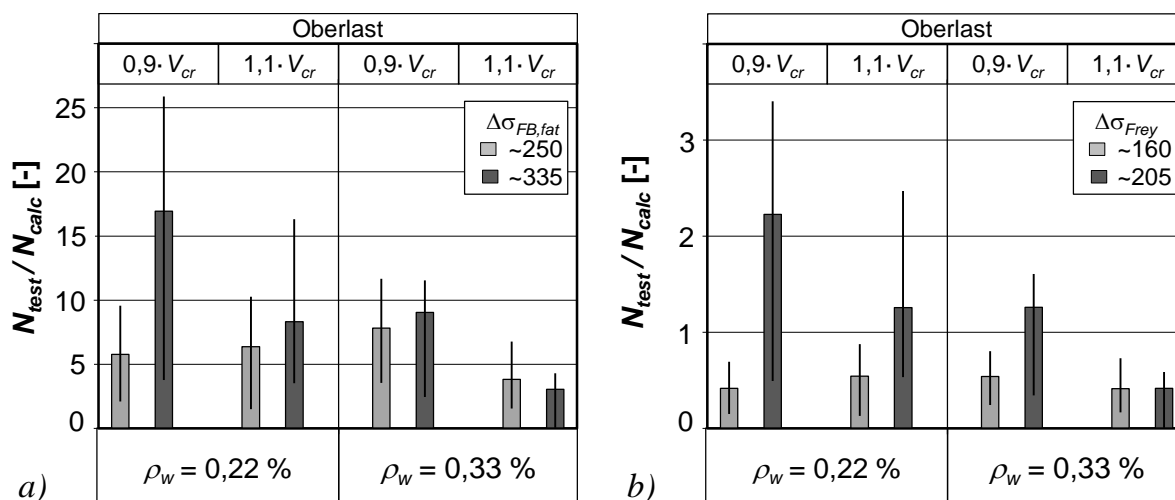


Bild 5-14: Verhältnis der ermittelten und rechnerischen Bruchlastspielzahlen der Einstufenversuche: a) Ansatz nach /DIN09b/; b) Ansatz nach /Fre84/

Da der Ansatz zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels für Ermüdung nach /DIN09b/ unabhängig von den einwirkenden Querkraften ist, kann der Einfluss des Beanspruchungsniveaus nicht abgebildet werden (Bild 5-14a). Bei gleicher Schwingbreite ergeben sich identische Bruchlastspielzahlen und die Änderung des Verhältnisses N_{test}/N_{calc} resultiert lediglich aus den variierenden experimentell ermittelten Bruchlastspielzahlen. Die Ermittlung des Druckstrebenwinkels für Ermüdung nach /Fre84/ hingegen erfolgt unter Berücksichtigung des zyklischen Beanspruchungsniveaus (Gleichung (2-23)). So führt eine Erhöhung der Querkraftbeanspruchung bei ansonsten unveränderten Parametern zu steileren rechnerischen Druckstrebenwinkeln und die Spannungsschwingbreite der Bügelbewehrung nimmt zu. Demzufolge ändert sich der Wert N_{calc} , sodass die Änderung von N_{test}/N_{calc} nicht nur durch die ertragene Lastwechselzahl beeinflusst wird (Bild 5-14b).

Bei einer zutreffenden Berücksichtigung des Einflusses des Beanspruchungsniveaus müssten sich für die unterschiedlichen untersuchten Oberlasten ($0,9 \cdot V_{cr}$, $1,1 \cdot V_{cr}$) bei identischer Schwingbreite und identischem Querkraftbewehrungsgrad gleiche Werte N_{test}/N_{calc} ergeben. Während dies bei der geringen Schwingbreite von etwa 160 N/mm² für beide Werte ρ_w annähernd zutrifft, wird für die größere Schwingbreite von etwa 205 N/mm² der Einfluss der Oberlast nicht zutreffend erfasst. Darüber hinaus bildet der Ansatz nach /Fre84/ den Einfluss der Spannungsschwingbreite nicht korrekt ab. So ergeben sich bei $\Delta\sigma_{Frey} \approx 160$ N/mm² jeweils Mittelwerte $N_{test}/N_{calc} < 1,0$, wohingegen sie für $\Delta\sigma_{Frey} \approx 205$ N/mm² mit einer Ausnahme größer als 1,0 sind.

5.3.2 Entwicklung von Ingenieurmodellen

Die zyklische Querkraftbeanspruchung bei Trägern mit Querkraftbewehrung kann sowohl zu einem Ermüdungsbruch als auch einem statischen Bruch der Bügelbewehrung infolge des sukzessiven Bügelversagens führen. Basierend auf den durchgeführten Untersuchungen wird nachfolgend ein verbesserter Ansatz zur Ermittlung der Spannungsschwingbreite der Querkraftbewehrung unter zyklischer Beanspruchung entwickelt und erläutert. Der Ansatz basiert auf dem Fachwerkmodell mit variablem Druckstrebenwinkel nach /DIN09b/.

Die Druckstrebenwinkel für die eigenen Versuche wurden mit zwei unterschiedlichen Methoden bestimmt. Die erste Methode basiert auf der Auswertung der gemessenen Stahldehnungen der Bügelbewehrung und die zweite Methode auf einer Auswertung der ermittelten Bruchlastspielzahlen der einzelnen Bügelschenkel.

5.3.2.1 Methode 1

Anhand der gemessenen Stahldehnungen der Bügelbewehrung unter Ober- und Unterlast kann die Ermüdungsbeanspruchung der Bügel bestimmt und der zugehörige Druckstrebenwinkel für Ermüdung berechnet werden. Das Vorgehen der Auswertemethode ist in Bild 5-15 schematisch dargestellt und wird im Folgenden näher erläutert.

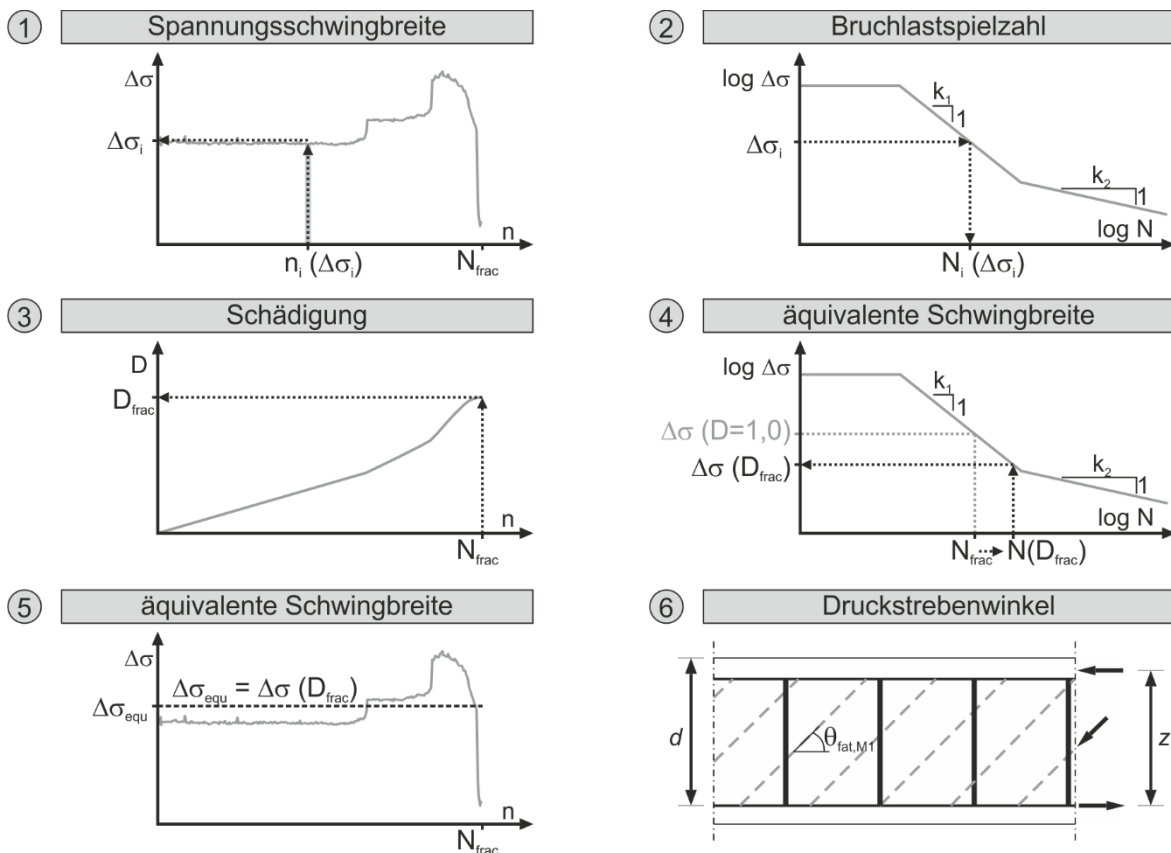


Bild 5-15: Prinzipielles Vorgehen der Methode 1 zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels für Ermüdung

Basierend auf den gemessenen Stahldehnungen wird im ersten Schritt die einwirkende Spannungsschwingbreite der Bügelbewehrung im Bruchquerschnitt bestimmt. Die DMS, die während des Versuchs beschädigt wurden oder sich zu weit vom Riss entfernt befanden ($> 4 \text{ cm}$) oder auf Bügeln befestigt waren, die nicht versagten bzw. aufgrund eines Überschreitens der statischen Zugfestigkeit versagten, wurden im Allgemeinen nicht berücksichtigt. Da die Messstellen sich nicht immer unmittelbar am Schubriss befanden, wo die größte Schwingbreite auftritt, wurden die gemessenen Schwingbreiten in Abhängigkeit vom Rissabstand in der Regel erhöht. Der Abstand der Dehnungsmessstreifen zum Bruchquerschnitt wurde durch Freilegen der Bügel nach Versuchsende bestimmt. Die Dehnungen in Höhe des Ermüdungsbruchs der berücksichtigten Bügel mit jeweils zwei DMS auf einem Schenkel wurden durch Aufspannen einer Dehnungsebene unter Ober- und Unterlast angenähert (Bild 5-16). Hierbei wird zwischen einem Bruch unter- bzw. oberhalb einer Messstelle und einem Bruch zwischen zwei Messstellen unterschieden.

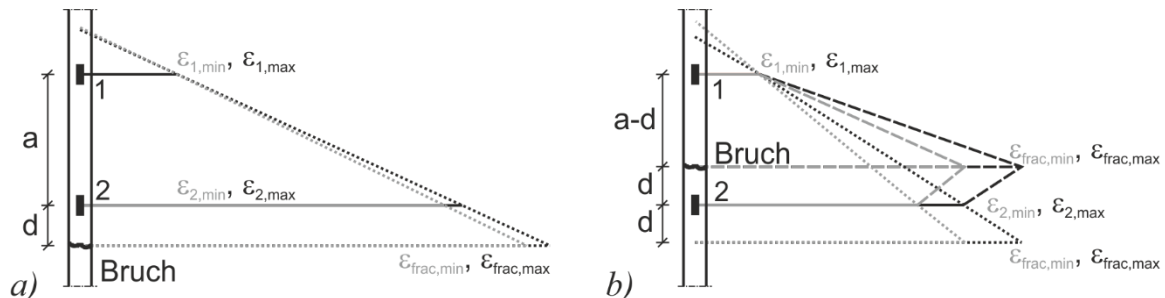


Bild 5-16: Schematische Darstellung der Dehnungsermittlung im Bruchquerschnitt: a) Bruch unterhalb einer Messstelle; b) Bruch zwischen zwei Messstellen

Befindet sich der Riss unterhalb einer Messstelle, kann mithilfe der gemessenen Dehnungen ε_1 und ε_2 unter Annahme einer linearen Dehnungsverteilung der Wert ε_{frac} im Bruchquerschnitt bei maximaler sowie minimaler Querkraftbeanspruchung bestimmt werden (Bild 5-16a). Aufgrund der tatsächlich nicht-linearen Verbundspannungen wird die Dehnung im Bruchquerschnitt mit diesem Verfahren tendenziell unterschätzt. Die Ungenauigkeit dieser Methode wird jedoch bei einer geringen Entfernung eines Risses von einer Messstelle deutlich reduziert. Bei Auftreten des Bügelbruchs zwischen den Messstellen wird die Dehnung durch Spiegelung des Bruchs an der dem Versagen näher liegenden Messstelle bestimmt (Bild 5-16b). Die somit ermittelte Dehnung erhöht sich und wird als Dehnung im Bruchquerschnitt angenommen. Bei diesem Vorgehen wird die auftretende Dehnung ε_{frac} jedoch leicht unterschätzt. Aufgrund der relativ geringen Abstände zu den Messstellen kann diese Ungenauigkeit im Zuge der weiteren Berechnungen jedoch vernachlässigt werden.

Auf Basis der somit ermittelten Dehnungen werden anschließend unter Ansatz der experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungsbeziehung des jeweiligen Betonstahls (Kapitel 3.5.4) die vorhandenen Bügelspannungen σ_{max} unter Oberlast berechnet. Das statische Materialgesetz stellt hierbei die Umhüllende des Verhaltens unter zyklischer Beanspruchung dar (Bild 5-17).

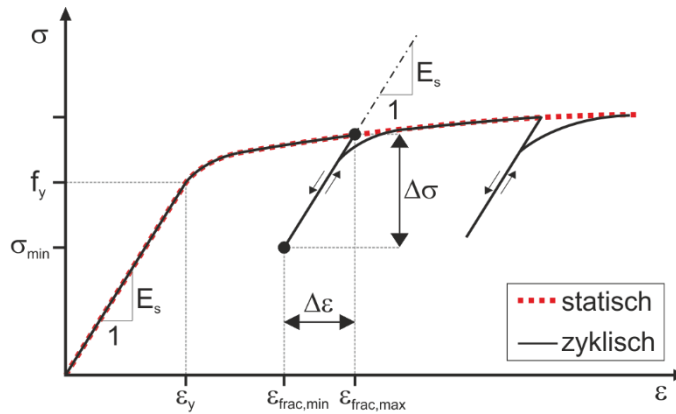


Bild 5-17: Schematische Darstellung der Ermittlung der Spannungsschwingbreiten

Bei Entlastung weist die Spannungs-Dehnungsbeziehung den gleichen E-Modul auf wie im elastischen Bereich. Unter Vernachlässigung der unter zyklischer Belastung auftretenden Hysterese-Schleifen kann somit auch die Bügelspannung bei Unterlast σ_{min} ermittelt und die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ bestimmt werden.

Die Messwerte der Stahl-DMS wurden in den Versuchen mit zwei unterschiedlichen Messprogrammen erfasst (Kapitel 3.5.5). Aufgrund der zum Teil unrealistisch hohen Werte der Spannungsschwingbreite bei Einsatz der Messsoftware HBM in den ersten Versuchen werden diese für die Auswertung auf einen Wert $\Delta\sigma_{max}$ begrenzt. Die Festlegung des Maximalwerts erfolgte unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Messsoftware Peekel mit höheren Erfassungsraten sowie der jeweiligen Querkraftschwingbreite. Überschreitet eine berechnete Spannungsschwingbreite den Maximalwert $\Delta\sigma_{max}$, so wird ihr der nächste Wert zugewiesen, der kleiner als die definierte Grenze ist. Systematische Ausreißer, die eine unrealistisch starke Schädigung hervorrufen, werden somit eliminiert. Jeder Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_i$ wird anschließend eine zugehörige Lastwechselzahl $n_i(\Delta\sigma_i)$ zugeordnet, die dem jeweiligen Abstand zwischen zwei Messwerten $\Delta\sigma_i$ entspricht und von der Messphase nach Kapitel 3.5.5 abhängt.

Im zweiten Schritt wird mithilfe der Wöhlerlinie die Bruchlastspielzahl $N_i(\Delta\sigma_i)$ der zuvor für jede Messstelle ermittelten Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_i$ bestimmt. Somit kann anschließend unter Ansatz der Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner die Schädigung D_i der Bügelbewehrung für jede Spannungsschwingbreite nach Gleichung (5-1) ermittelt werden. Im vierten Schritt wird auf Basis der Schadenssumme eines Bügels die jeweils zugehörige konstante schadensäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma(D_{frac})$ nach Gleichung (5-2) berechnet. Diese ergibt über die gesamte Lebensdauer des Bügels N_{frac} die gleiche Schädigungssumme D_{frac} wie die tatsächlich im Versuch erfahrenen variablen Spannungsschwingbreiten.

$$D_i = \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_i(\Delta\sigma_i)} \quad (5-1)$$

$$\log \Delta \sigma(D_{frac}) = \begin{cases} \log \Delta \sigma_{Rsk}(N^*) + \frac{1}{k_1} \cdot (\log N^* - \log N(D_{frac})) & \text{für } N(D_{frac}) \leq N^* \\ \log \Delta \sigma_{Rsk}(N^*) + \frac{1}{k_2} \cdot (\log N^* - \log N(D_{frac})) & \text{für } N(D_{frac}) > N^* \end{cases} \quad (5-2)$$

Um die ungünstigste Beanspruchung der Bügelbewehrung zu ermitteln, wird im Rahmen der Methode 1 die Wöhlerlinie nach /DIN09b/ verwendet. Da jetzt mit Ausnahme des Druckstrebenwinkels $\theta_{fat,M1}$ alle Parameter der Gleichung (5-3) bekannt sind, kann der für einen Bügel im Versuch vorherrschende Druckstrebenwinkel unter der zyklischen Querkraft berechnet werden. Bei den Mehrstufenversuchen wurde jeweils das gewichtete Mittel der bis zum Ermüdungsbruch einwirkenden Querkraftschwingbreite angesetzt.

$$\Delta \sigma(D_{frac}) = \Delta \sigma_{equ} = \frac{\Delta V}{a_{sw} \cdot z} \cdot \tan \theta_{fat,M1} \quad (5-3)$$

Die Querschnittsfläche der Bügelbewehrung a_{sw} wird über die Versuchsdauer als konstant angesetzt. Durch die Ermittlung des Druckstrebenwinkels basierend auf den im Versuch gemessenen Bügeldehnungen wird der Einfluss der in Kapitel 3.7.3 erläuterten Umlagerung der Kräfte bzw. der Betontraganteil bereits berücksichtigt. In Bild 5-18a sind zwei charakteristische Verläufe des so bestimmten Druckstrebenwinkels für Ermüdung in Abhängigkeit der Lastwechselzahl dargestellt.

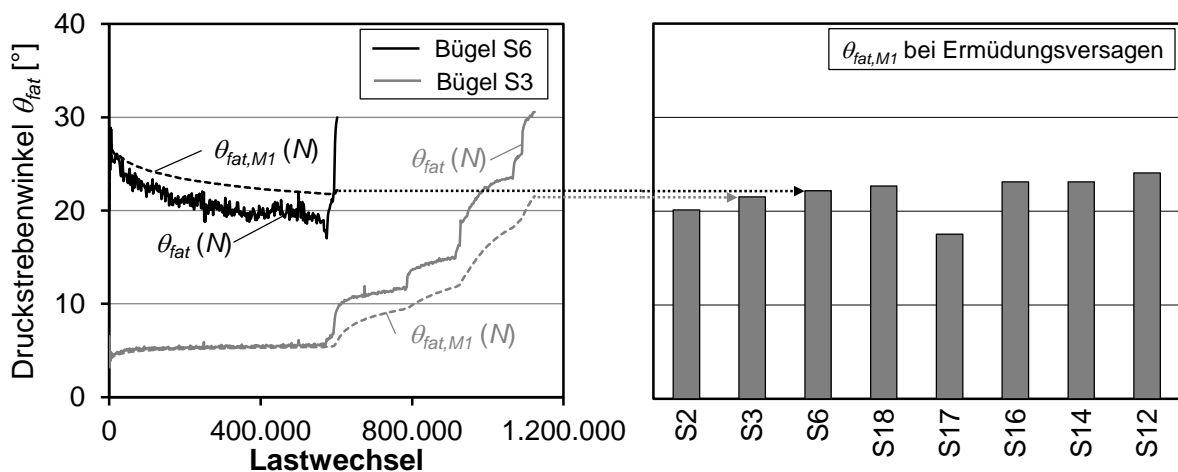


Bild 5-18: Druckstrebenwinkel in Abhängigkeit der Lastspielzahl und bei Ermüdungsversagen nach Methode 1 in Versuch I-33-3a

Der Wert $\theta_{fat,M1}(N)$ beschreibt den Winkel im Fachwerkmodell, der zum Zeitpunkt N bei konstanter Spannungsschwingbreite zur gleichen Schädigung führt wie die im Versuch erfahrene veränderliche Beanspruchung. Während $\theta_{fat,M1}(N)$ somit die bis zum Zeitpunkt N erfahrene Belastungsgeschichte berücksichtigt, ist der Druckstrebenwinkel $\theta_{fat}(N)$ unabhängig von den zuvor ertragenen Spannungsschwingbreiten. Dieser

beschreibt vielmehr den zu einem definierten Zeitpunkt aktuell vorliegenden Druckstrebenwinkel und ergibt sich nach Gleichung (5-3), wobei $\Delta\sigma_{equ}$ durch die Schwingbreite $\Delta\sigma(N)$ ersetzt wird. Zu Beginn der zyklischen Belastung weist der Bügel S6 einen Druckstrebenwinkel $\theta_{fat}(N)$ von etwa 28° auf, der sich mit zunehmender Lastwechselzahl kontinuierlich verringert. Erst kurz vor Versagen erhöht sich die Spannungsschwingbreite erneut, sodass sich steilere Druckstrebenwinkel ergeben. Die Abnahme des Druckstrebenwinkels ist im Wesentlichen auf die Abnahme des Verbunds infolge zyklischer Belastung und die Umlagerung der Kräfte auf benachbarte Bügel sowie in einen Betontraganteil zurückzuführen. Aufgrund der damit verbundenen Verringerung der Beanspruchung des Bügels S6 ist der schädigungsäquivalente Druckstrebenwinkel $\theta_{fat,MI}(N)$ in der Regel größer als der aktuelle Wert $\theta_{fat}(N)$. Im Gegensatz hierzu erfährt der Bügel S3 infolge des sukzessiven Versagens benachbarter Bügel eine erhöhte Beanspruchung mit zunehmender Lastwechselzahl, sodass der Winkel $\theta_{fat,MI}(N)$ immer kleiner ist als der zum Zeitpunkt N vorliegende Winkel θ_{fat} . Der für den Nachweis der Querkraftermüdung maßgebende schädigungsäquivalente Druckstrebenwinkel $\theta_{fat,MI}$ der beiden Bügel bei Ermüdungsversagen hingegen ist mit etwa 22° annähernd identisch. Unter Berücksichtigung aller auswertbaren Bügel in Versuch I-33-3a ergeben sich nach Methode 1 Druckstrebenwinkel zwischen 18° und 24° (Bild 5-18b).

Die Anzahl der ausgewerteten Bügel je Träger hing von der Lage der DMS zum Versagensort sowie der Ursache des Bügelversagens ab und variierte in den durchgeführten Versuchen zwischen zwei und acht. Bei Träger I-22-2 konnte aufgrund der Lage der Schubrisse bzw. defekten Messstellen kein Bügel ausgewertet werden. Eine Übersicht der in den Versuchen über alle Bügel gemittelten Schädigungen und Druckstrebenwinkel bei Ermüdungsversagen kann Bild 5-19 entnommen werden. Die Streuung der Einzelwerte eines Trägers ist durch Angabe der jeweiligen Minima und Maxima dargestellt.

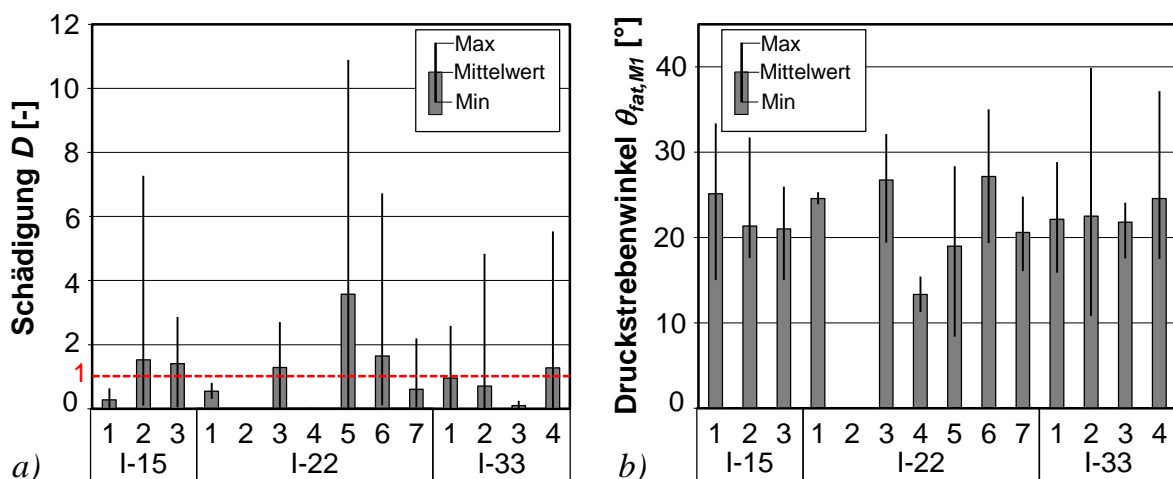


Bild 5-19: Ermittlung des Druckstrebenwinkels nach Methode 1: a) Schädigung nach Palmgren-Miner; b) Druckstrebenwinkel für Ermüdung

Die ermittelten Schädigungen der Bügel liegen sowohl unterhalb als auch oberhalb des rechnerischen Versagenswerts von 1,0 (Bild 5-19a). Ein Zusammenhang zwischen der Schädigung und dem Rissabstand zur erfassenden Messstelle ist nicht zu erkennen. Die Überschreitung kann unter anderem auf stark schädigende große Schwingbreiten kurz vor Ermüdungsversagen, eine unpräzise Identifikation des Versagenszeitpunkts infolge der Messwerterfassung und eine Streuung der Ermüdungsfestigkeit zurückgeführt werden. Zusätzlich hat vermutlich auch die Dübelwirkung der Bügel im Riss infolge einer Rissuferverschiebung einen Einfluss, der lokal zu erhöhten Spannungen führen kann und bei der durchgeführten Berechnung nicht berücksichtigt wird. Dies betrifft zum einen den angenommenen Dehnungsverlauf zur Bestimmung von ϵ_{frac} sowie zum anderen die Wöhlerlinie, die ausschließlich für zentrisch gezogenen Betonstahl entwickelt wurde. Insbesondere bei Trägern mit geringen Querkraftbewehrungsgraden erfolgt neben der vertikalen Rissöffnung ebenfalls eine Rissuferverschiebung (siehe Anhang). Die auf Basis der Schädigung nach dem in Bild 5-15 dargestellten Ablaufschema ermittelten Druckstrebenwinkel der Träger mit Querkraftbewehrung sind in Bild 5-19b angegeben. Die mittleren Druckstrebenwinkel der Träger variieren zwischen $13,1^\circ$ und $27,1^\circ$. Eine Abhängigkeit des Druckstrebenwinkels für Ermüdung von der Vorspannung konnte unter anderem aufgrund der geringen Versuchsanzahl und der üblichen Streuung bei Ermüdungsversuchen nicht festgestellt werden.

5.3.2.2 Methode 2

Die zweite Methode basiert auf einer Auswertung der ermittelten Bruchlastspielzahlen der einzelnen Bügelschenkel. Das prinzipielle Vorgehen ist in Bild 5-20 dargestellt.

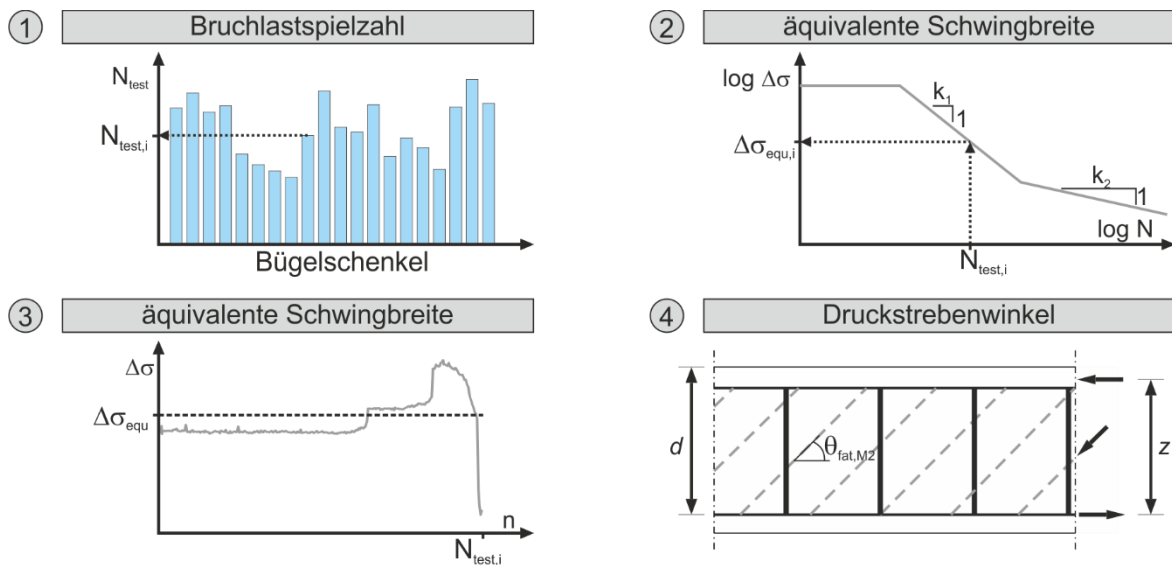


Bild 5-20: Prinzipielles Vorgehen der Methode 2 zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels für Ermüdung

Zunächst werden für jeden Schenkel der Querkraftbewehrung die Bruchlastspielzahlen $N_{test,i}$ ermittelt (Kapitel 3.7.3). Anschließend wird unter Ansatz einer Wöhlerlinie aus der Bruchlastspielzahl die zu einer Schädigungssumme von 1,0 zugehörige äquivalente

Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{equ,i}$ berechnet. Da eine größere Ermüdungsfestigkeit einen größeren Wert $\Delta\sigma_{equ,i}$ ergibt und somit die ungünstigste Beanspruchung darstellt, wurde hier die Wöhlerlinie nach /Mau10/ angesetzt. Die im Versuch vorliegende variable Spannungsschwingbreite wird dementsprechend durch eine konstante Beanspruchung ersetzt. Analog zur Auswertung auf Basis der gemessenen Stahldehnungen werden mithilfe der Gleichung (5-3) die einzelnen Werte $\theta_{fat,M2}$ nach Methode 2 berechnet. Hierbei wurde bei den Mehrstufenversuchen ein über die Versuchsdauer konstanter Winkel $\theta_{fat,M2}$ angenommen, sodass die Berechnung für jeden Bügel iterativ unter Ansatz der jeweils einwirkenden Querkraftschwingbreite erfolgte. Bei den Bügelschenkeln, die nicht im Versuch versagten, wurde die Lastwechselzahl bei Versuchsabbruch als jeweilige Bruchlastspielzahl $N_{test,i}$ angenommen. Falls an einem Bügelschenkel mehrere Brüche erfolgten, wurde zur Bestimmung von $\theta_{fat,M2}$ die jeweils kleinere Bruchlastspielzahl verwendet und der Zeitpunkt des zweiten Bügelbruchs vernachlässigt.

Das Vorgehen der zweiten Methode wird nachfolgend exemplarisch anhand einer Trägerhälfte des Versuchs I-33-3a beschrieben. Die ermittelten Bruchlastspielzahlen N_{test} der einzelnen Bügelschenkel sind in Bild 5-21a angegeben.

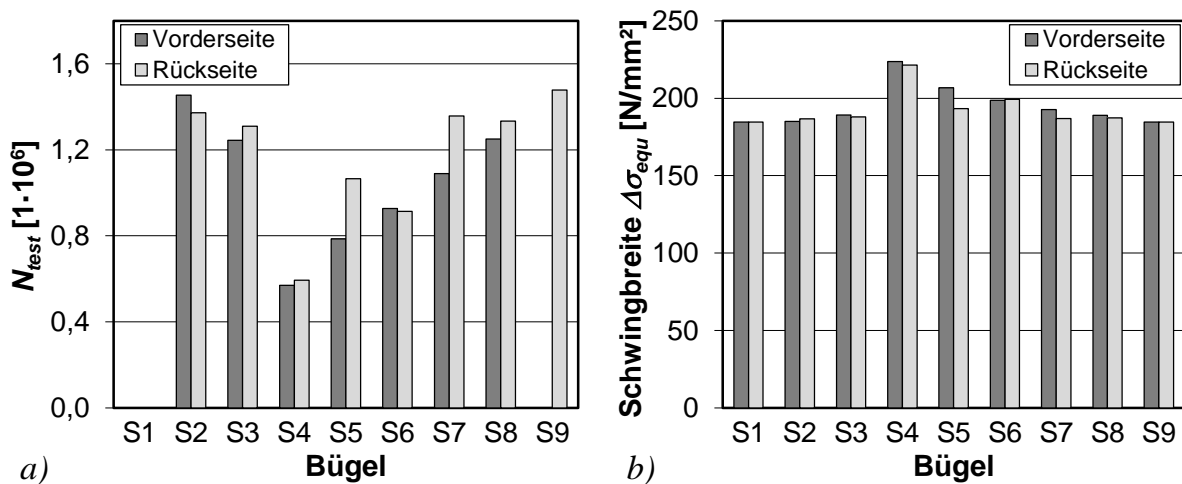


Bild 5-21: Ermittlung des Druckstrebenwinkels nach Methode 2 in Versuch I-33-3a: a) ermittelte Bruchlastspielzahl; b) schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten

Mit Ausnahme des Bügels S1 und einem Schenkel des Bügels S9 erfuhren alle geraden Schenkel der Stegbewehrung einen Ermüdungsbruch. Der erste Bruch erfolgte nach $0,57 \cdot 10^6$ Lastwechseln am vorderen Schenkel des Bügels S4 und der letzte Bruch nach $1,478 \cdot 10^6$ Lastwechseln am hinteren Schenkel des Bügels S9. Je früher der Ermüdungsbruch erfolgt, desto größer ist die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{equ}$ (Bild 5-21b). Diese variierte in der dargestellten Trägerhälfte des Versuchs I-33-3a zwischen 224 N/mm^2 für Bügel S4 und 187 N/mm^2 für Bügel S1 und den vorderen Schenkel des Bügels S9. Da die letzteren bis Versuchsende keinen Ermüdungsbruch erfuhren, überschätzt der untere Grenzwert der Beanspruchung die tatsächlich im Bauteil vorliegende Beanspruchung.

Der resultierende Druckstrebenwinkel $\theta_{fat,M2}$ der Bügel ohne Versagen beträgt in Versuch I-33-3 etwa $29,7^\circ$ und erhöht sich für Bügel S4, der als erstes versagte, auf $34,7^\circ$ (Bild 5-22a). Die Mittelwerte der Druckstrebenwinkel nach Methode 2 der untersuchten Träger sind in Bild 5-22b dargestellt. Zusätzlich ist die Streuung der einzelnen Werte der verschiedenen Bügelschenkel eines Trägers durch die vertikalen Linien angegeben.

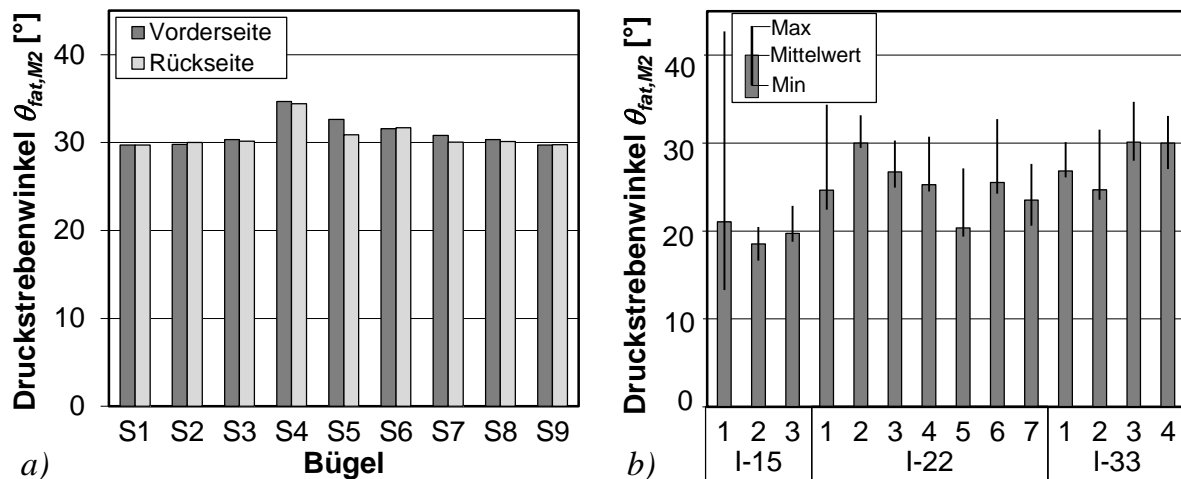


Bild 5-22: Druckstrebenwinkel für Ermüdung nach Methode 2: a) in Versuch I-33-3a; b) alle Versuchsträger

Während sich in den Versuchen mit einem Querkraftbewehrungsgrad von 0,15 % Mittelwerte $\theta_{fat,M2}$ von etwa 20° ergeben, liegen diese für die Träger mit größeren Werten ρ_w ungefähr zwischen 21° und 30° . Auffällig ist hierbei die im Vergleich zur Auswertung nach Methode 1 auf Basis der gemessenen Stahldehnungen geringere Streuung der ermittelten Druckstrebenwinkel innerhalb eines Trägerversuchs.

5.3.2.3 Ingenieurmodell

Die Entwicklung des Ingenieurmodells zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels unter Ermüdung erfolgt basierend auf den in den Versuchen ermittelten Druckstrebenwinkeln ohne Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten. Hierbei wurden die Druckstrebenwinkel θ_{fat} nach den beiden Auswertemethoden (Methode 1 = M1, Methode 2 = M2) für jeden Bügelschenkel der Versuchsträger bzw. jeden berücksichtigten DMS separat ermittelt (Kapitel 5.3.2.1 und 5.3.2.2). In Bild 5-23 sind die jeweiligen Einzelwerte (E) und Mittelwerte (M) θ_{fat} der verschiedenen Versuchsträger für beide Auswertemethoden dargestellt. Da nach den aktuellen technischen Regelwerken die Ermittlung des Druckstrebenwinkels für Ermüdung in der Regel in Abhängigkeit des Winkels im statischen Bruchzustand erfolgt, wird als Bezugsgröße der mittlere Druckstrebenwinkel $\theta_{FB,stat}$ nach /DIN09b/ verwendet (Tabelle 3.8). Zusätzlich sind der Ansatz für $\theta_{FB,fat}$ nach /DIN09b/ und die Winkelhalbierende unter Annahme eines identischen Winkels für statische und zyklische Querkraftbeanspruchung angegeben.

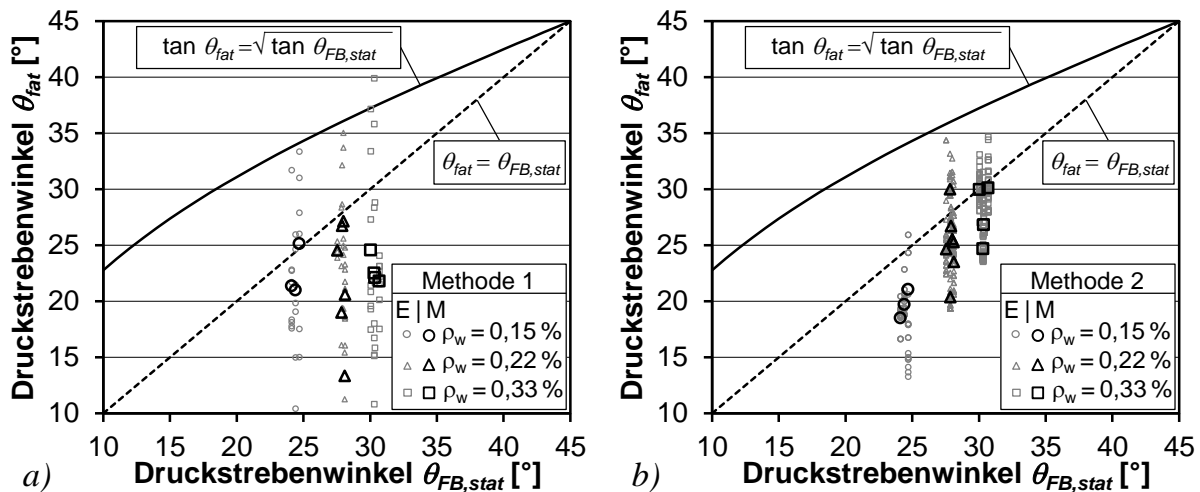


Bild 5-23: Experimentelle Druckstrebenwinkel für Ermüdung in Abhängigkeit des statischen Druckstrebenwinkels: a) Methode 1; b) Methode 2

Während sich der Druckstrebenwinkel unter zyklischer Belastung nach Methode 2, analog zum statischen Druckstrebenwinkel, mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad deutlich erhöht, ist dieses Verhalten bei der Auswertung von θ_{fat} nach Methode 1 geringer ausgeprägt. Gleichzeitig weisen die Einzelwerte $\theta_{fat,M1}$ eine größere Streuung auf. Für den Ermüdungsnachweis nach /DIN09b/ wird der unter statischer Belastung ermittelte Druckstrebenwinkel modifiziert und es ergeben sich Winkel $\theta_{FB,fat}$ von etwa 34° bis 36° . Die Einzelwerte der in den Versuchen ermittelten Druckstrebenwinkel für Ermüdung liegen mit einer Ausnahme unterhalb des Ansatzes nach /DIN09b/ auf Mittelwertniveau. Dementsprechend wird die tatsächlich auftretende Spannungsschwingbreite mit dem derzeitigen Bemessungsansatz überschätzt bzw. die ertragbare Bruchlastspielzahl der Stegbewehrung unterschätzt (vgl. Kapitel 5.3.1).

Auf Basis der im Versuch ermittelten Druckstrebenwinkel sowie durchgeführten Vergleichsrechnungen wird für doppeltprofilierte Spannbetontträger mit geringen Querkraftbewehrungsgraden ($\rho_w \leq 0,33\%$) vereinfachend vorgeschlagen, den Druckstrebenwinkel der statischen Querkraftbemessung nach /DIN09b/ ebenfalls zur Ermittlung der Spannungsschwingbreite der Stegbewehrung unter zyklischer Belastung anzusetzen (Gleichung (5-4)).

$$\theta_{fat} = \theta_{FB,stat} \quad (5-4)$$

Die so ermittelten Druckstrebenwinkel für Ermüdung sind für 12 der 14 Träger größer als die experimentell bestimmten Mittelwerte θ_{fat} (Bild 5-24). Im Vergleich zum theoretischen Ansatz nach /Fre84/, der die zyklische Beanspruchung der Bügelbewehrung der Versuchsträger unterschätzt, ergeben sich steilere Winkel und somit größere Spannungsschwingbreiten. Gleichzeitig sind die Werte jedoch deutlich kleiner als die derzeit nach /DIN09b/ anzusetzenden Winkel, die wiederum die Ermüdungsbeanspruchung der Bügelbewehrung in den durchgeführten Versuchen unterschätzen. Der vorgeschlagene Ansatz führt somit zu einer zutreffenderen Beschreibung des Druckstre-

benwinkels für Ermüdung profilierter Spannbetonträger mit geringen Querkraftbewehrungsgraden.

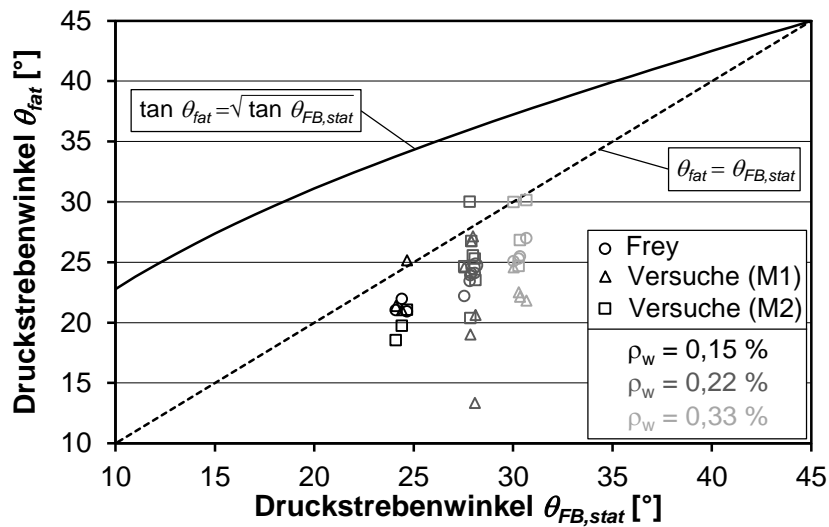


Bild 5-24: Mittelwerte der experimentellen Druckstrebenwinkel für Ermüdung in Abhängigkeit des statischen Druckstrebenwinkels

Der Vergleich der experimentellen und rechnerischen Bruchlastspielzahlen unter Ansatz des Druckstrebenwinkels nach Gleichung (5-4) ermöglicht eine Aussage zur Genauigkeit des vorgeschlagenen Ansatzes für θ_{fat} . Analog zur Versuchsnachrechnung wurde die rechnerische Bruchlastspielzahl N_{calc} unter Verwendung der Wöhlerlinie nach /Mau10/ bestimmt. Unabhängig vom untersuchten Querkraftbewehrungsgrad ergibt sich eine zutreffendere Beschreibung der Bruchlastspielzahl der Querkraftbewehrung in den durchgeführten Versuchen (Bild 5-25a). Bei Träger I-22-2 mit einer Schadenssumme nach Palmgren-Miner kleiner als 1,0, also ohne rechnerisches Ermüdungsversagen, wurde die rechnerische Lebensdauer durch eine Extrapolation mit der letzten auftretenden Spannungsschwingbreite ermittelt. Mit einem Mittelwert von 1,8 beschreibt der modifizierte Ansatz das Verhältnis N_{test}/N_{calc} unter zyklischer Beanspruchung zufriedenstellend.

Der Zusammenhang zwischen experimenteller und mittlerer rechnerischer Bruchlastspielzahl der Querkraftbewehrung ist in Bild 5-25b dargestellt. Unter Vernachlässigung des Versuchs I-22-2 befindet sich die Trendlinie des Mittelwerts aller Bügelbrüche (gestrichelte Linie) jeweils auf der sicheren Seite und verläuft annähernd parallel zur Winkelhalbierenden. Die Vernachlässigung des Versuchs I-22-2 erfolgte aufgrund der geringen dort untersuchten Spannungsschwingbreiten (Kapitel 3.5.4) und die für diesen Bereich nicht ausreichend abgesicherten Kenntnis der Ermüdungsfestigkeit. Die Überschätzung der Bruchlastspielzahl einzelner Bügelchen kann aufgrund der Umlagerungsreserven sowie der ausgeprägten Rissbildung, die eine frühzeitige Versagensankündigung ermöglicht, vertreten werden. So konnten die Spannbetonträger trotz des Versagens eines Großteils der Querkraftbewehrung weiterhin mit den untersuchten Oberlasten ohne Versagen des Gesamtbauteils belastet werden.

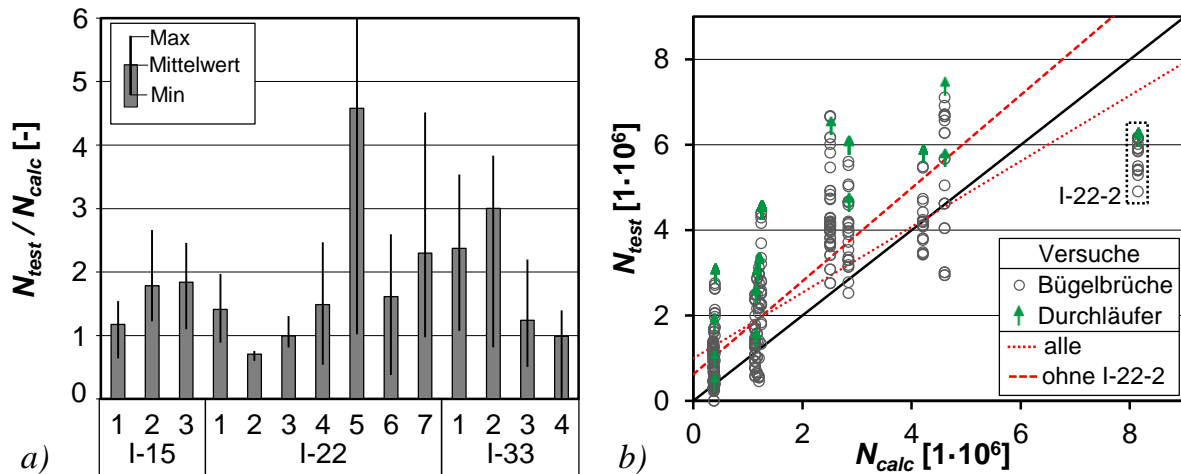


Bild 5-25: Verhältnis der ermittelten und rechnerischen Bruchlastspielzahlen des vorgeschlagenen Ansatzes: a) in Abhängigkeit der Träger; b) in Abhängigkeit der rechnerischen Bruchlastspielzahlen

Da die bis zum Bruch ertragbare Lastwechselzahl der Querkraftbewehrung neben der Schwingbreite ebenfalls durch das Spannungsniveau beeinflusst wird, sollte die Oberlast unter zyklischer Belastung bei Verwendung des Ansatzes sinnvoll begrenzt werden. Bis weitere Ermüdungsversuche mit größeren Oberlasten und größeren Querkraftschwingbreiten vorliegen, wird für Träger mit $\rho_w \leq 0,33$ % basierend auf den untersuchten Belastungskombinationen zunächst eine Begrenzung auf etwa 110 % der statischen Schubrislast nach dem Hauptzugspannungskriterium (Gleichung (2-6)) vorgeschlagen. Ein Nachweis der statischen Querkrafttragfähigkeit unter der zyklischen Oberlast auf Basis anderer Modelle ist grundsätzlich möglich. Zur Erweiterung des Ansatzes für höhere zyklische Oberlasten und Querkraftbewehrungsgrade sowie andere Querschnittsformen und Spanngliedführungen werden ergänzende experimentelle und theoretische Untersuchungen empfohlen.

6 Nachweis von Spannbetonbrücken unter zyklischer Querkraftbeanspruchung

6.1 Allgemeines

Viele Brückenbauwerke in Deutschland aus den 1960er und 1970er-Jahren sind für das Lastmodell SLW60 /DIN53b/ unter Querkraftbeanspruchung nach dem Hauptzugspannungskriterium von *DIN 4227* /DIN53a/ bemessen und weisen häufig sehr geringe Querkraftbewehrungsgrade auf. Ein Nachweis der statischen Querkrafttragfähigkeit dieser Brücken nach den aktuellen Regelwerken /DIN09a/ und /DIN09b/ ergibt in vielen Fällen eine höhere erforderliche Querkraftbewehrung als in den Stegen vorhanden /Heg09/.

Die Zunahme der Verkehrsbelastung führt neben der erhöhten Belastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ebenfalls zu einer höheren Ermüdungsbeanspruchung, sodass mit Einführung des *DIN Fachberichts 102* im Jahr 2003 sowohl die statische als auch die zyklische Querkrafttragfähigkeit nachzuweisen sind. Da ein Querkraftversagen unter den derzeit einwirkenden Verkehrslasten bisher nicht beobachtet wurde, sind die Brücken offensichtlich noch in der Lage, die gestiegenen Lasten trotz rechnerisch zu geringer Querkraftbewehrung aufzunehmen. Zur Bewertung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Bestandsbrücken unter statischer und zyklischer Beanspruchung können die in Bild 6-1 dargestellten Nachweiskonzepte verwendet werden.

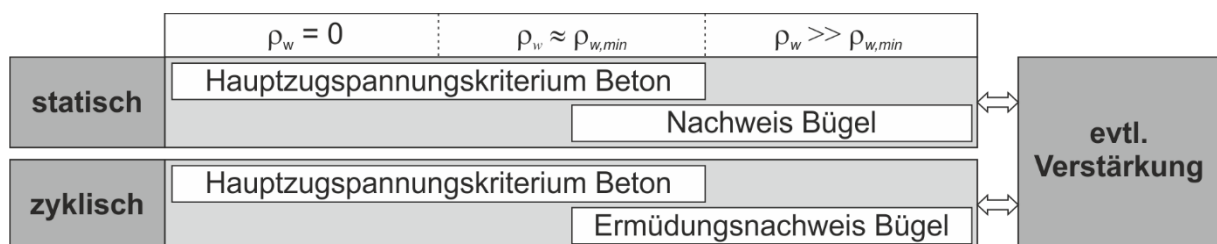


Bild 6-1: Nachweiskonzept zur Bewertung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Bestandsbrücken aus Beton

In Anlehnung an /DIN53a/ und /DIN09b/ (Gleichung 4.119) sowie die in /Heg13/ und /Her13/ beschriebenen Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträgern scheint die Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums ebenfalls für den statischen Nachweis der entsprechenden Bauwerke möglich. Im Vergleich zum Ermüdungsnachweis sind hierbei grundsätzlich höhere Lasten auf der Einwirkungsseite bei gleichzeitiger Erhöhung des zulässigen Bemessungswerts der Betonzugfestigkeit auf der Widerstandsseite anzusetzen. Je nach Bauwerkseigenschaften (z.B. Geometrie, Vorspannung, Stützweiten) kann aufgrund dieser gegenläufigen Einflussfaktoren daher grundsätzlich entweder der Nachweis der statischen oder der zyklischen Querkrafttragfähigkeit maßgebend werden. Basierend auf den vorhandenen Erkenntnissen wird somit empfohlen, neben der Nachweisführung unter statischer Belastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ebenfalls den Ermüdungsnachweis unter zyklischer Belastung durchzuführen.

Mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w erhöht sich der Traganteil der Bügelbewehrung. Daher kann bei Brücken mit ρ_w größer als die erforderliche Mindestbewehrung $\rho_{w,min}$ nach /DIN09b/ die Querkrafttragfähigkeit jeweils unter Berücksichtigung der vorhandenen Bügelbewehrung nachgewiesen werden.

Falls die Nachweise der Tragfähigkeit nicht erbracht werden können, ist ggf. eine Verstärkung des Bestandsbauwerks sinnvoll. Hierbei hat sich nach /Hav11/ insbesondere die externe Vorspannung als vorteilhafte Verstärkungstechnik herausgestellt. Diese kann sowohl die Hauptzugspannungen im Beton als auch in Abhängigkeit des Spanngliedverlaufs die einwirkenden Querkräfte verringern. Wird alternativ die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Querkraftbewehrung mithilfe eines Fachwerkmodells nachgewiesen, so wirkt sich die externe Vorspannung hier durch eine Vergrößerung des Betontraganteils bzw. eine Verringerung des Druckstrebenwinkels positiv aus.

Durch die Verwendung der gleichen Nachweisverfahren ermöglicht das vorgestellte Konzept ein einheitliches Vorgehen zur Bewertung der statischen und zyklischen Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Bestandsbrücken unter Berücksichtigung evtl. erforderlicher Verstärkungsmaßnahmen. Genauere Informationen zum beschriebenen Nachweis der statischen Querkrafttragfähigkeit können /Heg13/ und /Her13/ entnommen werden.

Im folgenden Kapitel wird das Nachweisverfahren zur Querkraftermüdung näher beschrieben, das basierend auf den durchgeführten Versuchen an Spannbetonträgern ohne Querkraftbewehrung und mit geringen Querkraftbewehrungsgraden (Kapitel 3) sowie den zugehörigen Ingenieurmodellen (Kapitel 5) entwickelt wurde. Hierbei werden die technischen Regelwerke für Betonbrücken berücksichtigt, sodass eine Einbindung in die bestehende Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) /BMVBS11/ des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung möglich ist. Abschließend wird die Anwendung des im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelten Nachweisverfahrens für Querkraftermüdung anhand einer repräsentativen Bestandsbrücke aufgezeigt. Weitergehende Informationen zur Nachrechnungsrichtlinie können unter anderem /Mar11/ entnommen werden.

Im Rahmen des Nachweiskonzepts werden die Lastannahmen nach *DIN Fachbericht 101* /DIN09a/ verwendet. Diese unterscheiden sich lediglich bezüglich des Verkehrslastmodells 1 von /DIN10b/ mit zugehörigem Nationalen Anhang /DIN12/. Auf die Anwendung der nach /DIN10b/ in Verbindung mit /DIN12/ erhöhten Lasten des Lastmodells 1 wurde unter anderem aufgrund der in /Fre13/ durchgeführten Untersuchungen zu den ermüdungsrelevanten Querkräften (Kapitel 6.2.4) verzichtet. Daher werden ebenfalls die Bauteilwiderstände der statischen und zyklischen Querkrafttragfähigkeit nach *DIN Fachbericht 102* für Betonbrücken /DIN09b/ ermittelt, die keine technischen Abweichungen zu /DIN13b/ aufweisen (vgl. Kapitel 2.4.1).

6.2 Nachweisverfahren

6.2.1 Allgemeiner Aufbau

Das entwickelte Verfahren zum Nachweis der Tragfähigkeit von Spannbetonbrücken unter zyklischer Querkraftbeanspruchung basiert auf den durchgeführten Untersuchungen an Spannbetonträgern sowie den in Kapitel 5 entwickelten Ingenieurmodellen für Bauteile ohne Querkraftbewehrung bzw. mit geringen Querkraftbewehrungsgraden. Der Ermüdungsnachweis kann hierbei in Abhängigkeit der Nachweisart in drei verschiedene Module unterteilt werden (Bild 6-2).

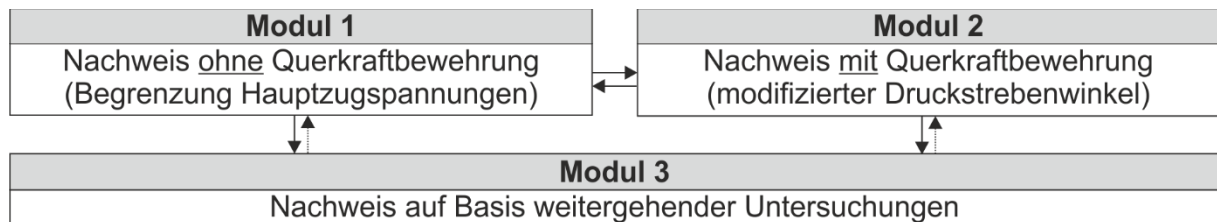


Bild 6-2: Entwickeltes modulares Nachweisverfahren für Querkraftermüdung von vorgespannten Bestandsbrücken aus Beton

Viele Bestandsbrücken weisen relativ hohe Vorspanngrade auf, sodass die entsprechenden Überbauten unter Gebrauchslasten, die beim Ermüdungsnachweis angesetzt werden, im Allgemeinen keine Schubrisse im Steg besitzen. Dementsprechend basiert das erste Modul auf einem Nachweis des Überbaus als im Steg ungerissenes Bauteil ohne Berücksichtigung der Querkraftbewehrung und die zulässigen Hauptzugspannungen im Beton werden entsprechend begrenzt.

Kann der Nachweis mithilfe des ersten Moduls nicht erbracht werden, ist ein Nachweis in Modul 2 unter Berücksichtigung der vorhandenen Querkraftbewehrung bei Ansatz des modifizierten Druckstrebenwinkels im Fachwerkmodell möglich. Grundsätzlich kann der Ermüdungsnachweis auch direkt in Modul 2 beginnen und bei Nichterfüllung eine anschließende Berechnung mithilfe des ersten Moduls erfolgen. Dies empfiehlt sich insbesondere bei niedrigeren Vorspannkräften und höheren Querkraftbewehrungsgraden.

Das letzte Modul beschreibt den Nachweis der Querkraftermüdung auf Basis weitergehender Untersuchungen. Die weitergehenden Untersuchungen können hierbei sowohl alternative Nachweise als auch Modifikationen in der Nachweisführung (z.B. Teilsicherheitsbeiwerte, Einwirkungskombinationen) der ersten beiden Module umfassen. Nachfolgend wird die Nachweisführung der einzelnen Module näher erläutert.

6.2.2 Nachweis ohne Berücksichtigung der Querkraftbewehrung

Der Ermüdungsnachweis ohne Berücksichtigung der Querkraftbewehrung basiert auf den in Kapitel 5 einwickelten Ingenieurmodellen zur Begrenzung der Hauptzugspannungen und gliedert sich in drei Schritte (Bild 6-3). Auf die Verwendung der statischen Querkrafttragfähigkeit nach dem Hauptzugspannungskriterium wird aufgrund der erforderlichen iterativen Ermittlung von $V_{Rd,ct}$ aus praktischen Gründen verzichtet.

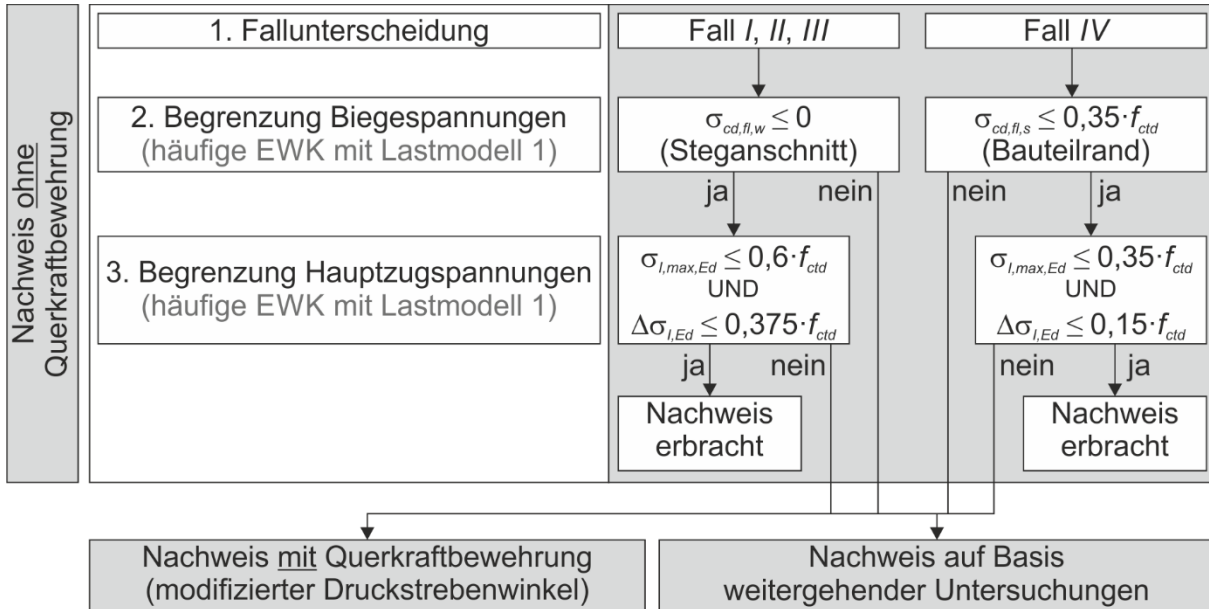


Bild 6-3: Ablaufdiagramm des Ermüdungsnachweises ohne Berücksichtigung der Querkraftbewehrung

Die Ermüdungsfestigkeit in den durchgeführten Versuchen an I-Trägern und T-Trägern wurde unter anderem durch die unterschiedliche Rissbildung (Schubzugriss, Biegeschubriss) beeinflusst. Daher erfolgt in **Schritt 1** zunächst eine Unterteilung der Nachweisstellen in Abhängigkeit der Bauteilgeometrie und der Belastung. Basierend auf der Fallunterscheidung ergeben sich die für die weiteren Schritte jeweils zulässigen Betonlängsspannungen und Hauptzugspannungen unter zyklischer Beanspruchung.

Die Fälle *I* und *II* nach Bild 6-4a beschreiben jeweils Hohlkastenquerschnitte mit positiver bzw. negativer Momentenbeanspruchung (z.B. Feld- und Stützbereich eines Durchlaufträgers). Hierbei entsteht der zyklische Schubriss im Steg, analog zu den Versuchen an I-Trägern, unabhängig von einer vorherigen Biegerissbildung. Bei Plattenbalkenquerschnitten mit Zugbeanspruchung an der Bauteiloberseite erfolgt aufgrund der vorhandenen Fahrbahnplatte (vorgespannter Zuggurt) ebenfalls eine zyklische Schubrissbildung unabhängig von der Biegerissbildung (Fall *III*, Bild 6-4b). Liegt jedoch die Zugzone bei überwiegender Biegebeanspruchung an der Bauteilunterseite des Plattenbalkenquerschnitts, so wird entsprechend den Versuchen an T-Trägern eine zyklische Biegeschubrissbildung angenommen (Fall *IV*).

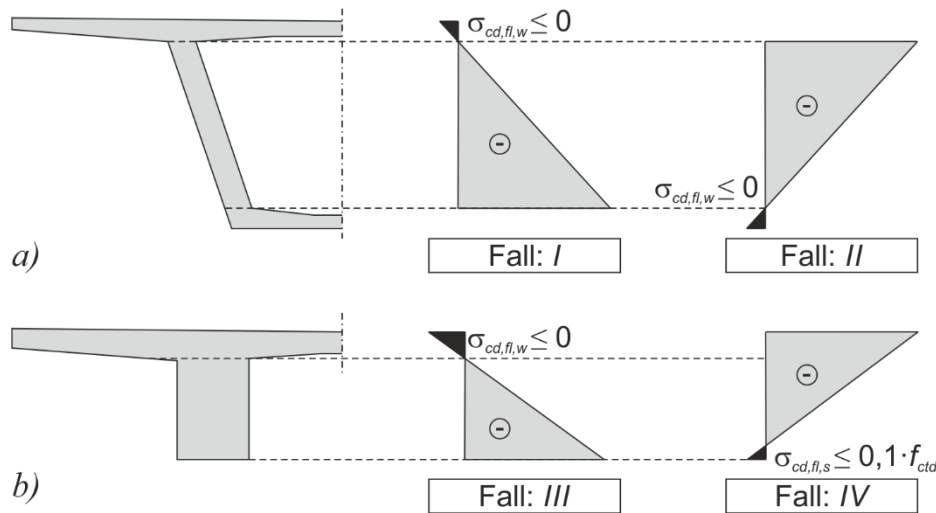


Bild 6-4: Fallunterscheidung und zulässige Biegespannungen bei positiver sowie negativer Momentenbeanspruchung: a) Hohlkasten; b) Plattenbalken

Die Berechnung der Betonlängsspannungen in **Schritt 2** dient im Wesentlichen der Überprüfung, ob die Stege biegeissfrei bleiben und die Ansätze zur Begrenzung der Hauptzugspannungen auf den Brückenüberbau angewendet werden dürfen. Hierzu ist in den Fällen *I*, *II* und *III* nachzuweisen, dass in Höhe des maßgebenden Steganquerschnitts jeweils Längsdruckspannungen vorliegen ($\sigma_{cd,fl,w} \leq 0$, Bild 6-4). Für den Fall *IV* dürfen nach derzeitigen Erkenntnissen Biegezugspannungen $\sigma_{cd,fl,s}$ am Bauteilrand von bis zu 35 % des Bemessungswerts der Betonzugfestigkeit f_{ctd} zugelassen werden. Dieser ergibt sich zu $f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ bei Anwendung von /DIN09b/ bzw. $f_{ctd} = \alpha_{cr} f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ nach /DIN13b/.

Durch die Begrenzung der Betonlängsspannungen wird sichergestellt, dass infolge der Ermüdungslasten keine Biegerissbildung im Steg erfolgt. Daher wird vorgeschlagen, die jeweiligen Bemessungswerte $\sigma_{cd,fl}$ in Schritt 2 unter der gleichen Einwirkungskombination (EWK) zu ermitteln, die auch zur Begrenzung der Hauptzugspannungen in Schritt 3 angesetzt wird. Für Brückenneubauten ist nach /DIN09b/ der Ermüdungsnachweis bei Bauteilen ohne Stegbewehrung für die häufige Einwirkungskombination zu führen, die eine Wiederkehrperiode von 1 Woche aufweist /Gra12/. Für eine genauere Bewertung der Tragfähigkeit von Bestandsbrücken müssen die bereits erfahrene Belastung und die geplante Restnutzungsdauer berücksichtigt werden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird die Ermüdungstragfähigkeit bestehender Brücken konservativ vereinfachend mit der bei Neubauten anzusetzenden häufigen Einwirkungskombination nach /DIN09b/ bestimmt (Gleichung (6-1)).

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,LM1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6-1)$$

Hierbei wird das Verkehrslastmodell 1 (LM1), das aus gleichmäßig verteilten Flächenlasten sowie einem Tandemsystem in den beiden Hauptspuren besteht und beim statischen Nachweis verwendet wird, als führende ermüdungswirksame Leiteinwirkung

angesetzt. Eine Verringerung der ermüdungswirksamen Verkehrslasten durch modifizierte Kombinationsbeiwerte ist bei genauerer Bewertung der Verkehrsbelastung und der Restnutzungsdauer grundsätzlich möglich (Kapitel 6.2.4).

Überschreiten die somit in Schritt 2 ermittelten maximalen Betonlängsspannungen $\sigma_{cd,fl}$ die jeweiligen zulässigen Grenzwerte, ist der Ermüdungsnachweis als Bauteil ohne Querkraftbewehrung nach Schritt 3 nicht möglich. Alternativ kann der Nachweis nach Modul 2 unter Berücksichtigung der vorhandenen Querkraftbewehrung (Kapitel 6.2.3) bzw. nach Modul 3 auf Basis weitergehender Untersuchungen (Kapitel 6.2.4) erfolgen.

Der Nachweis der zyklischen Querkrafttragfähigkeit als Bauteil ohne Querkraftbewehrung in **Schritt 3** erfolgt durch eine Begrenzung der Hauptzugspannungen unter der häufigen Einwirkungskombination. In Anlehnung an die statische Querkraftbemessung von Spannbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung nach /DIN10b/ wird vorgeschlagen, dass in Querschnitten, die näher am Auflager liegen als der Schnittpunkt zwischen der elastisch berechneten Schwerachse und einer vom Auflager im Winkel von 45° geneigten Linie, auf den Ermüdungsnachweis verzichtet werden darf. Aufgrund der über die Bauteilhöhe veränderlichen Hauptzugspannung in einem Längsschnitt müssen die maximalen und minimalen Bemessungswerte $\sigma_{l,Ed}$ jeweils in verschiedenen Höhen i ermittelt werden (Bild 6-5).

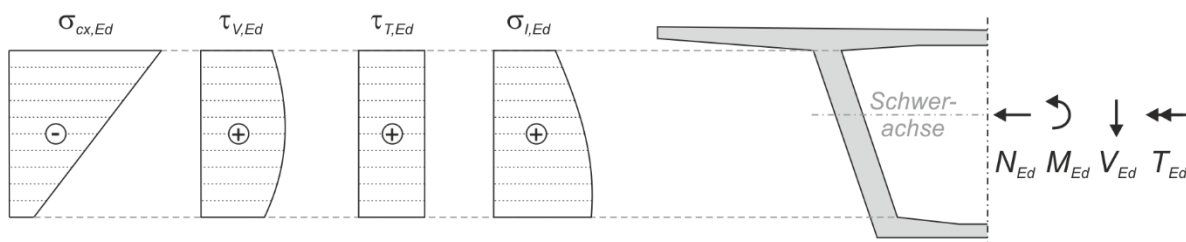


Bild 6-5: Charakteristische Spannungsverläufe im Steg einer vorgespannten Hohlkastenbrücke

In Anlehnung an /DIN53a/ und /DIN79/ kann die Berechnung nach Gleichung (6-2) in den Mittelflächen der Stege erfolgen. Hierbei sind jeweils die Betonlängsspannungen $\sigma_{cx,Ed,i}$ infolge Biege- und Normalkraftbeanspruchung in der entsprechenden Nachweishöhe zu ermitteln (Gleichung (6-3)). Die Variable z_i beschreibt den Abstand des Nachweisschnitts von der Schwerachse des Querschnitts. Die Schubspannung im Steg setzt sich aus den beiden Anteilen $\tau_{v,Ed,i}$ infolge Querkraftbeanspruchung und $\tau_{t,Ed}$ infolge Torsionsbeanspruchung zusammen. Aufgrund des variablen Flächenmoments 1. Grades der statischen Restfläche S_y , muss $\tau_{v,Ed}$ in verschiedenen Höhen ermittelt werden (Gleichung (6-4)). Die Schubspannungen infolge einer Torsionsbeanspruchung T_{Ed} können nach Gleichung (6-5) in Abhängigkeit des Torsionswiderstandsmoments W_T bestimmt werden. Bei Hohlkastenquerschnitten ergibt sich hierbei der in Bild 6-5 dargestellte konstante Verlauf über die Bauteilhöhe.

$$\sigma_{I,Ed,i} = \frac{1}{2} \sigma_{cx,Ed,i} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx,Ed,i}}{2}\right)^2 + (\tau_{V,Ed,i} + \tau_{T,Ed,i})^2} \quad (6-2)$$

mit: $\sigma_{cx,Ed,i} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot z_i$ Bemessungswert der Betonlängsspannungen (6-3)

$\tau_{V,Ed,i} = \frac{V_{Ed} \cdot S_{y,i}}{I_y \cdot b_{w,i}}$ Bemessungswert der Schubspannungen infolge Querkraftbeanspruchung (6-4)

$\tau_{T,Ed,i} = \frac{T_{Ed}}{W_T}$ Bemessungswert der Schubspannungen infolge Torsionsbeanspruchung (6-5)

Da die Hauptzugspannung von der Biege-, Normalkraft-, Querkraft- und Torsionsbeanspruchung abhängt, können die minimalen und maximalen Werte $\sigma_{I,Ed}$ für verschiedene Leiteinwirkungen der Schnittgrößen (N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} , T_{Ed}) auftreten. Hierbei sind die zu den jeweiligen Leiteinwirkungen zugehörigen Schnittgrößen zu verwenden. Vereinfachend kann die Berechnung mit den minimalen bzw. maximalen Bemessungswerten der Schnittgrößen eines Längsschnitts erfolgen.

Die zulässigen Hauptzugspannungen unter zyklischer Beanspruchung sind in Bild 6-6 in Form von Goodman-Diagrammen dargestellt. Hierbei wurden die in Kapitel 5 für I-Träger und T-Träger entwickelten Ingenieurmodelle mit einer Lastspielzahl $N = 1 \cdot 10^6$ in entsprechende Bemessungsdiagramme überführt. Die zulässigen Werte $\sigma_{I,Ed}$ unter maximaler und minimaler Beanspruchung werden jeweils auf den Bemessungswert der Betonzugfestigkeit $f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ bzw. $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ bezogen. Überschreitet der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad den nach /DIN09b/ erforderlichen Mindestwert, so kann aufgrund des hierdurch ausgeprägten Ankündigungsverhaltens der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,5$ bzw. der Beiwert $\alpha_{ct} = 1,0$ für bewehrte Betonbauteile verwendet werden.

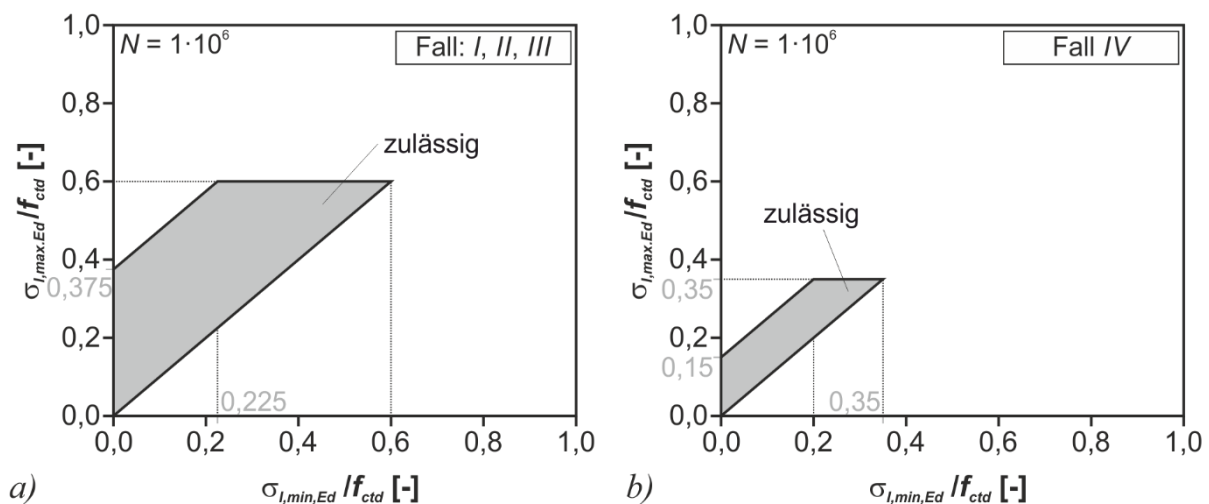


Bild 6-6: Bemessungswerte der zulässigen Hauptzugspannungen unter zyklischer Beanspruchung: a) Fälle I, II und III; b) Fall IV

Die zulässigen Bemessungswerte der maximalen Hauptzugspannung $\sigma_{I,max,Ed}$ und der Hauptzugspannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{I,Ed}$ ergeben sich in Abhängigkeit der Fallunterscheidung in Schritt 1 und sind jeweils grau hinterlegt. In den Fällen *I*, *II* und *III* darf die Hauptzugspannung unter maximaler Beanspruchung nicht größer als $0,6 \cdot f_{ctd}$ sein und die zugehörige Schwingbreite $\Delta\sigma_{I,Ed}$ darf $0,375 \cdot f_{ctd}$ nicht überschreiten. Abweichend hiervon ist in Fall *IV* der Wert $\sigma_{I,max,Ed}$ auf 35 % der Betonzugfestigkeit bei einer maximalen Schwingbreite der Hauptzugspannung von $0,15 \cdot f_{ctd}$ zu begrenzen. Die Untersuchungen in Kapitel 5.2.2 zeigen, dass die auf Mittelwertniveau definierten zulässigen bezogenen Beanspruchungen unter Berücksichtigung der Fraktilwerte der Betonzugfestigkeit hinreichend genau sind.

Falls der Ermüdungsnachweis unter Vernachlässigung der Querkraftbewehrung in Schritt 3 nicht erbracht werden kann, ist eine Nachweisführung nach Modul 2 unter Ansatz der vorhandenen Querkraftbewehrung bzw. nach Modul 3 auf Basis weitergehender Untersuchungen möglich.

6.2.3 Nachweis mit Berücksichtigung der Querkraftbewehrung

Bestandsbrücken weisen in der Regel geringe Querkraftbewehrungsgrade auf, sodass unter zyklischer Querkraftbeanspruchung entsprechend ein Versagen der Stegbewehrung maßgebend wird. Daher werden im Rahmen des in der vorliegenden Arbeit entwickelten Nachweises der Ermüdungstragfähigkeit unter Berücksichtigung der Querkraftbewehrung nur die relevanten Nachweise der Betonstahlbewehrung behandelt. Die Ermüdungsnachweise der Betondruckstreben des Fachwerkmodells können im Allgemeinen nach den aktuellen Regelwerken /DIN09b/ erbracht werden.

Der Ermüdungsnachweis der Querkraftbewehrung basiert auf dem in Kapitel 5 entwickelten Ingenieurmodell. Darüber hinaus wird die in den durchgeführten Versuchen an bügelbewehrten Spannbetonträgern beobachtete Versagensankündigung berücksichtigt. Die einzelnen Nachweisschritte des in Bild 6-7 dargestellten Ablaufs werden im Folgenden näher erläutert und beschrieben.

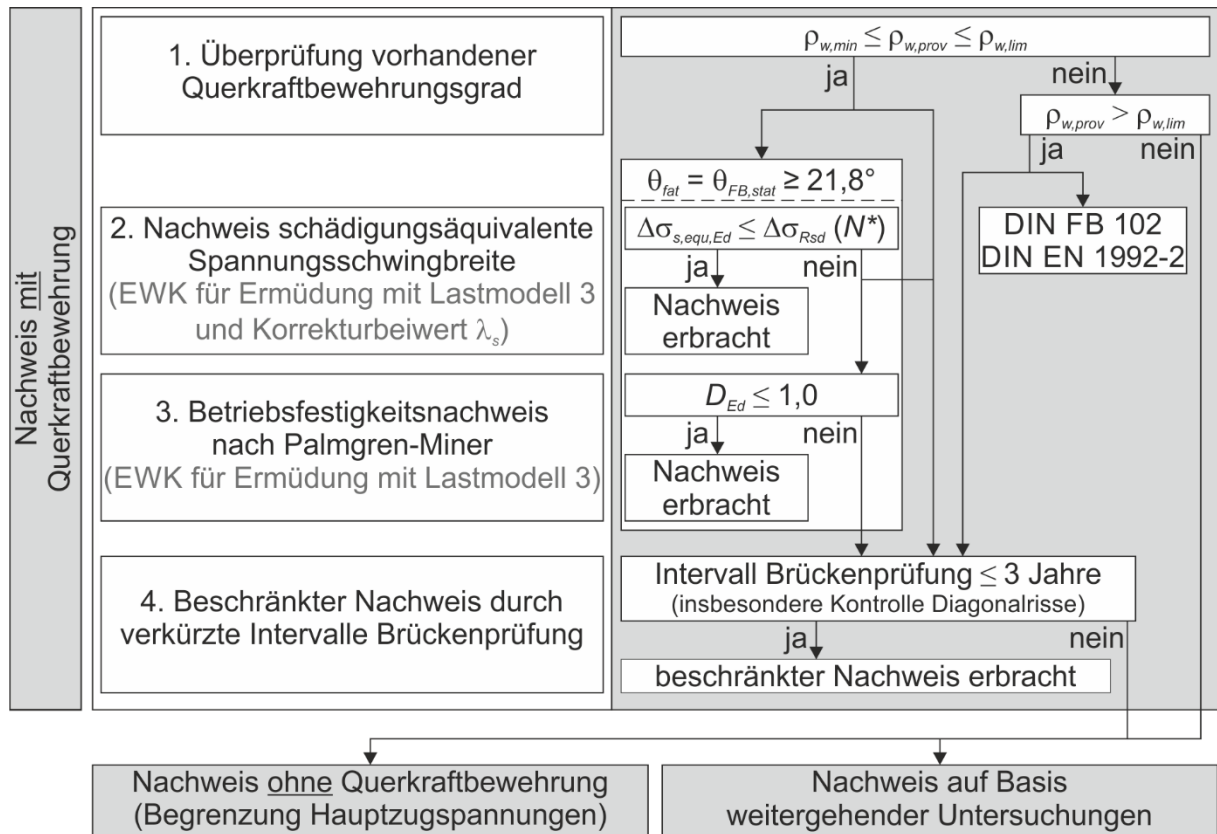


Bild 6-7: Ablaufdiagramm des Ermüdungsnachweises mit Berücksichtigung der Querkraftbewehrung

Durch die Überprüfung des vorhandenen Querkraftbewehrungsgrads $\rho_{w,prov}$ in **Schritt 1** werden einem Brückenquerschnitt verschiedene Nachweismöglichkeiten zugeteilt. So kann grundsätzlich zwischen einem rechnerischen Nachweis (Schritte 2 und 3) und einem beschränkten Nachweis durch entsprechende Maßnahmen während der Nutzungsphase (Schritt 4) unterschieden werden. Befindet sich der Wert $\rho_{w,prov}$ zwischen dem nach /DIN09b/ erforderlichen Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ und einem oberen Grenzwert $\rho_{w,lim}$, können beide Nachweismöglichkeiten angewendet werden. Der obere Grenzwert $\rho_{w,lim}$ ergibt sich auf Basis der Versuche und entspricht mit etwa 0,33 % dem höchsten untersuchten Querkraftbewehrungsgrad. Für höhere Querkraftbewehrungsgrade sind aufgrund der Änderung des Verhältnisses von Beton- und Fachwerktraganteil keine abgesicherten Aussagen zum Druckstrebenwinkel für Ermüdung möglich. Für Werte $\rho_{w,prov} > \rho_{w,lim}$ ist der beschränkte Nachweis sowie ein Nachweis nach den aktuellen technischen Regelwerken /DIN09b/ bzw. /DIN13b/ möglich. Liegt der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad unterhalb von $\rho_{w,min}$, kann der Nachweis als Bauteil ohne Querkraftbewehrung in Modul 1 oder auf Basis weitergehender Untersuchungen in Modul 3 erfolgen.

Der rechnerische Nachweis der Querkraftbewehrung kann in zwei verschiedenen Schritten erbracht werden (**Schritte 2 und 3**), wobei sich wegen des zunehmenden Rechenaufwands ein stufenweises Vorgehen empfiehlt. Aufgrund des in den Versuchen beobachteten positiven Einflusses der Flansche auf die zyklische Querkrafttrag-

fähigkeit, sollte der rechnerische Nachweis nur für Längsschnitte mit einem Flansch in der Biegezugzone erfolgen. Die Ermittlung des Bemessungswerts der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{sw,Ed}$ nach Gleichung (6-6) erfolgt anhand eines Fachwerkmodells, wobei der Druckstrebenwinkel für Ermüdung θ_{fat} dem Winkel der statischen Querkraftbemessung nach /DIN09b/ entspricht (Gleichung (6-7)). Die Berücksichtigung von Fraktil- und Teilsicherheitsbeiwerten entspricht somit dem prinzipiellen Vorgehen der Herleitung des Druckstrebenwinkels nach /DIN09b/. In Anlehnung an die Nachrechnungsrichtlinie /BMVBS11/ wird der untere Grenzwert des Druckstrebenwinkels auf $21,8^\circ$ ($\cot \theta_{fat} = 2,5$) begrenzt. Der obere Grenzwert beträgt bei lotrechter Bewehrung entsprechend 45° ($\cot \theta_{fat} = 1,0$).

$$\Delta\sigma_{sw,Ed} = \frac{\Delta V_{Ed}}{a_{sw} \cdot z \cdot \cot \theta_{fat}} \quad (6-6)$$

$$1,0 \leq \cot \theta_{fat} = \cot \theta_{FB,stat} = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}}} \leq 2,5 \quad (6-7)$$

Der Druckstrebenwinkel wird maßgeblich durch die vorhandene Querkraftbewehrung $a_{sw,prov}$ beeinflusst. Während bei der Bemessung von Brückenneubauten $a_{sw,prov}$ für die einwirkende Querkraft V_{Ed} im Grenzzustand der statischen Tragfähigkeit ausgelegt wird, ist sie bei der Nachrechnung von Bestandsbrücken bereits bekannt. Daher kann θ_{fat} zweckmäßigerweise nach Gleichung (6-8) bestimmt werden, die sich aus Gleichung (6-7) unter Annahme eines Versagens der Querkraftbewehrung im Grenzzustand der statischen Tragfähigkeit ($V_{Ed} = V_{Rd,sy}$) ergibt. Falls ein Versagen der Druckstreben unter statischer Belastung maßgebend wird, ist Gleichung (6-7) mit $V_{Ed} = V_{Rd,max}$ umzuformen.

$$1,0 \leq \cot \theta_{fat} = \cot \theta_{FB,stat} = 1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} + \frac{V_{Rd,c}}{a_{sw,prov} \cdot f_{yd} \cdot z} \leq 2,5 \quad \text{mit } V_{Ed} = V_{Rd,sy} \quad (6-8)$$

In **Schritt 2** des Ablaufdiagramms nach Bild 6-7 erfolgt der Ermüdungsnachweis der Querkraftbewehrung analog zu /DIN09b/ und /BMVBS11/ anhand der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite. Lediglich die Ermittlung der einwirkenden Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{sw,Ed}$ weicht hierbei aufgrund der Verwendung des modifizierten Druckstrebenwinkels für Ermüdung ab. Dementsprechend ergibt sich $\Delta\sigma_{sw,Ed}$ unter Ansatz der Grundkombination für Ermüdung nach /DIN09b/ mit dem Ermüdungslastmodell 3. Die Umrechnung der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{sw,Ed}$ in die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{s,eq,Ed}$ erfolgt nach Gleichung (6-9) durch den Korrekturbeiwert λ_s . Dieser berücksichtigt den Einfluss der Spannweite, des jährlichen Verkehrsaufkommens, der Nutzungsdauer, der Anzahl der Verkehrsstreifen, der Verkehrsart sowie der Oberflächenrauigkeit des Fahrbahnbelags.

$$\Delta\sigma_{s, equ, Ed} = \Delta\sigma_{sw, Ed} \cdot \lambda_s \quad (6-9)$$

Die schädigungsäquivalente Schwingbreite führt bei $N^* = 1 \cdot 10^6$ Lastwechseln zur gleichen Schädigung wie die variable Schwingbreite infolge fließenden Verkehrs während der rechnerischen Nutzungsdauer. Als rechnerische Nutzungsdauer wird eine Dauer von 100 Jahren angesetzt, sodass λ_s nach Anhang 106 von /DIN09b/ in Verbindung mit dem Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau Nr. 22/2012 /BMVBS12/ ermittelt werden kann. Somit wird bei der Nachrechnung von Bestandsbrücken, analog zu Modul 1, die gleiche Einwirkung wie bei der Bemessung von Neubauten angesetzt. Eine Verringerung der ermüdungswirksamen Verkehrslasten unter Berücksichtigung der bereits erfahrenen Belastung und der geplanten Restnutzungsdauer durch modifizierte Korrekturbeiwerte λ_s ist jedoch grundsätzlich möglich (Kapitel 6.2.4).

Der Bauteilwiderstand wird auf Basis der Wöhlerlinie für Betonstahl bestimmt, wobei nach /BMVBS11/ für ältere gerippte Betonstähle in der Regel die Kennwerte für Betonstahl nach /DIN09b/ angesetzt werden dürfen. Aufgrund der Verwendung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite in Schritt 2 entspricht der Bemessungswert der zulässigen Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Rsd}$ hier der ertragbaren Schwingbreite bei $N^* = 1 \cdot 10^6$ Lastwechseln $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{s, fat} = 1,15$. Zusätzlich ist $\Delta\sigma_{Rsd}$ gegebenenfalls in Abhängigkeit des Biege- rollendurchmessers und der Stabsabstände abzumindern (Kapitel 2.5.2). Falls der Ermüdungsnachweis in Schritt 2 anhand der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite nicht erbracht werden kann, ist ein rechnerischer Nachweis nach Schritt 3 (expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis) oder ein beschränkter Nachweis nach Schritt 4 möglich.

Der explizite Betriebsfestigkeitsnachweis der Querkraftbewehrung in **Schritt 3** ist mit Ausnahme der Verwendung des modifizierten Druckstrebenwinkels θ_{fat} identisch mit dem entsprechenden Vorgehen nach /DIN09b/. So wird mithilfe der Schädigungsakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner der jeweilige Bemessungswert der Schadenssumme D_{Ed} in einem Längsschnitt nach Gleichung (6-10) bestimmt.

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_i(\Delta\sigma_i)} \leq 1,0 \quad (6-10)$$

Hierbei beschreibt $N_i(\Delta\sigma_i)$ den zu einer einwirkenden Spannungsschwingbreite der Querkraftbewehrung $\Delta\sigma_i$ zugehörigen Bemessungswert der Bruchlastspielzahl. Zur Ermittlung der über die Nutzungsdauer der Brücke jeweils einwirkenden Lastwechselzahl $n_i(\Delta\sigma_i)$ müssen zunächst für jeden Nachweisschnitt Bügelspannungs-Zeit-Verläufe ermittelt werden. In Bild 6-8a ist exemplarisch der charakteristische Verlauf für Schnitt A im Abstand d vom Mittelaufleger eines Vierfeldträgers dargestellt. Die Einwirkung der Grundkombination für Ermüdung stimmt hierbei mit der des Nachweises der äquivalenten Spannungsschwingbreite in Schritt 2 überein. Zur Ermittlung

der zyklischen Belastung ist das anzusetzende Ermüdungslastmodell 3 nach /DIN09a/ in Brückenlängsrichtung verschieblich anzuordnen. Mithilfe von Zählverfahren (z.B. Rainflow- bzw. Reservoir-Methode) können die entsprechenden Werte n_i und $\Delta\sigma_{sw,i}$ bestimmt werden. Zur rechnergestützten Auswertung und bei komplexeren Beanspruchungsverläufen empfiehlt sich eine Einteilung der Schwingbreiten in äquidistante Klassen nach /Clo86/.

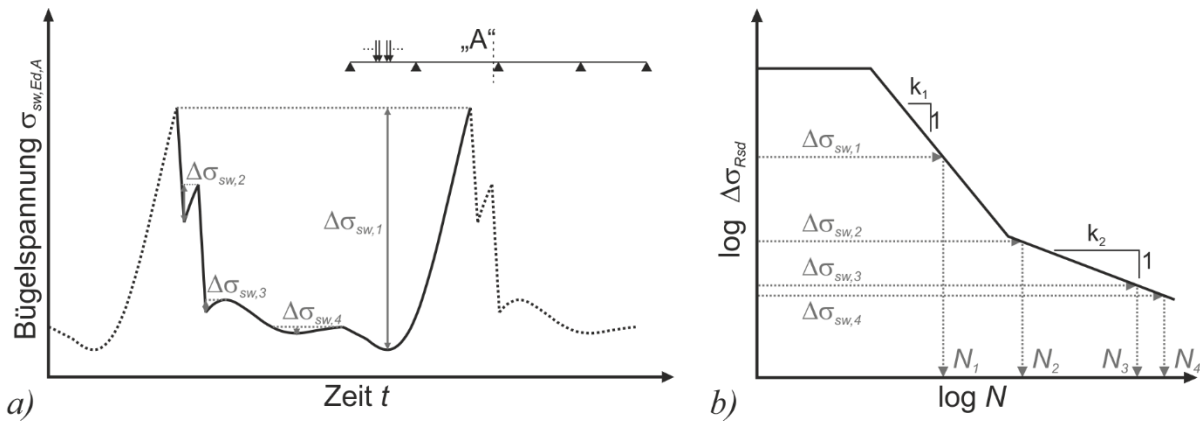


Bild 6-8: Expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis mit Hilfe der Reservoir-Methode: a) Repräsentativer Spannungs-Zeit-Verlauf unter maßgebender EWK mit Ermüdungslastmodell 3; b) Ermittlung der Bruchlastspielzahlen

Abweichend vom Ansatz der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite wird der Bauteilwiderstand beim expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis in Form der Bruchlastspielzahlen N_i ($\Delta\sigma_i$) erfasst (Bild 6-8b). Die Wöhlerlinien in Schritt 2 und Schritt 3 sind identisch. Überschreitet die Schädigungssumme D_{Ed} nach Gleichung (6-10) den maximal zulässigen Wert von 1,0, ist der rechnerische Ermüdungsnachweis nicht erbracht und ein beschränkter Nachweis des Bauwerks nach Schritt 4 ist möglich.

Der beschränkte Nachweis in **Schritt 4** berücksichtigt die in den Versuchen an bügelbewehrten Spannbetonträgern beobachtete Versagensankündigung. Die untersuchten Spannbetonträger mit Querkraftbewehrungsgraden im Bereich der erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung $\rho_{w,min}$ nach /DIN09b/ wiesen ein sukzessives Versagen der Stegbewehrung auf. Hierbei konnte eine ausgeprägte Rissentstehung bzw. Rissaufweitung über mehrere Hunderttausend Lastwechsel beobachtet werden. Für vorgespannte Brückenquerschnitte mit $\rho_{w,prov} \geq \rho_{w,min}$ ist daher von einer ausgeprägten Versagensankündigung auszugehen. Um den eingeschränkten Ermüdungsnachweis für die entsprechenden Brücken zu erbringen, ist mindestens alle drei Jahre eine erweiterte Brückenprüfung durchzuführen. Hierbei ist insbesondere auf das Vorhandensein von Diagonalrissen und die Rissbreitenentwicklung vorhandener Risse sowie die Entstehung neuer Diagonalrisse zu achten. Gegebenenfalls können entsprechende Maßnahmen zur Sicherstellung der Standsicherheit erforderlich werden. Falls keine erweiterten Brückenprüfungen während der Nutzungsphase erfolgen sollen, kann der Ermüdungsnachweis des Bauwerks nach Modul 1 (Nachweis ohne Querkraftbewehrung) oder Modul 3 (Nachweis auf Basis weitergehender Untersuchungen) geführt werden.

6.2.4 Nachweis auf Basis weitergehender Untersuchungen

Der Nachweis auf Basis weitergehender Untersuchungen kann sowohl Änderungen in der Nachweisführung der entwickelten Verfahren (z.B. Module 1 und 2) als auch grundsätzlich die Verwendung alternativer Verfahren umfassen. Aufgrund der derzeit noch fehlenden abgesicherten alternativen Ansätze zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Träger unter zyklischer Beanspruchung, werden nachfolgend ausschließlich die Modifikationen der in der vorliegenden Arbeit entwickelten Nachweise beschrieben. Hierbei kann zwischen Untersuchungen auf Basis der Nachrechnungsrichtlinie für Bestandsbrücken /BMVBS11/ und weiteren Möglichkeiten unterschieden werden (Bild 6-9).

Nachweis auf Basis weitergehender Untersuchungen	
basierend auf Nachrechnungsrichtlinie: - modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte - bauwerksbezogene Materialfestigkeiten - ...	weitere Möglichkeiten: - modifizierte Einwirkungskombination - Verstärkungsmaßnahme (Vorspannung, ...) - ...

Bild 6-9: Möglichkeiten der Nachweise auf Basis weitergehender Untersuchungen

Grundsätzlich können alle im Rahmen der Nachrechnungsrichtlinie /BMVBS11/ möglichen Modifikationen ebenfalls beim Nachweis der Querkraftermüdung angebracht werden, sodass die nachfolgend aufgeführten Maßnahmen nicht abschließend sind. Eine Möglichkeit bei Nichterfüllung der Ermüdungsnachweise nach den Modulen 1 und 2 stellt der Ansatz modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite dar. Diese dürfen nach /BMVBS11/ nur verwendet werden, wenn sie durch erweiterte Kenntnisse aus einer Bestandsaufnahme gerechtfertigt sind. So kann bei einer genauen Ermittlung der Querschnittsabmessungen und des Bewehrungsgehalts des Überbaus der Teilsicherheitsbeiwert γ_g für Eigenlasten auf 1,2 reduziert werden.

Am Bauwerk ermittelte Materialfestigkeiten, z.B. anhand von Bohrkernen, können gleichzeitig einer Erhöhung der charakteristischen Festigkeitswerte und einer Verringerung der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite dienen. Da die von diesen Maßnahmen betroffenen Brücken in der Regel bereits Tragfähigkeits- oder Gebrauchstauglichkeitsdefizite aufweisen, sollten Bohrkern nur in Ausnahmefällen entnommen werden. Zusätzlich sind nach /BMVBS11/ insbesondere bei älteren Brücken die Einflüsse aus größeren Streuungen der Werkstoffkennwerte zu berücksichtigen. Eine zerstörungsfreie Modifikation der Materialkennwerte kann gegebenenfalls anhand vorliegender Materialprüfzeugnisse erfolgen.

Um die Reserven eines Tragwerks ohne Verringerung des nach DIN EN 1990 /DIN10c/ geforderten Zuverlässigkeitsniveaus stärker auszunutzen, können Modifikationen erfolgen, die mit den Prinzipien nach /BMVBS11/ übereinstimmen, dort jedoch nicht explizit geregelt sind. Hierzu gehört etwa die Nachweisführung unter einer modifizierten Einwirkungskombination, die die tatsächliche Belastung eines Bauwerks er-

fasst. Da die bestehenden Ermüdungslastmodelle und zugehörigen Kombinations- bzw. Korrekturbeiwerte im Wesentlichen anhand der Ermüdungsbeanspruchung der Biegezugbewehrung entwickelt wurden, sind in /Fre13/ Untersuchungen zur ermüdungsrelevanten Querkraftbeanspruchung von Bestandsbrücken durchgeführt worden.

Hierbei wurden für definierte Nachweisschnitte charakteristischer Hohlkastenbrücken der Bundesfernstraßen sogenannte Kennwert-Zeit-Verläufe erstellt und mit dem Rainflow-Verfahren ausgewertet. Die Beschreibung des simulierten Verkehrs (Zusammensetzung, Stärke, Fahrzeuggewicht, Fahrzeugabstand, Stauverkehr, Mehrspurverkehr) erfolgte auf Basis vorhandener Verkehrsmessungen unter Berücksichtigung einer zukünftigen Verkehrszunahme sowie einer geringeren Beanspruchung für den Zeitraum zwischen Verkehrsfreigabe und Zeitpunkt der Messdatenerfassung. Hierdurch konnte gezielt die Belastungsgeschichte der Bestandsbrücken zutreffender erfasst werden.

Durch den Vergleich der Schädigungen des simulierten Verkehrs und der Einwirkungen nach /DIN09a/, /DIN09b/ und /BMVBS11/ (häufige Einwirkungskombination mit Lastmodell 1, Ermüdungslastmodell 3, Ermüdungslastmodell 4) wurden Empfehlungen für die Nachweisführung unter zyklischer Querkraftbeanspruchung entwickelt. Nach /Fre13/ liefert die häufige Einwirkungskombination nach /DIN09b/ bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung für die untersuchten Fälle sehr konservative Ergebnisse mit Abweichungen von bis zu 60 %. Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung wird daher der Ansatz der häufigen Einwirkungskombination nach /DIN09a/ mit einer Abminderung des häufigen Werts des Lastmodells 1 $\psi_I \cdot E_{LMI}$ mit dem Faktor 0,8 empfohlen. Für die in /Fre13/ untersuchten Fälle unter Berücksichtigung der Querkraftbewehrung ergaben die Ermüdungslastmodelle 3 und 4 ebenfalls sehr konservative Ergebnisse. Aufgrund der besseren praktischen Anwendbarkeit wird für die Ermüdungsnachweise unter Berücksichtigung der Querkraftbewehrung in /Fre13/ die Verwendung des Ermüdungslastmodells 3 nach /DIN09a/ empfohlen. Hierbei kann der Korrekturbeiwert zur Ermittlung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite zu $\lambda_s = 1,6$ angenommen und auf eine Erhöhung der Achslasten verzichtet werden.

Die Verwendung der modifizierten Einwirkungskombinationen bedarf nach /BMVBS11/ grundsätzlich der Zustimmung der Obersten Straßenbaubehörden der Länder. Zusätzlich ist zu berücksichtigen, dass nach /Fre13/ aufgrund des beschränkten Untersuchungsumfangs keine allgemeingültigen Aussagen möglich sind. Das beschriebene Vorgehen zeigt jedoch die in der Regel vorhandenen Tragreserven für den Nachweis der zyklischen Querkrafttragfähigkeit auf der Einwirkungsseite. Eine fallbezogene Ermittlung der ermüdungsrelevanten Querkraftbeanspruchung ist nach dem in /Fre13/ verwendeten Vorgehen grundsätzlich möglich.

Die weiteren Möglichkeiten zum Nachweis der zyklischen Querkrafttragfähigkeit umfassen ebenfalls die Untersuchung einer Verstärkungsmaßnahme, die in den Ermüdungsnachweisen entsprechend berücksichtigt werden kann.

6.3 Anwendungsbeispiel

6.3.1 Allgemeines

Die Anwendung des in der vorliegenden Arbeit entwickelten Vorgehens zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken unter zyklischer Querkraftbeanspruchung wird am Beispiel einer Hohlkastenbrücke des Bundesfernstraßennetzes exemplarisch aufgezeigt. Die Brücke wurde 1968 fertiggestellt und für Querkraft ursprünglich nach dem Hauptzugspannungskriterium von *DIN 4227 /DIN53a/* mit dem Verkehrslastmodell SLW60 nach *DIN 1072 /DIN53b/* bemessen. Ein Nachweis der statischen Querkrafttragfähigkeit nach */DIN09b/* unter Ansatz des Lastmodells 1 nach */DIN09a/* ergibt, dass im Stützbereich etwa die Hälfte der rechnerisch erforderlichen Querkraftbewehrung vorhanden ist.

Nach einer Bauwerksbeschreibung wird zunächst die Modellierung der Brücke zur Ermittlung der Schnittgrößen näher erläutert. Hierauf basierend erfolgt anschließend der Nachweis der zyklischen Querkrafttragfähigkeit unter Verwendung der entwickelten Verfahren. Darüber hinaus werden zum Vergleich die Ergebnisse des Nachweises der Querkraftermüdung nach */DIN09b/* angegeben.

6.3.2 Bauwerksbeschreibung

Die Brücke verfügt über insgesamt sechs Fahrspuren, wobei jede Fahrrichtung mit drei Spuren einen separaten Überbauquerschnitt aufweist. Die Gesamtlänge beträgt 387 m und teilt sich auf neun Felder mit Stützweiten von jeweils 44,6 m in den Innenfeldern und 37,4 m in den beiden Endfeldern des Durchlaufträgers auf (Bild 6-10). Im Grundriss setzt sich das Bauwerk aus zwei benachbarten Klothoiden ($A=300$) mit einem Wendepunkt in Achse C und einem Kreisbogen ($R=700$ m) zwischen den Achsen F und K zusammen.

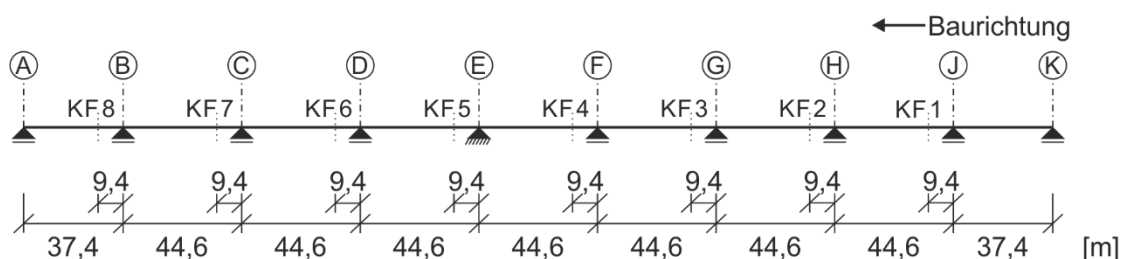


Bild 6-10: Statisches System in Brückenlängsrichtung

Die Übergänge zwischen den verschiedenen Bauabschnitten des mittels Vorschubrüstung hergestellten Überbaus befinden sich 9,4 m von den Auflagerachsen entfernt (KF = Koppelfugen). Aufgrund der vergrößerten Abmessungen der Spannglieder im Bereich der Kopplungen ist die Stegbreite des Regelquerschnitts in diesem Bereich von 0,45 m auf 0,60 m verbreitert (Bild 6-11). Die Stegaufweitung erfolgt hierbei über eine Länge von jeweils 3 m links und rechts der Koppelfuge.

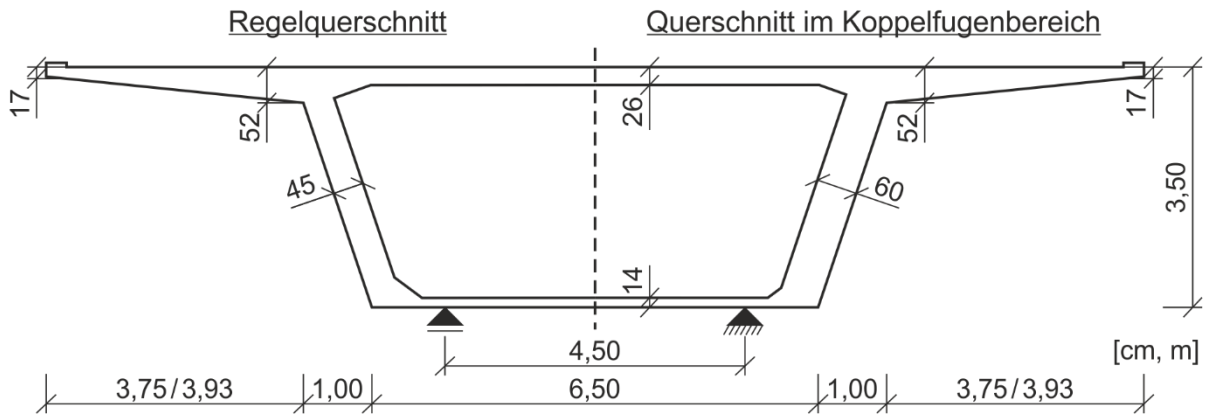


Bild 6-11: Hohlkastenquerschnitt im Regel- und Koppelfugenbereich

Die sonstigen Querschnittsabmessungen stimmen mit denen des Regelquerschnitts überein. So beträgt die Bauteilhöhe des Hohlkastenquerschnitts 3,5 m bei Dicken der Bodenplatte und der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen von 0,14 m bzw. 0,26 m. Im Kragarmanschnitt vergrößert sich die Fahrbahnplattendicke auf 0,52 m. Die Länge des Kragarms beträgt auf einer Seite 3,75 m und auf der anderen Seite 3,93 m, sodass sich eine Überbaubreite von insgesamt 16,18 m ergibt. Der Überbau ist in allen Auflagerachsen in Querrichtung gehalten und liegt auf jeweils zwei Lagern mit einem Abstand von 4,5 m auf. Die Gleitlager in Brückenlängsrichtung sind als bewegliche Topflager ausgeführt worden und im Festpunkt in Achse E liegen Linienkipplager vor.

Der Überbau weist in Brückenlängsrichtung eine nachträgliche Vorspannung mit parabelförmiger Spanngliederführung auf (Bild 6-12). In jedem Steg befinden sich zehn Spannglieder des Typs Leoba AK 108 mit einer Querschnittsfläche von jeweils 14 cm² (12 Ø 12,2 mm). Im Bereich der Koppelfugen wurden in der Bodenplatte zusätzlich geradlinige Zulagespannglieder (Leoba S 66, 16 Ø 8 mm) vorgesehen, die zum Aufbringen der Vorspannung über Lisenen in das Innere des Hohlkastens geführt wurden. Die Länge des Zulagespannglieds links und rechts der Koppelfuge beträgt 3 m.

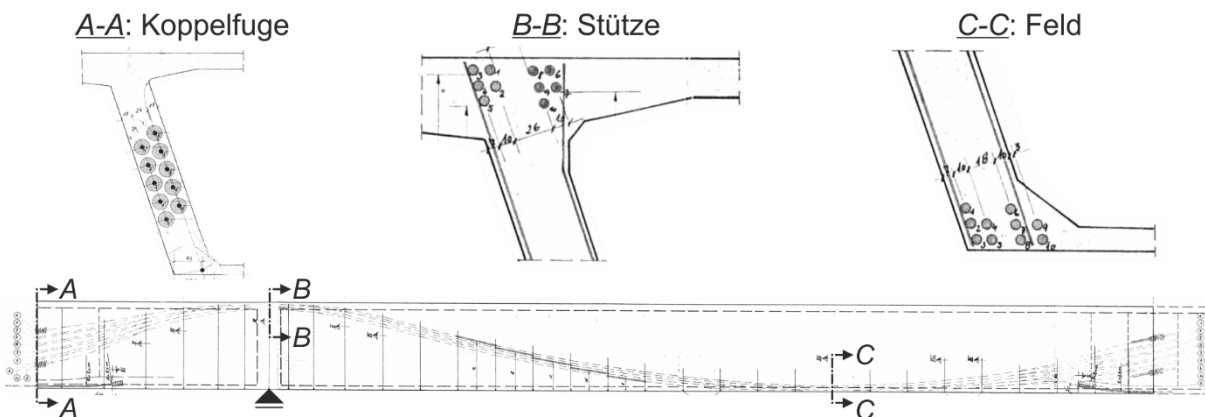


Bild 6-12: Spanngliederverlauf der Längsspannglieder im Steg

Die Stütz- und Endquerträger wurden ebenfalls vorgespannt, um unter anderem die Querkraft- und Torsionsbeanspruchung abzutragen. So wurden horizontal sowie ge-

neigt verlaufende gerade und gekrümmte Spannglieder (Leoba S 66) angeordnet. In der Fahrbahnplatte befinden sich parabelförmig verlaufende Querspannglieder mit nachträglichem Verbund (Leoba S 33, 8 Ø 8 mm). Der Abstand der einzelnen Spannglieder beträgt jeweils 33 cm, wobei die Festanker- und Spannankerseite alternierend angeordnet wurden.

Eine Übersicht der verwendeten Stahl- und Betonkennwerte sowie der entsprechenden Einsatzbereiche ist in Tabelle 6.1 angegeben. Die Zuordnung der aktuellen Betonfestigkeitsklassen bzw. charakteristischen Streckgrenzen des Stahls erfolgte in der Regel nach /BMVBS11/.

Tabelle 6.1: Verwendete Baustoffe

Material	ursprüngliche Bezeichnung	aktuelle Einordnung	Verwendung
Beton	B450	C 30/37	Auflagerbänke, Kragarmenden, Stützbereich
	B300	C 40/50 ¹⁾	alle sonstigen Bereiche
Betonstahl	St II (Rundstahl) Bst 360/500	$f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$	alle Bereiche
Spannstahl	St 125/140, vergütet	$\beta_s = \beta_{0,2} = 1225 \text{ N/mm}^2$ $\beta_z = 1370 \text{ N/mm}^2$	Längsspannglieder
	St 135/150, vergütet	$\beta_s = \beta_{0,2} = 1320 \text{ N/mm}^2$ $\beta_z = 1470 \text{ N/mm}^2$	Quer- und Zulage-spannglieder

¹⁾ am Bestandsbauwerk anhand von Baustoffproben bestimmt

Lediglich die aktuelle Betonfestigkeitsklasse des ursprünglichen Betons B300 wurde anhand von am Bauwerk entnommenen Baustoffproben bestimmt. In jedem Steg der beiden Überbauten wurde im Rahmen vorhergehender Brückennachrechnungen je Feld ein Bohrkern mit einem Durchmesser von 50 mm gezogen, sodass insgesamt neun Einzelwerte der Betondruckfestigkeit pro Steg ermittelt wurden. Hierfür wurde die maßgebende charakteristische Druckfestigkeit am Bauwerk eines Stegs nach den Abschnitten 17 und 11 der Nachrechnungsrichtlinie /BMVBS11/ zu $44,3 \text{ N/mm}^2$ ermittelt (s. Anhang). Daher wird für die Nachweise der Querkraftermüdung im Folgenden für den Beton die Festigkeitsklasse C 40/50 angesetzt.

6.3.3 Schnittgrößenermittlung

6.3.3.1 Modellierung der Bestandsbrücke

Die Modellierung der Hohlkastenbrücke zur Ermittlung der Schnittgrößen erfolgte mit dem FEM-Programmsystem InfoCAD /Inf12/. Aufgrund der geringfügig größeren Stützweiten bei ansonsten annähernd identischen Eigenschaften wird im Rahmen der

nachfolgenden Berechnung ausschließlich der in Kapitel 6.3.2 beschriebene Überbau I abgebildet. Hierbei wurde wegen der relativ geringen Krümmung der Brücke der Überbau als gerade Trasse abgebildet und der Einfluss der gekrümmten Brückengradiente vernachlässigt.

Das in Kapitel 6.2 vorgestellte Nachweisverfahren ermöglicht in Abhängigkeit des verwendeten Moduls eine Nachweisführung auf Basis der Hauptzugspannungen bzw. auf Basis der anhand der Querkraftbeanspruchung ermittelten Spannungsschwingbreite der Querkraftbewehrung. Daher wird der Überbauquerschnitt durch Schalenelemente diskretisiert, die darüber hinaus eine direkte Eingabe der Lasten (z.B. vertikale Verkehrslasten) am Lastangriffsort ermöglichen. Die Schnittkräfte werden mit Hilfe sogenannter Bemessungsobjekte mit einem Abstand von jeweils 1,0 m bzw. 0,6 m im Stützbereich durch Integration der Elementspannungen bestimmt. Durch die Verwendung eines Schalenmodells müssen die mitwirkenden Breiten des Querschnitts nicht bei der Modellierung der Querschnitte separat berücksichtigt werden. Ein Ausschnitt des verwendeten Schalenmodells im Bereich einer Innenstütze ist in Bild 6-13 dargestellt.

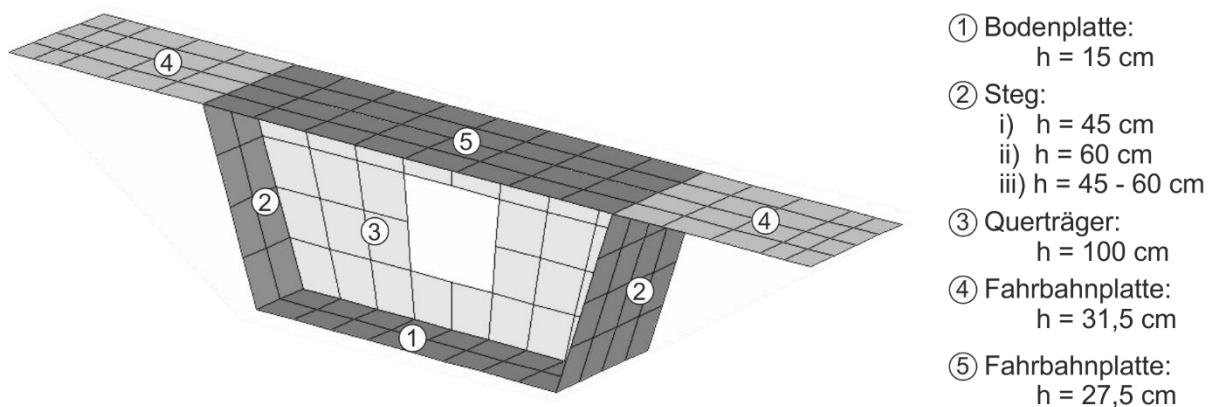


Bild 6-13: Schalenmodell der Brücke (Ausschnitt über Innenstütze)

Die geringfügige Neigung des Querschnitts in Querrichtung wurde vereinfachend vernachlässigt, sodass die Fahrbahnplatte horizontal verläuft. Die Elementlänge in Längs- und Querrichtung der 387 m langen Brücke variiert zwischen 0,5 m und 1,0 m. Zur Abbildung der unterschiedlichen Querschnittshöhen der verschiedenen Bestandteile, werden die Schalen in fünf Gruppen eingeteilt. Aufgrund der Stegverbreiterung im Bereich der Koppelfugen, ergibt sich für die Elemente im Steg eine weitere Einteilung in drei Untergruppen. Die lineare Zunahme an den Koppelstellen wird hierbei durch einen Treppenverlauf angenähert. Da die Fahrbahnplatte im Bereich der Kragarme wesentlich höher ist als zwischen den Stegen, wird die Fahrbahnplatte durch zwei Elementgruppen mit unterschiedlichen Querschnittsabmessungen abgebildet.

Innerhalb jeder der in Bild 6-13 angegebenen Elementgruppen sind die jeweils zugeordneten Querschnittshöhen konstant. Die Ermittlung der verwendeten Höhen sowie die Lage der Schalenelemente wurden anhand des Regelquerschnitts ermittelt. So wurden

vereinfachend gemittelte Höhen bestimmt, die die gleichen Querschnittsflächen wie der tatsächliche Querschnitt des entsprechenden Bereichs ergeben. Da die somit ermittelten Schnittgrößen nachfolgend ausschließlich für den Nachweis der zyklischen Querkrafttragfähigkeit in Brückenlängsrichtung verwendet werden, ist diese Näherung hinreichend genau. In Bild 6-14 sind der idealisierte und der vorhandene Querschnitt vergleichend gegenübergestellt.

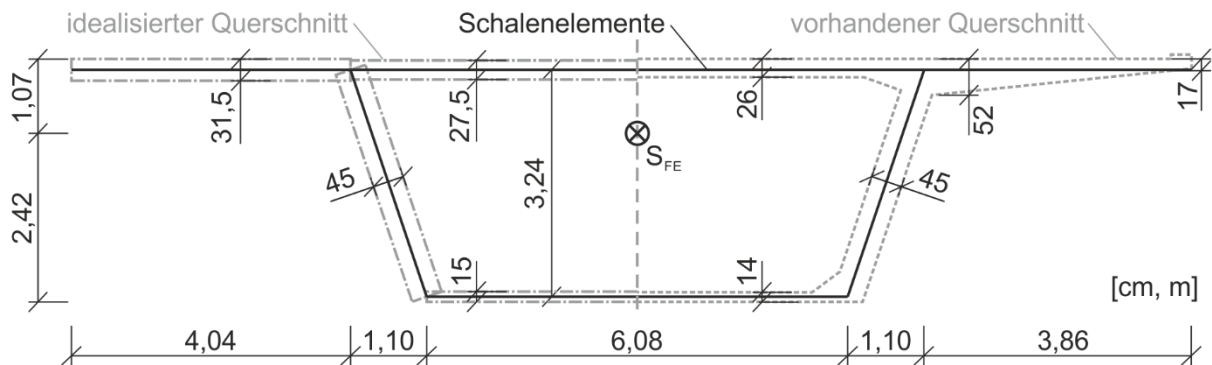


Bild 6-14: Abmessungen des Hohlkastenquerschnitts im Modell

Die unterschiedlichen Längen der Kragarme resultieren aus dem leicht unsymmetrischen Regelquerschnitt (vgl. Kapitel 6.3.2) und sind nicht auf die Verwendung des idealisierten Querschnitts zurückzuführen. Die Schwerachse der Schalenelemente im Steg und der Bodenplatte befindet sich in den Mittelflächen des vorhandenen Querschnitts. Aufgrund der starken Voutung der Fahrbahnplatte weicht die Schwerachse der Schalen stärker von der tatsächlichen Mittellinie ab. Die resultierende gesamte Bauteilhöhe von 3,49 m sowie die Lage des Schwerpunkts stimmen hingegen gut mit den Werten des vorhandenen Querschnitts überein.

Die Spannglieder werden durch räumliche Kurvenverläufe abgebildet, wobei die Spanngliederkoordinaten den Ausführungsplänen entnommen wurden. Zur Berücksichtigung der idealisierten Querschnittsabmessungen insbesondere im Bereich der Fahrbahnplatte wurden die Koordinaten so korrigiert, dass der Abstand zur Schwerachse im Modell jeweils mit dem des tatsächlichen Bauwerks übereinstimmt. In Bild 6-15a sind exemplarisch die Spannglieder eines Stützquerträgers dargestellt.

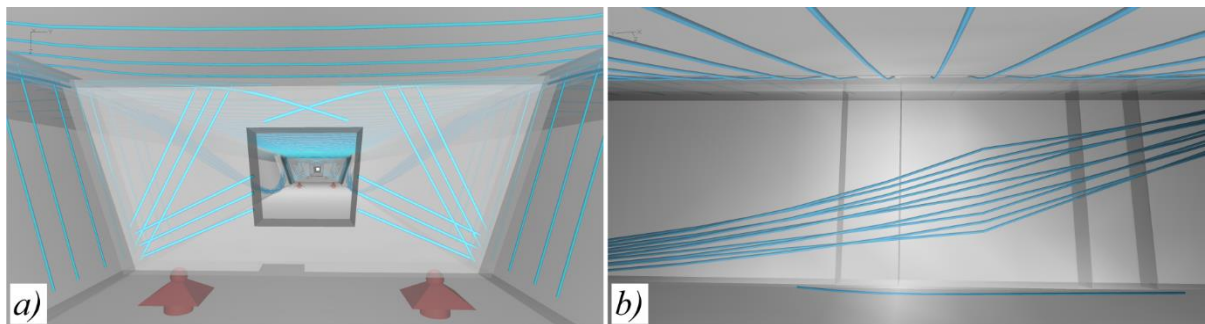


Bild 6-15: Sicht aus Inneren des Hohlkastens: a) in Längsrichtung auf Stützquerträger; b) in Querrichtung auf Koppelfugenbereich im Steg

Darüber hinaus sind die in diesem Bereich angeordneten vertikalen Spannglieder im Steg sowie die Querspannglieder der Fahrbahnplatte zu erkennen. Bild 6-15b zeigt die Auffächerung der insgesamt zehn Längsspannglieder im Steg im Bereich der Koppelstelle und das in der Bodenplatte verlaufende Zulagespannglied. Insgesamt weist das Modell 1064 einzelne Spannstränge auf, wobei aus programmtechnischen Gründen immer zwei Querspannglieder in der Fahrbahnplatte zusammengefasst wurden. Das Spannverfahren und die Spannanweisung wurden den Ausführungsunterlagen entnommen. Die Spanngliedkoordinaten werden den jeweils umgebenden Schalenelementen zugewiesen und die Spanngliedkräfte in Elementkräfte umgerechnet. Die Spannsteelspannungen infolge äußerer Einwirkungen werden unter Annahme eines starren Verbunds bestimmt /Inf12/.

6.3.3.2 Einwirkungen

Die Festlegung der ständigen und veränderlichen Einwirkungen auf den Überbau erfolgte nach /DIN09a/ und /BMVBS11/. Als ständige Einwirkungen wurden im Rahmen der Berechnung das Eigengewicht g_1 , die Ausbaulasten Δg , die Baugrundsetzung Δs , die Vorspannung P sowie Kriechen und Schwinden berücksichtigt.

Aufgrund der Verwendung flächenäquivalenter idealisierter Querschnittsabmessungen beträgt die Querschnittsfläche im FE-Modell analog zum tatsächlichen Querschnitt $8,63 \text{ m}^2$ und die Berechnung des Lastfalls Eigengewicht g_1 erfolgt durch Eingabe der Betonwichte $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$. Die Ausbaulasten Δg infolge des Fahrbahnaufbaus, der Kappen, der Betonschutzwände sowie der Geländer wurden anhand der Bestandspläne ermittelt und sind in Bild 6-16 dargestellt. Da die Kappen auf beiden Seiten des Querschnitts nicht identisch ausgebildet wurden, wird der Überstand als Linienlast am entsprechenden Lastangriffspunkt modelliert.

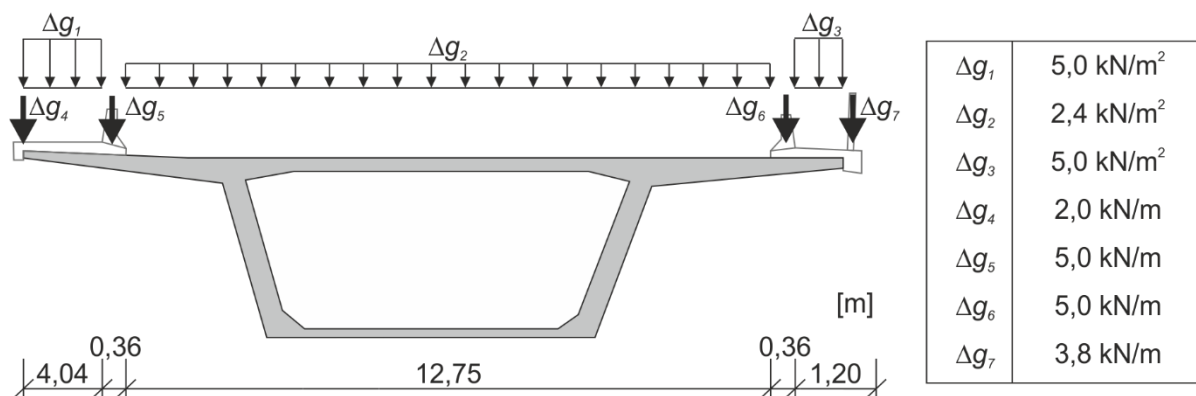


Bild 6-16: Belastung des Brückenquerschnitts durch Ausbaulasten

Als Baugrundsetzung wurde entsprechend den Bestandsplänen ein Wert von $\Delta s = \pm 10 \text{ mm}$ an jedem Auflager angesetzt, die wie veränderliche Einwirkungen ungünstigst kombiniert wurden. Die Vorspannung wurde durch Eingabe der Spanngliedstränge mit zugehörigem Spannverfahren abgebildet. Durch Zuweisung der Spanngliedkoordinaten zu den jeweils umgebenden Schalenelementen werden die

Vorspannkraften in Elementkräften umgerechnet. Die Berechnung der Kriech- und Schwindverluste erfolgte nach /DIN09b/, wobei Eigengewicht, Ausbaulast und Vorspannung als Dauerlastfall angesetzt wurden.

Als veränderliche Einwirkungen wurden die zur zyklischen Querkraftbemessung relevanten Lastfälle Verkehr und Temperaturbeanspruchung berücksichtigt. Aufgrund der unterschiedlichen Einwirkungskombination beim Nachweis der Querkraftermüdung (Kapitel 6.2) wurden als vertikale Verkehrslastmodelle die Lastmodelle 1 und 3 nach /DIN09a/ angesetzt. Die gleichmäßig verteilten Flächenlasten des Lastmodells 1 wurden feldweise angeordnet und dürfen bei der Ermittlung der Einwirkungskombinationen gleichzeitig wirken. Die Achslasten der beiden Modelle in Brückenlängsrichtung wurden bei einem maximalen Abstand von etwa 3 m verschieblich angeordnet und in den Einwirkungskombinationen nicht gleichzeitig wirkend angesetzt.

Aufgrund der in Brückenlängsrichtung zwangsfreien Lagerung des Durchlaufträgers wurde als Temperaturbeanspruchung ausschließlich die ungleichmäßige Erwärmung nach /DIN09a/ abgebildet. Hierzu wurde die über die Bauteilhöhe lineare Temperaturgradienten in entsprechende Beanspruchungen der einzelnen Schalenelemente umgerechnet (Bild 6-17).

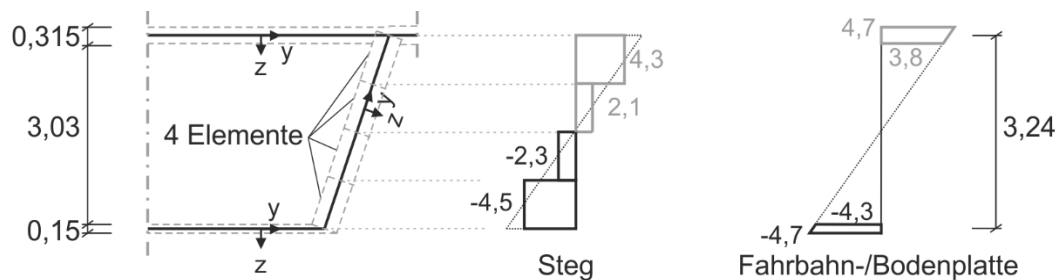


Bild 6-17: Temperaturbeanspruchung im FE-Modell („oben wärmer als unten“)

Die Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite ergibt sich für den Lastfall „oben wärmer als unten“ nach /DIN09a/ zu 9,4 K. In der Fahrbahn- und Bodenplatte setzt sich die Temperaturbeanspruchung jeweils aus einem konstanten und einem linear veränderlichen Anteil zusammen. Im Steg wird die Beanspruchung aufgrund der geneigten lokalen Koordinatensysteme durch eine Treppenfunktion angenähert. Die einzelnen konstanten Werte der Elemente ergeben sich aus den Werten an den Elementkanten. Die Berechnung des Lastfalls „unten wärmer als oben“ erfolgt analog.

6.3.4 Nachweis der zyklischen Querkrafttragfähigkeit

6.3.4.1 Allgemeines

Die Nachweise der zyklischen Querkrafttragfähigkeit umfassen die Nachweise nach den aktuellen technischen Regelwerken für bestehende Betonbrücken /DIN09b/ und /BMVBS11/ sowie die im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelten Verfahren.

Anhand der Ermüdungsnachweise nach /DIN09b/ bzw. /BMVBS11/ können zum einen die rechnerischen Tragfähigkeitsdefizite nach den aktuellen technischen Regelwerken aufgezeigt werden. Darüber hinaus ermöglicht der Vergleich mit den Ergebnissen des im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelten Ansatzes eine genauere Bewertung der vorgeschlagenen Nachweisverfahren. Daher werden sowohl die Nachweise für Bauteile ohne Querkraftbewehrung als auch für Bauteile mit Querkraftbewehrung geführt.

6.3.4.2 Aktuelle technische Regelwerke

Nach /DIN09b/ erfolgt der Ermüdungsnachweis unter Querkraftbeanspruchung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung unter der häufigen Einwirkungskombination nach /DIN09a/ unter Ansatz des Lastmodells 1. In Bild 6-18 sind die entsprechenden Verläufe der maximalen und minimalen Querkräfte des Überbaus in Brückenlängsrichtung angegeben. Die maximalen Werte ergeben sich im Stützbereich zu etwa ± 7 MN. Da die zulässigen zyklischen Querkräfte vom Bemessungswert der statischen Querkrafttragfähigkeit abhängen, sind zusätzlich die entsprechenden Werte $V_{Rd,ct}$ nach Gleichung (2-6) dargestellt.

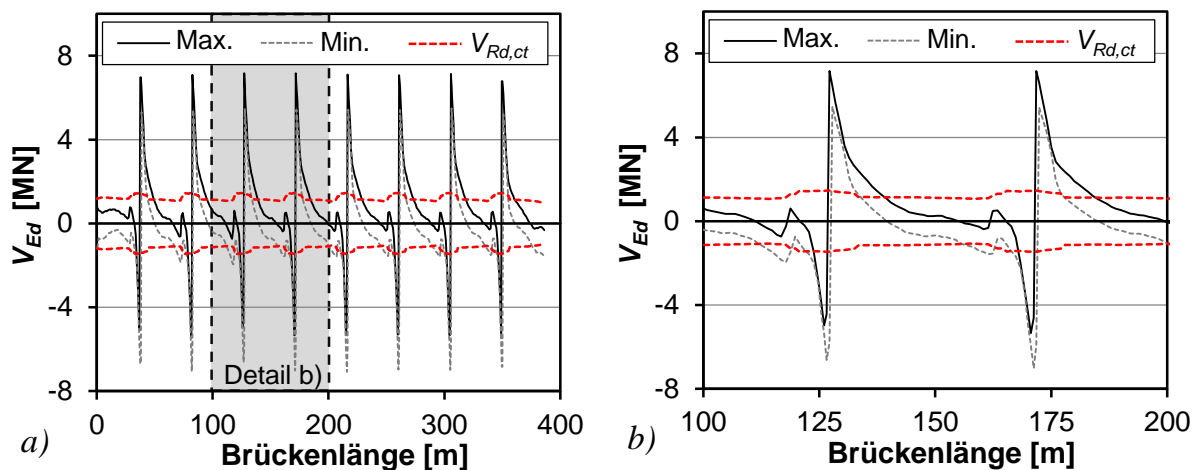


Bild 6-18: Ermüdungsnachweis ohne Querkraftbewehrung nach /DIN09b/: Bemessungswerte der Querkraftbeanspruchung

Die Bestimmung von $V_{Rd,ct}$ erfolgte für die Betonfestigkeitsklasse C40/50 ($\gamma_c = 1,5$) unter Ansatz der im jeweiligen Längsschnitt ermittelten zugehörigen Normalkraft sowie des maßgebenden Längsbewehrungsgrads der Betonstahlbewehrung ρ_l . Während

sich die Zugzone im Stützbereich an der Querschnittsoberseite ($a_{sl,Stütz} = 50 \text{ cm}^2/\text{m}$) befindet, verschiebt sich diese im Feldbereich an die Querschnittsunterseite ($a_{sl,Feld} = 20 \text{ cm}^2/\text{m}$). Vereinfachend wurde in Anlehnung an Anhang A.106 von /DIN09b/ über eine Länge von 15 % der Stützweite eines Felds links und rechts eines Auflagers der Längsbewehrungsgrad des Stützbereichs $\rho_{l,Stütz}$ verwendet. In den übrigen Bereichen wurde entsprechend $\rho_{l,Feld}$ angesetzt, wobei die statische Nutzhöhe d unverändert 3,45 m betrug. In einem Bereich von jeweils etwa 10 m bis 15 m neben den Innenstützen überschreiten die einwirkenden Querkräfte die statische Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ (Bild 6-19a), sodass rechnerisch ein statisches Querkraftversagen unter den zyklischen Lasten vorliegt. Dementsprechend ist ein Großteil der einwirkenden zyklischen Belastungskombinationen $V_{Ed,max} / V_{Rd,ct}$ im zugehörigen Goodman-Diagramm größer als 1,0 (Bild 6-19b). Hierbei beschreibt $V_{Ed,max}$ die betragsmäßig größte einwirkende Querkraft und $V_{Ed,min}$ den zugehörigen Bemessungswert der betragsmäßig geringeren Querkraftbeanspruchung. Somit ist $V_{Ed,max}$ immer positiv definiert und für die Bereiche mit einem Vorzeichenwechsel der Querkraft ergeben sich negative Werte $V_{Ed,min}$.

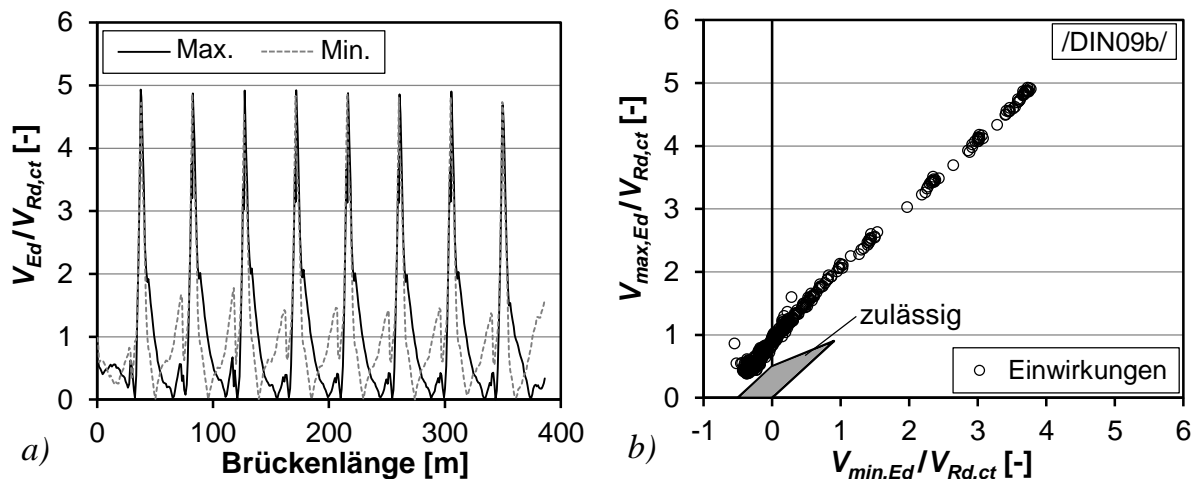


Bild 6-19: Ermüdungsnachweis ohne Querkraftbewehrung nach /DIN09b/: a) Bezoogene Querkraftbeanspruchung; b) Goodman-Diagramm

Alle ermittelten Einwirkungskombinationen liegen außerhalb des zulässigen Bereichs nach /DIN09b/, sodass der Ermüdungsnachweis als Bauteil ohne Querkraftbewehrung in keinem Längsschnitt erbracht werden kann. Der Abstand der Längsschnitte entspricht mit 1,0 m bzw. 0,6 m in den Stützbereichen der Elementlänge.

Beim Ermüdungsnachweis des Überbaus nach /DIN09b/ als Bauteil mit Querkraftbewehrung müssen die Betondruckstreben und die Bügelbewehrung auf Basis eines Fachwerkmodells getrennt nachgewiesen werden. Während zur Berechnung der einwirkenden Betondruckspannungen der Druckstreben der Winkel $\theta_{FB,stat}$ der statischen Querkraftbemessung anzusetzen ist, werden die Bügelspannungen mit dem Druckstrebenwinkel für Ermüdung $\theta_{FB,fat}$ ermittelt (Bild 6-20a).

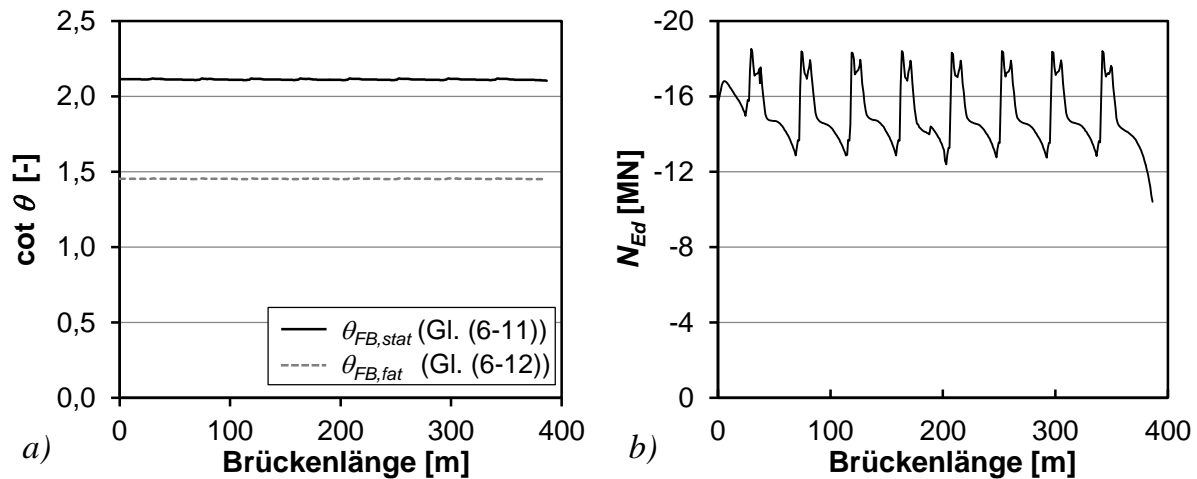


Bild 6-20: Rechnerische Druckstrebenwinkel: a) nach /DIN09b/; b) Normalkraft unter quasi-ständiger und vorübergehender Bemessungssituation

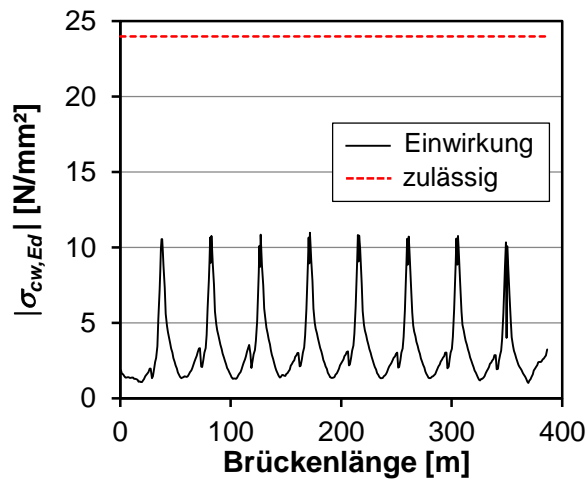
Die Werte $\theta_{FB,stat}$ wurden für jeden Längsschnitt unter Ansatz der jeweiligen im FE-Modell bestimmten Normalkraft (Bild 6-20b) und der konstanten Fläche der lotrechten Querkraftbewehrung $a_{sw} = 26,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ nach Gleichung (6-11) berechnet. Im Rahmen der vorliegenden Nachrechnung wurde der statische Druckstrebenwinkel in Anlehnung an /BMVBS11/ auf $\cot \theta_{FB,stat} \leq 2,5$ begrenzt, sodass sich annähernd konstante Werte $\cot \theta_{FB,stat}$ von 2,1 ergeben. Die Druckstrebenwinkel für Ermüdung, die in Abhängigkeit des statischen Druckstrebenwinkels bestimmt werden, weisen mit Werten $\cot \theta_{FB,fat}$ von etwa 1,45 somit in Brückenlängsrichtung ebenfalls einen nahezu konstanten Verlauf auf.

$$\cot \theta_{FB,stat} = 1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} + \frac{V_{Rd,c}}{a_{sw,prov} \cdot f_{yd} \cdot z} \leq 2,5 \quad (6-11)$$

$$\tan \theta_{FB,fat} = \sqrt{\tan \theta_{FB,stat}} \quad (6-12)$$

mit: $f_{cd} = 22,7 \text{ N/mm}^2$ $a_{sw,prov} = 26,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A_c = 8,63 \text{ m}^2$
 $f_{yd} = 313 \text{ N/mm}^2$ $z = 3,105 \text{ m} (= 0,9 d)$

Nach /DIN09b/ kann auf einen genaueren Ermüdungsnachweis der Betondruckstreben verzichtet werden, wenn die Betondruckspannungen $\sigma_{cw,Ed}$ unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination nach /DIN09a/ den Wert $0,6 \cdot f_{ck}$ nicht überschreiten. In Bild 6-21 ist der entsprechende Verlauf der einwirkenden Druckspannungen in Brückenlängsrichtung dargestellt, wobei jeweils die betragsmäßig größere einwirkende Querkraft in einem Längsschnitt $\max V_{Ed}$ verwendet wurde. Aufgrund der im Steg angeordneten Spannglieder ist die nominelle Stegbreite $b_{w,nom}$ anzusetzen. Die resultierenden maximalen Druckspannungen betragen etwa 11 N/mm^2 und sind somit kleiner als die zulässige Beanspruchung von 24 N/mm^2 . Dementsprechend ist der Nachweis der Betondruckstreben erfüllt und es muss keine genauere Berechnung für Ermüdung durchgeführt werden.



$$|\sigma_{cw,Ed}| = \frac{|\max V_{Ed}|}{b_{w,nom} \cdot 0,75 \cdot z} \cdot (\cot \theta_{FB,stat} + \tan \theta_{FB,stat})$$

mit: $b_{w,nom} = 42 \text{ cm je Steg}$
 $z = 3,105 \text{ m } (= 0,9 d)$

Bild 6-21: Nachweis der Druckspannungen der Betondruckstreben nach /DIN09b/

Der Ermüdungsnachweis der Querkraftbewehrung nach /DIN09b/ der Brücke wird nachfolgend in den drei möglichen Stufen (vgl. Kapitel 2.5.2) aufgezeigt. Aufgrund des direkten Lastabtrags in das Auflager wird der Nachweis der Bügelbewehrung für die Bereiche mit einem Abstand $< d$ zur Stütze mit dem größeren Wert der beiden Querkraftschwingbreiten im Abstand d beidseits der Stütze geführt. Bei einem Wechsel des Vorzeichens der einwirkenden Querkraft in einem Längsschnitt liegt jeweils eine Zugbeanspruchung der Bügelbewehrung vor. Somit entspricht die Querkraftschwingbreite ΔV_{Ed} in Gleichung (6-6) hier dem betragsmäßig größeren Wert $V_{max,Ed}$ bzw. $V_{min,Ed}$. Der Ansatz der Differenz aus maximaler und minimaler Querkraft, wie er in den Bereichen mit gleichem Vorzeichen der Querkraft verwendet wird, würde bei einem Vorzeichenwechsel zu einer Überschätzung der Spannungsschwingbreite führen.

Beim Nachweis in Stufe 1 ist zu überprüfen, ob die Spannungsschwingbreite $\Delta \sigma_{sw,Ed}$ unter der häufigen Einwirkungskombination den zulässigen Wert von maximal 70 N/mm^2 nicht überschreitet. Die einwirkenden Spannungsschwingbreiten in Bild 6-22b wurden nach dem zuvor beschriebenen Vorgehen für die in Bild 6-22a dargestellten Bemessungswerte der Querkraftbeanspruchung mit dem Druckstrebenwinkel $\theta_{FB,stat}$ bestimmt. Da die so berechneten Werte $\Delta \sigma_{sw,Ed}$ mit Ausnahme des ersten Felds und einem etwa 10 m langen Bereich der Innenfelder größer als die zulässige Spannungsschwingbreite sind, ist der vereinfachte Ermüdungsnachweis der Bügelbewehrung für einen Großteil des Überbaus in Stufe 1 nicht erbracht.

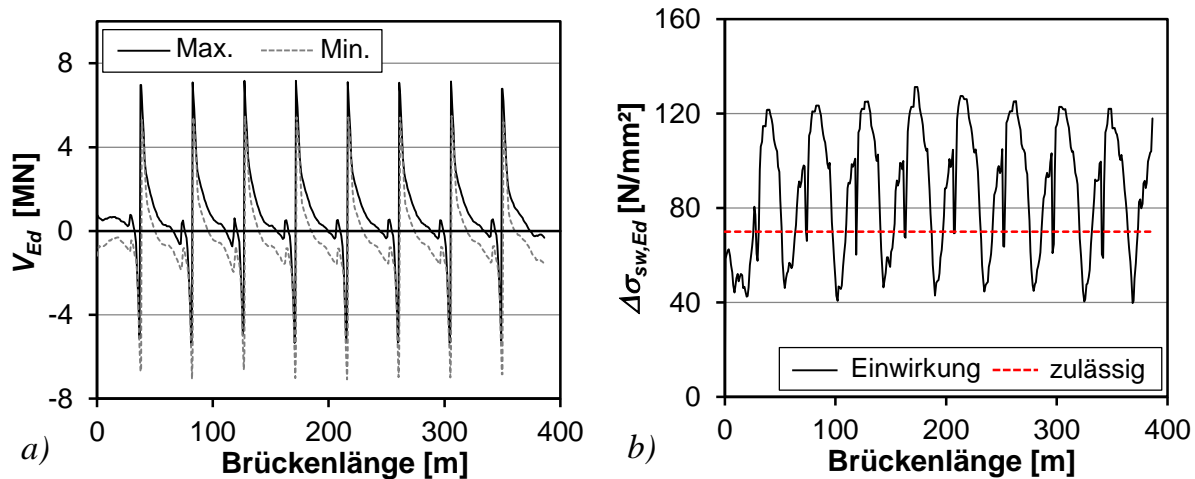


Bild 6-22: Ermüdungsnachweis mit Querkraftbewehrung nach /DIN09b/ unter häufiger EWK: a) Bemessungswerte der Querkraftbeanspruchung; b) Spannungsschwingbreite der Bügelbewehrung

Die Ermittlung der äquivalenten Spannungsschwingbreite in Stufe 2 erfolgt unter der Grundkombination für Ermüdung nach /DIN09b/ mit den zyklischen Lasten infolge des Ermüdungslastmodells 3 (LM3). Aufgrund der Lastfälle der ungleichmäßigen Temperaturbeanspruchung sowie des Ansatzes von r_{inf} bzw. r_{sup} bei der Berücksichtigung des statisch unbestimmten Querkraftanteils der Vorspannung ergeben sich maximale und minimale Querkräfte $V_{0,max}$ bzw. $V_{0,min}$ der Grundkombination (Bild 6-23a). Während die Grundkombination bei der Bestimmung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite in einem Längsschnitt gleich ist, kann die maßgebende Grundkombination V_0 in verschiedenen Längsschnitten (z.B. Stütz- oder Feldbereich) voneinander abweichen. Zusätzlich zur Grundkombination sind in Bild 6-23a die maximalen und minimalen Querkräfte V_{LM3} infolge der charakteristischen Lasten des Lastmodells 3 (LM3) dargestellt.

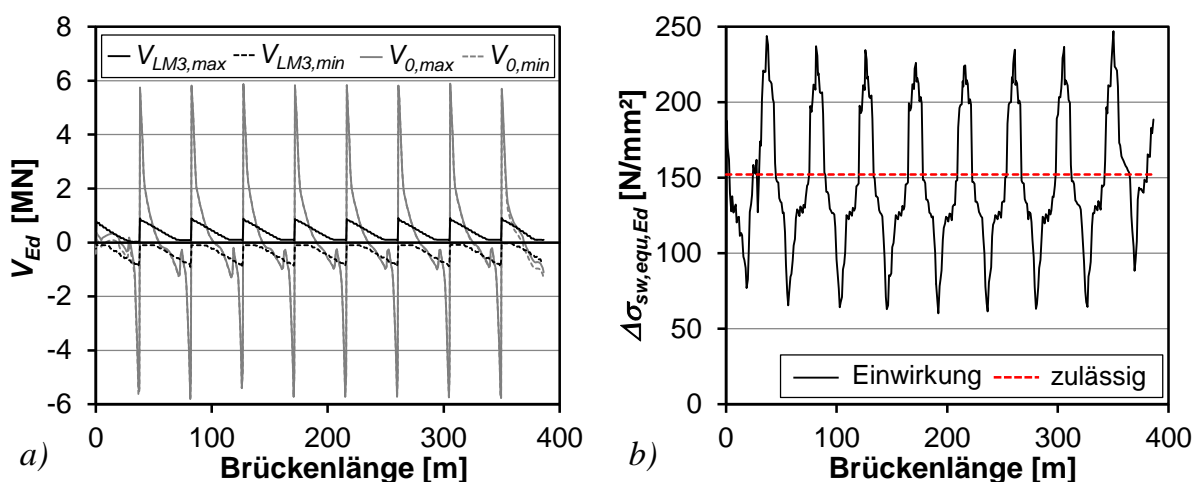


Bild 6-23: Ermüdungsnachweis mit Querkraftbewehrung nach /DIN09b/: a) Querkraftbeanspruchung; b) Schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite der Bügelbewehrung

Zur Ermittlung des Bemessungswerts der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{sw, equ, Ed}$ nach Gleichung (6-9) werden die Werte V_{LM3} mit dem Korrekturbeiwert $\lambda_s = 1,58$ multipliziert. Die Berechnung von λ_s erfolgte nach /DIN09b/ sowie /BMVBS12/ und kann dem Anhang entnommen werden. Darüber hinaus sind die Achslasten des Lastmodells 3 zur Berechnung der Spannungsschwingbreite der Betonstahlbewehrung um den Faktor 1,4 (Feldbereich) bzw. 1,75 (Stützbereich) zu erhöhen. Die Einteilung des Brückenüberbaus in Längsrichtung in Feld- und Stützbe- reich erfolgt analog zum Ermüdungsnachweis ohne Berücksichtigung der Querkraftbewehrung in Anlehnung an Anhang A.106 von /DIN09b/, sodass sich die in Bild 6-23b dargestellten Werte $\Delta\sigma_{sw, equ, Ed}$ ergeben.

Die Werte $\Delta\sigma_{sw, equ, Ed}$ variieren zwischen 60 N/mm² in Feldmitte und etwa 240 N/mm² an den Innenstützen. Der Bauteilwiderstand des Betonstahls St II beträgt nach der Nachrechnungsrichtlinie $\Delta\sigma_{Rsd} = 152$ N/mm² ($= \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{s, fat} = 175 / 1,15$). Dementsprechend überschreiten die einwirkenden schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten über eine Länge von jeweils etwa 7 m auf beiden Seiten der Stützen die zulässige Beanspruchung und der Ermüdungsnachweis der Bügelbewehrung in Stufe 2 ist nicht erbracht.

Der Ermüdungsnachweis der Querkraftbewehrung nach /DIN09b/ in Stufe 3 auf Basis der expliziten Betriebsfestigkeitsberechnung wird nachfolgend für zwei ausgewählte Nachweisschnitte durchgeführt. Die erste Nachweisstelle ($\max V$) befindet sich in einem Abstand von 81,4 m vom linken Brückenwiderlager und entspricht dem Längs- schnitt mit der höchsten Querkraftbeanspruchung beim Nachweis in Stufe 2 (Bild 6-24b). In der zweiten Nachweisstelle ($\max \Delta V$) ergibt sich die größte rechnerische Querkraftschwingbreite infolge des Lastmodells 3.

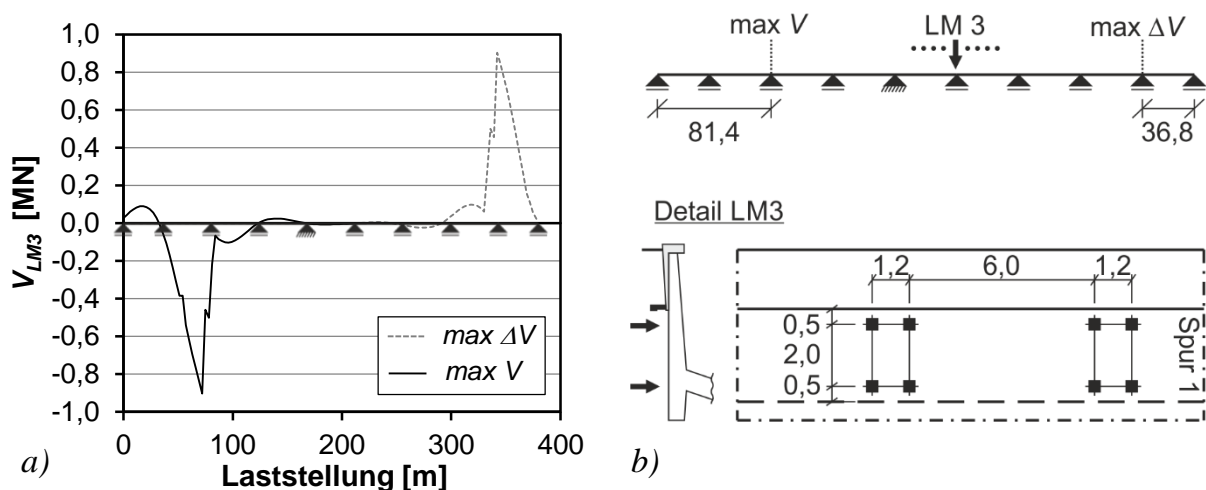


Bild 6-24: Ermüdungsnachweis mit Querkraftbewehrung nach /DIN09b/:
a) Querkraftbeanspruchung maßgebender Nachweisschnitte;
b) Lage der Nachweisschnitte und Anordnung des Lastmodells 3

Zunächst wurden für beide Längsschnitte die in Bild 6-24a dargestellten Querkraft-Zeit-Verläufe bei der Überfahrt des Lastmodells 3 ermittelt. Das Lastmodell 3 wurde

hierbei in Querrichtung in der Mitte des ersten rechnerischen Fahrstreifens angeordnet. In Brückenlängsrichtung wurde die verschiebliche Belastung in regelmäßigen Abständen von jeweils 3 m positioniert, sodass insgesamt 126 verschiedene Laststellungen berechnet wurden.

Die Beanspruchungen aus den simulierten Überfahrten des LM 3 wurden für jede Laststellung zur Grundkombination der jeweiligen Nachweisstelle addiert, um anschließend die einwirkenden Schwingbreiten mithilfe des Rainflow-HCM-Verfahrens nach /Clo86/ zu ermitteln. Die resultierenden Beanspruchungsverläufe wurden entsprechend in ganzzahlige Klassen eingeteilt, wobei in diesem Anwendungsbeispiel eine Klassenbreite von 15 kN verwendet wurde.

Neben den Querkraftschwingbreiten wird zur Ermittlung der Schadenssumme des Betonstahls nach Palmgren-Miner ebenfalls die Anzahl der Wiederholungen der Schleifen benötigt. Wird eine Schleife bei einmaligem Durchlauf nicht geschlossen, so wird diese bei n-maliger Wiederholung demnach (n - 1)-mal geschlossen. Daher wurde im Rahmen der Auswertung ein erweiterter Kennwert-Zeit-Verlauf verwendet, bestehend aus der ursprünglichen Folge mit angehangener nicht geschlossener Schleife. Somit muss die Folge nicht explizit n-fach wiederholt werden, da durch die Näherung bei einer ausreichenden Anzahl von Wiederholungen die Ergebnisse annähernd identisch sind. Das Ergebnis des Auszählverfahrens in beiden Nachweisschnitten zeigt Tabelle 6.2.

Tabelle 6.2: Ermittlung der geschlossenen Hystereseschleifen nach /Clo86/

Anzahl	<i>max ΔV</i>			<i>max V</i>		
	Startklasse	Zielklasse	ΔV (kN)	Startklasse	Zielklasse	ΔV (kN)
1	368	365	45	-422	-424	30
1	392	392	45	-395	-398	45
1	361	361	15	-389	-391	30
1	422	360	930	-385	-451	990

So ergeben sich jeweils vier geschlossene Hystereseschleifen mit einfacher Wiederholung. Die zugehörigen Schwingbreiten der Querkraft variieren zwischen 15 kN und 930 kN für die Stelle *max ΔV* bzw. zwischen 30 kN und 990 kN für die Stelle *max V*.

Zur Ermittlung der Schädigung nach Palmgren-Miner werden die Spannungsschwingbreiten der Bügelbewehrung nach Gleichung (6-6) unter Ansatz von ΔV_{Ed} nach Tabelle 6.2 bestimmt. Der Bauteilwiderstand wird durch die Wöhlerline nach /DIN09b/ beschrieben, sodass sich die in Tabelle 6.3 angegebenen Bemessungswerte der Schadenssumme D_{Ed} ergeben. Hierbei wurden nach /DIN09b/ eine Nutzungsdauer von 100 Jahren sowie entsprechend der Verkehrskategorie des Bauwerks $2 \cdot 10^6$ Überfahrten pro Jahr und LKW-Streifen angenommen.

Tabelle 6.3: Expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis nach /DIN09b/

Bemessungs- stelle	cot θ_{lim} [-]	cot θ_{stat} [-]	cot θ_{fat} [-]	D_{Ed} [-]
max. ΔV	1,75	1,750	1,323	2,24
	2,50	2,117	1,455	0,91
max. V	1,75	1,750	1,323	3,76
	2,50	2,117	1,455	1,60

Bei einer Begrenzung des statischen Druckstrebenwinkels nach /DIN09b/ auf minimal $29,7^\circ$ ($\cot \theta_{stat} = 1,75$) überschreitet D_{Ed} den zulässigen Wert von 1,0 in beiden Schnitten und der explizite Betriebsfestigkeitsnachweis ist nicht erbracht. Wird hingegen der Grenzwert des zulässigen Druckstrebenwinkels $\cot \theta_{stat} \leq 2,5$ nach /BMVBS11/ verwendet, ist der Ermüdungsnachweis mit einem Wert von $D_{Ed} = 0,91$ in einem der beiden untersuchten Schnitte erfüllt. Hierdurch wird der große Einfluss des rechnerischen Druckstrebenwinkels für Ermüdung auf den Nachweis der Querkraftbewehrung deutlich.

6.3.4.3 Entwickeltes Nachweisverfahren

Der Ermüdungsnachweis unter Querkraftbeanspruchung nach den in Kapitel 6.2 beschriebenen Verfahren wird nachfolgend in den drei unterschiedlichen Modulen geführt.

Modul 1

Beim Nachweis als Bauteil ohne Querkraftbewehrung erfolgt in **Schritt 1** zunächst eine Fallunterscheidung in Abhängigkeit der Bauteilgeometrie und der Belastung. Aufgrund des vorliegenden Hohlkastenquerschnitts können die Nachweisstellen den Fällen *I* und *II* nach Bild 6-4 zugeordnet werden, sodass die zulässigen Betonlängsspannungen (Schritt 2) und Hauptzugspannungen (Schritt 3) in jedem Längsschnitt identisch sind.

Die Betonlängsspannungen $\sigma_{cd,fl,w}$ im Steganschnitt und die Bemessungswerte der Hauptzugspannungen $\sigma_{l,Ed}$ sind grundsätzlich für verschiedene Leiteinwirkungen der Schnittgrößen (N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} , T_{Ed}) zu ermitteln. Aufgrund der vorliegenden Beanspruchung werden hier lediglich die beiden maßgebenden Leiteinwirkungen Querkraft und Biegemoment mit den jeweils zugehörigen Schnittgrößen betrachtet. Das Vorgehen der Nachweisführung wird zunächst anhand der Leiteinwirkung V_{Ed} ausführlicher beschrieben und für die Leiteinwirkung M_{Ed} werden anschließend die wesentlichen Ergebnisse dargestellt.

Der Nachweis erfolgt unter der häufigen Einwirkungskombination nach /DIN09a/, sodass die Bemessungswerte der maximalen und minimalen Querkraftbeanspruchung in

Bild 6-25a für die Leitgröße V_{Ed} den beim Nachweis als Bauteil ohne Querkraftbewehrung in Kapitel 6.3.4.2 verwendeten Werten entsprechen.

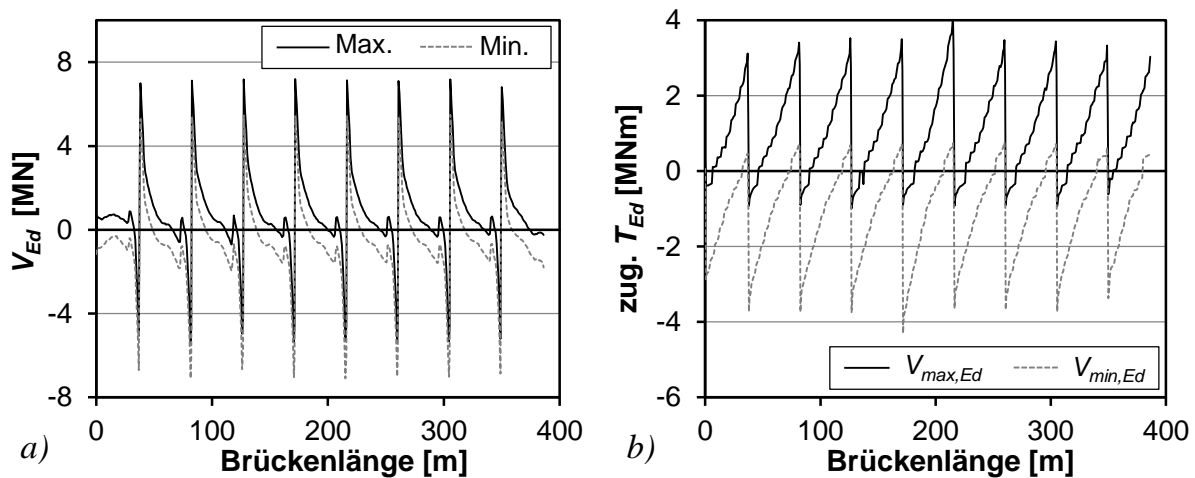


Bild 6-25: Ermüdungsnachweis ohne Querkraftbewehrung (Leitgröße V_{Ed}): a) Querkraftbeanspruchung; b) zugehörige Torsionsbeanspruchung

Die zugehörigen Bemessungswerte des Torsionsmoments T_{Ed} weisen aufgrund der Ausbildung von Torsionslagern in den Stützenachsen in jedem Feld einen annähernd linearen Verlauf auf (Bild 6-25b). Das maximale Torsionsmoment beträgt etwa ± 4 MNm bei Schwingbreiten zwischen 1,7 MNm und 3,4 MNm.

Die Überprüfung der Betonlängsspannungen in **Schritt 2** erfolgt unter Verwendung der in Bild 6-26a dargestellten Momentenbeanspruchung und der einwirkenden Normalkraft, die nur unwesentlich von den Werten in Bild 6-20b abweicht. Aufgrund der in Brückenlängsrichtung sowie zwischen maximaler und minimaler Einwirkung veränderlichen Momentenbeanspruchung variieren der maßgebende Steganschnitt und der zugehörige Lastfall ($V_{max,Ed}$, $V_{min,Ed}$) zur Begrenzung der Betonlängsspannungen. Die Bemessungswerte der Betonlängsspannungen $\sigma_{cd,fl,w}$ wurden daher für beide Lastfälle ausgewertet (Bild 6-26b). Der maßgebende Steganschnitt wurde hierbei in Abhängigkeit des jeweils vorliegenden Moments festgelegt. Während $\sigma_{cd,fl,w}$ bei positiver Momentenbeanspruchung im unteren Steganschnitt zwischen Bodenplatte und Steg berechnet wurde, erfolgte bei negativen Werten zug. M_{Ed} eine Berechnung im oberen Steganschnitt zwischen Fahrbahnplatte und Steg.

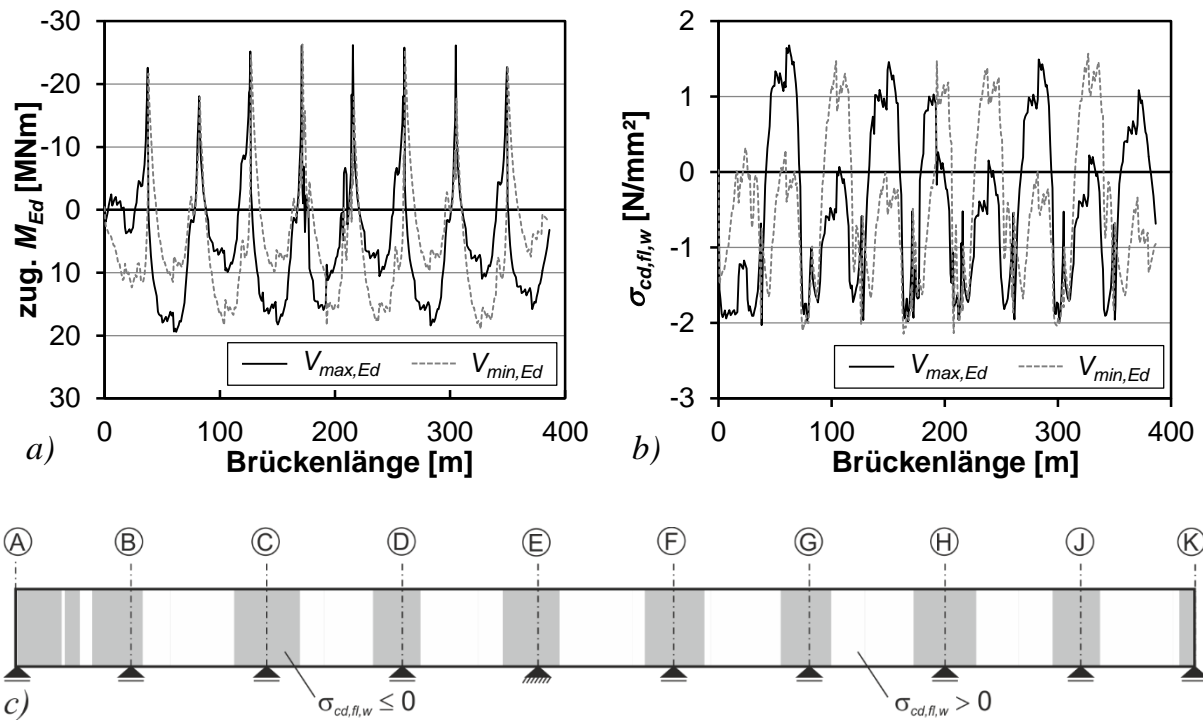


Bild 6-26: Ermüdungsnachweis ohne Querkraftbewehrung (Leitgröße V_{Ed}): a) zugehörige Momentenbeanspruchung; b) Betonlängsspannung im maßgebenden Steganschnitt; c) Abgrenzung zulässiger und nicht zulässiger Bereiche

Die größten Betonlängsspannungen mit Werten von etwa $1,4 \text{ N/mm}^2$ ergeben sich im unteren Steganschnitt der Innenfelder. Über den Stützen hingegen liegen Druckspannungen von bis zu -2 N/mm^2 vor. Zur Anwendung des Ermüdungsnachweises auf Basis der Hauptzugspannungen dürfen unter der maximalen und der minimalen Einwirkung keine Zugspannungen $\sigma_{cd,fl,w}$ auftreten, sodass sich die in Bild 6-26c dargestellten Bereiche ergeben. Die grauen Flächen, die sich beidseits der Innenstützen jeweils über eine Länge von etwa 8 m bis 10 m erstrecken, beschreiben die Bereiche mit $\sigma_{cd,fl,w} \leq 0$, die auf Basis der Begrenzung der Hauptzugspannungen nach Modul 1 nachgewiesen werden dürfen. In den weißen Bereichen treten unter mindestens einem der beiden Lastfälle ($V_{max,Ed}$, $V_{min,Ed}$) Längszugspannungen im maßgebenden Steganschnitt auf und der Nachweis nach Modul 1 ist in dem entsprechenden Längsschnitt nicht zulässig. Hier kann unter anderem der Ermüdungsnachweis unter Berücksichtigung der Querkraftbewehrung (Modul 2) oder auf Basis weitergehender Untersuchungen (Modul 3) durchgeführt werden.

Die rechnerischen Hauptzugspannungen im Steg in **Schritt 3** wurden für die zulässigen Anwendungsbereiche für die Lastfälle der maximalen und minimalen Querkraftbeanspruchung unter Ansatz der jeweils zugehörigen Schnittgrößen nach den Gleichungen (6-2) bis (6-5) ermittelt. Hierzu wurde der Steg vertikal in vier äquidistante Abschnitte mit einer Höhe von 76,5 cm eingeteilt und die Spannungen in fünf Schnitten berechnet. In Brückenlängsrichtung betrug der Abstand der Nachweisschnitte in der Regel 1 m und wurde im Stützbereich auf 0,6 m verringert. Die so ermittelten ma-

ximalen Bemessungswerte der Hauptzugspannung $\sigma_{l,max,Ed}$ und die zugehörigen Schwingbreiten $\Delta\sigma_{l,Ed}$ werden zum Vergleich mit den zulässigen Spannungen auf den Bemessungswert der Betonzugfestigkeit $f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c = 2,46 / 1,5 = 1,64 \text{ N/mm}^2$ bezogen. Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,5$ wurde verwendet, da der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,prov} = 0,30 \%$ größer als die erforderliche Mindestquerkraft $\rho_{w,min} = 0,25 \%$ nach /DIN09b/ ist. Bei der Berechnung von $\rho_{w,min}$ wurde die geringere Fließgrenze der verwendeten Betonstahlbewehrung von 360 N/mm^2 berücksichtigt.

Die Ergebnisdarstellung zur Begrenzung der Hauptzugspannungen kann unter anderem in Form von Goodman-Diagrammen oder zur Identifikation der kritischen Stellen durch Darstellung der Ausnutzungsgrade der Betonzugfestigkeit im Längssystem erfolgen. In Bild 6-27 sind exemplarisch die Werte $\sigma_{l,max,Ed} / f_{ctd}$ und $\Delta\sigma_{l,Ed} / f_{ctd}$ an der Stützenachse F über die Steghöhe grafisch angegeben.

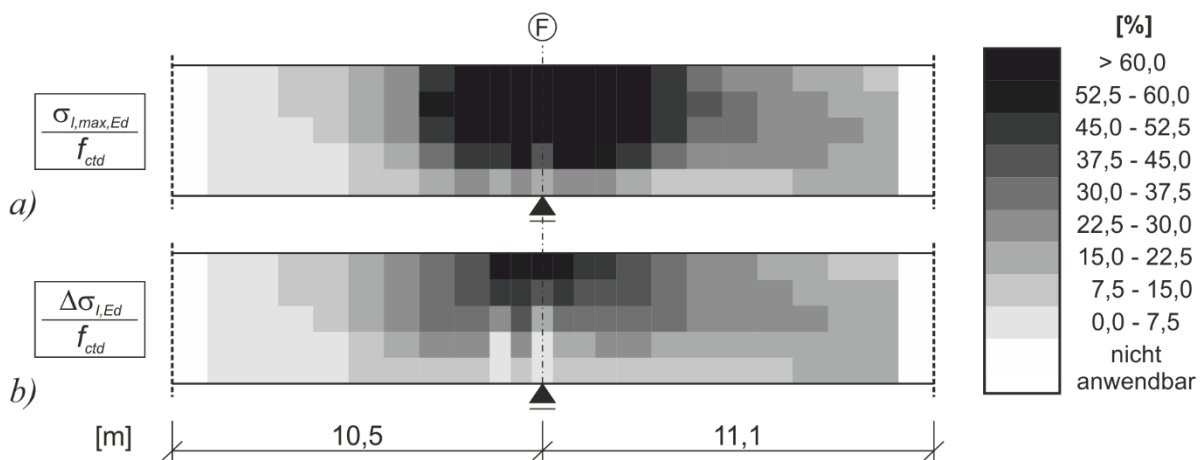


Bild 6-27: Ermüdungsnachweis ohne Querkraftbewehrung (Leitgröße V_{Ed}), Stützenachse F: a) maximale Hauptzugspannung im Steg; b) Hauptzugspannungsschwingbreite im Steg

Über eine Länge von etwa 2 m beidseits der Stütze im oberen Stegbereich ergeben sich Werte $\sigma_{l,max,Ed} / f_{ctd}$ von mehr als 60 %, sodass hier die zulässigen Hauptzugspannungen überschritten werden. In den übrigen Bereichen hingegen sind die einwirkenden Hauptzugspannungen geringer als $0,6 \cdot f_{ctd}$. Da in den diesen Bereichen die zugehörigen Verhältnisse $\Delta\sigma_{l,max,Ed} / f_{ctd}$ nicht größer als $0,375 \cdot f_{ctd}$ sind (Bild 6-27b), ist der Nachweis der Ermüdungstragfähigkeit entsprechend erfüllt. In den Nachweisschnitten mit $\sigma_{l,max,Ed} / f_{ctd} > 0,6 \cdot f_{ctd}$ werden überwiegend ebenfalls die zulässigen Schwingbreiten der Hauptzugspannung überschritten. Da in Querschnitten, die näher am Auflager liegen als der Schnittpunkt zwischen der elastisch berechneten Schwerachse und einer vom Auflager im Winkel von 45° geneigten Linie, auf den Nachweis der schiefen Hauptzugspannungen verzichtet werden darf, können die lokalen Überschreitung der zulässigen Hauptzugspannungen oberhalb der Stützen als unkritisch bezeichnet werden.

Das anhand der Stützenachse F exemplarisch beschriebene Verhalten betrifft alle zulässigen Anwendungsbereiche nach Bild 6-26c an Innenstützen. Der Zusammenhang

zwischen den maximalen Hauptzugspannungen und der jeweiligen Hauptzugspannungsschwingbreite kann dem Goodman-Diagramm in Bild 6-28 entnommen werden.

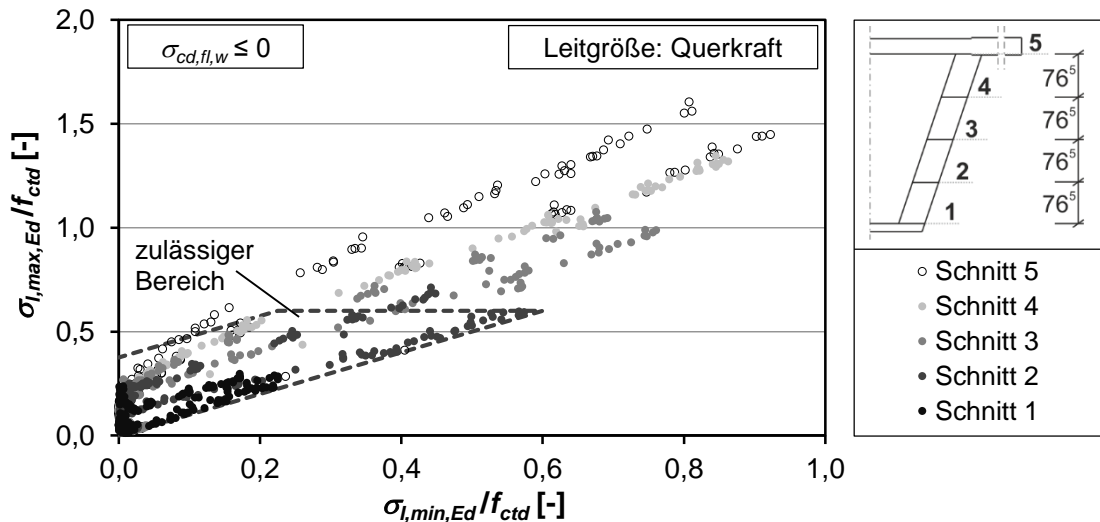


Bild 6-28: Ermüdungsnachweis ohne Querkraftbewehrung (Leitgröße V_{Ed}): Goodman-Diagramm für Hauptzugspannungen

Von den insgesamt 945 einwirkenden Belastungskombinationen befinden sich 744 innerhalb des zulässigen Bereichs und der Ermüdungsnachweis unter Vernachlässigung der vorhandenen Querkraftbewehrung in Modul 1 ist erbracht. Das rechnerische Ermüdungsversagen der übrigen Nachweisstellen ist im Wesentlichen (59 %) auf eine gleichzeitige Überschreitung der zulässigen maximalen Hauptzugspannung und der Spannungsschwingbreite zurückzuführen. In weiteren 38 % der rechnerischen Versagensfälle liegen die Werte $\Delta\sigma$ unterhalb von $0,375 \cdot f_{ctd}$ und das Ermüdungsversagen ergibt sich aufgrund einer zu großen maximalen Hauptzugspannung. Lediglich 3 % der Fälle mit Ermüdungsversagen sind auf ein ausschließliches Überschreiten der zulässigen Spannungsschwingbreite zurückzuführen. Während die Ermüdungsnachweise im unteren Stegbereich in den Schnitten 1 und 2 in der Regel erbracht sind, verringert sich die Anzahl der Nachweisstellen ohne rechnerisches Ermüdungsversagen aufgrund der zunehmenden Biegebeanspruchung im oberen Stegbereich oberhalb der Stützen auf jeweils etwa 65 %.

Das Vorgehen zum Nachweis der Hauptzugspannungen unter Ansatz der Momentenbeanspruchung M_{Ed} als Leitgröße stimmt mit dem für die Leitgröße der Querkraftbeanspruchung überein. Daher werden nachfolgend lediglich die wesentlichen Abweichungen und Ergebnisse beschrieben.

In Bild 6-29a sind die maßgebenden maximalen und minimalen Bemessungswerte M_{Ed} des Überbaus in Brückenlängsrichtung dargestellt. Die größten Stütz- und Feldmomente betragen etwa 28 MNm bzw. 22 MNm und weichen nur unwesentlich von den zur Leitgröße Querkraft zugehörigen Werten M_{Ed} ab. Dementsprechend stimmen die zur Anwendung des Verfahrens zulässigen Bereiche mit $\sigma_{cd,fl,w}$ ebenfalls annähernd überein (Bild 6-29c). Die in einem Längsschnitt anzusetzende Schwingbreite der Momentenbeanspruchung hingegen erhöht sich deutlich. Gleichzeitig nimmt die zugehörige Querkraftbeanspruchung zug. V_{Ed} ab (Bild 6-29b). Dies betrifft insbesondere die Querkraftschwingbreite, die bei der Leitgröße V_{Ed} zwischen 1 MN und 1,7 MN variierte und nun in den Innenfeldern sowie den Innenstützen maximal etwa 0,2 MN bzw. 1 MN beträgt.

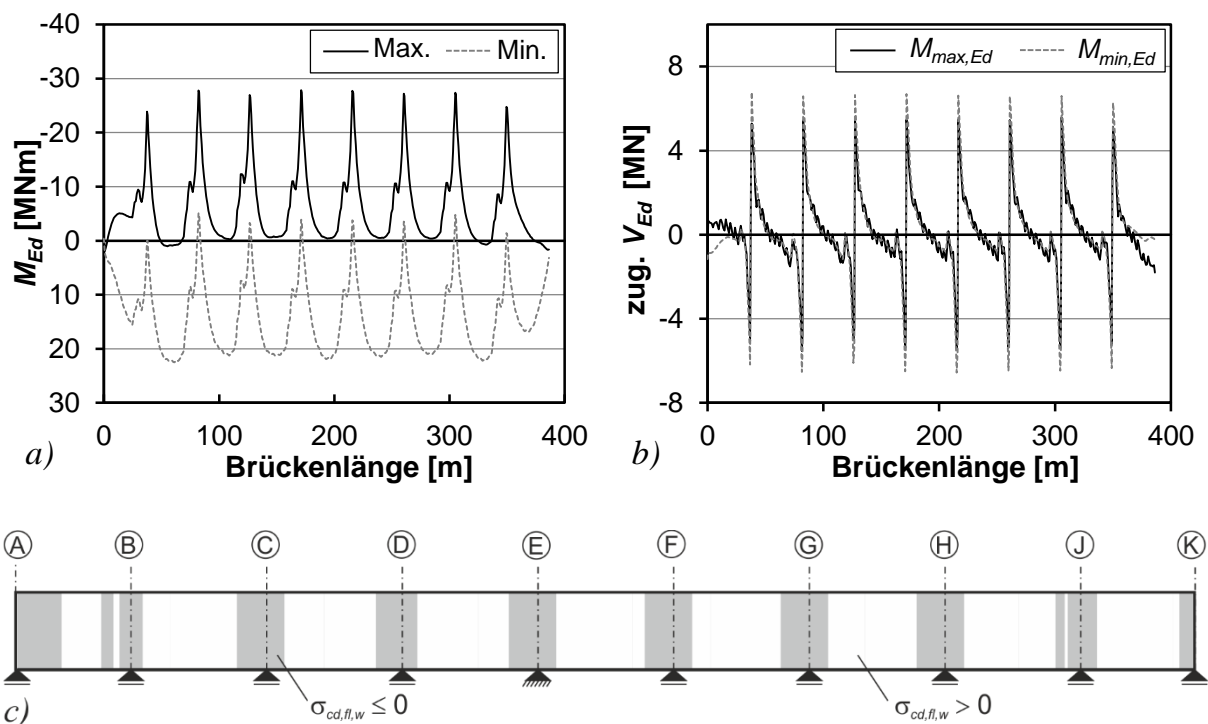


Bild 6-29: Ermüdungsnachweis ohne Querkraftbewehrung (Leitgröße M_{Ed}):
a) Momentenbeanspruchung; b) zugehörige Querkraftbeanspruchung
c) Abgrenzung zulässiger und nicht zulässiger Bereiche für Modul 1

Die Bemessungswerte der maximalen und minimalen Hauptzugspannungen der Längsschnitte mit überdrücktem Steg ($\sigma_{cd,fl,w} \leq 0$) für die Leitgröße M_{Ed} mit zugehörigen Schnittgrößen sind in Bild 6-30 dargestellt. Aufgrund der geringfügigen Erhöhung der maximalen bzw. minimalen Momentenbeanspruchung verringert sich die Anzahl der berücksichtigten Nachweisstellen im Steg im Vergleich zur Leitgröße V_{Ed} von 945 auf 780.

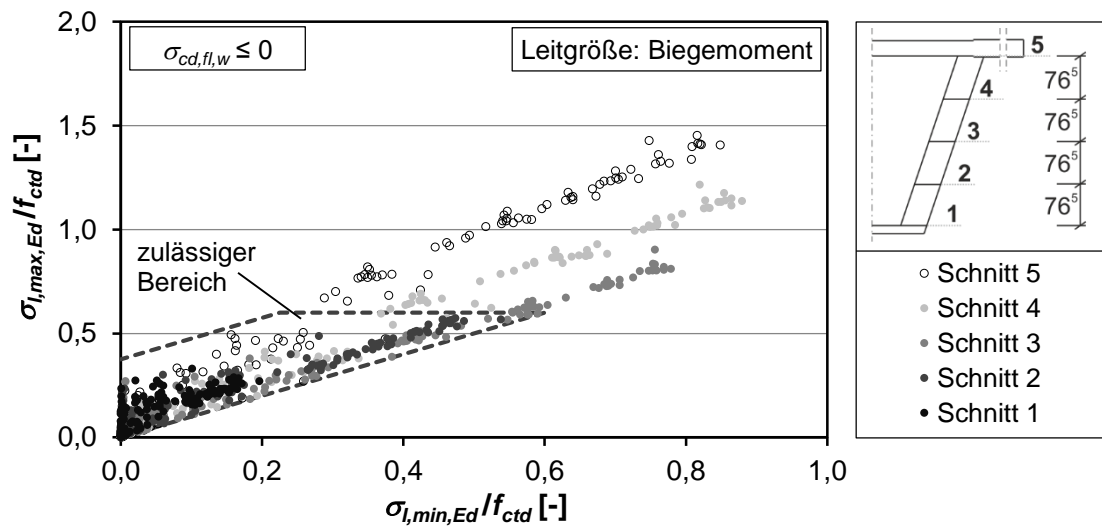


Bild 6-30: Ermüdungsnachweis ohne Querkraftbewehrung (Leitgröße M_{Ed}): Goodman-Diagramm für Hauptzugspannungen

Bei einem Großteil der Nachweisstellen werden die zulässigen maximalen Hauptzugspannungen und zugehörigen Spannungsschwingbreiten nicht überschritten und der Ermüdungsnachweis ist erbracht. So liegen alle einwirkenden Belastungskombinationen der Schnitte 1 und 2 im zulässigen Bereich und für die Schnitte 3 bis 5 erhöht sich der Anteil der Stellen mit rechnerischem Ermüdungsversagen auf 24 % bzw. 40 %. Insgesamt können lediglich 20 % der untersuchten Stellen nicht auf Basis einer Begrenzung der Hauptzugspannungen nachgewiesen werden. Bei 37 % der entsprechenden Nachweisstellen mit rechnerischem Ermüdungsversagen liegen sowohl zu große maximale Hauptzugspannungen als auch zu große Spannungsschwingbreiten vor. Abweichend von den Berechnungen unter Ansatz der maximalen Querkraftbeanspruchung ist hier mit 63 % überwiegend ein alleiniges Überschreiten der zulässigen maximalen Hauptzugspannung für das rechnerische Ermüdungsversagen verantwortlich.

Modul 2

In **Schritt 1** des zweiten Moduls werden dem Überbauquerschnitt anhand des vorhandenen Querkraftbewehrungsgrads $\rho_{w,prov}$ verschiedene Nachweismöglichkeiten zugeteilt. Unter Vernachlässigung der Stegverbreiterung im Koppelfugenbereich ergibt sich $\rho_{w,prov}$ nach Gleichung (6-13) zu 0,30 % und ist somit größer als der nach /DIN09b/ erforderliche Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ (Gleichung (6-14)). Daher kann sowohl ein rechnerischer Ermüdungsnachweis in den Schritten 2 und 3 als auch der beschränkte Nachweis durch Maßnahmen während der Nutzungsphase (Schritt 4) erfolgen.

$$\rho_{w,prov} = \frac{a_{sw}}{b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{26,6}{0,9 \cdot \sin 90^\circ \cdot 100^2} = 0,30\% \quad (6-13)$$

$$\rho_{w,min} = 1,6 \cdot 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 1,6 \cdot 0,16 \cdot \frac{3,5}{360} = 0,25\% \quad (6-14)$$

Der Druckstrebenwinkel für Ermüdung θ_{fat} zur Ermittlung der Spannungsschwingbreite der Querkraftbewehrung entspricht dem statischen Druckstrebenwinkel $\theta_{FB,stat}$ nach /DIN09b/. Die entsprechenden Werte wurden in Kapitel 6.3.4.2 ermittelt und ergeben in Brückenlängsrichtung einen annähernd konstanten Verlauf (Bild 6-31a).

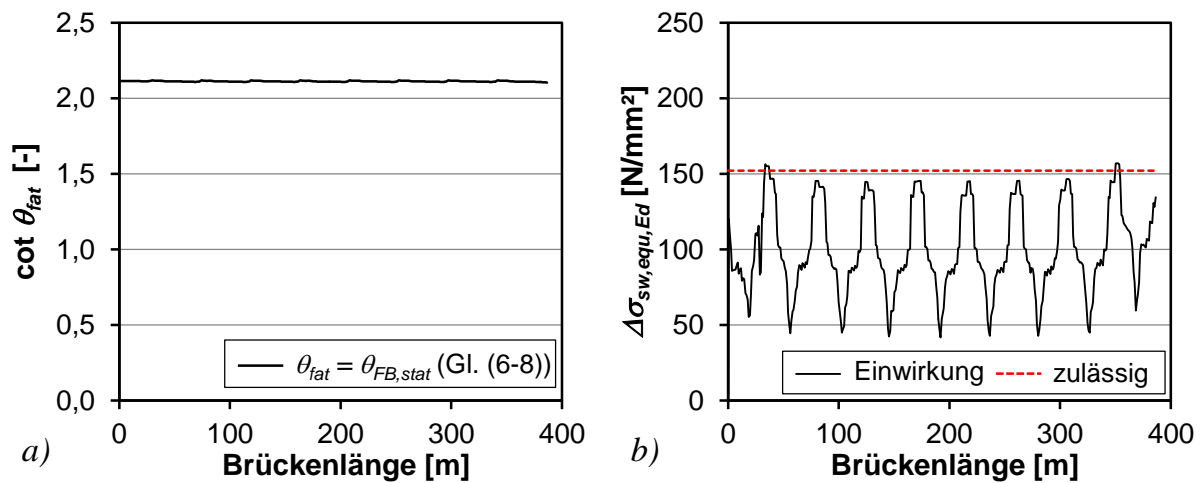


Bild 6-31: Ermüdungsnachweis mit Querkraftbewehrung, Schritt 2: a) Druckstrebenwinkel für Ermüdung; b) Spannungsschwingbreite der Bügelbewehrung

In Anlehnung an /DIN09b/ erfolgt der Nachweis der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite in **Schritt 2** mit der Grundkombination für Ermüdung unter Ansatz des Ermüdungslastmodells 3. Die einwirkende Querkraftbeanspruchung in den jeweiligen Nachweisschnitten entspricht somit den in Bild 6-23a dargestellten Werten, die beim Nachweis nach den aktuellen technischen Regelwerken angesetzt wurden. Der resultierende Bemessungswert der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{sw, equ, Ed}$ in Bild 6-31b wurde nach Gleichung (6-9) unter Ansatz des modifizierten Druckstrebenwinkels bestimmt. Hierbei wurden wie in Kapitel 6.3.4.2 die erhöhten Achslasten nach /DIN09b/ und der Korrekturbeiwert $\lambda_s = 1,58$ verwendet. Infolge des flacheren Druckstrebenwinkels im Vergleich zu den aktuellen technischen Regelwerken kann der Ermüdungsnachweis der Bügelbewehrung in annähernd allen Nachweisschnitten auf Basis der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite erbracht werden. Lediglich im Bereich der beiden Innenstützen an den Endfeldern überschreiten die Werte $\Delta\sigma_{sw, equ, Ed}$ die zulässige Spannungsschwingbreite nach /DIN09b/ von 152 N/mm² bei N^* Lastzyklen geringfügig.

Der explizite Betriebsfestigkeitsnachweis in **Schritt 3** erfolgt für die beiden maßgebenden in Kapitel 6.3.4.2 untersuchten Längsschnitte der maximalen Querkraftbeanspruchung und der maximalen Querkraftschwingbreite (Bild 6-24). Für die Nachweisstelle $\max \Delta V$ an der Innenstütze des Endfelds konnte der Nachweis in Schritt 2 des vorgestellten Nachweisverfahrens nicht erbracht werden. Die erforderliche Auswertung der einwirkenden Querkräfte bei Überfahrt des Ermüdungslastmodells 3 nach dem Rainflow-HCM-Verfahren /Clo86/ können Tabelle 6.2 entnommen werden. Die

Berechnung der Schadenssumme nach Palmgren-Miner stimmt mit Ausnahme des flacheren Druckstrebenwinkels für Ermüdung mit dem Vorgehen der aktuellen technischen Regelwerke (Kapitel 6.3.4.2) überein und es ergeben sich die in Tabelle 6.4 angegebenen Bemessungswerte der Schadenssumme D_{Ed} .

Tabelle 6.4: Expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis nach Schritt 3

Bemessungs- stelle	$\cot \theta_{lim}$ [-]	$\cot \theta_{fat} = \cot \theta_{FB,stat}$ [-]	D_{Ed} [-]
max. ΔV	2,50	2,117	0,031
max. V	2,50	2,117	0,055

Da die Bemessungswerte jeweils den zulässigen Grenzwert von 1,0 nicht überschreiten, ist der rechnerische Ermüdungsnachweis der Bügelbewehrung des Bestandsbauwerks in Schritt 3 in den maßgebenden Längsschnitten erbracht.

Falls der rechnerische Ermüdungsnachweis nicht erfüllt gewesen wäre oder auf eine Berechnung in den Schritten 2 und 3 verzichtet wurde, ist bei Durchführung ausführlicher Brückenprüfungen im Abstand von maximal drei Jahren der beschränkte Ermüdungsnachweis in **Schritt 4** erfüllt.

Modul 3

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit beschriebenen Nachweise auf Basis weitergehender Untersuchungen umfassen ausschließlich Änderungen der Nachweise in den Modulen 1 und 2. So können etwa die einwirkenden Verkehrslasten oder der Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Lasten verringert werden. Da das grundsätzliche Vorgehen identisch ist und der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit unter zyklischer Belastung in Modul 2 bereits ohne die entsprechenden Modifikationen erfüllt ist, entfallen die Berechnungen des Bestandsbauwerks in Modul 3.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Zur Untersuchung der zyklischen Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern ohne Querkraftbewehrung und mit geringen Querkraftbewehrungsgraden wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt. Neben der Ermittlung der Bruchlastspielzahl war das Ankündigungsverhalten vor Versagen ein wesentlicher Aspekt.

Im Rahmen der eigenen experimentellen Untersuchungen wurden die Einflüsse aus den Hauptparametern Vorspannung, Bügelbewehrungsgrad und Belastung auf das Querkrafttragverhalten unter zyklischer Beanspruchung untersucht. Die Dimensionierung der Versuchsträger und Festlegung der Versuchsparameter erfolgte auf Basis einer Analyse von typischen Bestandsbrücken der Bundesfernstraßen. Die Versuche lassen sich in Versuche an Trägern ohne Querkraftbewehrung (13 Träger) und mit Querkraftbewehrung (14 Träger) unterteilen. Die Bauteile ohne Querkraftbewehrung dienen insbesondere zur Untersuchung der singulären Schubrissbildung und der Anwendbarkeit des Hauptzugspannungskriteriums bei zyklischer Querkraftbeanspruchung. Um den Einfluss der Biegezugspannungen auf das Querkrafttragverhalten untersuchen zu können, wurden Versuche an profilierten doppelsymmetrischen Trägern (I-Träger) und Plattenbalkenquerschnitten (T-Träger) durchgeführt. Bei den Trägern mit Querkraftbewehrung war neben der Schubrissbildung vor allem die Aufteilung der Querkraft auf den Betontraganteil und den Fachwerktraganteil sowie die Umlagerung dieser Traganteile in Abhängigkeit der Lastspielzahl von besonderem Interesse. Darüber hinaus dienten die Versuche zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels für Ermüdung im Fachwerkmodell und zur Bewertung der Versagensankündigung.

Das zyklische Querkraftversagen der vorgespannten I-Träger ohne Querkraftbewehrung erfolgte schlagartig durch eine Diagonalrissbildung im Steg ohne augenscheinliche Vorankündigung durch Risse. Hierbei war ein Großteil des Schubfelds unter Oberlast an der Trägerunterseite überdrückt, sodass im Steg in der Regel keine Biegerisse vorlagen. Bei den T-Trägern ohne Querkraftbewehrung hingegen konnte unter zyklischer Beanspruchung sowohl eine ausgeprägte Biegeriss- und Biegeschubrissbildung als auch das Entstehen diagonaler Schubzugrisse im Steg beobachtet werden. Das zyklische Querkraftversagen erfolgte schließlich durch eine schlagartige Schubzugrissbildung im Steg.

Die Ansätze zur Querkraftermüdung von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach *DIN Fachbericht 102 /DIN09b/* unterschätzen die ertragbare Lastspielzahl der untersuchten Träger deutlich. Dies ist im Wesentlichen auf eine Unterschätzung der statischen Querkrafttragfähigkeit zurückzuführen. Basierend auf den ertragenen Lastspielzahlen und Querkraftbelastungen wurden für Spannbetonträger ohne Querkraftbewehrung zwei modifizierte Ansätze in Form von Goodman-Diagrammen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit unter zyklischer Beanspruchung entwickelt. Die Herleitung erfolgte für eine Lastspielzahl von $N = 1 \cdot 10^6$.

Beim ersten Ansatz für Spannbetonträger ohne Querkraftbewehrung handelt es sich um eine Begrenzung der zulässigen Querkraftschwingbreite, wobei die statische Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ct}$ nach dem Hauptzugspannungskriterium in Abhängigkeit der einwirkenden Kräfte iterativ ermittelt wird. So darf die maximale Querkraft $0,75 \cdot V_{Rm,ct}$ nicht überschreiten und die Schwingbreite zwischen Oberlast und Unterlast ist auf $1/3 \cdot V_{Rm,ct}$ zu begrenzen. Bei den T-Trägern überschreiten die Betonrandzugspannungen unter statischer Belastung im rechnerischen Bruchzustand über einen großen Bereich des Schubfelds die Betonzugfestigkeit und eine Berechnung der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ct}$ nach dem Hauptzugspannungskriterium ist nicht möglich. Dementsprechend kann dieser Ansatz nur bei vorgespannten I-Trägern angewendet werden.

Beim alternativen zweiten Ansatz für Spannbetonträger ohne Querkraftbewehrung erfolgt der Nachweis der zyklischen Querkrafttragfähigkeit durch eine Begrenzung der schiefen Hauptzugspannungen. Hierdurch entfällt die iterative Berechnung der statischen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ct}$ und der Nachweis kann unter einer definierten Einwirkungskombination erfolgen. Unter den geringeren zyklischen Lasten sind die Randzugspannungen der T-Träger überwiegend kleiner als die Betonzugfestigkeit und ein ungerissener Querschnitt liegt vor. Somit ist der zweite Ansatz für Querkraftermüdung sowohl bei I-Trägern als auch bei T-Trägern anwendbar. Aufgrund des unterschiedlichen Spannungszustands und der unterschiedlichen Schubbrissbildung wurden für beide Querschnittstypen separate Goodman-Diagramme entwickelt. Der Einfluss der Rotation der Hauptzugspannungen auf die Ermüdungsfestigkeit ist bei der Definition der zulässigen Hauptzugspannungen bereits erfasst und muss nicht gesondert berücksichtigt werden. Für I-Träger wird eine Begrenzung der maximalen Hauptzugspannung $\sigma_{I,max}$ auf 60 % der Betonzugfestigkeit f_{ctm} und der zugehörigen Schwingbreite der Hauptzugspannung $\Delta\sigma$ auf $0,375 \cdot f_{ctm}$ vorgeschlagen. Bei T-Trägern sollte $\sigma_{I,max}$ den Wert $0,35 \cdot f_{ctm}$ nicht überschreiten und die maximal zulässige Schwingbreite beträgt 15 % der Betonzugfestigkeit. Aufgrund der beschränkten Trägerabmessungen lag bei den Versuchen an T-Trägern in Trägerlängsrichtung ein relativ kurzer Bereich mit Randzugspannungen und zugehörigen Hauptzugspannungen im Steg vor. Die Definition der zulässigen Hauptzugspannungen kann daher als pragmatische und tendenziell konservative Festlegung eingestuft werden. Gleichzeitig wird hierdurch der Anwendungsbereich des entwickelten Ansatzes eingeschränkt.

Da die vorgeschlagenen Grenzen der Querkräfte bzw. Hauptzugspannungen der Ingenieurmodelle für Spannbetonträger ohne Querkraftbewehrung basierend auf den Versuchsdaten entwickelt wurden, sind bei Anwendung der Ansätze die Betonlängsspannungen zu begrenzen. So ist bei I-Trägern sicherzustellen, dass der Steg unter der maßgebenden Belastung keine Längszugspannungen aufweist. Bei den T-Trägern hingegen dürfen Längszugspannungen am maßgebenden Trägerrand von bis zu 35 % der Betonzugfestigkeit auftreten.

Die zyklische Belastung der Spannbetonträger mit Querkraftbewehrung führte in den durchgeführten Versuchen zu einem sukzessiven Versagen der Bügelbewehrung mit gleichzeitiger Umlagerung der Querkräfte sowie deutlich erkennbarer Zunahme der Verformungen und der Rissbreiten. Aufgrund der starken Rissbildung und Verformungszunahme lag eine ausgeprägte Versagensankündigung vor. Mit zunehmender Lastspielzahl verringerte sich der Abstand zwischen den Versagenszeitpunkten der einzelnen Bügel. Durch den sukzessiven Ausfall der Bügel erhöhte sich jeweils sprunghaft die Beanspruchung der benachbarten Bügel. Dies betraf sowohl die Spannungen unter Oberlast als auch die Spannungsschwingbreiten. Gleichzeitig erfolgte eine zusätzliche Umlagerung der Kräfte in eine direkte Betondruckstrebe (Betontragnanteil). Darüber hinaus verringerte sich die Beanspruchung der Bügel aufgrund einer kontinuierlichen Auflösung des Verbunds zwischen Bügelbewehrung und Beton. Die ertragbare Lastspielzahl der Stegbewehrung bis zum Versagen wurde bei den Trägern mit geringem Querkraftbewehrungsgrad neben der Spannungsschwingbreite ebenfalls durch das Spannungsniveau beeinflusst.

Der Ansatz des Druckstrebenwinkels für Ermüdung nach *DIN Fachbericht 102* zur Bestimmung der Spannungsschwingbreite der Bügelbewehrung überschätzt die experimentell ermittelten Spannungsschwingbreiten. Hierdurch wird die Bruchlastspielzahl der Bügelbewehrung unabhängig vom untersuchten Querkraftbewehrungsgrad bzw. Vorspanngrad unterschätzt. Die Druckstrebenwinkel für die eigenen Versuche wurden mit zwei unterschiedlichen Methoden bestimmt. Die erste Methode basiert auf der Auswertung der gemessenen Stahldehnungen der Bügelbewehrung und die zweite Methode auf einer Auswertung der ermittelten Bruchlastspielzahlen der einzelnen Bügelchenkel. Auf Basis der im Versuch ermittelten Druckstrebenwinkel sowie durchgeführten Vergleichsrechnungen wird für doppeltprofilierte Spannbetonträger mit geringen Querkraftbewehrungsgraden ($\rho_w \leq 0,33\%$) vereinfachend vorgeschlagen, den Druckstrebenwinkel der statischen Querkraftbemessung nach *DIN Fachbericht 102* ebenfalls im Ermüdungsnachweis der Bügelbewehrung anzusetzen. Der vorgeschlagene Ansatz beschreibt die Bruchlastspielzahl der Bügelbewehrung unter zyklischer Beanspruchung zufriedenstellend. Zur Vermeidung eines Versagens der Querkraftbewehrung unter zyklischer Oberlast sollte die maximale Querkraft bei Verwendung des Ansatzes sinnvoll begrenzt werden. Bis weitere Ermüdungsversuche vorliegen, wird zunächst eine Begrenzung auf etwa 110 % der statischen Schubrissslast nach dem Hauptzugspannungskriterium vorgeschlagen.

Basierend auf den entwickelten Ingenieurmodellen sowie den experimentellen Untersuchungen wurde ein modulares Nachweisverfahren zur Querkraftermüdung von Spannbetonbrücken vorgestellt. Kann die Tragfähigkeit in einem Modul nachgewiesen werden, gilt der Nachweis der zyklischen Querkrafttragfähigkeit als erfüllt. Die Reihenfolge der drei entwickelten Module ist hierbei beliebig. Die technischen Regelwerke für Betonbrücken wurden jeweils berücksichtigt, sodass eine Einbindung des Nachweisverfahrens in die bestehende Nachrechnungsrichtlinie des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung möglich ist.

Im ersten Modul erfolgt der Nachweis des Überbaus ohne Berücksichtigung der Querkraftbewehrung und die zulässigen Hauptzugspannungen im Beton werden entsprechend begrenzt. Auf die vorgestellte Begrenzung der Querkraftbeanspruchung wird aufgrund der erforderlichen iterativen Ermittlung der statischen Querkrafttragfähigkeit aus praktischen Gründen verzichtet. Die zulässigen Betonlängsspannungen und Hauptzugspannungen unter zyklischer Beanspruchung eines Längsschnitts ergeben sich in Abhängigkeit der Bauteilgeometrie und der Belastung.

Der Nachweis in Modul 2 berücksichtigt die vorhandene Querkraftbewehrung. In Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrads kann sowohl ein rechnerischer Nachweis unter Ansatz des vorgeschlagenen Druckstrebenwinkels für Ermüdung als auch ein beschränkter Nachweis durch entsprechende Maßnahmen während der Nutzungsphase geführt werden. Der rechnerische Nachweis kann auf Basis der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite oder einem expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis erfolgen, wobei sich wegen des zunehmenden Rechenaufwands ein stufenweises Vorgehen empfiehlt. Aufgrund des in den Versuchen beobachteten positiven Einflusses der Flansche auf die zyklische Querkrafttragfähigkeit, sollte der rechnerische Nachweis nur für Längsschnitte mit Flansch in der Biegezugzone erfolgen.

Das dritte Modul beschreibt den Nachweis der Querkraftermüdung auf Basis weitergehender Untersuchungen und umfasst Änderungen in der Nachweisführung der Module 1 und 2 sowie grundsätzlich die Verwendung alternativer Verfahren.

Die Anwendung des entwickelten Nachweisverfahrens zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken unter zyklischer Querkraftbeanspruchung wurde am Beispiel einer repräsentativen Hohlkastenbrücke des Bundesfernstraßennetzes exemplarisch aufgezeigt. Während der Nachweis nach den aktuellen technischen Regelwerken nicht erfüllt ist, konnte die Tragfähigkeit unter zyklischer Querkraft mithilfe des modularen Vorgehens nachgewiesen werden.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden Untersuchungen an Spannbetonträgern ohne Querkraftbewehrung und mit geringen Querkraftbewehrungsgraden durchgeführt. Da sich mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad die Aufteilung in Fachwerk- und Betontraganteil sowie die Umlagerung unter zyklischer Belastung verändern, werden weitergehende Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Bauteilen mit mittleren bis hohen Querkraftbewehrungsgraden empfohlen. Darüber hinaus sind weitere Untersuchungen an Spannbetonträgern mit Querkraftbewehrung zur genaueren Berücksichtigung des Spannungsniveaus und des Flansches in der Biegezugzone (Biegeschubriss, Schubzugriss) sinnvoll. Zielführend scheinen hierbei neben experimentellen Untersuchungen ebenfalls numerische Untersuchungen, die in Anlehnung an die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Berechnungen eine Degradation der Materialkennwerte von Beton und Betonstahl sowie des Verbunds unter zyklischer Beanspruchung durch eigene Programmiererweiterungen erfassen.

Literatur

- /Aba09/ Abaqus 6.9 Documentation, Dassault Systèmes Simulia, 2009.
- /And07/ Anders, S.: Betontechnologische Einflüsse auf das Tragverhalten von Grouted Joints. Universität Hannover, Dissertation, 2007.
- /Ara05/ Aramis v5.4 Benutzerinformation. GOM mbH, 2005.
- /Ard56/ Ardaman, E.; Ozell, A.: Fatigue Tests of Pre-Tensioned Prestressed Beams. In: ACI Journal, Vol. 53 (1956), Nr. 23, S.413-424.
- /Ben06/ Bentz, E.C.; Vecchio, F.J.; Collins, M.P.: Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete. In: ACI Structural Journal 103 (2006). Nr. 4, S. 614-624.
- /BMV66/ Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton. Bundesministerium für Verkehr, Berlin, 1966.
- /BMV69/ Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton. Bundesministerium für Verkehr, Berlin, 1969.
- /BMVBS11/ Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Berlin, 2011.
- /BMVBS12/ Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) 22/2012: Sachgebiet 05.2: Brücken- und Ingenieurbau; Grundlagen. Bundesministerium für Verkehr, Bauen und Stadtentwicklung, Berlin, 2012.
- /Bon64a/ Bonzel, J.: Über die Spaltzugfestigkeit des Betons. In: Beton 14 (1964), Heft 3, S. 108-114.
- /Bon64b/ Bonzel, J.: Über die Spaltzugfestigkeit des Betons. In: Beton 14 (1964), Heft 4, S. 150-157.
- /Can98/ Cangiano, S.; Plizzari, G. A.; Slowik, V.: Experimental investigations into the fatigue crack growth in concrete. In: Fracture Mechanics of Concrete Structures Proceedings FRAMCOS-3, S. 645-654, 1998.
- /CEB91/ Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990. Design code, Lausanne, final draft published by Comité Euro-International du Béton as Bulletins d'Information 203-205, 1991.
- /Cha58/ Chang, T.; Kesler, C.: Static and Fatigue Strength in Shear of Beams with Tensile Reinforcement. In: ACI Journal 54 (1958), S. 1033-1057.

- /Clo86/ Clormann U. H.; Seeger T.: Rainflow-HCM - Ein Zählverfahren für Betriebsfestigkeitsnachweise auf werkstoffmechanischer Grundlage. In: Stahlbau 55 (1986), Heft 3, S. 65-71.
- /Col96/ Collins, M.P., et al.: A general shear design method. In: ACI Structural Journal 93 (1996), Nr. 1, S. 36-45.
- /Cor81/ Cornelissen, H.A.W.; Timmers, G.: Fatigue of plain concrete in uniaxial tension and in alternating tension-compression experiment and results. Delft University of Technology, 1981.
- /DAfStb72/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Richtlinie für Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen unter Berücksichtigung von DIN 1045. Berlin, 1972.
- /DAfStb10/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Erläuterungen zu DIN 1045-1. Heft 525, Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- /DIN53a/ DIN 4227: Spannbeton - Richtlinien für Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 1953.
- /DIN53b/ DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 1953.
- /DIN79/ DIN 4227: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 1979.
- /DIN85/ DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 1985.
- /DIN88/ DIN 4227: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 1988.
- /DIN03a/ DIN Fachbericht 102: Betonbrücken. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2003.
- /DIN03b/ DIN EN 523: Hüllrohre aus Bandstahl für Spannglieder - Begriffe, Anforderungen und Konformität. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2003.
- /DIN08a/ DIN EN 445: Einpressmörtel für Spannglieder - Prüfverfahren. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2008.
- /DIN08b/ DIN EN 447: Einpressmörtel für Spannglieder - Allgemeine Anforderungen. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2008.

- /DIN08c/ DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2008.
- /DIN09a/ DIN Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2009.
- /DIN09b/ DIN Fachbericht 102: Betonbrücken. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2009.
- /DIN09c/ DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2009.
- /DIN09d/ DIN EN ISO 6892-1: Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2009.
- /DIN10a/ DIN EN 12390-6: Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2010.
- /DIN10b/ DIN EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2010.
- /DIN10c/ DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2010.
- /DIN11/ DIN EN ISO 15630-1: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren - Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2011.
- /DIN12/ DIN EN 1991-2: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2012.
- /DIN13a/ DIN EN 1992-1-1: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2013.

- /DIN13b/ DIN EN 1992-2: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2013.
- /Dyd94/ Dyduch, K.; Szerszen, M.; Destrebecq, J.-F.: Experimental investigation of the fatigue of plain concrete under high compressive loading. In: Materials and Structures 27 (1994), S. 505-509.
- /FIB12/ Fédération internationale du béton: FIB Model Code 2010. Lausanne, final draft published by Fédération internationale du béton as Bulletins 65-66, 2012.
- /Fin07/ Fink, J.; Ondris, L.: New shear connectors for composite girders - experiences with ABAQUS push-out test simulations. In: Computational Civil Engineering, International Symposium, Iași, 2007, S. 379-395.
- /For10/ Forrest, R.; Higgins, C.; Senturk, A.: Experimental and Analytical Evaluation of Reinforced Concrete Girders under Low-Cycle Shear Fatigue. In: ACI Structural Journal 107 (2010), S.199-207.
- /Fre13/ Freundt, U.: Ermittlung ermüdungsrelevanter Straßenverkehrslasten für Bestandsbrücken. Schlussbericht, Ingenieurbüro Prof. Dr. U. Freundt, Weimar, 2013.
- /Fre83/ Frey, R.; Thürlimann, B.: Ermüdungsversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Bericht Nr. 7801-01 des Instituts für Baustatik und Konstruktion, 1983. ISBN 3-7643-1575-X
- /Fre84/ Frey, R.: Ermüdung von Stahlbetonbalken unter Biegung und Querkraft. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Dissertation, 1984. ISBN 3-7643-1710-8
- /Gör04/ Görtz, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Dissertation, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau (IMB) der RWTH Aachen, 2004. ISBN 3-9807302-8-X
- /Gra12/ Graubner, C.-A.; Six, M.: Spannbetonbau. In: Goris/Hegger (Hrsg): Stahlbetonbau aktuell, Praxishandbuch 2012, Beuth Verlag, Berlin, S. F.1-F.85. ISBN 978-3-410-21932-3

- /Gro77/ Grob, J.: Ermüdung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Bericht Nr. 75 des Instituts für Baustatik und Konstruktion, Dissertation, 1977. ISBN 3-7643-0978-4
- /Hai06/ Haibach, E.: Betriebsfestigkeit - Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung. Springer, Berlin, 2006. ISBN 3-5402-9363-9
- /Han65/ Hanson, J.M.; Hulsbos, C.: Fatigue Tests of Two Prestressed Concrete I-Beams with Inclined Cracks. In: Highway Research Record 103 (1965), Bridges and Structures, S. 14-30.
- /Han70/ Hanson, J.M.; Hulsbos, C.; VanHorn, D.: Fatigue tests of prestressed Concrete I-Beams. In: Journal of the Structural Division 96 (1970), Nr. 11, S. 2443-2464.
- /Hav11/ Haveresch, K.: Nachrechnen und Verstärken älterer Spannbetonbrücken. In: Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 2, S. 89-102.
- /Heg99/ Hegger, J.; Görtz, S.; Beutel, R.; König, G.; Schenck, G.; Kliver, J.; Dehn, F.; Zilch, K.; Staller, M.; Reineck, K.-H.: Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfesten und hochfesten Beton nach DIN 1045-1. DIBt Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98, Abschlussbericht, 1999.
- /Heg06/ Hegger, J.; Görtz, S.: Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 9, S. 695-705.
- /Heg09/ Hegger, J.; Karakas, A.; Pelke, E.; Schölch, U.: Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken - Teil I: Grundlagen. In: Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 11, S. 737-746.
- /Heg10/ Hegger, J.; Roggendorf, T.; Teworte, F.: Numerische Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken in Slim-Floor-Konstruktionen. In: Stahlbau 79 (2010), Heft 4, S. 259-266.
- /Heg12/ Hegger, J.; Roggendorf, T.; Goralski, C.; Roeser, W.: Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung aus dem Betrieb von Windkraftanlagen. Schlussbericht, Institut für Massivbau der RWTH Aachen, IMB-Berichtsnr.: 266/2011, 2012.

- /Heg13/ Hegger, J.; Herbrand, M.: Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung in Längsrichtung auf die Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken. Schlussbericht, Institut für Massivbau der RWTH Aachen, IMB-Berichtsnr.: 317/2013, 2013.
- /Her13/ Herbrand, M.; Hegger, J.: Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss einer externen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Durchlaufträger. In: Bauingenieur 88 (2013), Heft 12, S. 509-517.
- /Hig04/ Higgins, C.; Yim, S.; Miller, T.; Robelo, M.; Potisuk, T.: Remaining Life of Reinforced Concrete Beams with diagonal-tension cracks. Schlussbericht, Oregon State University, Structural Engineering Group, Department of Civil Engineering, No. SPR 341, 2004.
- /Hig06/ Higgins, C.; Farrow III, W.; Nicholas, B.; Potisuk, T.: High-Cycle Fatigue of Diagonally Cracked Reinforced Concrete Bridge Girders: Field Tests. In: Journal of Bridge Engineering 11 (2006), Nr. 6, S. 699-706.
- /Hig07/ Higgins, C.; Lee, A.; Potisuk, T.; Forrest, R.: High-Cycle Fatigue of Diagonally Cracked RC Bridge Girders: Laboratory Tests. In: Journal of Bridge Engineering 12 (2007), Nr. 2, S. 226-236
- /Hil81/ Hillerborg, A.: The application of fracture mechanics to concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Contemporary European Concrete Research, 1981.
- /Hoh04/ Hohberg, R.: Zum Ermüdungsverhalten von Beton. Technische Universität Berlin, Dissertation, 2004.
- /Hol79/ Holmen, J.O.: Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. University of Trondheim, Dissertation, 1979.
- /Hor91/ Hordijk, D.A.: Local approach to fatigue of concrete. Delft University of Technology, Dissertation, 1991. ISBN 90-9004519-8
- /Inf12/ InfoCAD Version 12.00, 2012
- /Kar11/ Karakas, A.: Expertensystem zur Verstärkung von Betonbrücken. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, Dissertation, 2011.
- /Kes02/ Kessler-Kramer, C.: Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. Karlsruher Institut für Technologie, Dissertation, 2002. urn:nbn:de:swb:90-AAA205220028

- /Kön94/ König, G.; Danielewicz, I.: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 90. In: Heft 439 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, Köln, Beuth Verlag, 1994.
- /Lee98/ Lee, J.; Fenves, G.L.: Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. In: Journal of Engineering Mechanics 124 (1998), August 1998, S. 892-900.
- /Loh12/ Lohaus, L.; Oneschkow, N.; Elsmeier, K.; Hümme, J.: Ermüdungsverhalten von Hochleistungsbetonen in Windenergieanlagen. In: Bautechnik 89 (2012), Heft 8, S. 533-541.
- /Lub89/ Lubliner, J.; Oliver, J.; Oller, S.; Oñate, E.: A plastic-damage model for concrete. In: International Journal of Solids and Structures 25 (1989), Nr. 3, S. 299-326.
- /Mar13/ Marx, S.; Grünberg, J.; Hansen, M.; Schneider, S.: Über den Stand der Forschung zu Grenzzuständen der Ermüdung von dynamisch hoch beanspruchten Tragwerken aus Beton. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben V474, Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover, 2013.
- /Mar11/ Marzahn, G.: Zur Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). In: Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 11, S. 730-735.
- /Mau09/ Maurer, R.; Dreier, F.; Machoczek, D.; Heeke, G.: Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von einbetoniertem Betonstahl mit dem Interaktiven Verfahren. Bauforschung, Band T 3227, Fraunhofer IRB Verlag, 2009. ISBN 978-3-8167-8232-22009
- /Mau10/ Maurer, R.; Block, K.; Dreier, F.: Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl - Bestimmung mit dem Interaktiven Verfahren. In: Bauingenieur 85 (2010), Heft 1, S. 17-28.
- /Mit61/ Mitchell, N.B.: The indirect tension test for concrete. In: Materials Research and Standards ASTM 1 (1961), Nr. 10, S. 780-788.
- /Mur65/ Murdock, J.: A critical review of research on fatigue of plain concrete. University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin No. 47, 1965.

- /Nat12/ Natário, F.: Fatigue and static shear strength of R/C bridge deck slabs without shear reinforcement. Lausanne, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Civil and Environmental Engineering, Research Plan, 2012.
- /Nau10/ Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr - Eine Bestandsaufnahme. In: Bauingenieur 85 (2010), Heft 1, S. 1–9.
- /Nür82/ Nürnberger, U.: Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen. In: IABSE Colloquium „Fatigue of Steel and Concrete Structures“, IABSE Reports Vol. 37 (1982), Lausanne, S. 213-220.
- /Oka81/ Okamura, H.; Farghaly, S.; Ueda, T.: Behaviors of Reinforced Concrete Beams with Stirrups failing in Shear under Fatigue Loading. In: Proceedings of JCSE, Nr. 308 (1981), S.109-122.
- /Oka82/ Okamura, H.; Ueda, T.: Fatigue Behaviour of Reinforced Concrete Beams under Shear Force. In: IABSE Colloquium „Fatigue of Steel and Concrete Structures“, IABSE Report Vol. 37 (1982), Lausanne, S. 415-422.
- /Pfa02/ Pfanner, D.: Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung. Ruhr-Universität Bochum, Dissertation, 2002. ISBN 3-18-318904-6
- /Pri71/ Price, K.; Edwards, A.: Fatigue Strength in Shear of Prestressed Concrete I-Beams. In: ACI Journal 68 (1971). Nr. 4, S. 282-292.
- /Rad07/ Radaj, D; Vormwald, M.: Ermüdungsfestigkeit - Grundlagen für Ingenieure. Springer-Verlag, Berlin, 2007.
- /Reh69/ Rehm, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund. In: Stahlbetonbau, Berichte aus Forschung und Praxis, Berlin, S. 79-86.
- /Rei01/ Reineck, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. In: Bauingenieur 76 (2001), Heft 4, S. 168-179.
- /Res00/ Response-2000, <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/r2k.htm>. Zugriff am 12.12.2013
- /RILEM94/ RILEM Technical Committee 36-RDL: Long term random dynamic loading of concrete structures. Materials and Structures - research and testing 177 (1994), Nr. 97, S. 1-28, 1994.

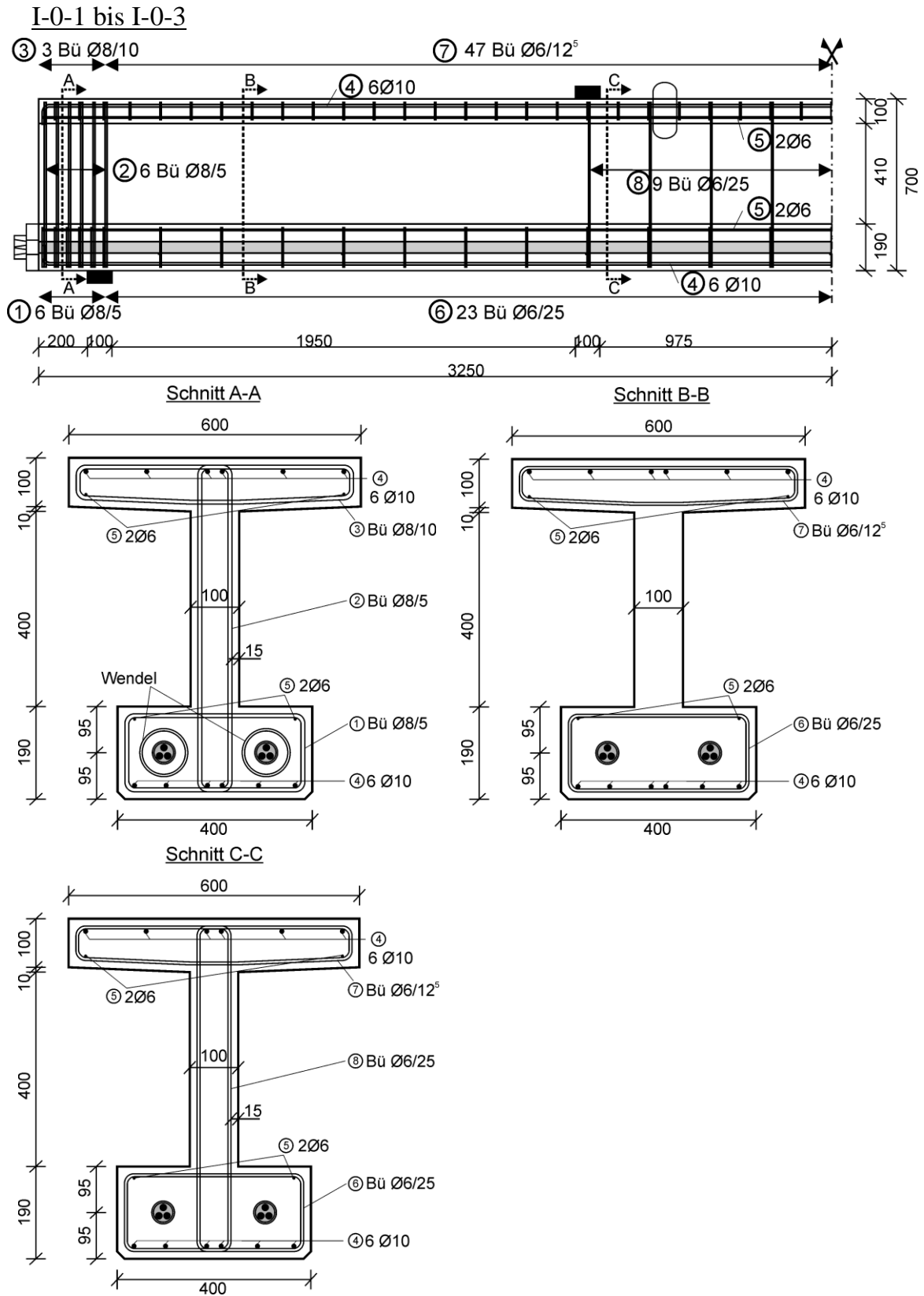
- /Rom12/ Rombach, G.; Kohl, M.: Fatigue Strength of Concrete Members without Web Reinforcement. In: 18th IABSE Congress 2012 "Innovative Infrastructures - Toward Human Urbanism", 19.-21. September 2012, Seoul, Südkorea, 2012, ISBN: 978-3-85748-127-7.
- /Rom13/ Rombach, G.; Kohl, M.: Shear Design of RC Bridge Deck Slabs according to Eurocode 2. In: Journal of Bridge Engineering 18 (2013), Special Section: Eurocodes and Their Implications for Bridge Design: Background, Implementation, and Comparison to North American Practice, Nr. 12, S. 1261–1269.
- /Rup13/ Rupf, M.; Fernandez Ruiz, M.; Muttoni, A.: Post-tensioned girders with low amounts of shear reinforcement: Shear strength and influence of flanges. Engineering Structures 56 (2013), Nr. 11, S. 357-371.
- /Sar71/ Sargin, M.: Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections. In: Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Study No. 4, 1971.
- /Spe68/ Spetla, Z.; Kadlecěk, V.: Einfluss der Schlankheit, Größe und Gestalt der Probekörper auf die Zugfestigkeit des Betons. In: Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden 17 (1968), Heft 6, S. 1552-1554.
- /Spi71/ Spitzner, J.: Zur Prüfung von Betonrippenstahl unter schwingender Beanspruchung im freien und einbetoniertem Zustand. Technische Hochschule Darmstadt, Dissertation, 1971.
- /Ste90/ Stemland, H.; Petkovic, G.; Rosseland, S.: Model Code 90 - Design rules for fatigue. In: SINTEF FCB, Trondheim, 1990.
- /Tep79/ Tepfers, R.; Kutti, T.: Fatigue strength of plain, ordinary and light-weight concrete. In: ACI Journal 76 (1979), Nr. 5, S. 635-652.
- /Thu06/ Thun, H.: Assessment of Fatigue Resistance and Strength in Existing Concrete Structures. Luleå University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Dissertation, 2006.
- /Thu11/ Thun, H.; Ohlsson, U.; Elfgren, L.: A deformation criterion for fatigue of concrete in tension. In: Structural Concrete 12 (2011), Nr. 3, S. 187-197.
- /Ued82/ Ueda, T.: Behavior in Shear of Reinforced Concrete Beams under Fatigue Loading. University of Tokyo, Department of Civil Engineering, Dissertation, 1982.

- /Vec86/ Vecchio, F.; Collins, M.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. In: ACI Journal 83 (1986), Nr. 2, S. 219-231.
- /Vec88/ Vecchio, F.; Collins, M.: Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory. In: ACI Structural Journal 85 (1988), Nr. 3, S. 258-268.
- /Wal04/ Walraven, J.C.; Lappa, E.: Spannbetonhohlplatten unter dynamischer Beanspruchung - Ein neues Bemessungskonzept auf Basis von DIN 1045-1 und EC2. In: Betonwerk+Fertigteiltechnik International 70 (2004), Heft 5, S. 56-62.
- /Zil04/ Zilch, K.; Zehetmaier, G.; Gläser, C.: Ermüdungsnachweis bei Massivbrücken. In: Betonkalender 2004, Band 1, Ernst & Sohn, Berlin, S. 310-406. ISBN 3-433-01668-2
- /Zil10/ Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Springer-Verlag, Heidelberg, 2010. ISBN 978-3-540-70637-3
- /Zin99/ Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Universität Leipzig, Dissertation, 1999. ISBN 3-519-00322-8

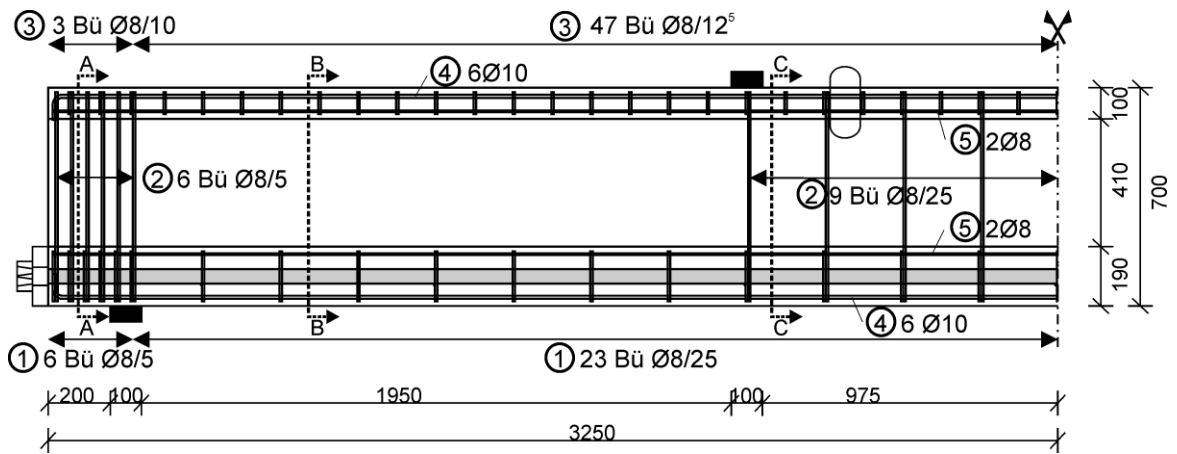
A Bewehrungspläne

A.1 Träger ohne Querkraftbewehrung

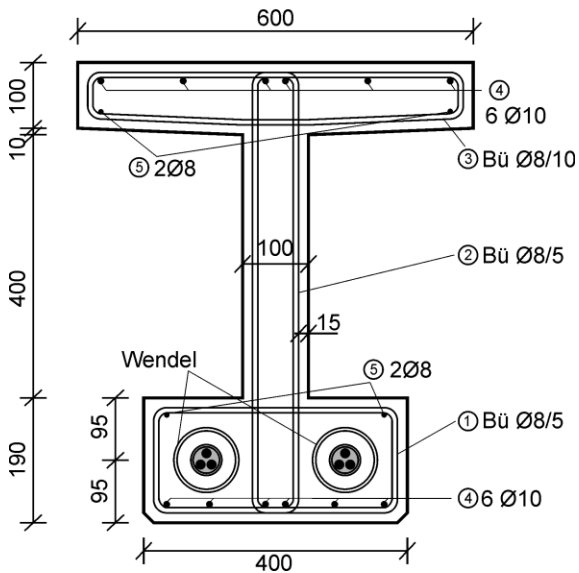
A.1.1 I-Träger



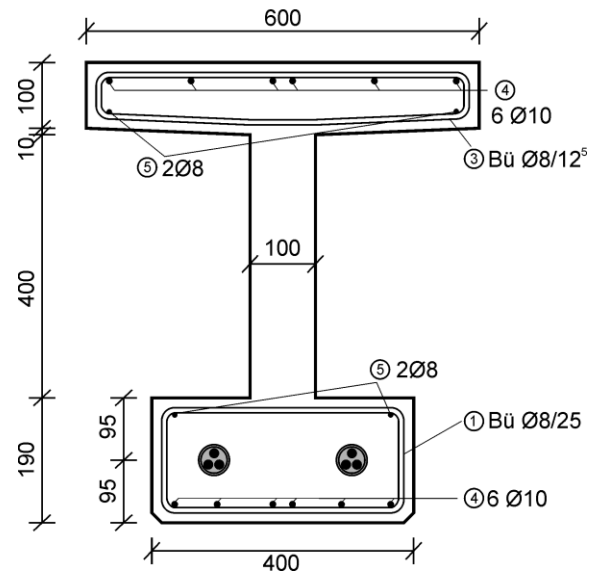
I-0-4 bis I-0-6



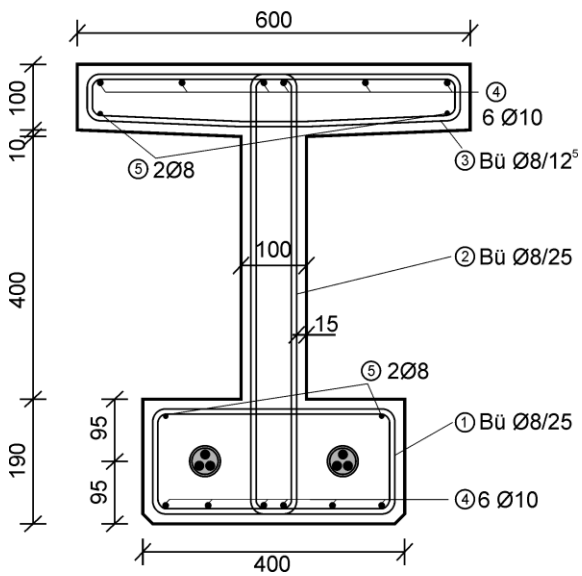
Schnitt A-A



Schnitt B-B

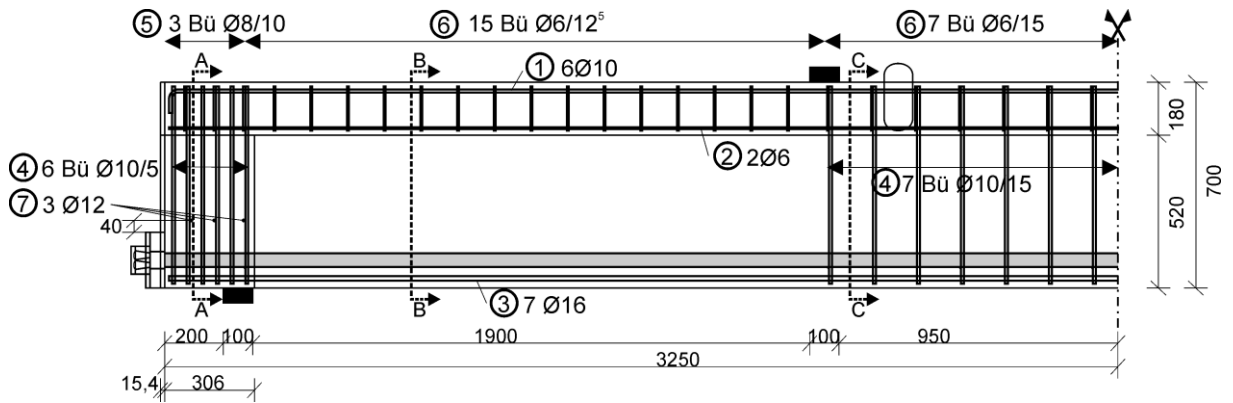


Schnitt C-C

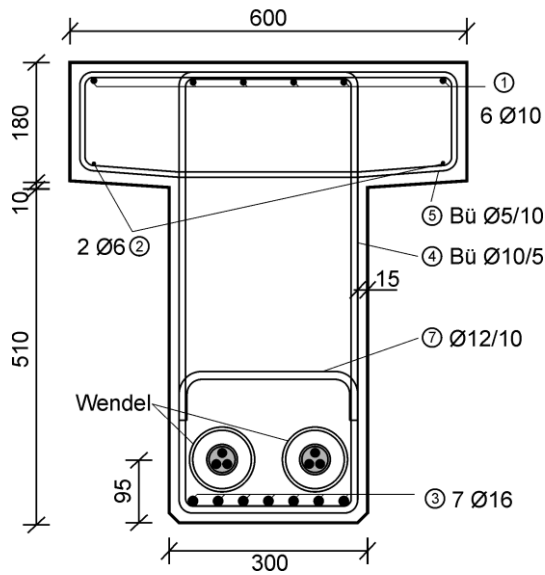


A.1.2 T-Träger

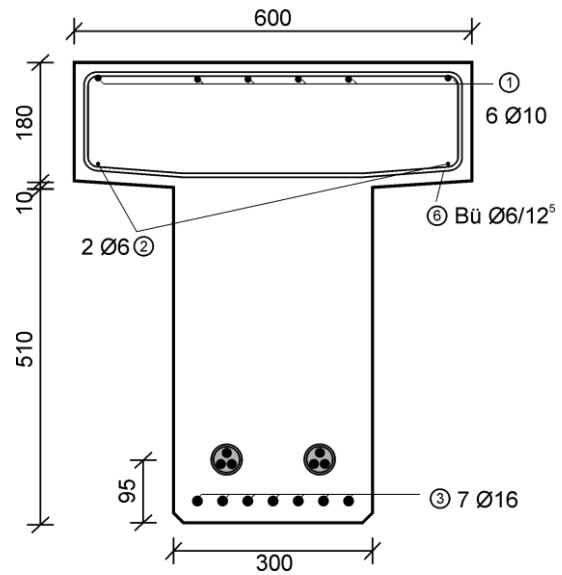
T-0-1 bis T-0-3R



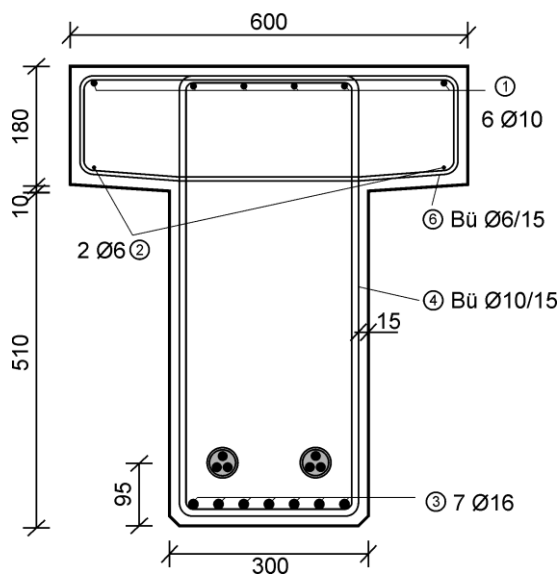
Schnitt A-A



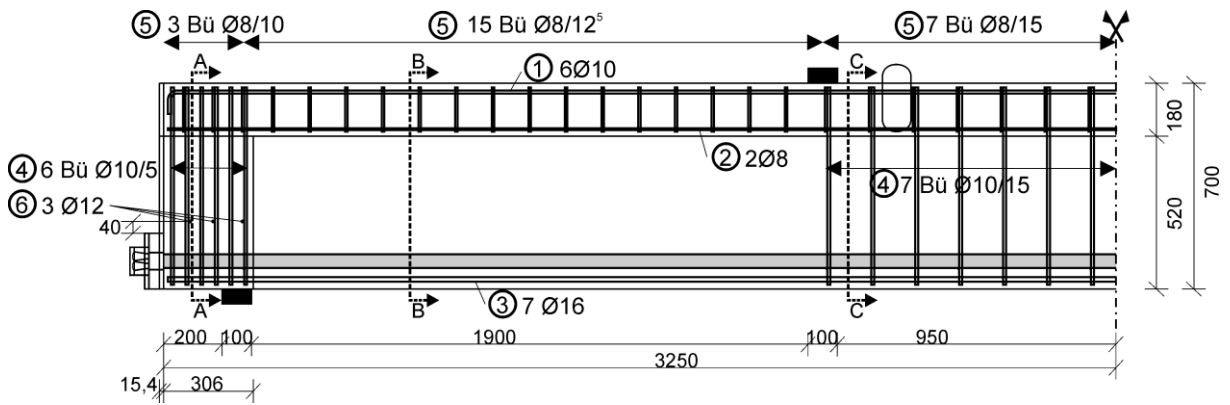
Schnitt B-B



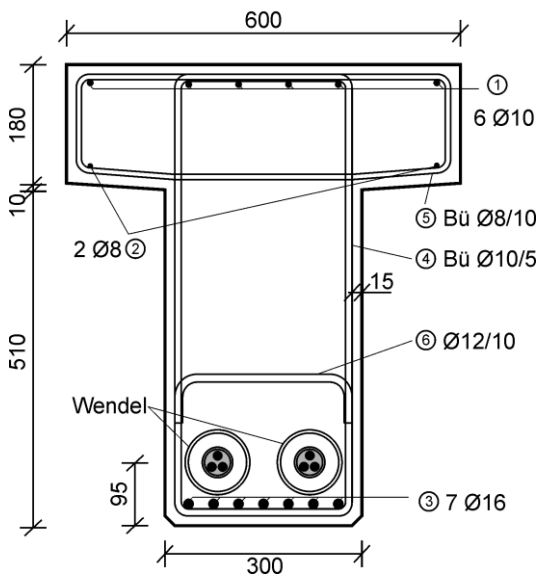
Schnitt C-C



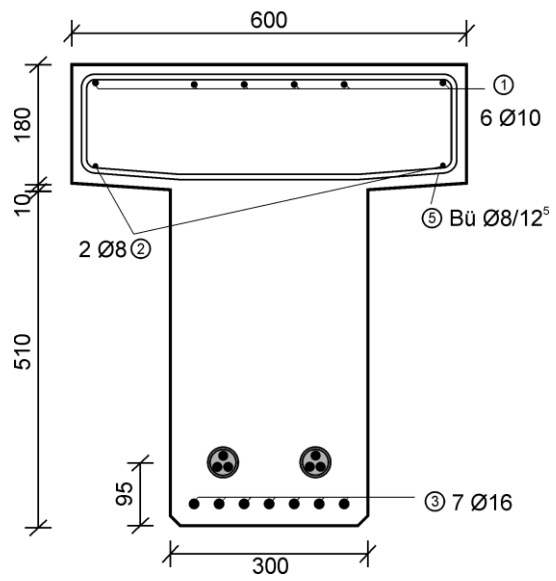
T-0-4 bis T-0-6



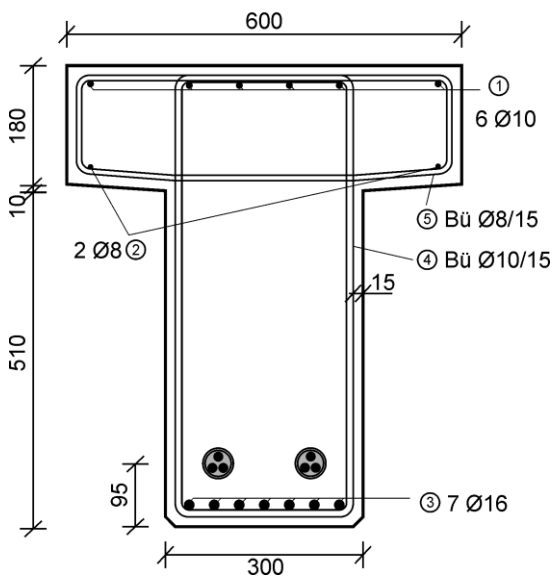
Schnitt A-A



Schnitt B-B



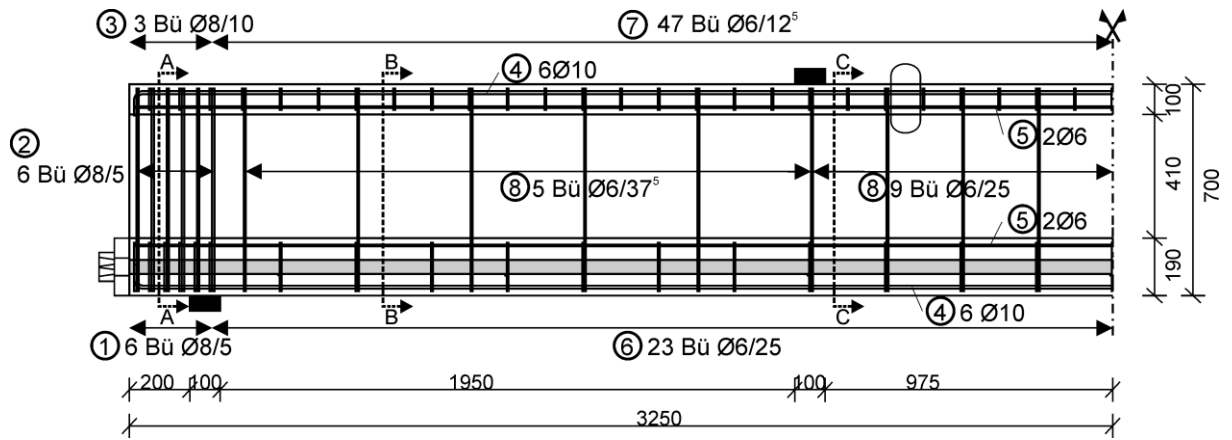
Schnitt C-C



A.2 Träger mit Querkraftbewehrung

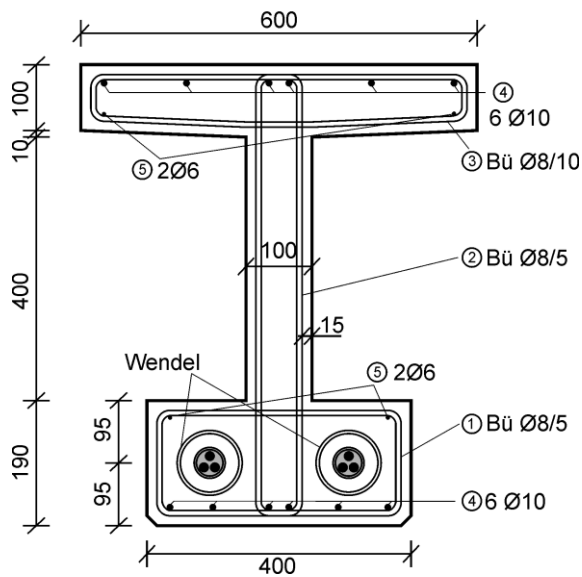
A.2.1 Querkraftbewehrungsgrad $\rho_w = 0,15\%$

I-15-1 bis I-15-3

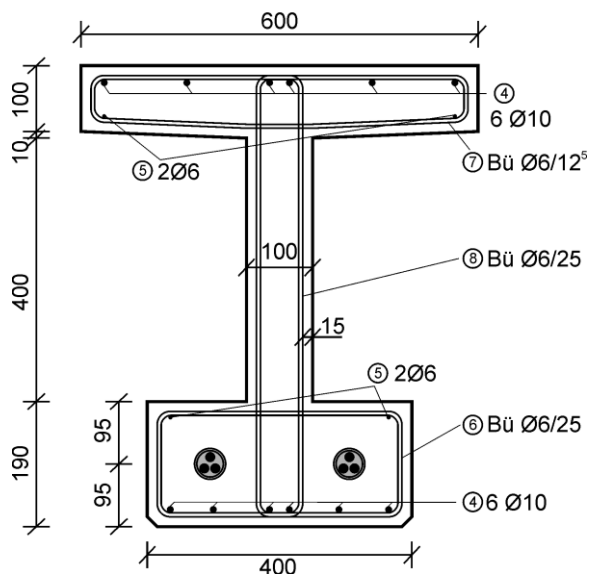
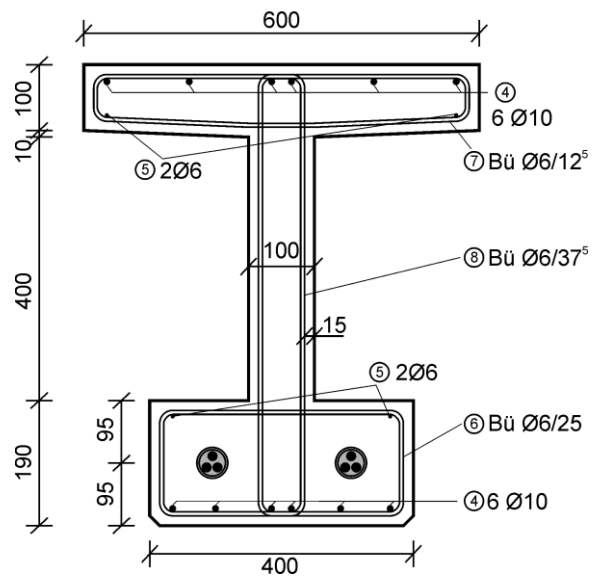


Schnitt A-A

Schnitt B-B

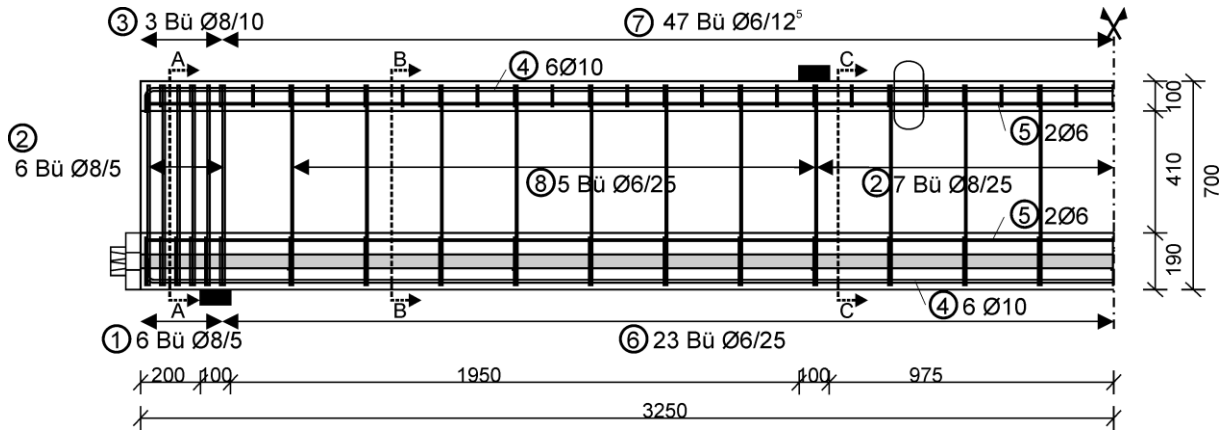


Schnitt C-C

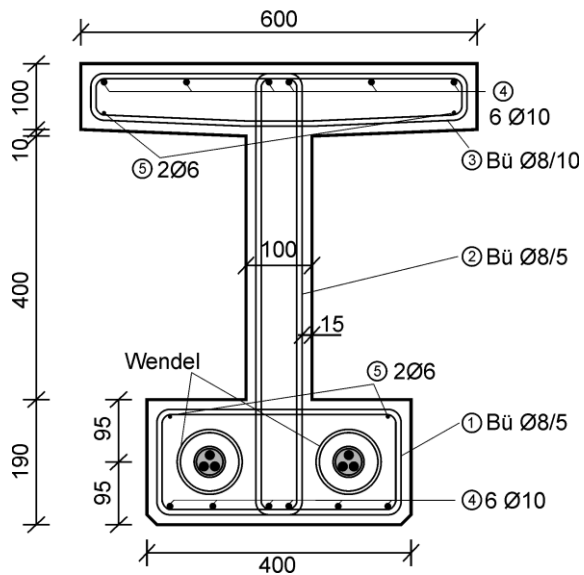


A.2.2 Querkraftbewehrungsgrad $\rho_w = 0,22 \%$

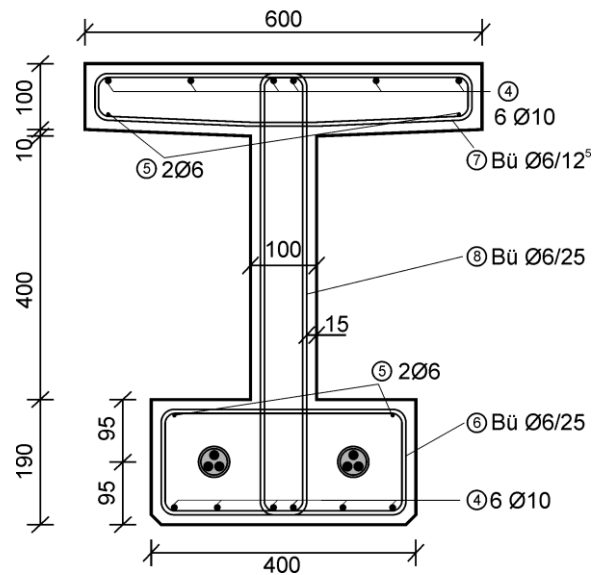
I-22-1 bis I-22-3



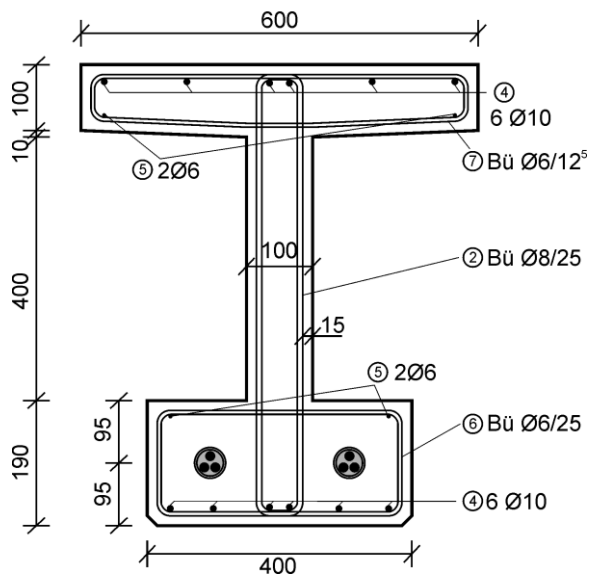
Schnitt A-A



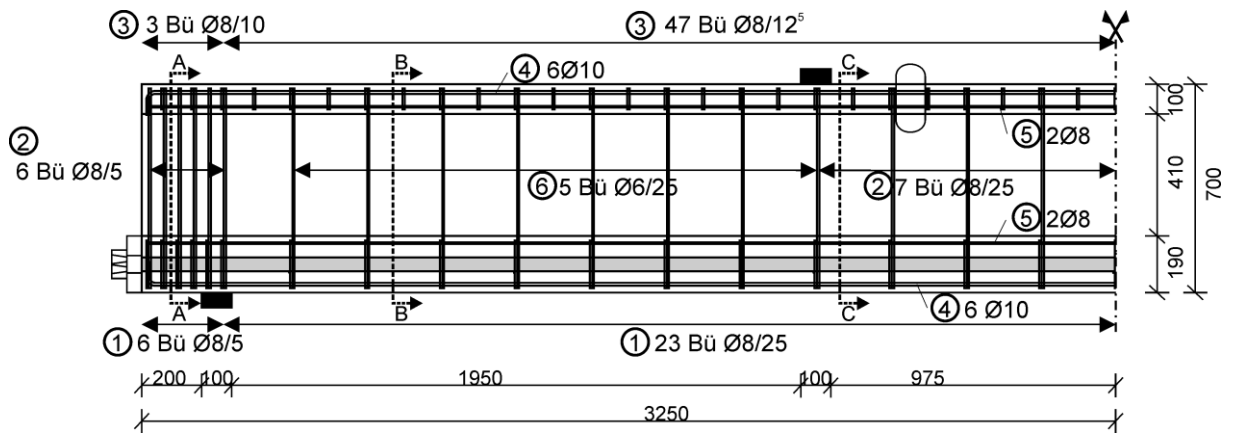
Schnitt B-B



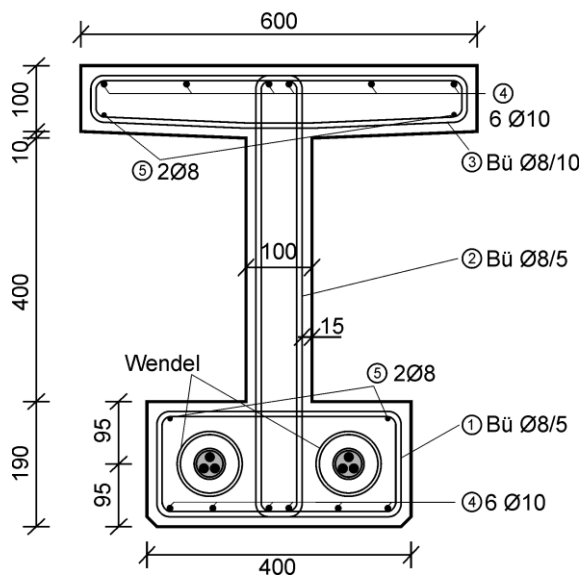
Schnitt C-C



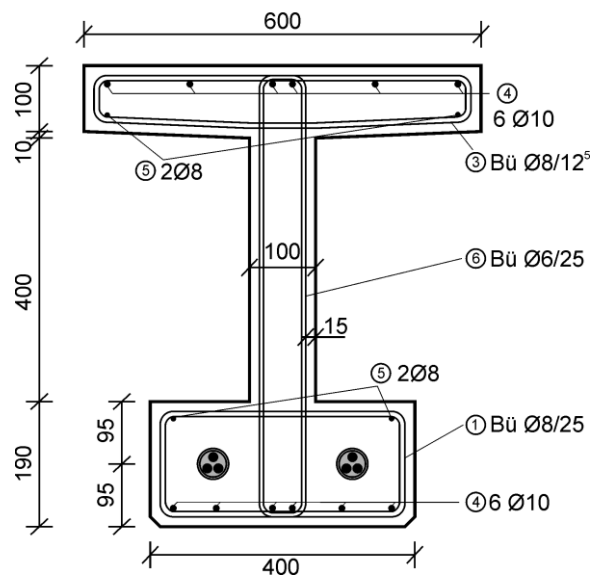
I-22-4 bis I-22-7



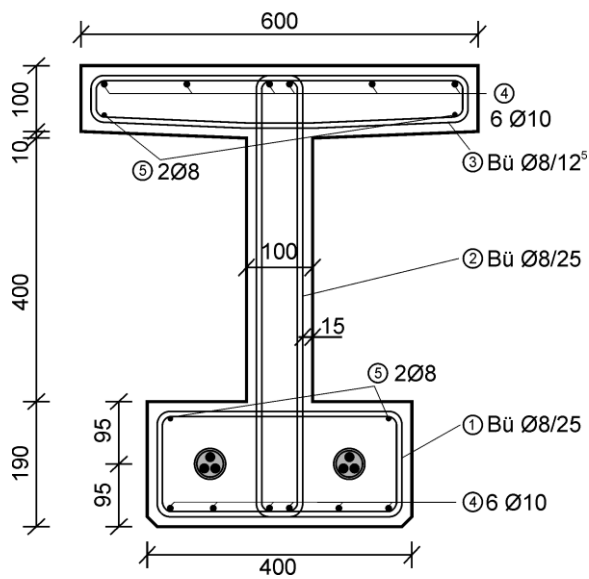
Schnitt A-A



Schnitt B-B

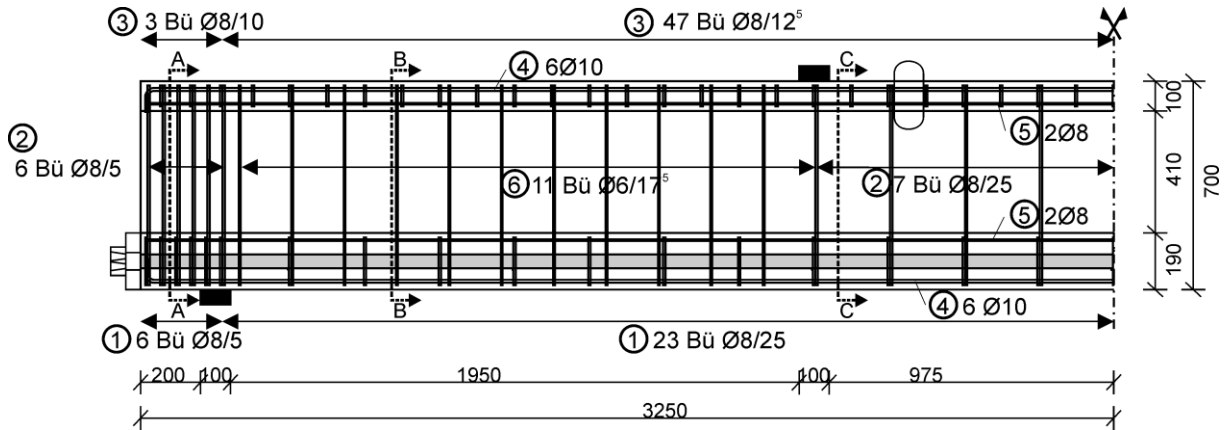


Schnitt C-C

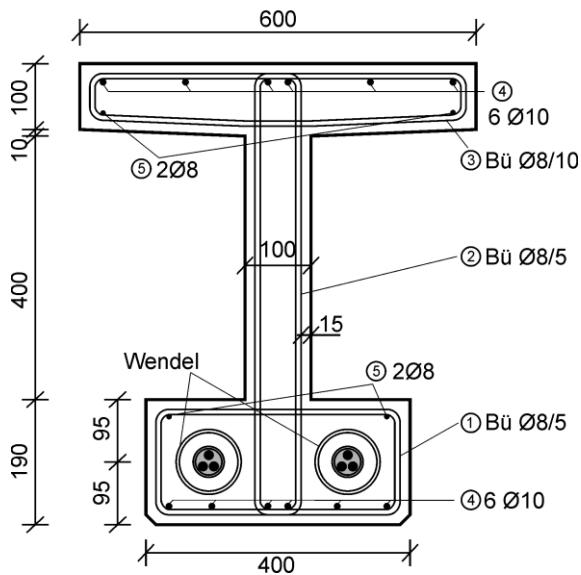


A.2.3 Querkraftbewehrungsgrad $\rho_w = 0,33\%$

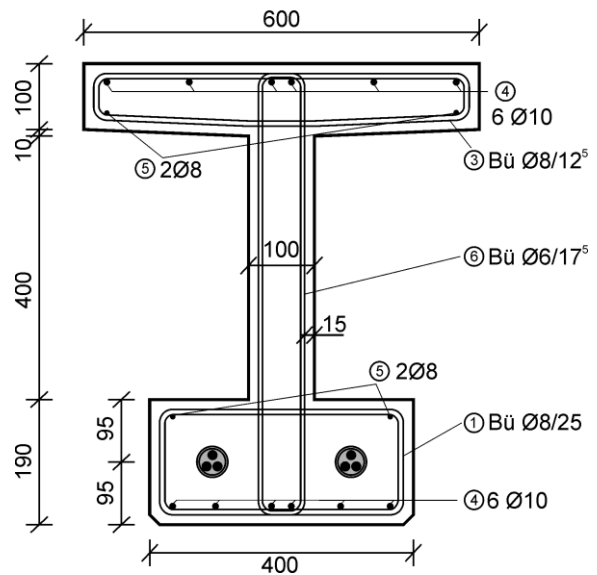
I-33-1 bis I-33-4



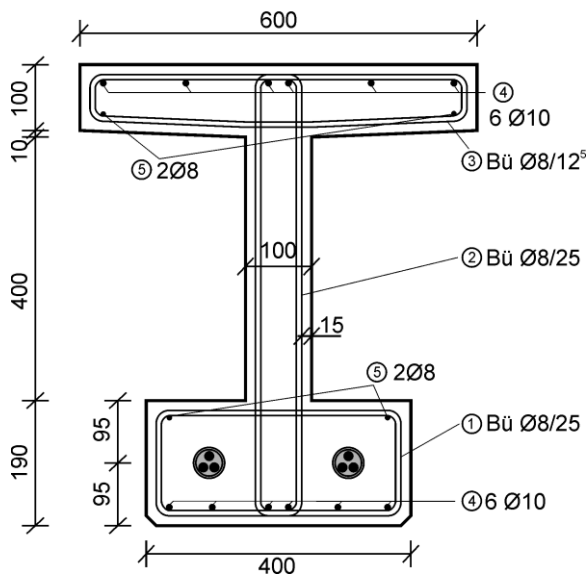
Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C



B Baustoffkennwerte

B.1 Einpressmörtel

Träger	Mörtelalter [d]	$f_{gm,Prisma}$ [N/mm ²]	$f_{gfm,Prisma}$ [N/mm ²]
I-0-1	6	45,1	12,0
	14	49,2	9,7
	28	59,0	9,8
I-0-2	18	42,8	8,0
	25	47,9	9,6
	32	46,2	7,6
I-0-3	4	39,0	7,5
	7	41,0	7,0
	28	45,2	9,6
I-0-4	16	37,8 ¹	4,0 ¹
	28	38,1 ¹	4,8 ¹
I-0-5	2	32,9 ¹	5,0 ¹
I-0-6	3	34,8	5,3
	10	48,8	7,4
	15	53,5	7,4
	28	50,0	7,2

¹ keine Wasserlagerung

Tabelle B.1: Mittlere Druckfestigkeit $f_{gm,Prisma}$ und Biegezugfestigkeit $f_{gfm,Prisma}$ des Einpressmörtels der I-Träger ohne Querkraftbewehrung

Träger	Mörtelalter [d]	$f_{gm,Prisma}$ [N/mm ²]	$f_{gfm,Prisma}$ [N/mm ²]
T-0-1	7	45,5	6,4
	13	50,4	7,0
	21	58,8	6,8
T-0-2	7	46,6	8,2
	13	52,6	8,2
	28	57,9	7,6
T-0-3	6	39,0	8,1
	8	42,3	8,1
	28	51,2	8,3
T-0-3R	3	35,2	6,8
	13	52,7	7,7
	28	59,5	9,0
T-0-4	10	44,5	5,5
	15	48,5	6,7
	28	47,9	6,6
T-0-5	4	45,2	8,2
	11	40,1	8,3
	15	56,7	8,2
	42	64,1	3,1
T-0-6	8	43,1	8,2
	13	40,0	7,8
	29	59,2	7,8

¹ keine Wasserlagerung

Tabelle B.2: Mittlere Druckfestigkeit $f_{gm,Prisma}$ und Biegezugfestigkeit $f_{gfm,Prisma}$ des Einpressmörtels der T-Träger ohne Querkraftbewehrung

Träger	Mörtelalter [d]	$f_{gm,Prisma}$ [N/mm ²]	$f_{gfm,Prisma}$ [N/mm ²]
I-15-1	6	43,8	10,3
	28	47,2	9,9
I-15-2	7	37,6	6,8
	12	46,1	8,4
	28	51,3	7,8
I-15-3	12	53,8	9,4
	26	60,2	7,2
I-22-1	7	46,3	8,0
	21	51,1	8,2
	34	59,1	7,0
I-22-2	7	49,8	10,3
	14	55,8	8,8
	28	60,3	9,1
I-22-3	6	39,9	6,7
	15	45,6	5,9
	28	40,9	7,3
I-22-4	2	36,2	6,2
	8	53,6	8,3
	28	57,3	8,6
I-22-5	2	40,7	6,3
	7	46,6	8,8
	28	60,8	8,4
I-22-6	11	48,5	9,8
	18	56,4	14,0
	28	58,0	9,3
I-22-7	4	42,6	8,3
	32	60,7	9,1
I-33-1	4	42,2	8,3
	18	50,7	8,9
	28	55,2	9,4
I-33-2	8	44,8	10,1
	20	39,8	9,8
	29	54,2	9,8
I-33-3	8	45,0	10,1
	15	54,1	9,5
	28	59,9	8,9
I-33-4	7	47,7	9,3
	19	52,4	8,9
	28	55,7	9,3

Tabelle B.3: Mittlere Druckfestigkeit $f_{gm,Prisma}$ und Biegezugfestigkeit $f_{gfm,Prisma}$ des Einpressmörtels der Träger mit Querkraftbewehrung

B.2 Beton

Träger	Alter [d]		$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	$f_{cm,150}$ [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cyl,Güte}$ [N/mm ²]
I-0-1	8	V	-	-	37,8	-	-	38,7
	20	S	38,6	27000	45,1	3,3	2,8	
	28	M	40,4	28300	46,4	2,8	3,5	
	42	E	40,1	27400	46,9	3,6	3,3	
	62		-	-	47,7	-	-	
I-0-2	7		-	-	28,8	-	-	34,5
	9	V	-	-	31,3	-	-	
	16	S	33,1	25500	36,0	2,4	2,6	
	29	M	33,8	24600	36,8	3,3	2,8	
	36	E	35,9	26000	40,0	3,4	3,2	
I-0-3	43		-	-	40,3	3,1	2,9	33,6
	7	V	-	-	30,6	-	-	
	27	S	35,6	25500	37,6	3,3	3,1	
	47	E	37,1	25000	38,1	3,3	3,2	
I-0-4	54		-	-	40,3	-	-	- ³
	16	S	34,0	23300	38,5	2,7	2,7	
	24	M	35,4	24600	42,2	2,8	2,8	
I-0-5	30	E	38,5	25400	43,4	3,0	2,7	- ³
	17	S	28,2	22300	33,1	2,8	2,5	
	29	E	30,6	22100	36,7	2,9	2,7	
I-0-6	30		29,5	23700	36,2	-	-	27,3
	8	V	-	-	26,5	-	-	
	12	S	27,4	21800	31,5	2,3	2,3	
	19	M	28,8	20800	37,1	2,5	2,6	
	22	E	30,1	21700	37,7	2,5	2,5	
	40		-	-	33,8	-	-	

V = Vorspannen; S = Versuchsstart; M = Versuchsmitte/Versuchsumbau, E = Versuchsende

¹ Prüfeinrichtung defekt ² Probekörper unzureichend verdichtet

³ keine Wasserlagerung

Tabelle B.4: Betonkennwerte der I-Träger ohne Querkraftbewehrung

Träger	Alter [d]		$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	$f_{cm,150}$ [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cyl,Güte}$ [N/mm ²]
T-0-1	7	V	-	-	38,7	-	-	36,0
	14	S	39,1	26100	42,5	3,2	2,9	
	21	M	41,7	28000	43,7	2,9	3,1	
	27	E	42,3	26700	45,2	3,1	3,5	
	29		-	-	45,5	-	-	
T-0-2	6		-	-	32,4	-	-	33,6
	13	V	-	-	38,7	-	-	
	19	S	35,5	25000	39,6	3,0	3,0	
	26	M	37,6	25100	41,9	3,2	3,1	
	34	E	39,4	26100	42,6	2,9	3,0	
T-0-3	7	V	-	-	35,4	-	-	37,2
	13	S	35,5	27300	39,4	3,2	1,4 ¹	
	15	E	38,7	26500	40,1	-	2,6	
	29		-	-	43,3	-	-	
T-0-3R	7		-	-	35,3	-	-	34,5
	12	V	34,8	24100	40,4	-	-	
	14	S	35,4	24800	41,6	2,5	2,9	
	21	M	38,1	25600	43,3	2,7	3,0	
	25	E	39,5	25400	44,7	-	3,5	
T-0-4	13	V	-	-	36,1	-	-	34,6
	17	S	35,6	24700	36,2	2,4	2,9	
	24	M	37,4	23900	38,5	-	2,8	
	29	E	36,1	22700	40,1	2,6	3,1	
	30		-	-	39,5	-	-	
T-0-5	14	V	-	-	38,6	-	-	37,5
	19	S	39,0	25100	41,6	2,8	3,0	
	26	M	39,1	26500	43,2	3,0	3,2	
	30	E	34,4	26900	46,1	3,2	3,2	
	34		-	-	45,3	-	-	
T-0-6	12	V	-	-	33,5	-	-	33,7
	20	S	33,9	23800	38,0	2,4	2,6	
	26	M	35,4	30000 ¹	36,9	2,0 ¹	2,9	
	36	E	35,1	25500	39,2	2,8	3,2	
	40		-	-	41,3	-	-	

V = Vorspannen; S = Versuchsstart; M = Versuchsmitte/Versuchsumbau, E = Versuchsende

¹ Prüfeinrichtung defekt

² Probekörper unzureichend verdichtet

³ keine Wasserlagerung

Tabelle B.5: Betonkennwerte der T-Träger ohne Querkraftbewehrung

Träger	Alter [d]		$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	$f_{cm,150}$ [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cyl,Güte}$ [N/mm ²]
I-15-1	7		-	-	28,0	-	-	30,0
	19	V	-	-	32,2	-	-	
	22		28,9	22800	-	2,7	-	
	25	S	29,8	23600	32,8	-	2,5	
	29		-	-	34,4	-	-	
	35	M	31,4	23400	34,1	3,4	2,6	
	46	E	32,5	22800	35,6	3,5	2,5	
I-15-2	7	V	-	-	35,7	-	-	36,9
	16	S	37,7	28600	40,1	-	2,9	
	19		-	-	-	3,3	-	
	21		36,8	25000	40,8	-	2,9	
	27	M	40,3	27200	43,1	4,5	2,6	
	35	E	41,0	25800	45,1	4,4	3,3	
	134		-	-	50,7	-	-	
I-15-3	7	V	-	-	28,8	-	-	37,1
	13	S	-	26300	33,9	2,8	-	
	22	M	34,6	27200	34,4	3,9	2,7	
	34	E	37,5	25200	38,1	3,7	3,2	
	56		-	-	41,0	-	-	
	78		33,8	-	-	-	-	
I-22-1	6		-	-	29,7	-	-	38,6
	8	V	28,6	21400	32,5	-	-	
	16	S	32,4	22700	37,5	3,0	2,6	
	26	M	35,3	22000	40,8	3,3	2,9	
	30	E	36,6	23800	41,5	3,1	-	
	105		-	-	43,8	-	-	
I-22-2	6	V	-	-	27,4	-	-	25,7 ²
	13	S	32,7	27500	32,1	3,1	2,5	
	21	M	34,8	23600	35,6	3,6	2,5	
	28	E	35,3	25600	36,9	3,5	2,5	
	42		-	-	37,1	-	-	
I-22-3	7	V	-	-	33,5	-	-	35,3
	14	S	33,8	25000	36,5	2,7	2,1	
	23	M	35,5	23900	39,1	2,8	2,6	
	29		-	-	40,2	-	-	
	33	E	36,6	25600	-	2,6	2,6	

V = Vorspannen; S = Versuchsstart; M = Versuchsmitte/Versuchsumbau, E = Versuchsende

¹ Prüfeinrichtung defekt ² Probekörper unzureichend verdichtet

³ keine Wasserlagerung

Tabelle B.6: Betonkennwerte der Träger mit Querkraftbewehrung (Mehrstufenversuche)

Träger	Alter [d]		$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	$f_{cm,150}$ [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cyl,Güte}$ [N/mm ²]
I-22-4	7	V	-	-	31,8	-	-	33,2
	9	S	30,9	23600	35,2	2,3	2,5	
	15	M	32,0	23800	37,2	2,3	2,7	
	21	E	34,6	23400	39,6	2,6	2,8	
	28		-	-	42,5	-	-	
I-22-5	7	V	-	-	43,8	-	-	43,0
	10	S	34,6	24900	44,7	2,8	2,8	
	15	M	36,3	27100	47,4	2,3	3,0	
	22	E	37,4	25900	46,7	3,1	3,2	
	28		-	-	49,7	-	-	
I-22-6	6	V	-	-	36,8	-	-	42,1
	10	S	33,2	22700	39,0	2,4	2,5	
	17	M	34,8	22100	40,9	2,7	3,0	
	23	E	33,9	23300	44,2	2,5	2,7	
	28		-	-	46,1	-	-	
I-22-7	6	V	-	-	33,2	-	-	_3
	10	S	30,0	25200	33,8	2,7	2,5	
	16	M	32,5	23300	35,4	2,3	2,6	
	21	E	33,5	23100	37,1	2,7	2,7	
	37		-	-	40,6	-	-	
I-33-1	6	V	-	-	39,6	-	-	42,6
	10	S	34,9	23800	42,4	3,1	2,9	
	20	M	39,2	26500	48,1	3,1	3,1	
	27	E	39,4	26900	46,6	3,1	3,4	
	34		-	-	50,0	-	-	
I-33-2	14	S	37,5	27500	49,2	2,9	3,0	45,6
	21	M	40,7	25300	51,9	2,7	3,1	
	26	E	39,5	27200	53,3	2,9	2,8	
I-33-3	5	V	-	-	26,0	-	-	36,7
	13	S	29,5	23400	38,7	2,6	2,8	
	20	M	29,4	25000	39,9	2,6	2,7	
	26	E	30,8	22600	38,4	2,8	2,6	
	28		-	-	40,6	-	-	
34		-	-	38,2	-	-		
I-33-4	6	V	-	-	41,7	-	-	45,1
	13	S	46,4	29400	50,0	3,4	3,2	
	19	E	44,2	28000	53,3	3,4	3,4	
	34		-	-	57,1	-	-	
	46		-	-	59,7	-	-	

V = Vorspannen; S = Versuchsstart; M = Versuchsmitte/Versuchsumbau, E = Versuchsende

¹ Prüfeinrichtung defekt ² Probekörper unzureichend verdichtet

³ keine Wasserlagerung

Tabelle B.7: Betonkennwerte der Träger mit Querkraftbewehrung (Einstufenversuche)

C Ergebnisse - Träger ohne Querkraftbewehrung

C.1 Träger I-0-1

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 663 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 39,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 3,22 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 27.567 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

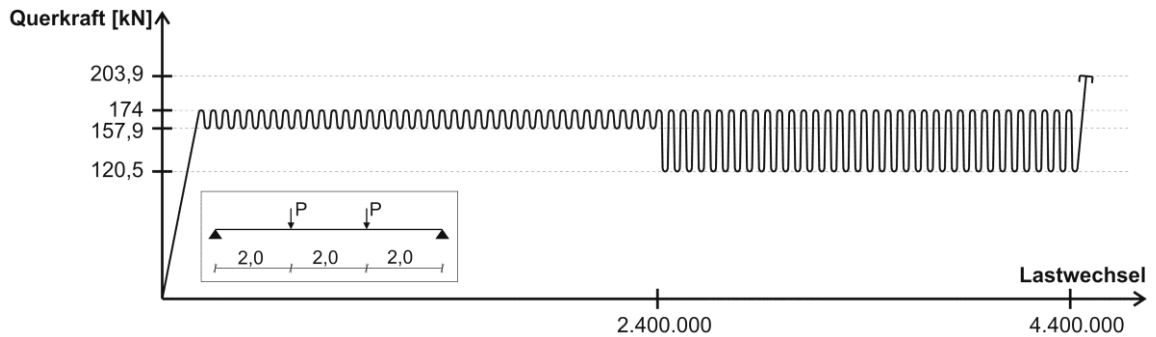
DIN FB 102 (Gl. 4.118): $V_{Rm,ct} = 85 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 275 \text{ kN}$

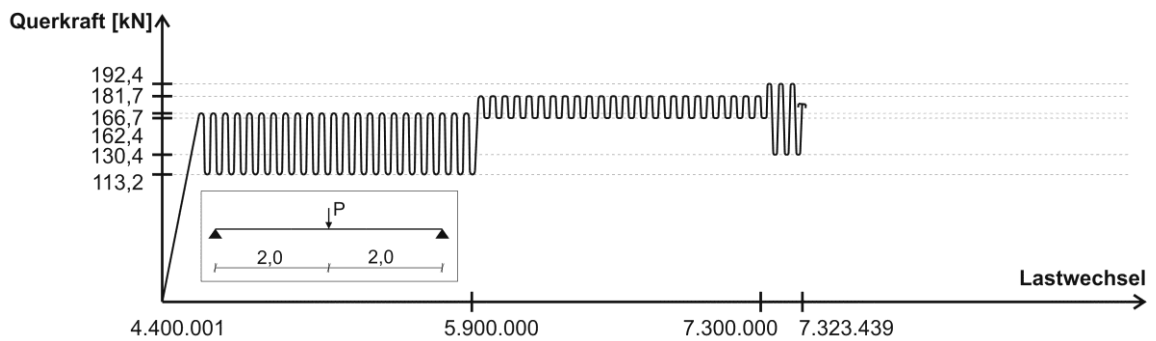
DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 247 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



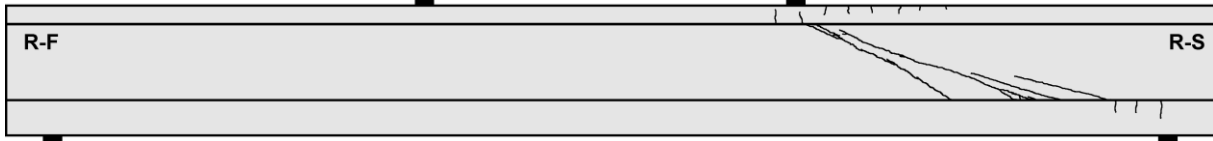
Teilversuch 2



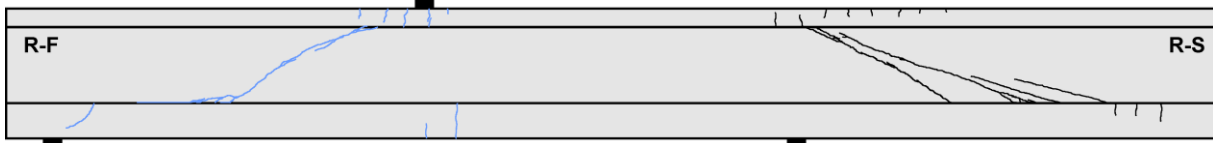
Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung [$V_{Rm,ct}$ nach DIN FB 102 Gl. 4.119]					
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{I,max}$ [N/mm ²]	$\frac{V_{max}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{min}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{Rest}}{V_{Rm,ct}}$
1	2400	2400	nein	174,0	157,9	1,9	0,70	0,64	-
1	2000	4400	nein	174,0	120,5	1,9	0,70	0,49	-
1	0,001	4400	Resttragf.	203,9	-	2,4	-	-	0,83
2	1500	5900	nein	166,7	113,2	1,7	0,67	0,46	-
2	1400	7300	nein	181,7	162,4	2,0	0,74	0,66	-
2	23,4	7323,4	zyklisch	192,4	130,4	2,2	0,78	0,53	-

Rissbilder

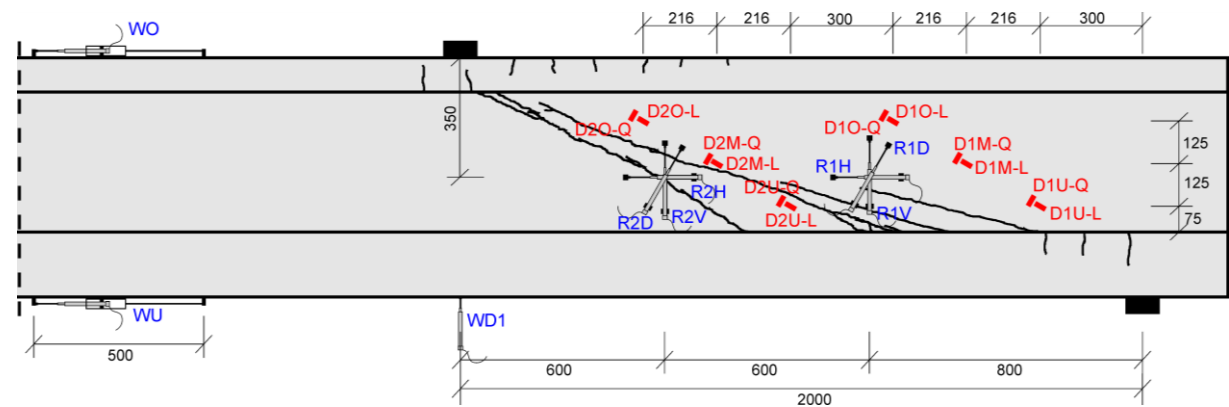
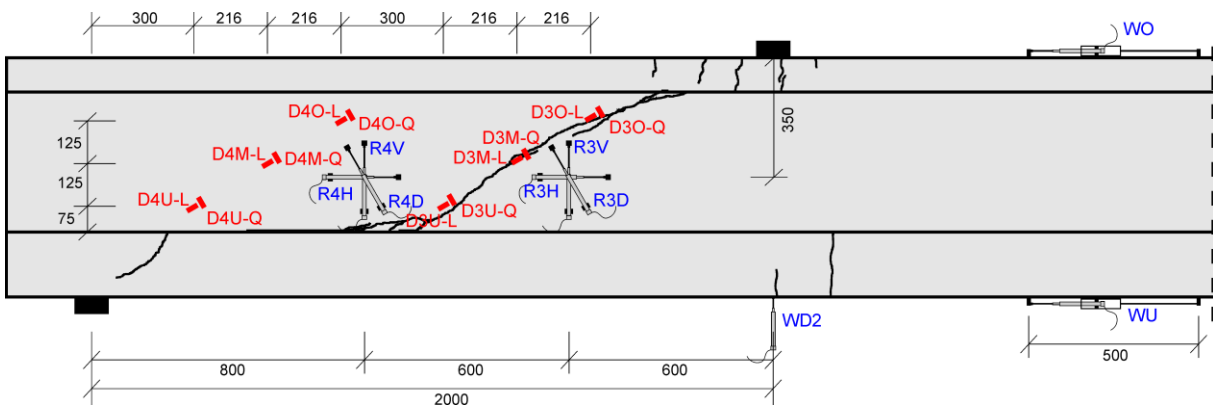
Lastwechsel 4.400.001 (Resttragfähigkeit)



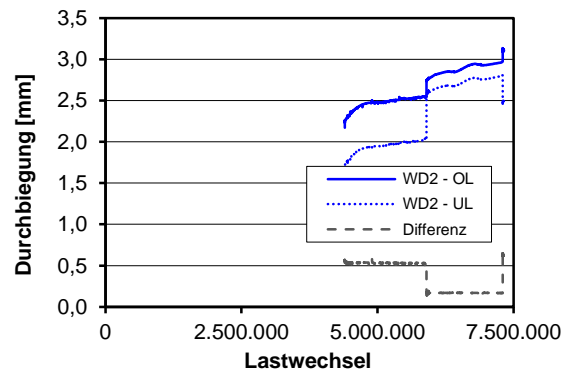
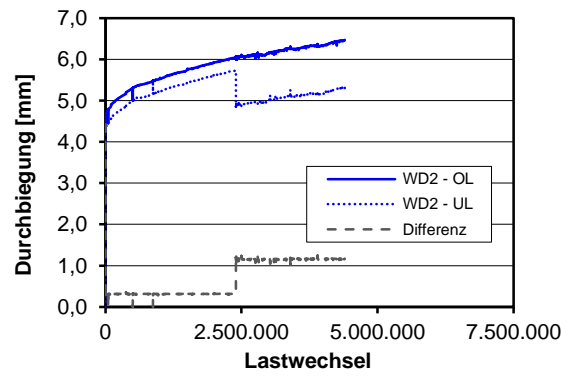
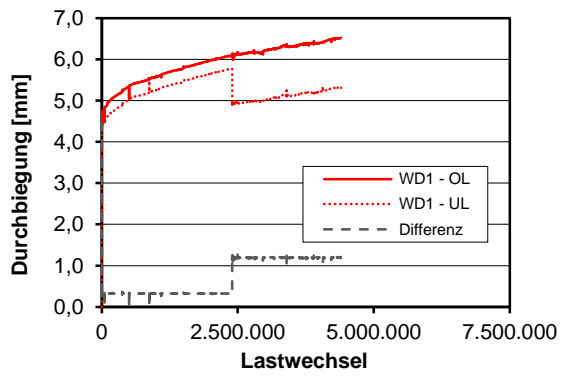
Lastwechsel 7.323.439



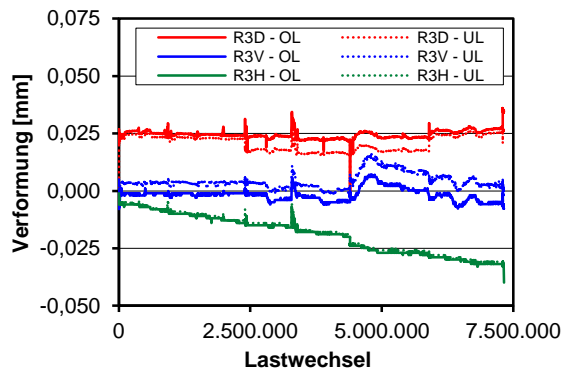
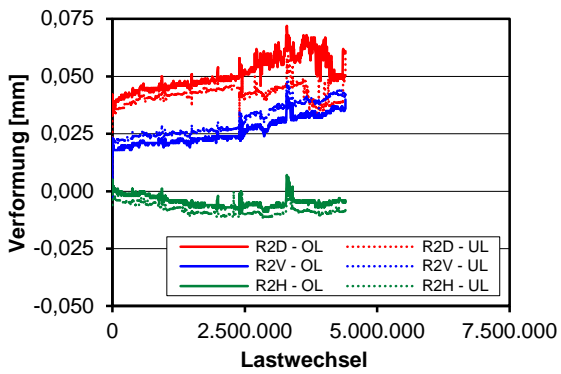
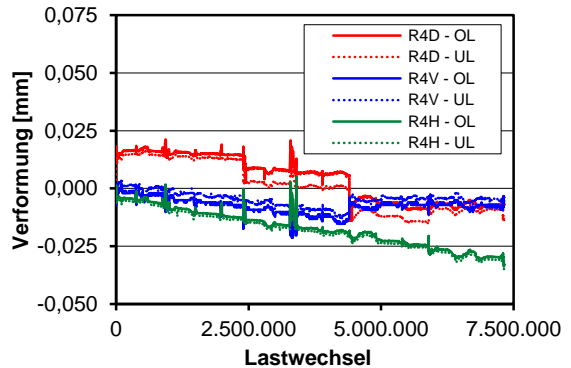
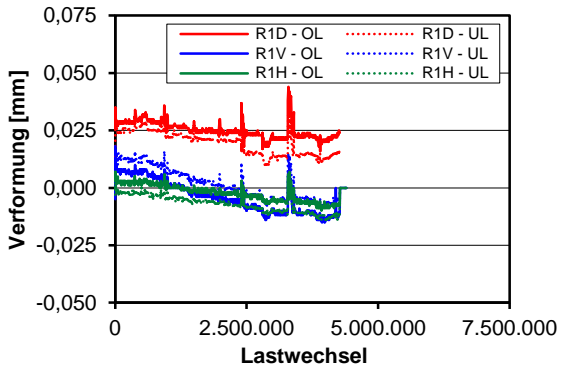
Messtechnikpläne



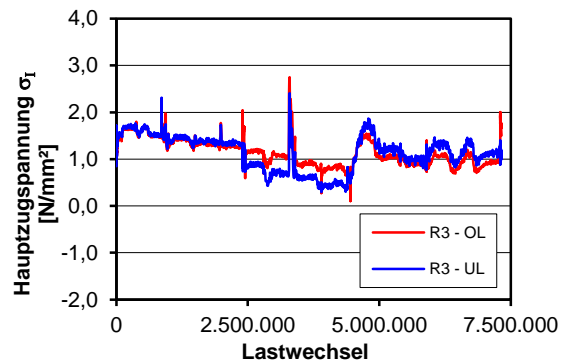
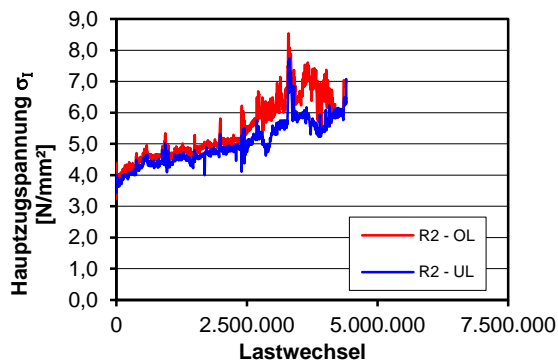
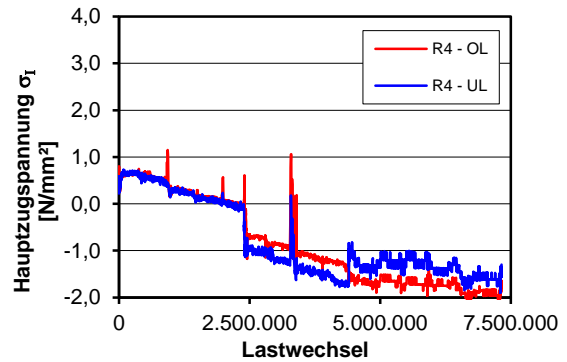
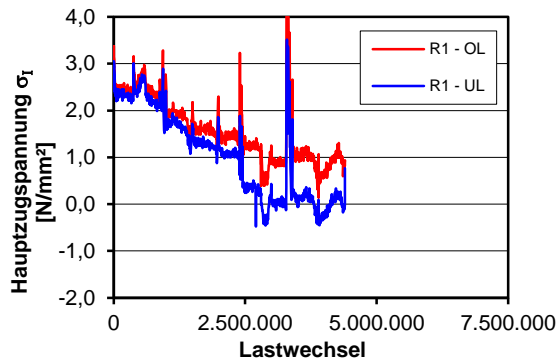
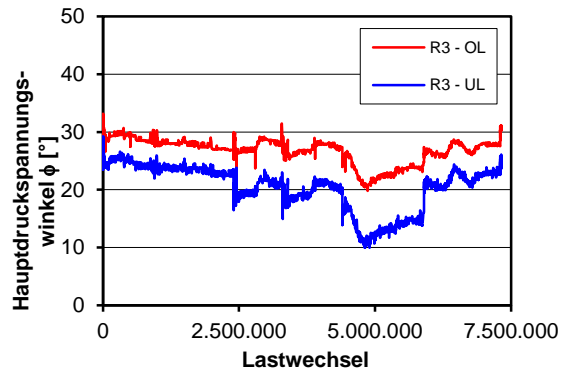
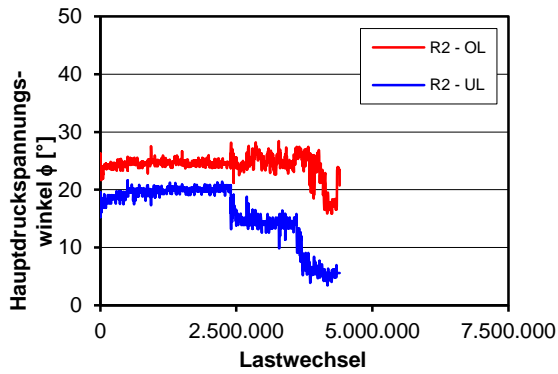
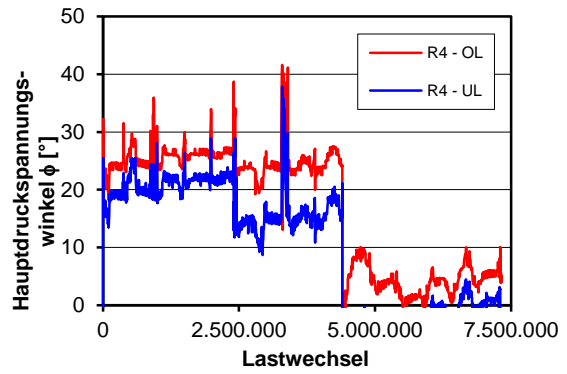
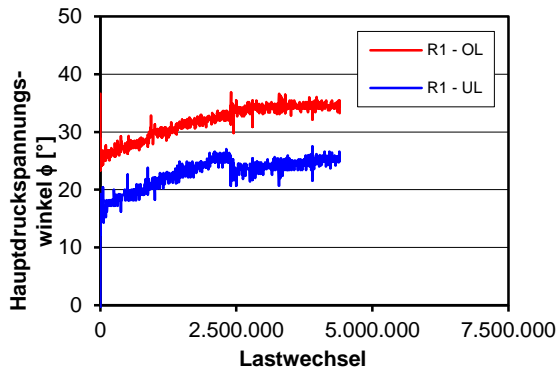
Durchbiegungen

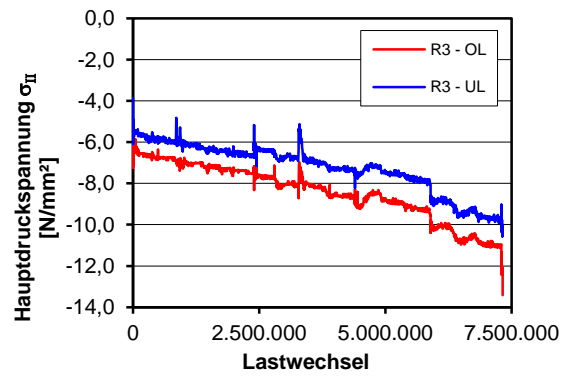
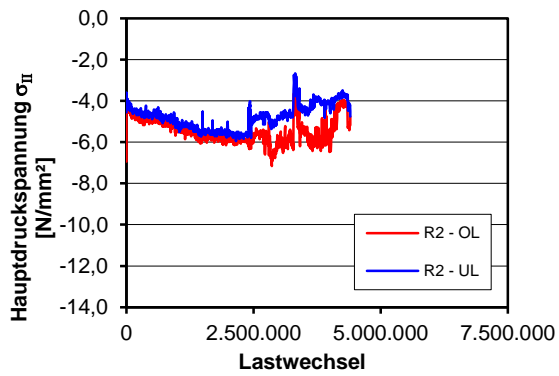
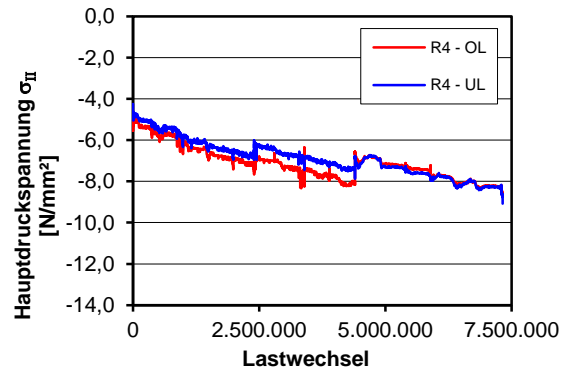
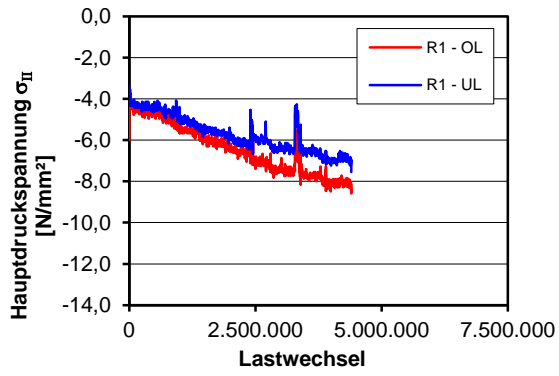


Verformung und Rissbreiten Steg

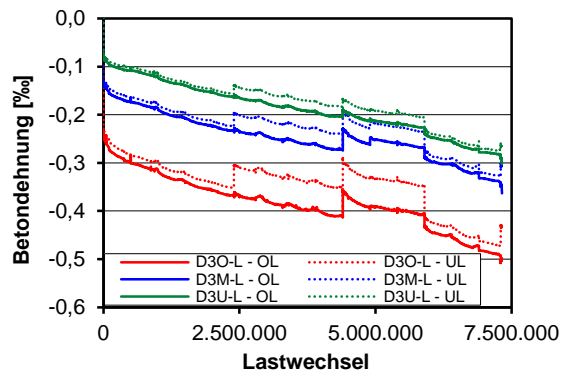
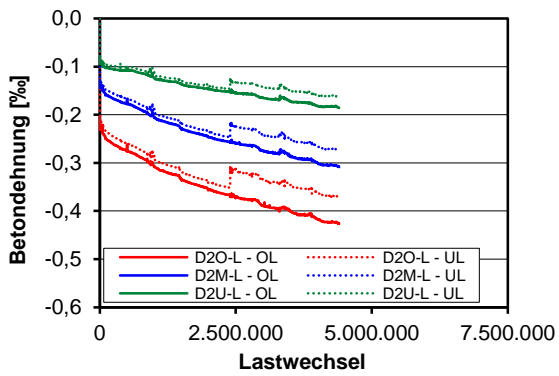
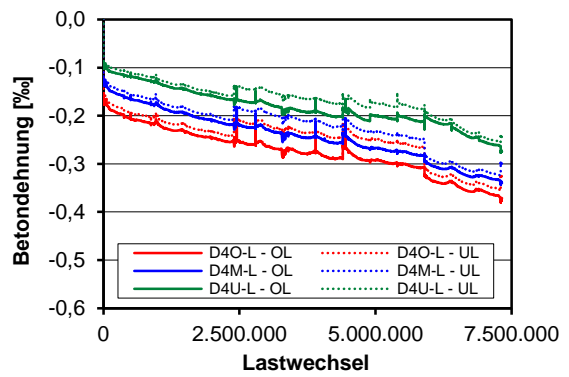
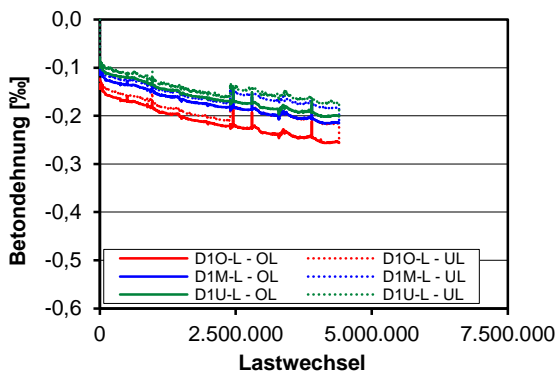


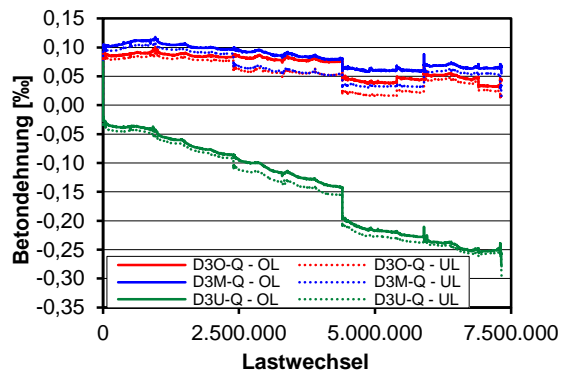
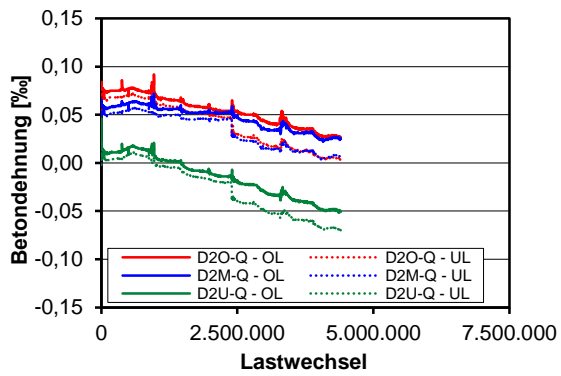
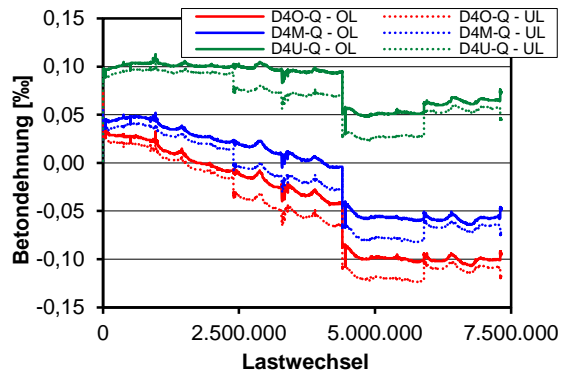
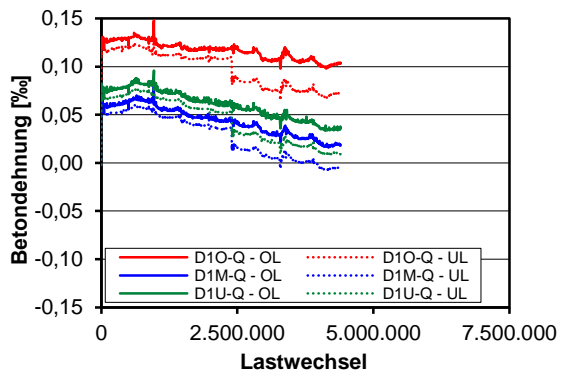
Auswertung Wegaufnehmerrosetten





Betondehnungen





C.2 Träger I-0-2

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 669 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 34,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 3,05 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 25.367 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

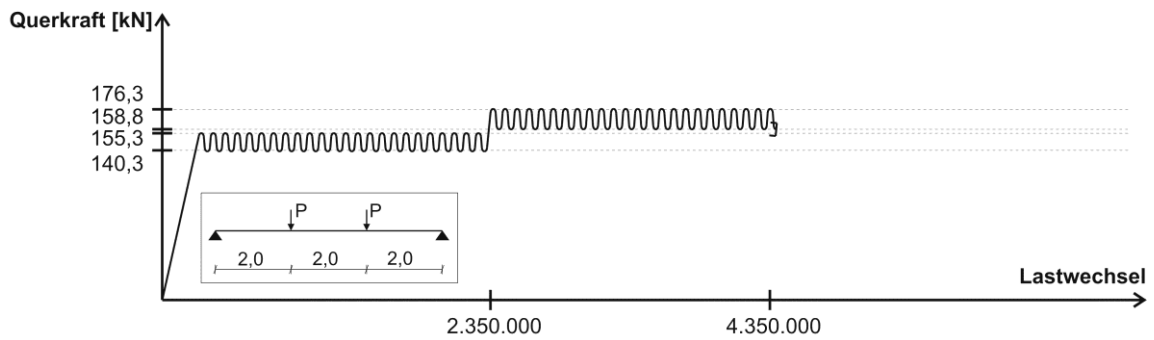
DIN FB 102 (Gl. 4.118): $V_{Rm,ct} = 82 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 271 \text{ kN}$

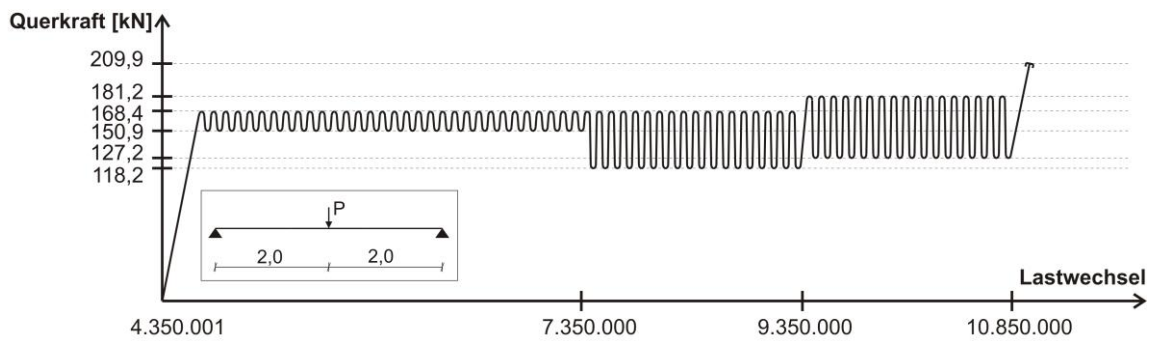
DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 239 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



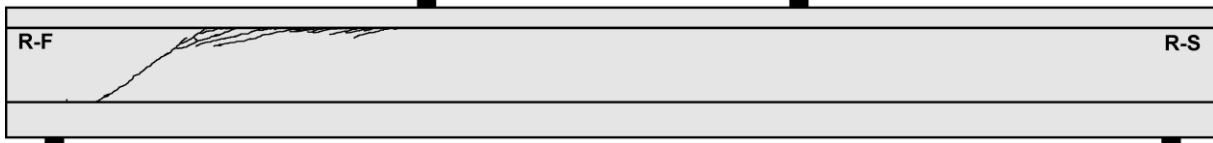
Teilversuch 2



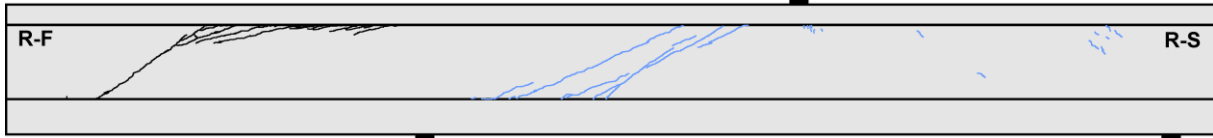
Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung [$V_{Rm,ct}$ nach DIN FB 102 Gl. 4.119]					
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{I,max}$ [N/mm ²]	$\frac{V_{max}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{min}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{Rest}}{V_{Rm,ct}}$
1	2350	2350	nein	155,3	140,3	1,6	0,65	0,59	-
1	2000	4350	zyklisch	176,3	158,8	1,9	0,74	0,66	-
2	3000	7350	nein	168,4	150,9	1,8	0,70	0,63	-
2	2000	9350	nein	168,4	118,2	1,8	0,70	0,49	-
2	1500	10850	nein	181,2	127,2	2,0	0,76	0,53	-
2	0,001	10850	Resttragf.	209,9	-	2,5	-	-	0,88

Rissbilder

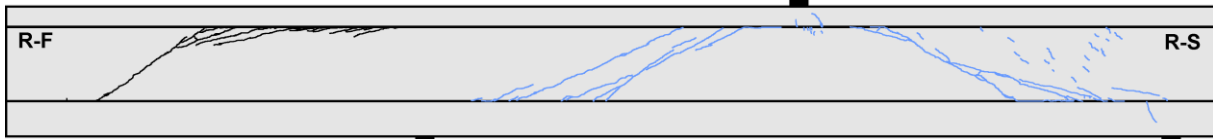
Lastwechsel 4.350.000



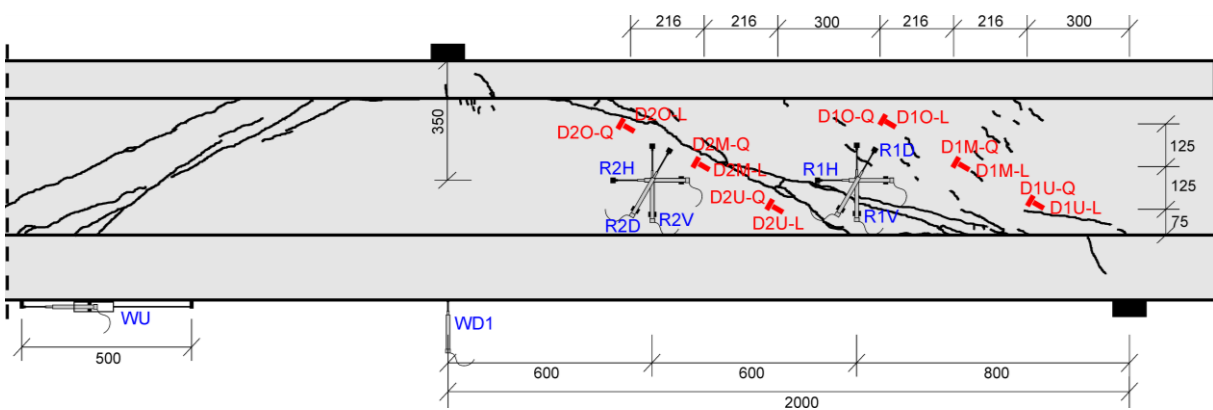
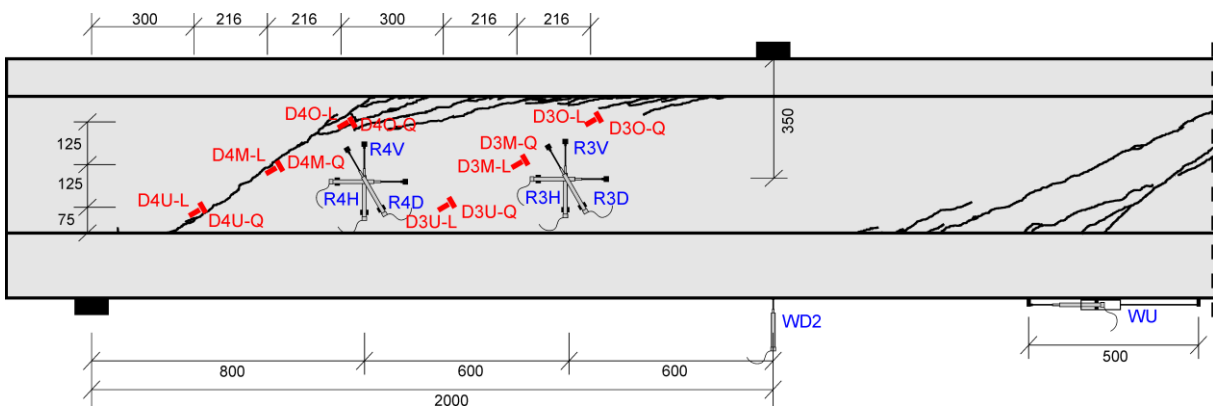
Lastwechsel 9.350.000



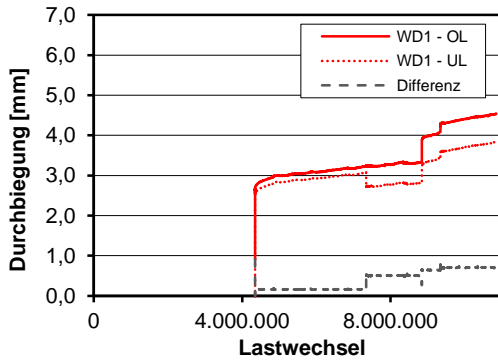
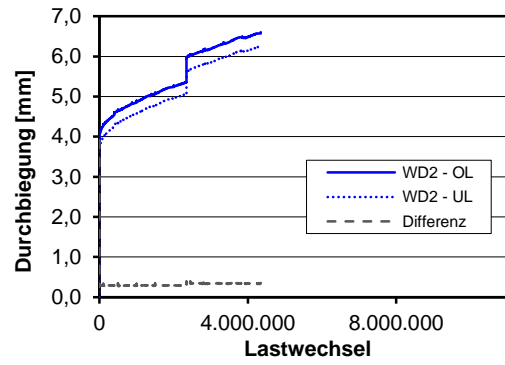
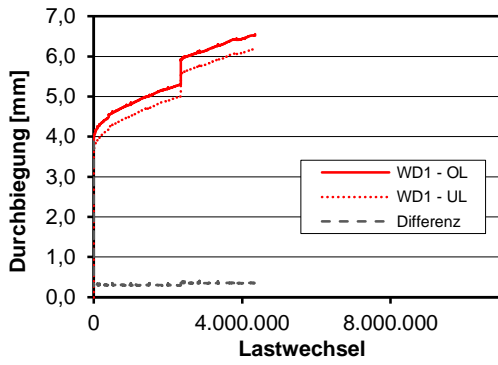
Lastwechsel 10.850.000



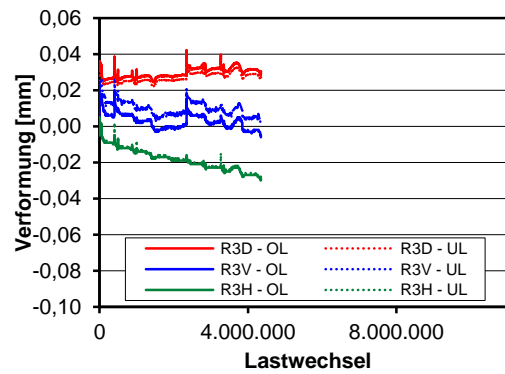
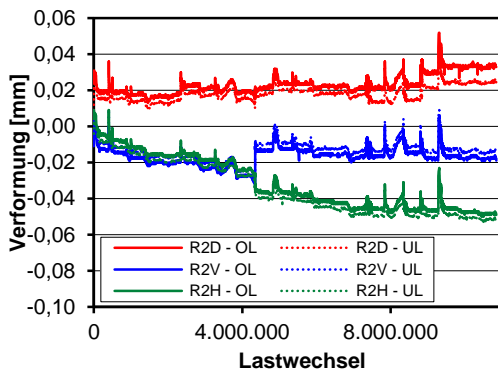
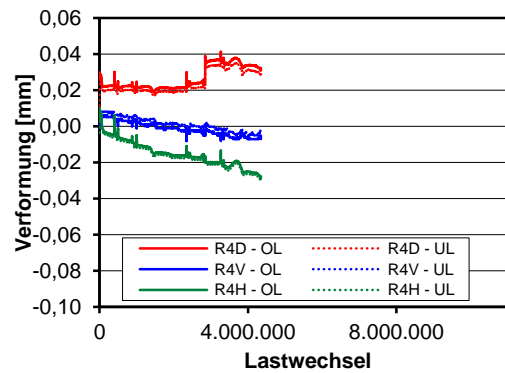
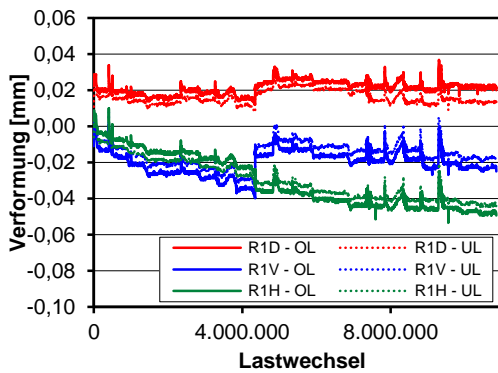
Messtechnikpläne

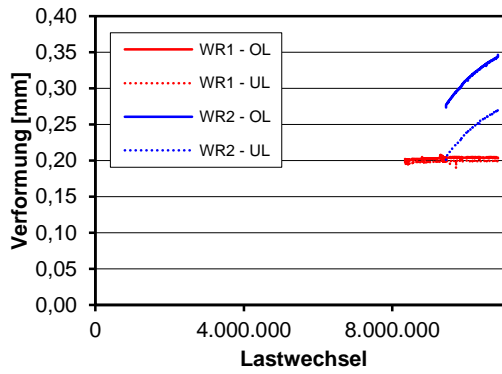


Durchbiegungen

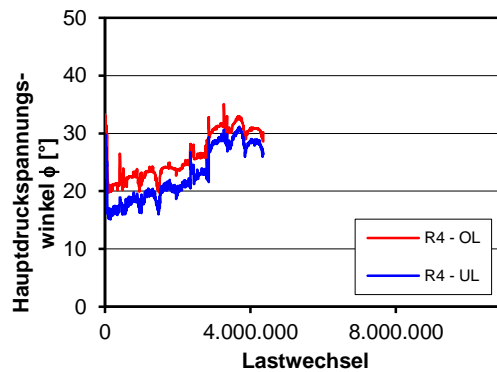
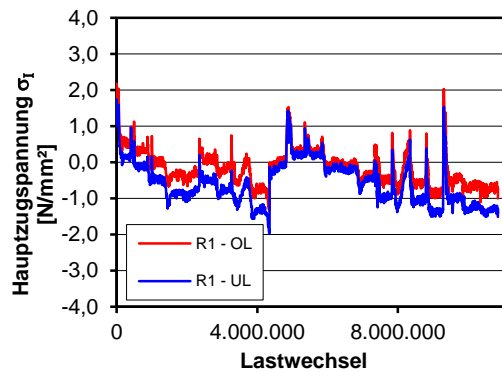
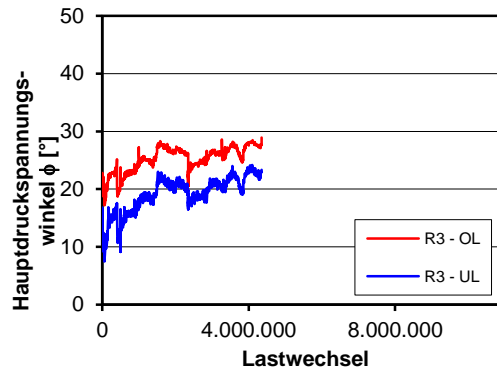
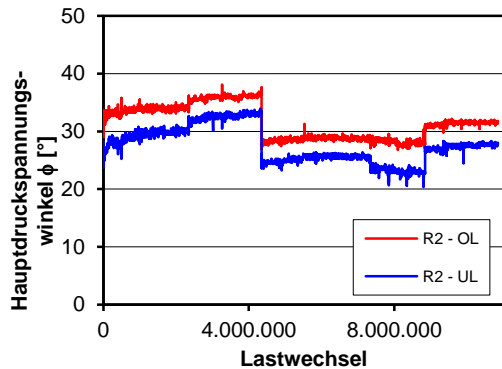
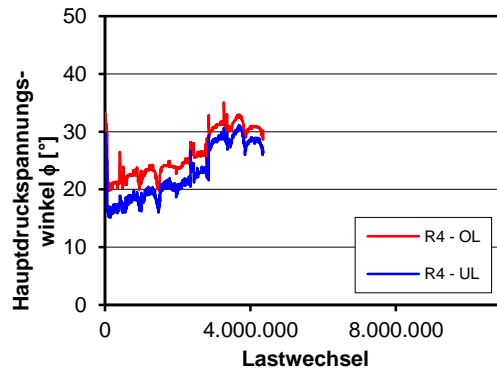
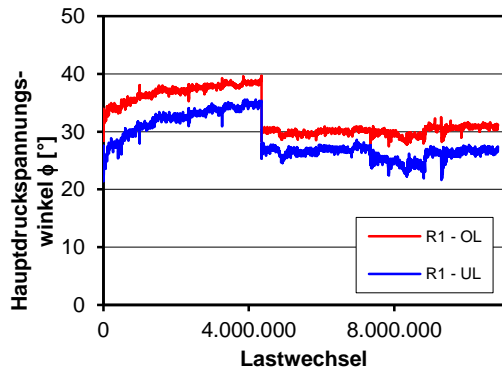


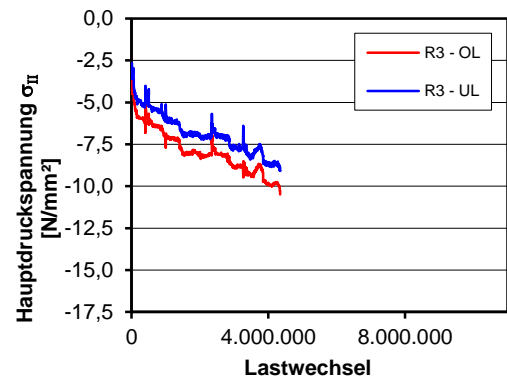
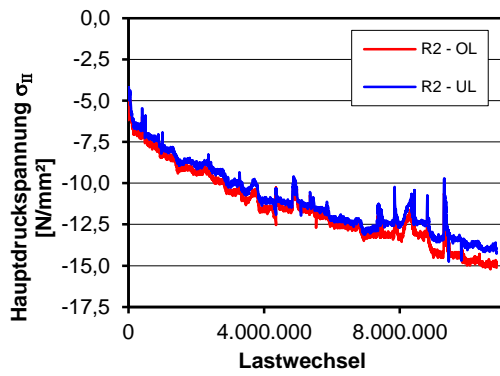
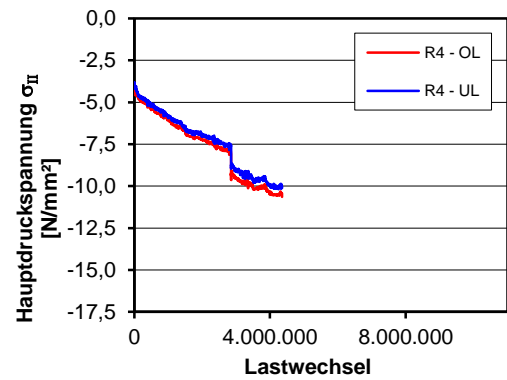
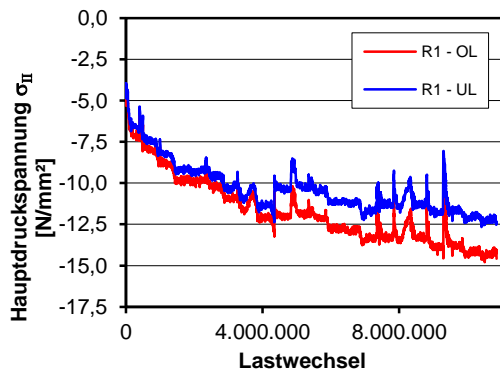
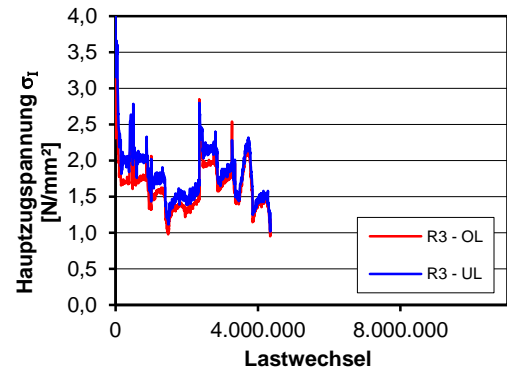
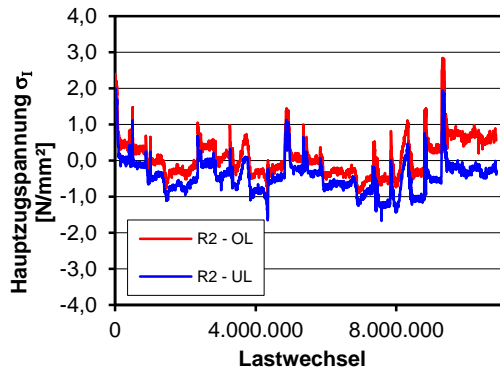
Verformung und Rissbreiten Steg



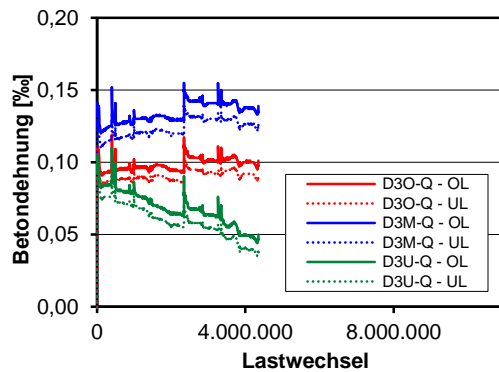
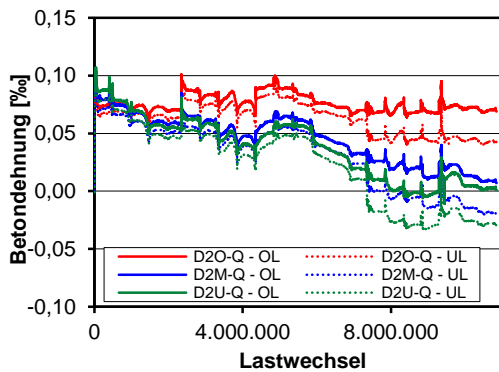
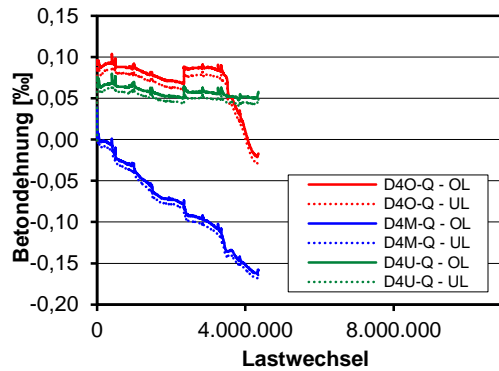
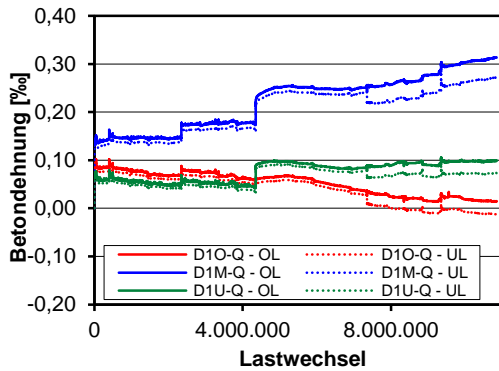
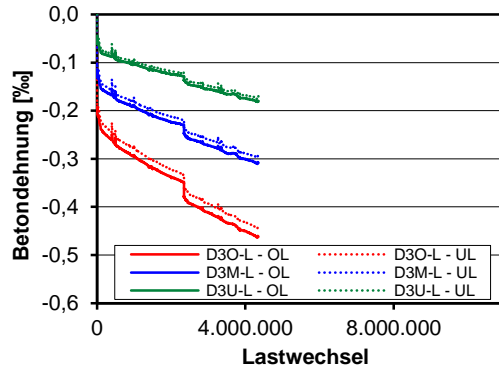
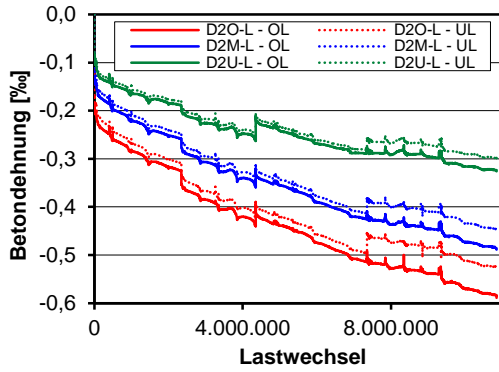
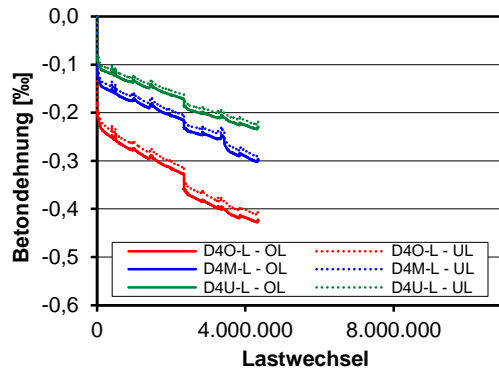
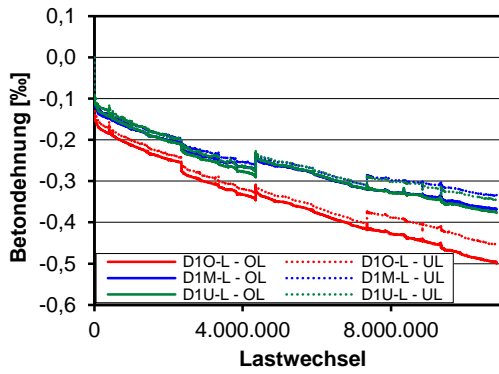


Auswertung Wegaufnehmerrosetten





Betondehnungen



C.3 Träger I-0-3

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 187 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 36,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 3,31 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 25.250 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

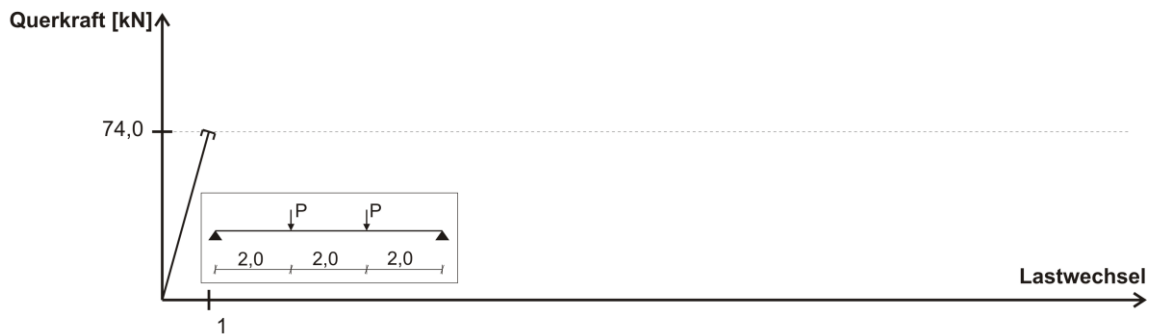
DIN FB 102 (Gl. 4.118): $V_{Rm,ct} = 64 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 145 \text{ kN}$

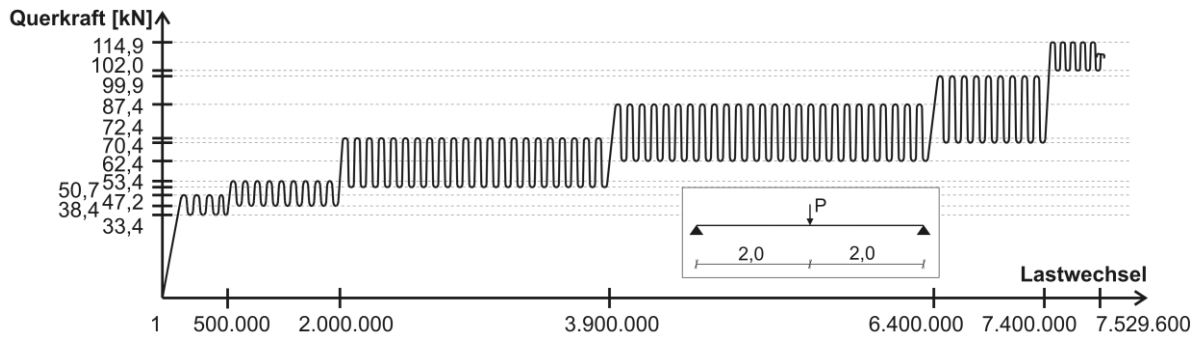
DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 167 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



Teilversuch 2



Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung [$V_{Rm,ct}$ nach DIN FB 102 Gl. 4.119]					
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{I,max}$ [N/mm ²]	$\frac{V_{max}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{min}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{Rest}}{V_{Rm,ct}}$
1	0,001	0,001	statisch	74,0	-	1,0	-	-	0,44
2	500	500	nein	47,2	33,4	0,5	0,28	0,20	-
2	1500	2000	nein	53,4	38,4	0,6	0,32	0,23	-
2	1900	3900	nein	72,4	50,7	1,0	0,43	0,30	-
2	2500	6400	nein	87,4	62,4	1,3	0,52	0,37	-
2	1000	7400	nein	99,9	70,4	1,6	0,60	0,42	-
2	129,7	7529,6	zyklisch	114,9	102,4	2,0	0,69	0,61	-

Rissbilder

Lastwechsel 1



Lastwechsel 6.400.000



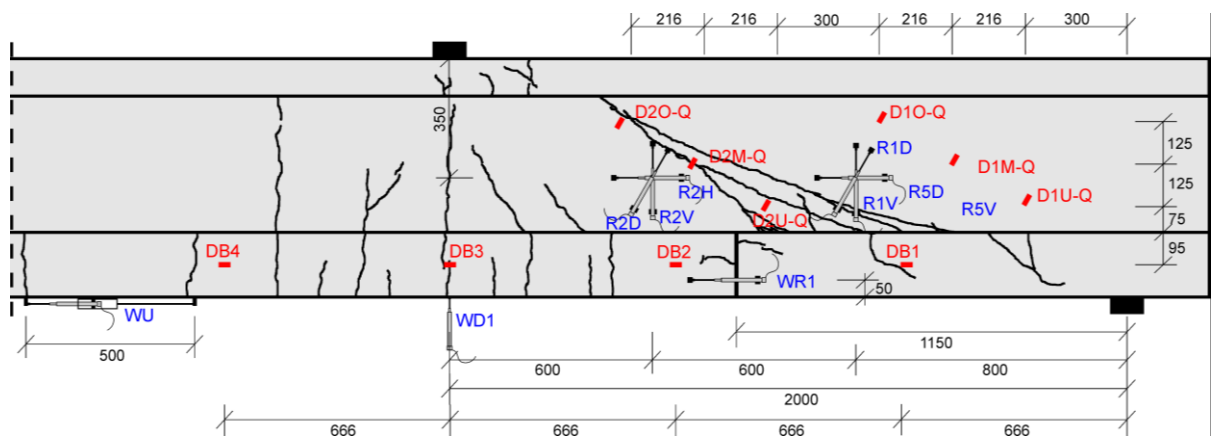
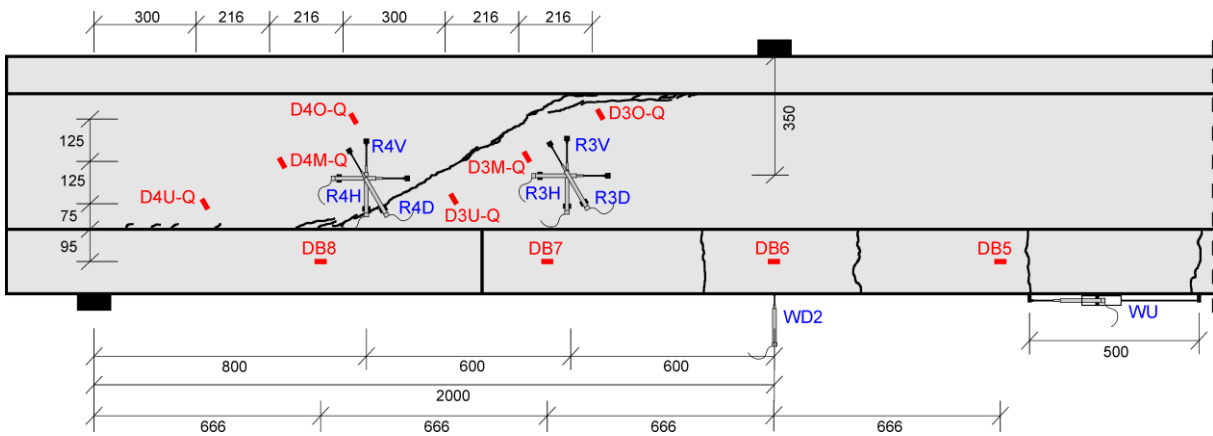
Lastwechsel 7.400.000



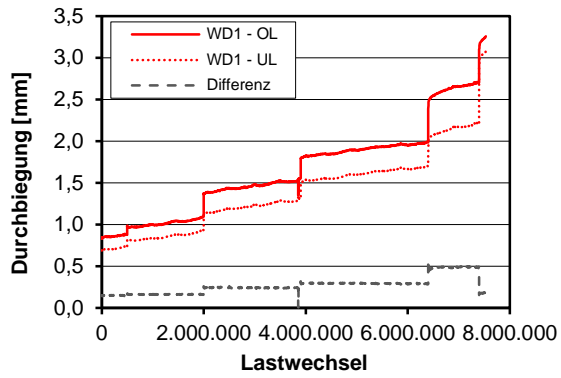
Lastwechsel 7.529.600



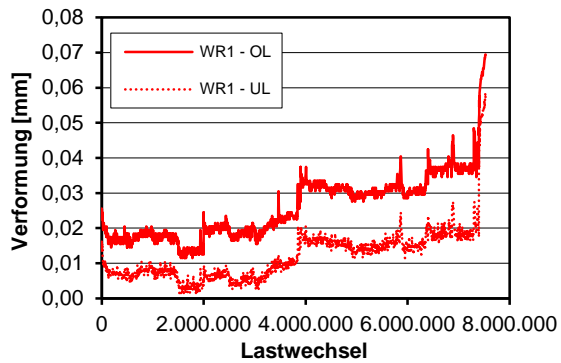
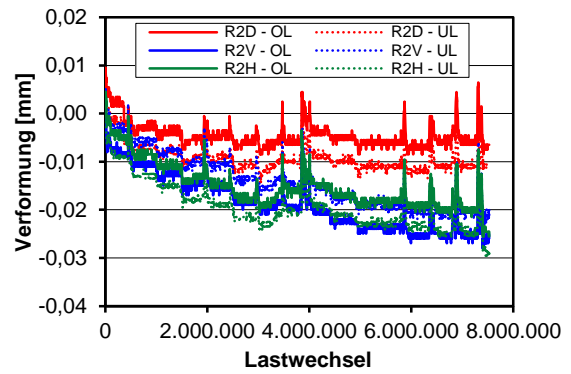
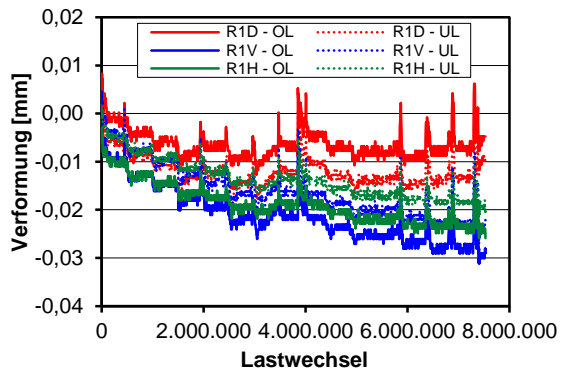
Messtechnikpläne



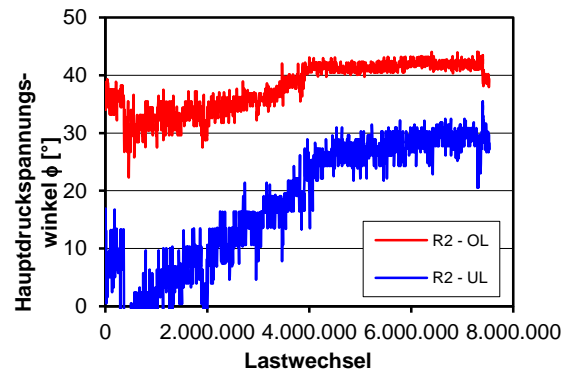
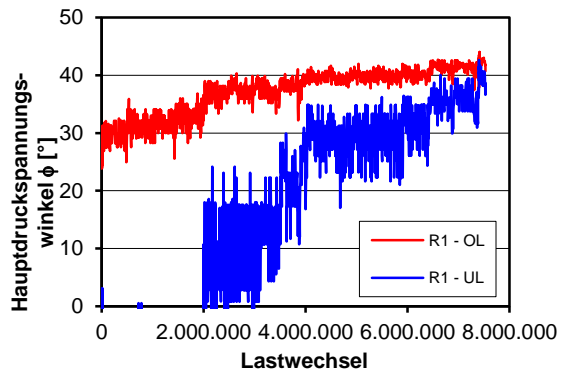
Durchbiegungen

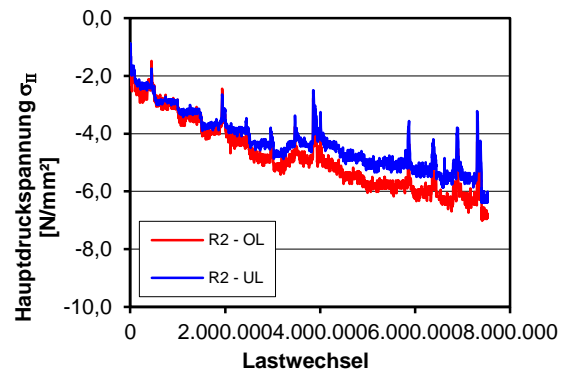
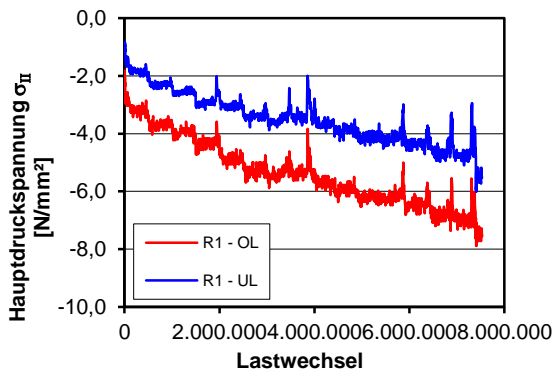
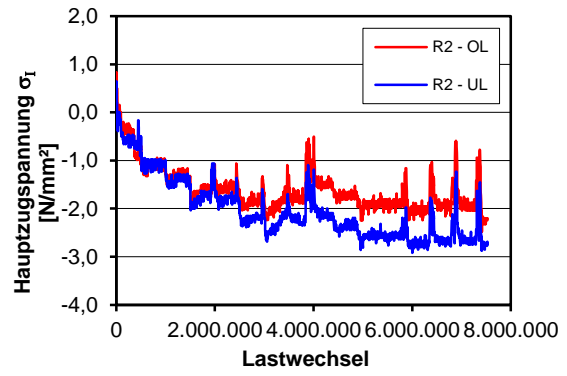
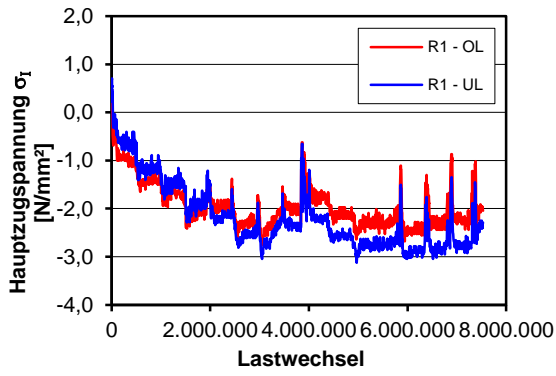


Verformung und Rissbreiten Steg

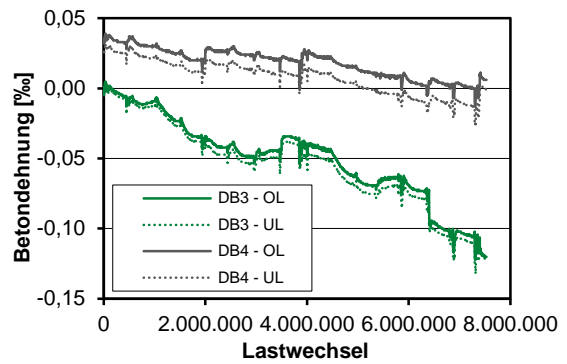
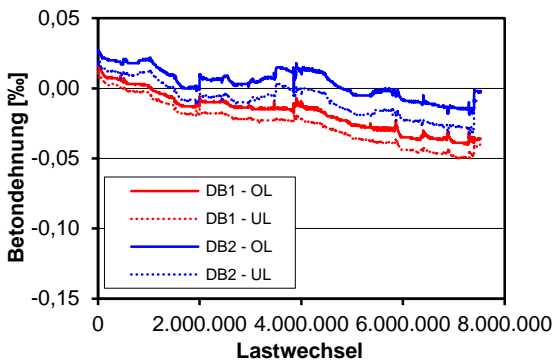
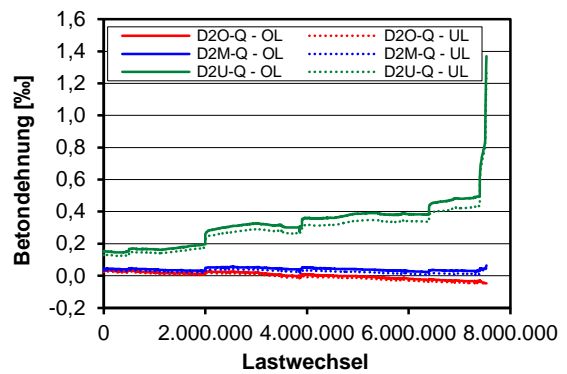
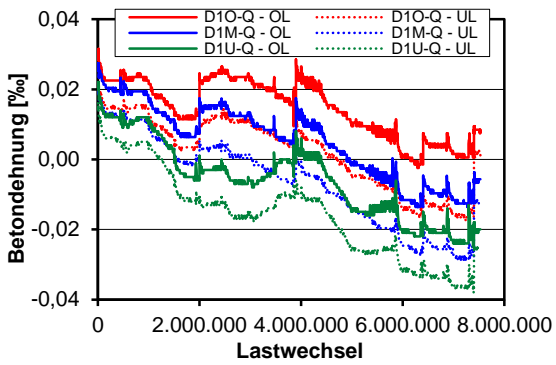


Auswertung Wegaufnahme Rosetten





Betondehnungen



C.4 Träger I-0-4

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 437 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 36,0 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 2,83 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 24.433 \text{ N/mm}^2$

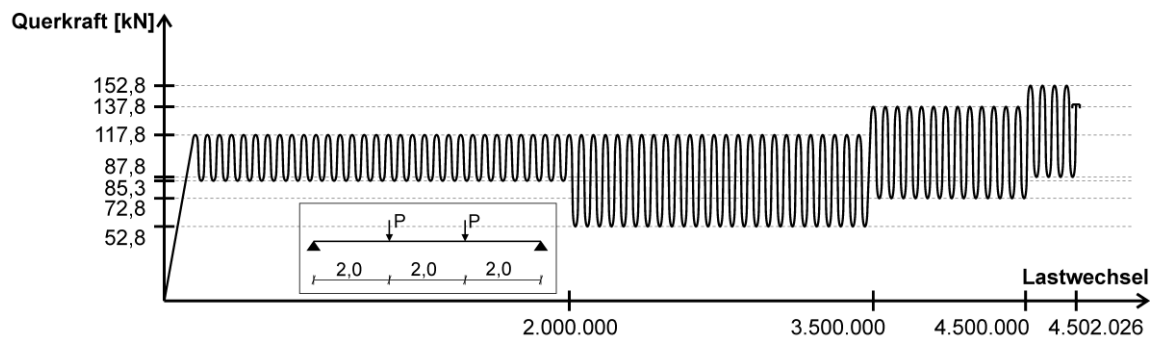
Rechnerische Tragfähigkeiten

DIN FB 102 (Gl. 4.118): $V_{Rm,ct} = 74 \text{ kN}$ Görtz: $V_{Rm,ct} = 213 \text{ kN}$

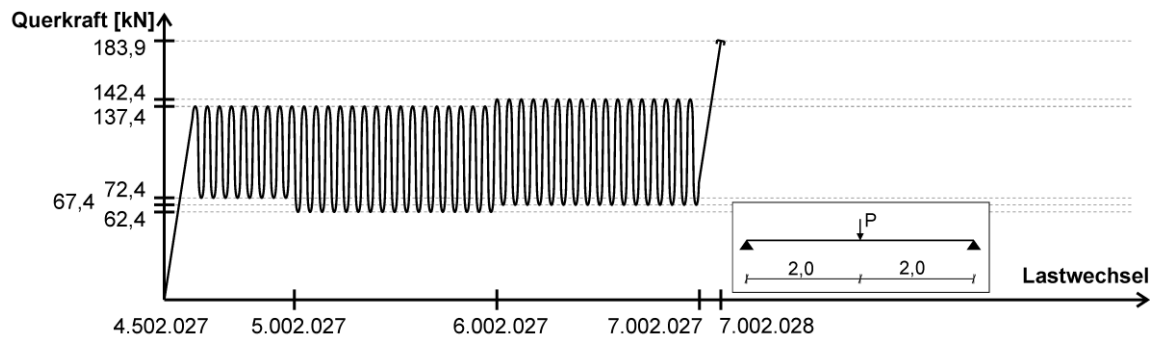
DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 194 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



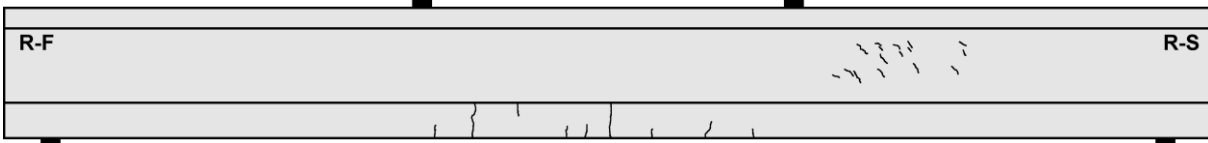
Teilversuch 2



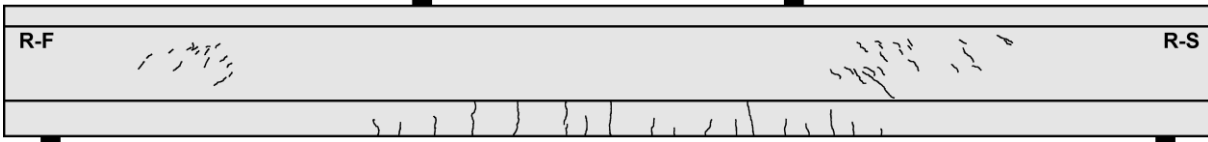
Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung [$V_{Rm,ct}$ nach DIN FB 102 Gl. 4.119]					
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{I,max}$ [N/mm ²]	$\frac{V_{max}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{min}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{Rest}}{V_{Rm,ct}}$
1	2000	2000	nein	117,8	85,3	1,3	0,61	0,44	-
1	1500	3500	nein	117,8	52,8	1,3	0,61	0,27	-
1	1000	4500	nein	137,8	72,8	1,6	0,71	0,38	-
1	2,026	4502	zyklisch	152,8	87,8	1,9	0,79	0,45	-
2	500	5002	nein	137,4	72,4	1,6	0,71	0,37	-
2	1000	6002	nein	137,4	62,4	1,6	0,71	0,32	-
2	1000	7002	nein	142,4	67,4	1,7	0,73	0,35	-
2	0,001	7002	Resttragf.	183,9	-	2,6	-	-	0,95

Rissbilder

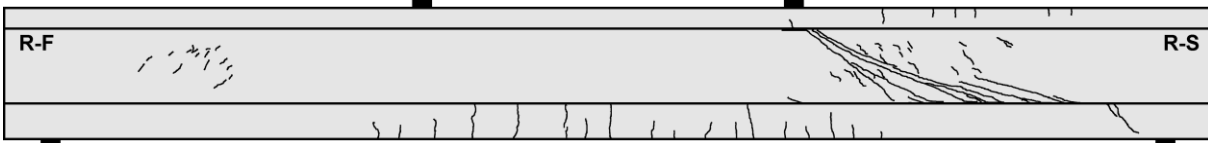
Lastwechsel 3.500.000



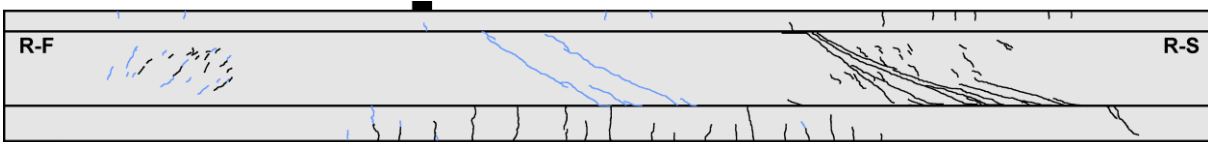
Lastwechsel 4.500.000



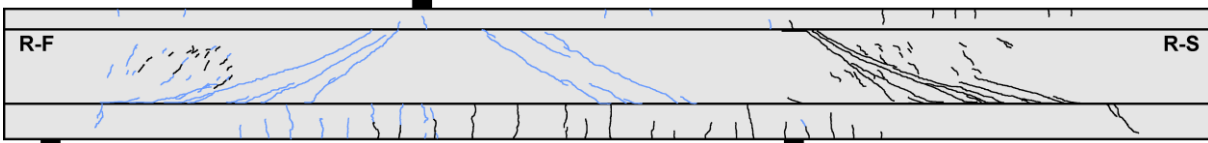
Lastwechsel 4.502.026



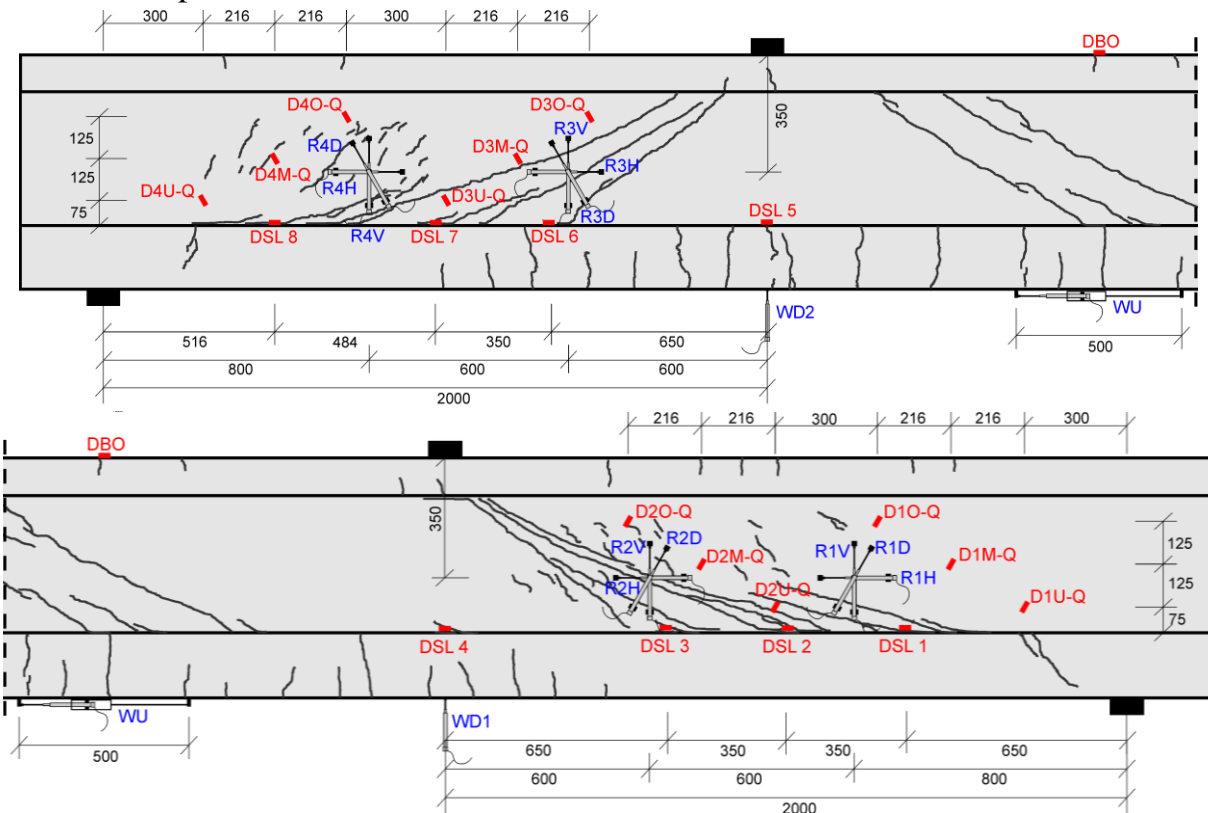
Lastwechsel 7.002.027



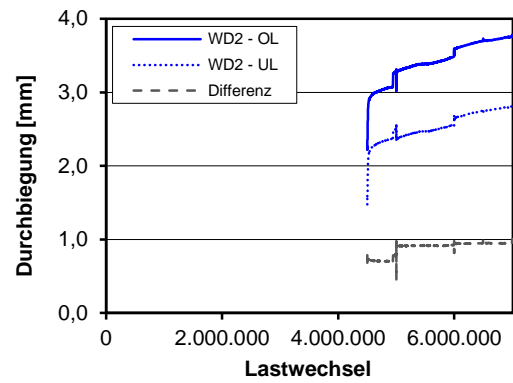
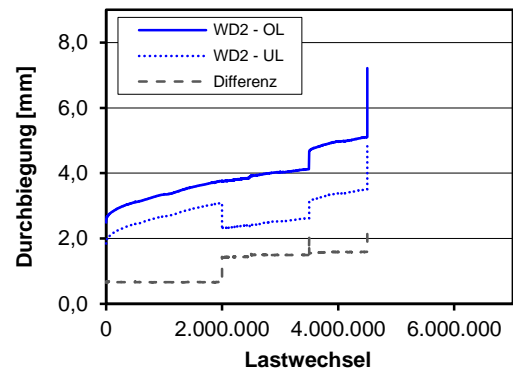
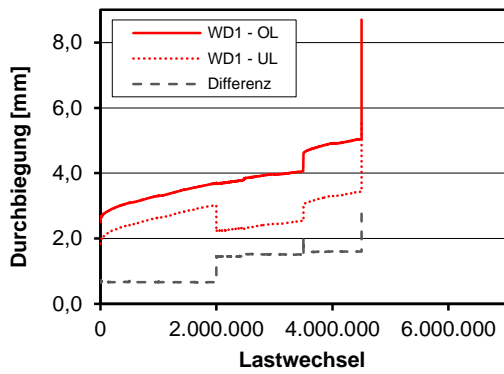
Lastwechsel 7.002.028 (Resttragfähigkeit)



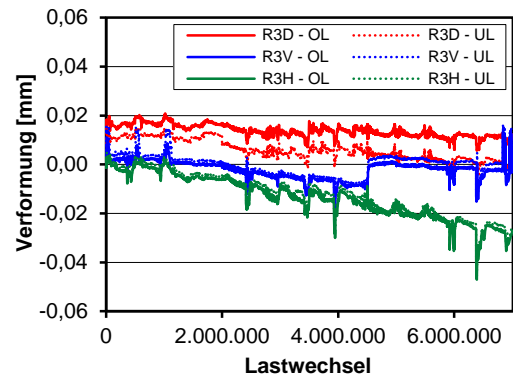
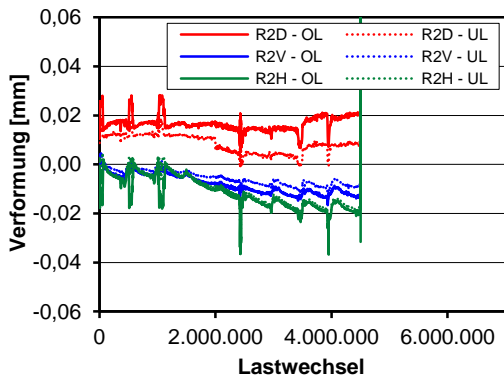
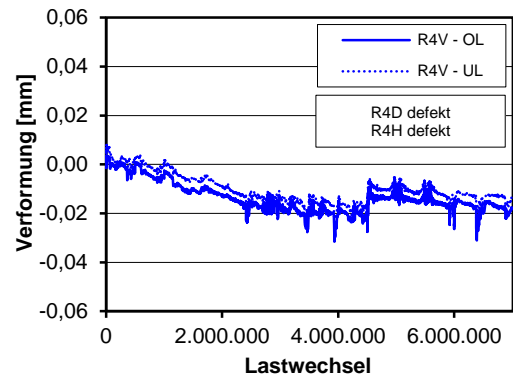
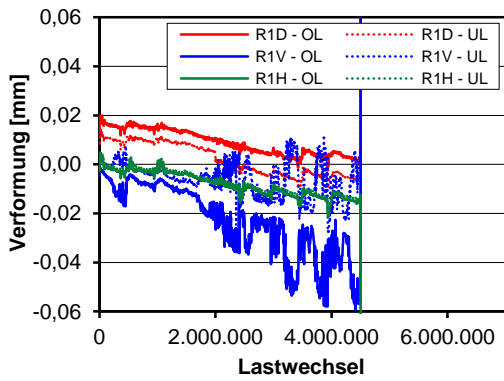
Messtechnikpläne



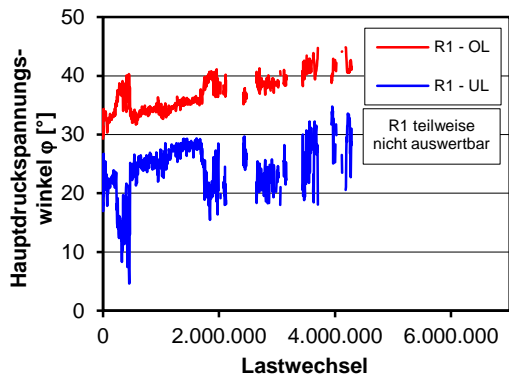
Durchbiegungen



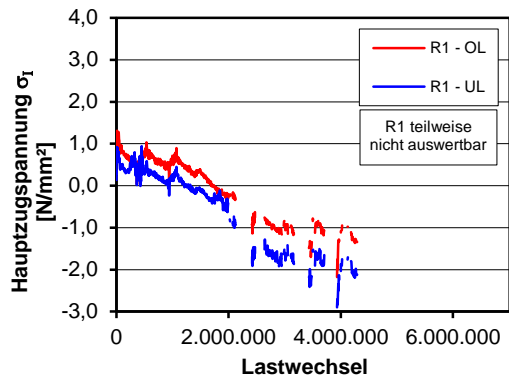
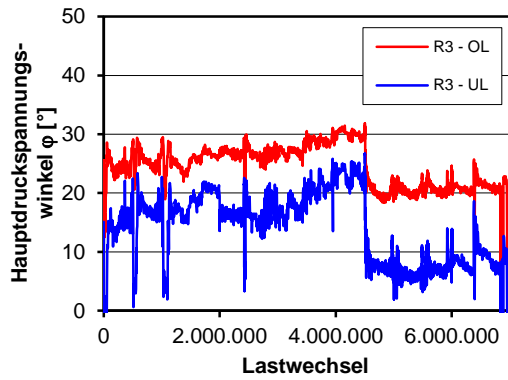
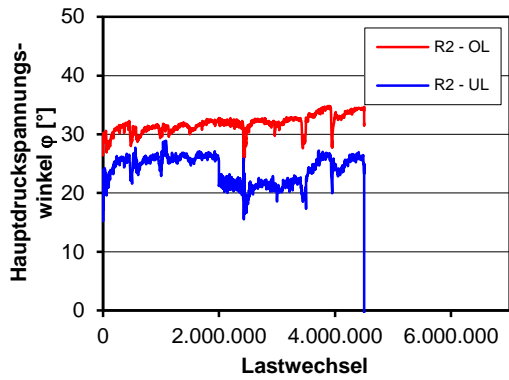
Verformung und Rissbreiten Steg



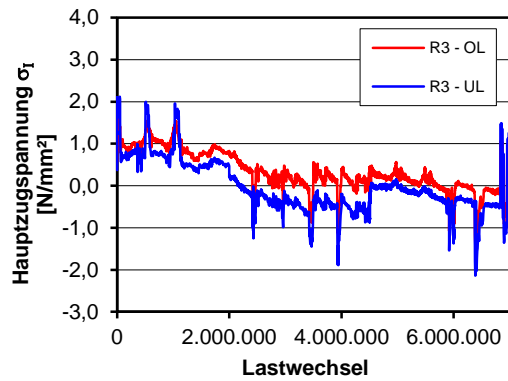
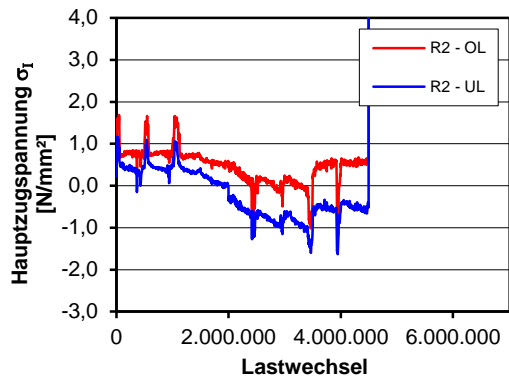
Auswertung Wegaufnehmerrosetten

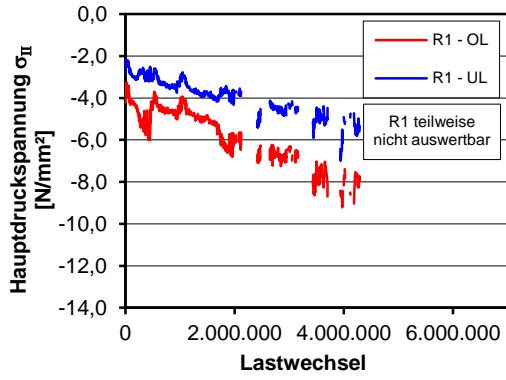


Rosette R4 nicht auswertbar

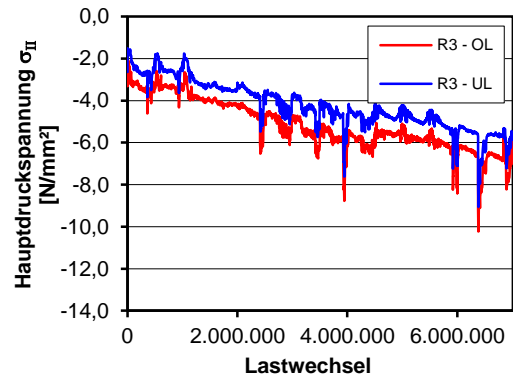
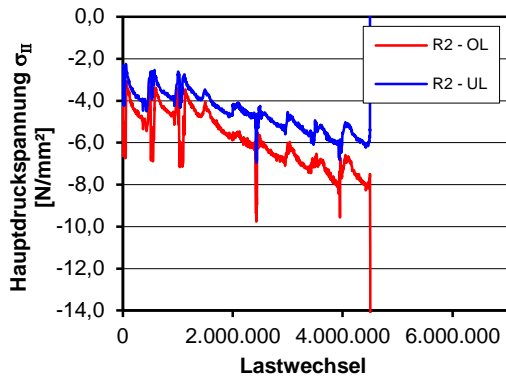


Rosette R4 nicht auswertbar

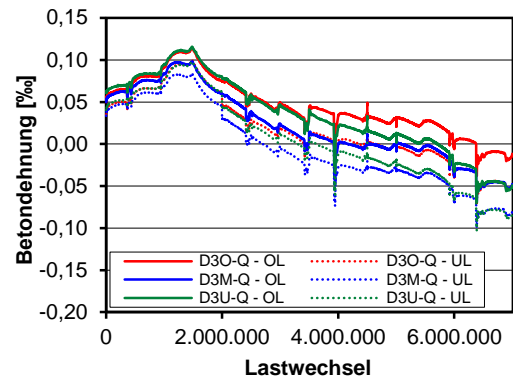
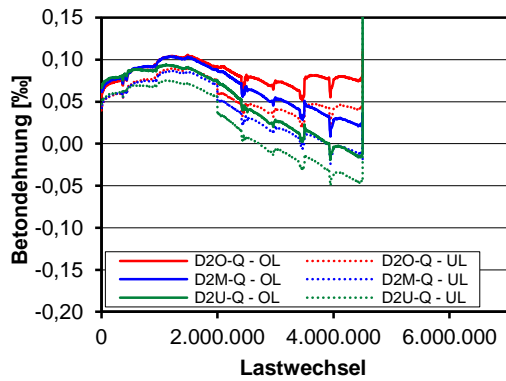
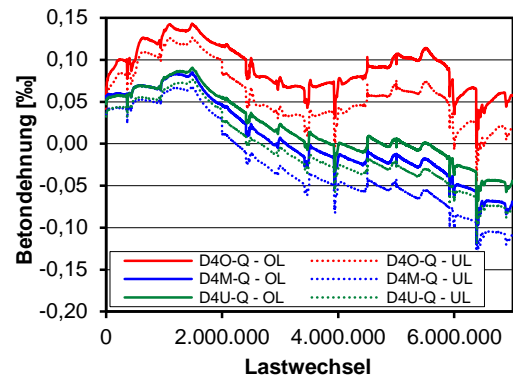
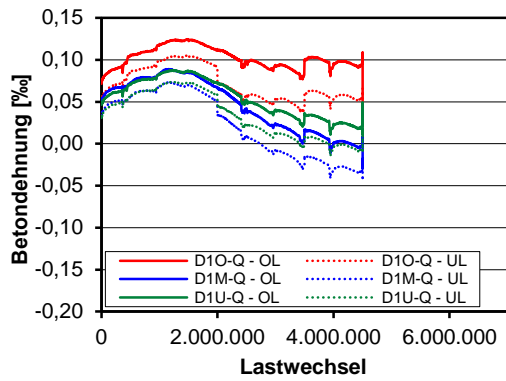


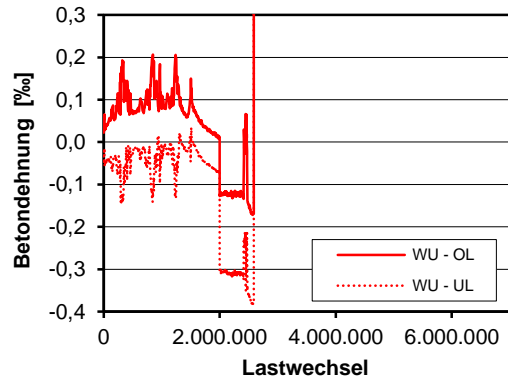
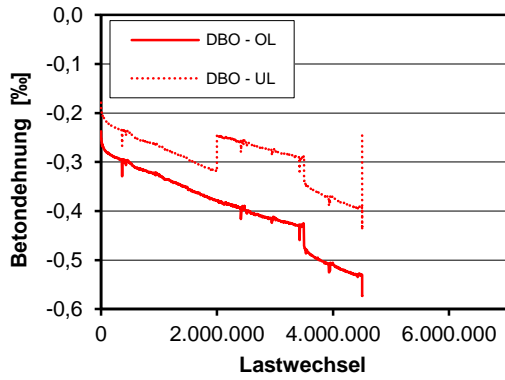
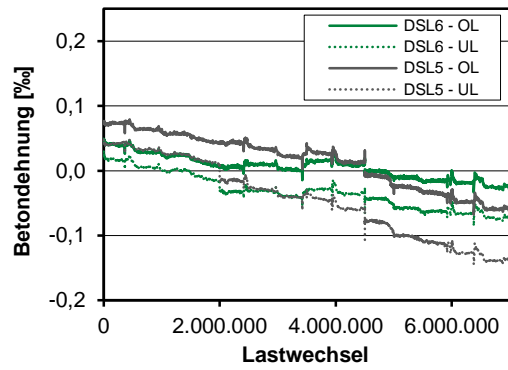
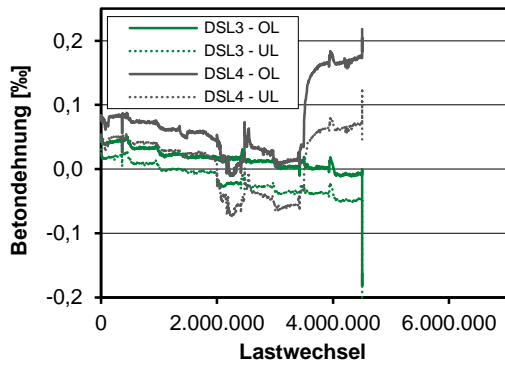
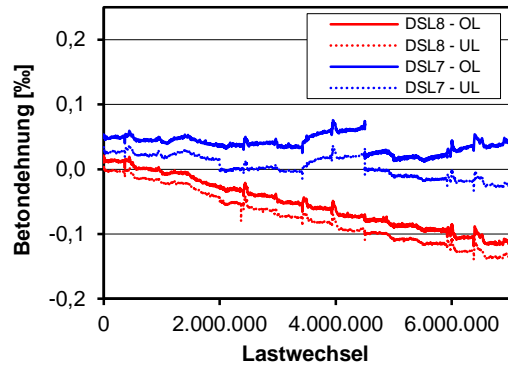
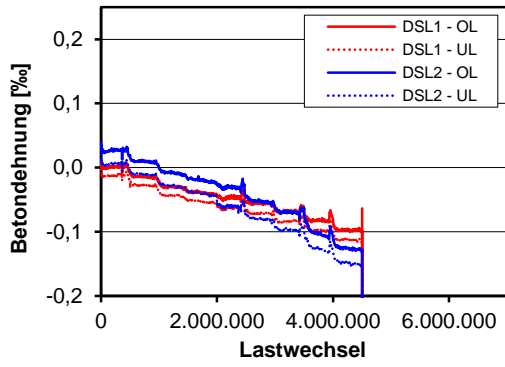


Rosette R4 nicht auswertbar

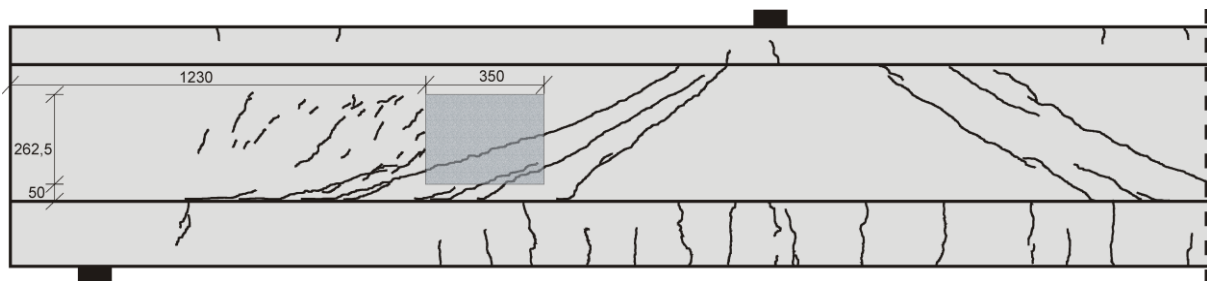


Betondehnungen

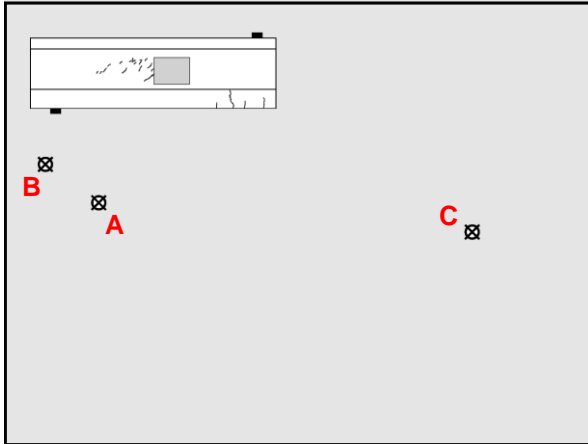




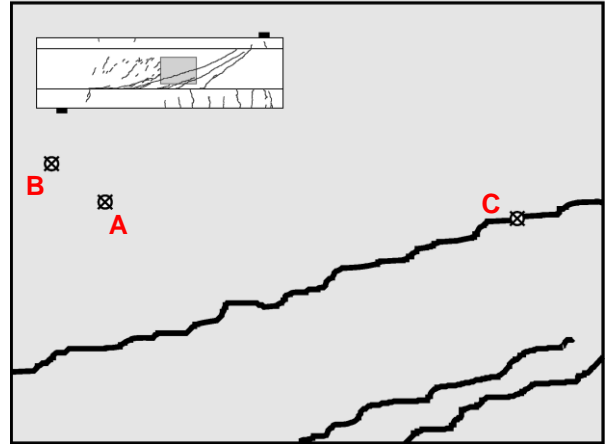
Photooptisches Messverfahren Aramis



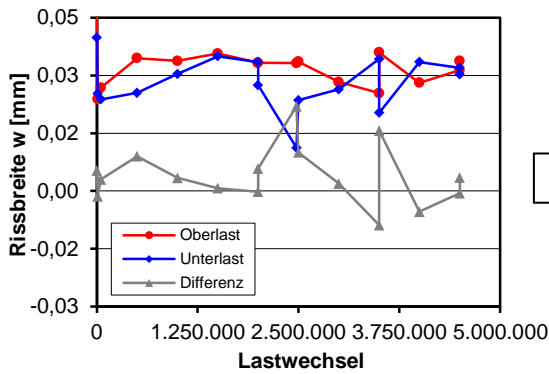
Lastwechsel 4.501.900



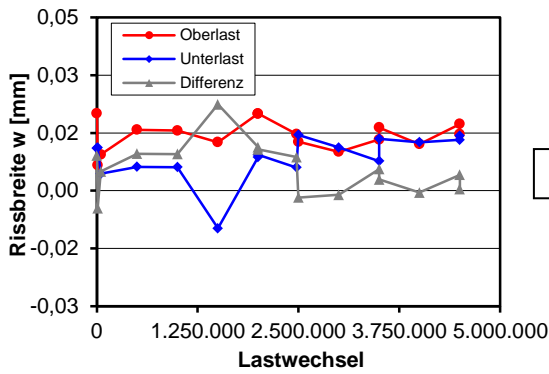
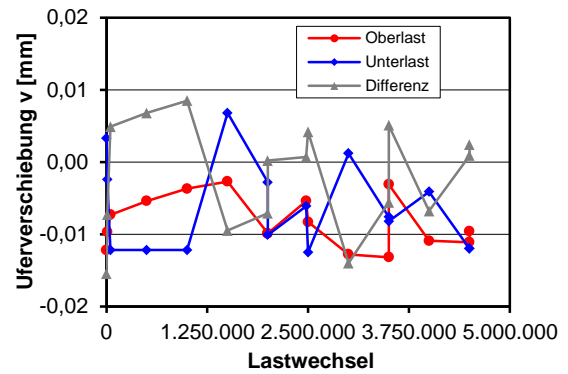
Lastwechsel 7.002.028 (Resttragfähigkeit)



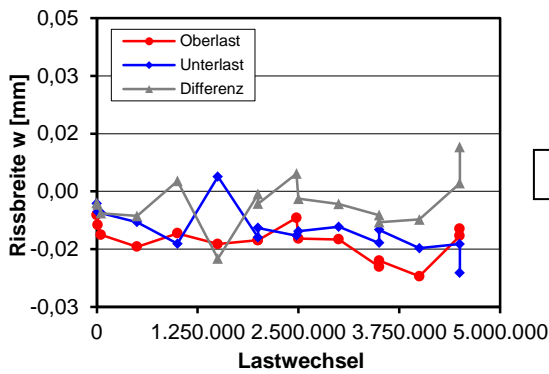
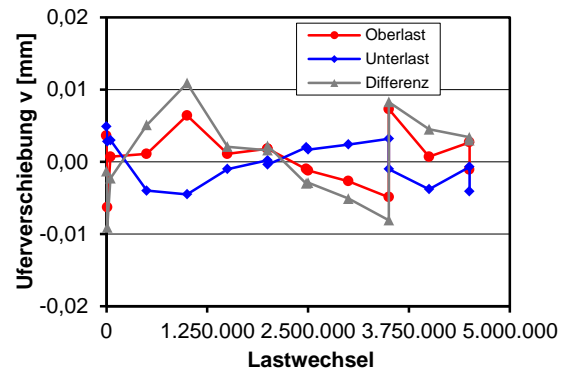
** optisches Verfahren nach Umbau für den 2. Teilversuch nicht mehr anwendbar



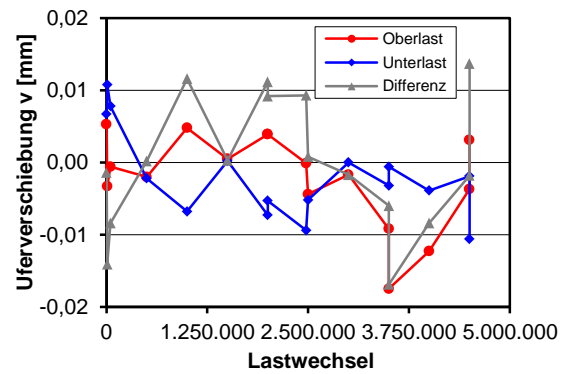
A



B



C



C.5 Träger I-0-5

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 320 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 29,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 2,85 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 22.700 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

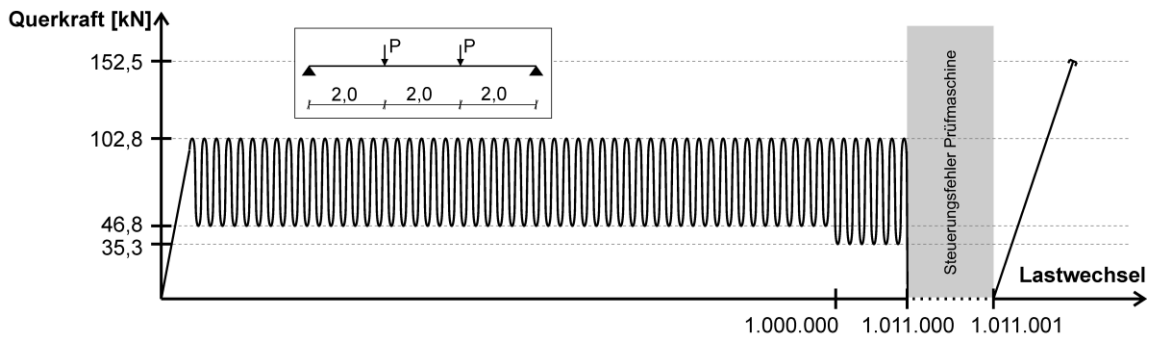
DIN FB 102 (Gl. 4.118): $V_{Rm,ct} = 65 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 175 \text{ kN}$

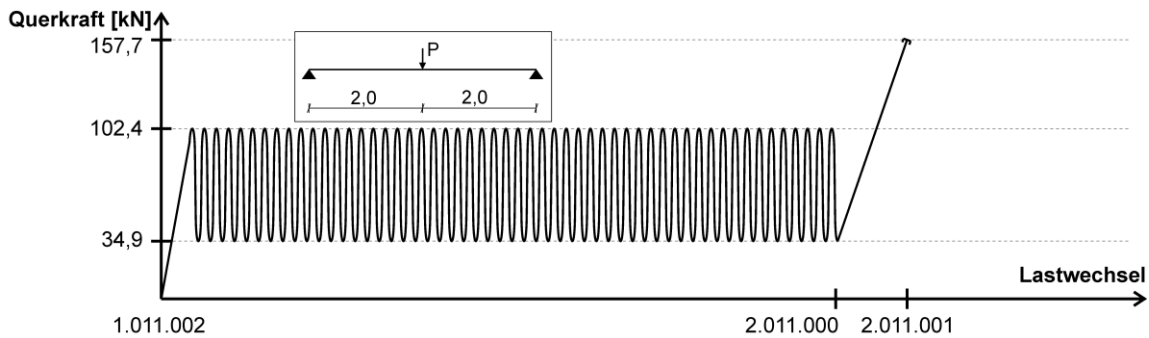
DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 174 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



Teilversuch 2



Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung [$V_{Rm,ct}$ nach DIN FB 102 Gl. 4.119]					
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{I,max}$ [N/mm ²]	$\frac{V_{max}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{min}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{Rest}}{V_{Rm,ct}}$
1	1000	1000	nein	102,8	46,8	1,2	0,59	0,27	-
1	11	1011	nein	102,8	35,3	1,2	0,59	0,20	-
1*	0,001	1011	Resttragf.	152,5	-	2,5	-	-	0,88
2	1000	2011	nein	102,4	34,9	1,2	0,59	0,20	-
2	0,001	2011	Resttragf.	157,7	-	2,4	-	-	0,91

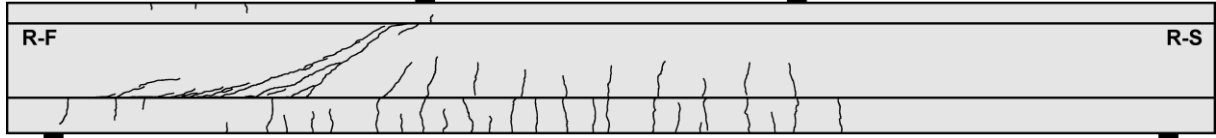
*Ermittlung der Resttragfähigkeit nach 1.011.001 Lastwechseln und anschließender Umbau für 2. Teilversuch aufgrund eines Defektes der Prüfmaschine

Rissbilder

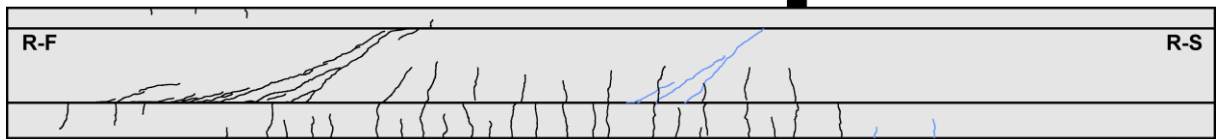
Lastwechsel 1.000.000



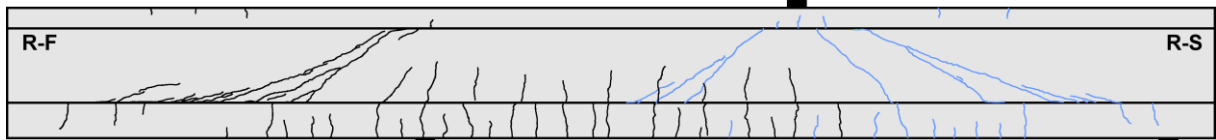
Lastwechsel 1.011.001 (Resttragfähigkeit)



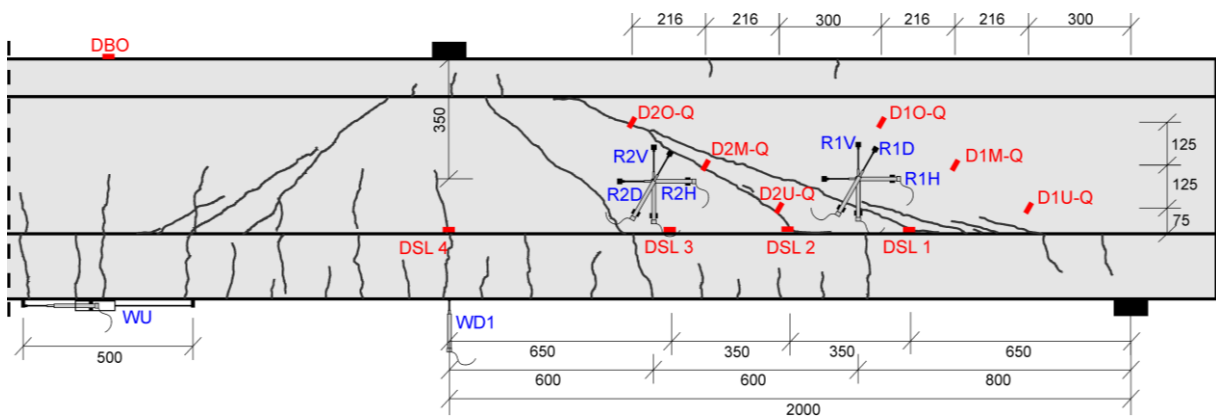
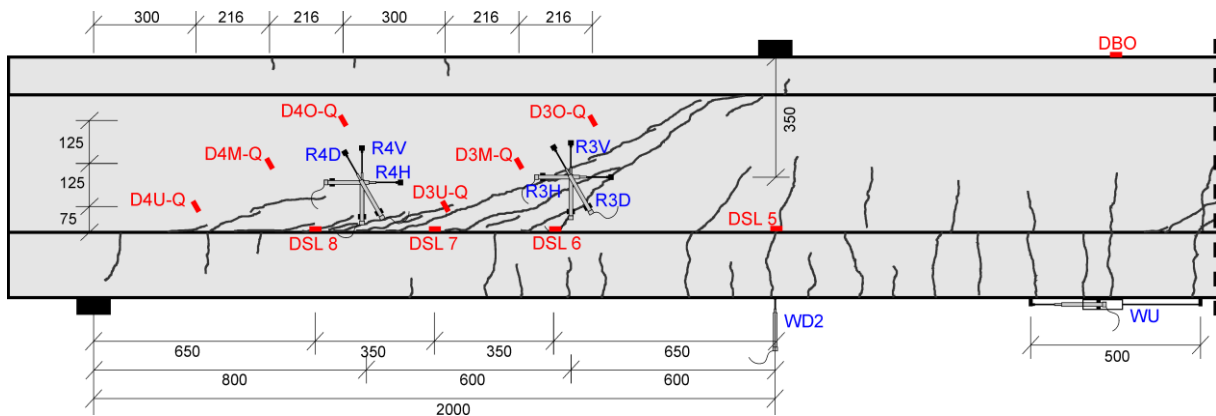
Lastwechsel 2.011.000



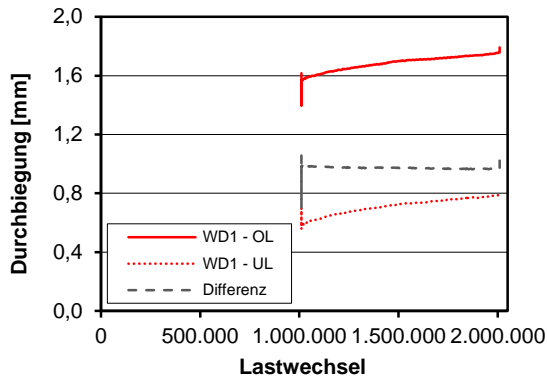
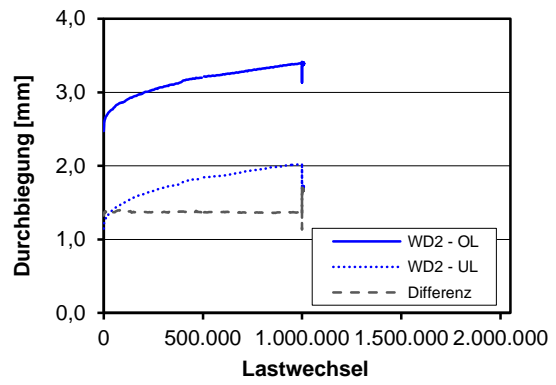
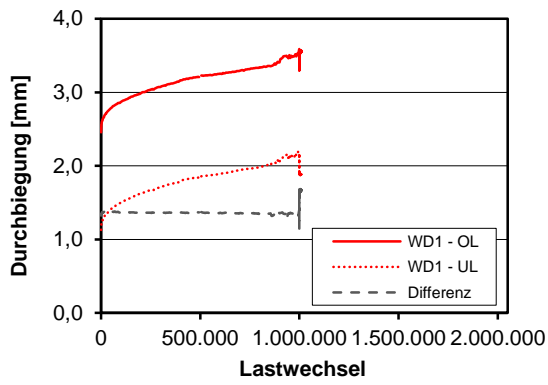
Lastwechsel 2.011.001 (Resttragfähigkeit)



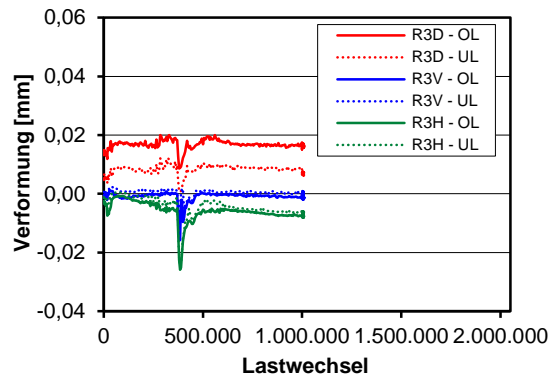
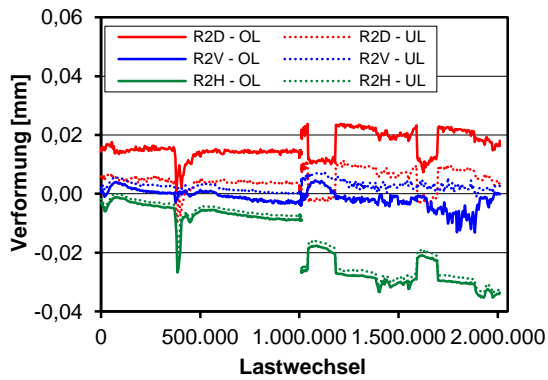
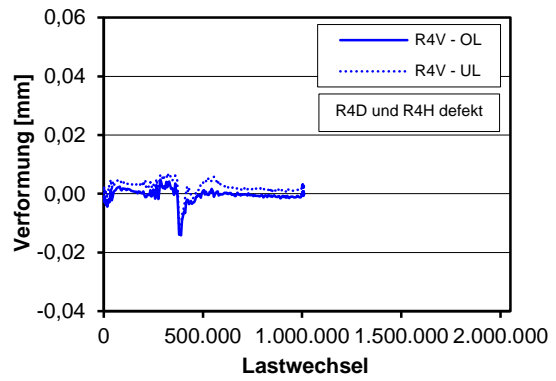
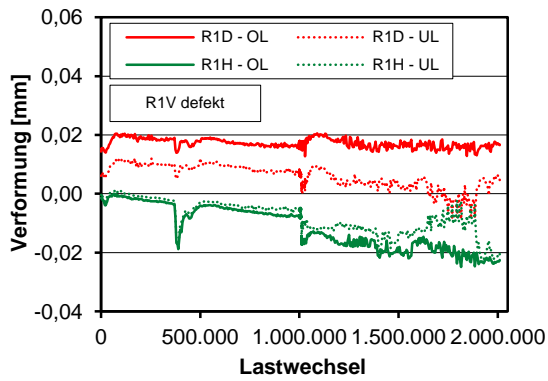
Messtechnikpläne



Durchbiegungen

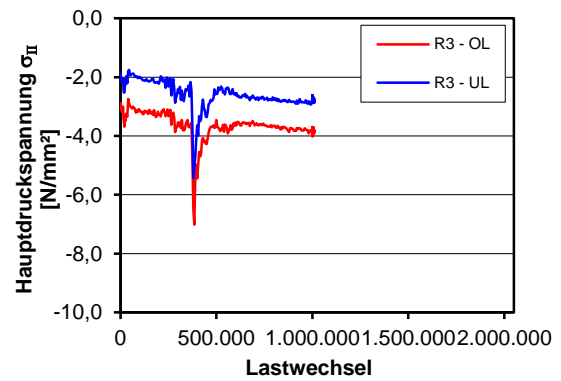
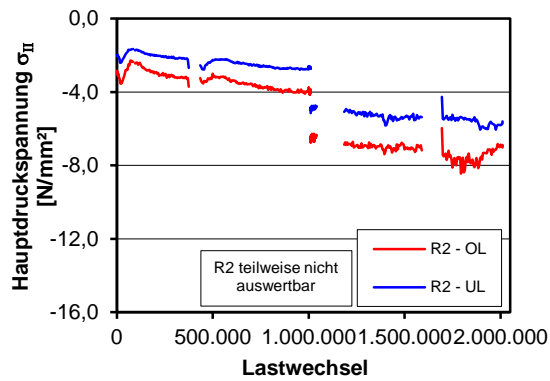
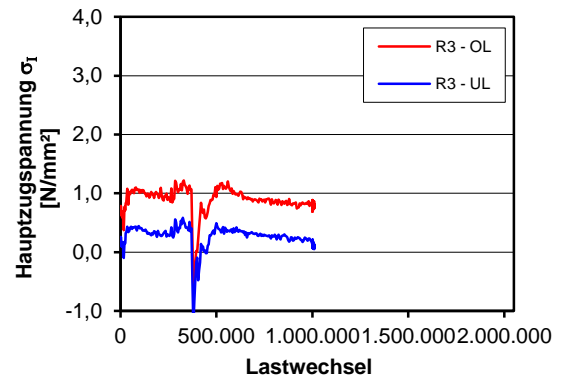
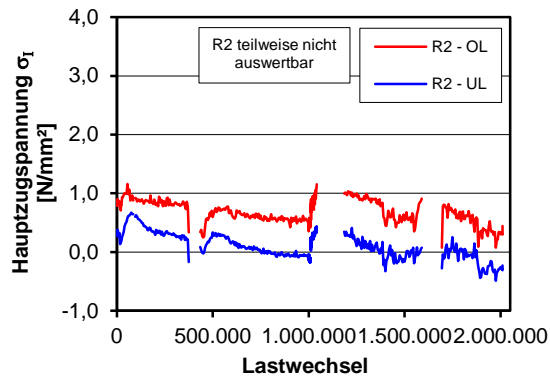
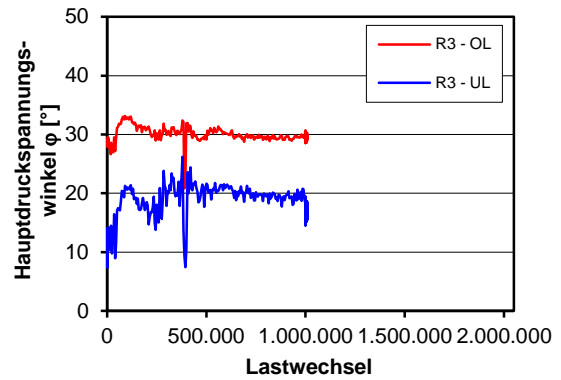
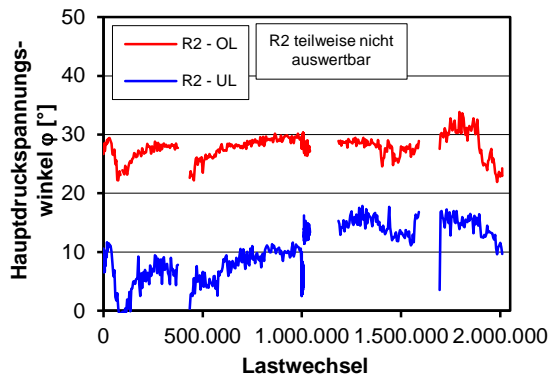


Verformung und Rissbreiten Steg

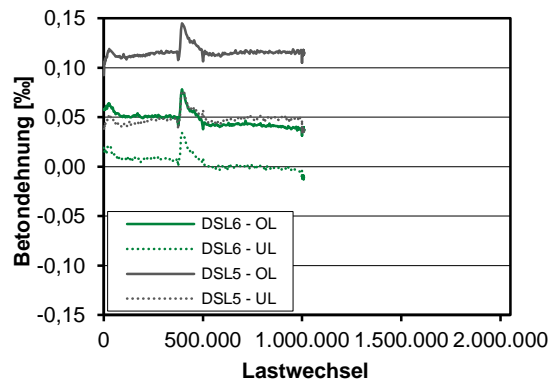
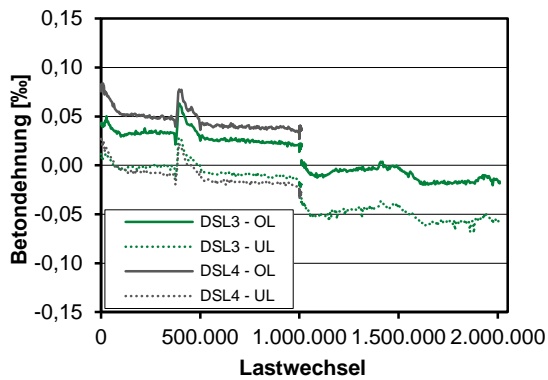
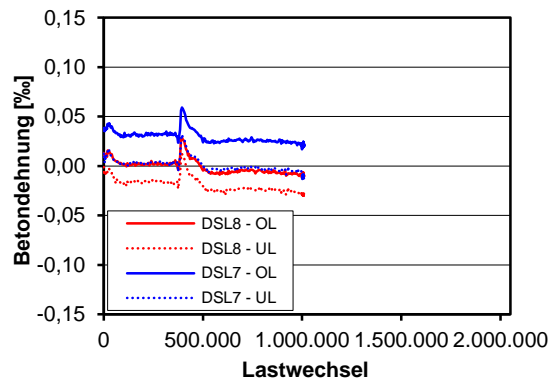
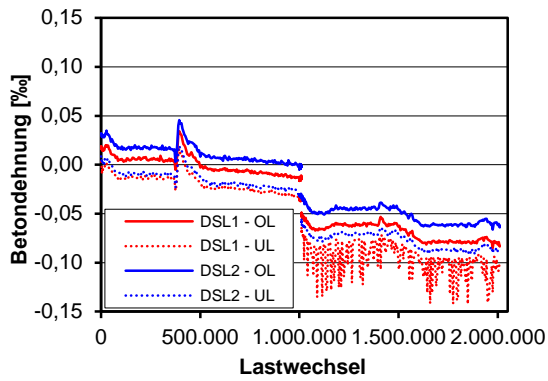
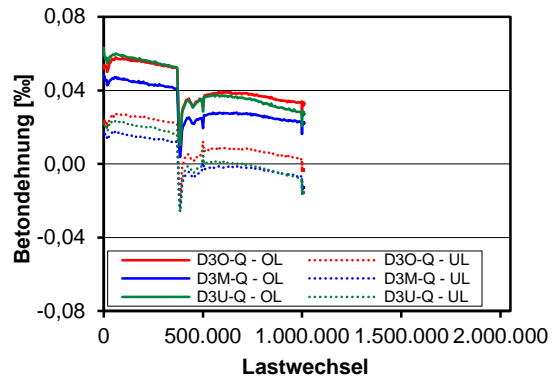
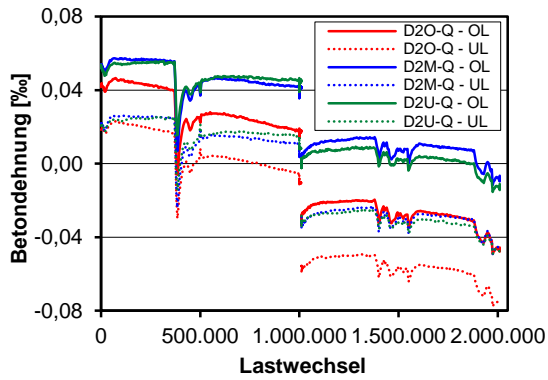
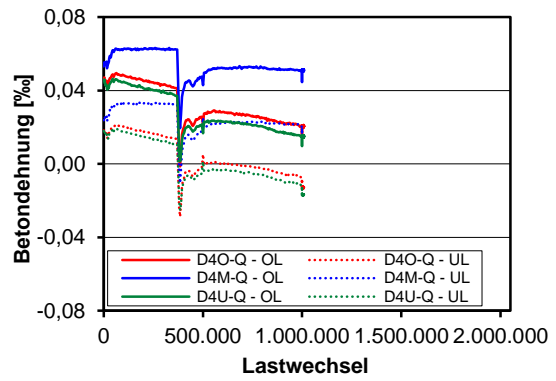
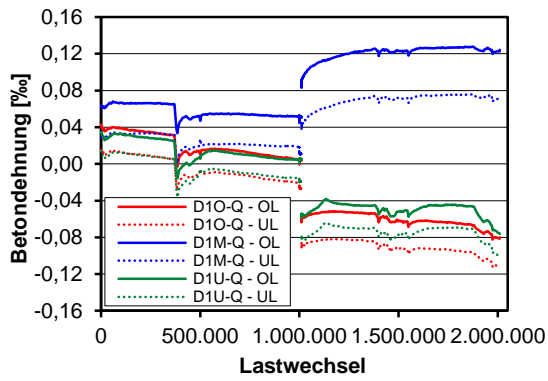


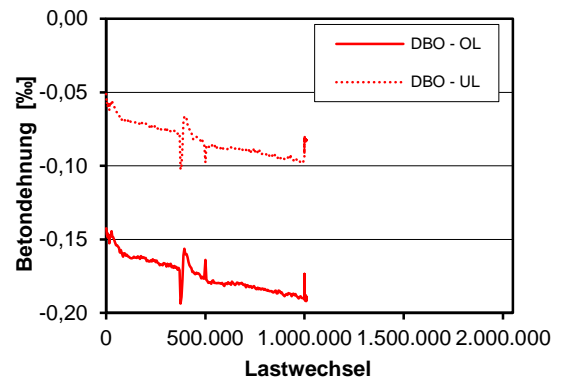
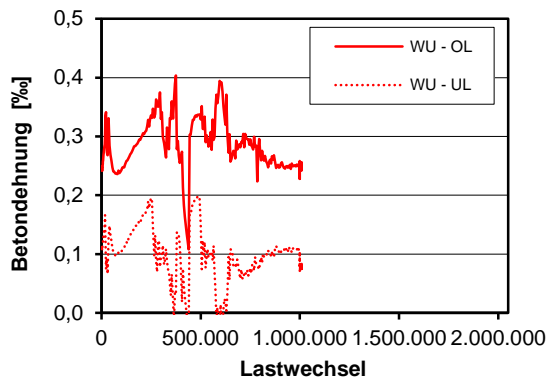
Auswertung Wegaufnahme Rosetten

Rosetten R1 und R4 nicht auswertbar

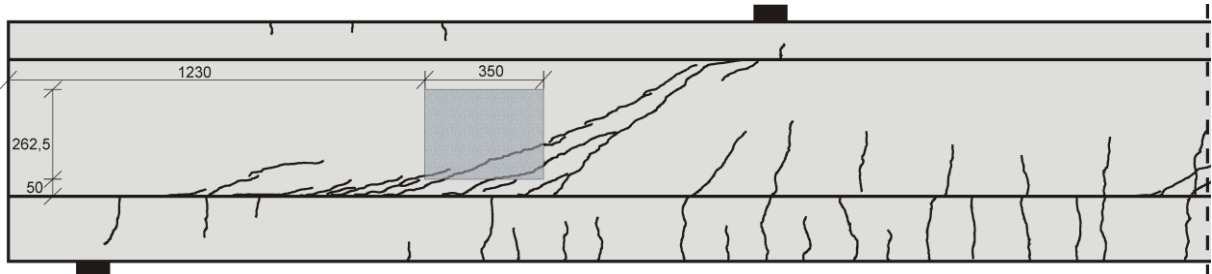


Betondehnungen

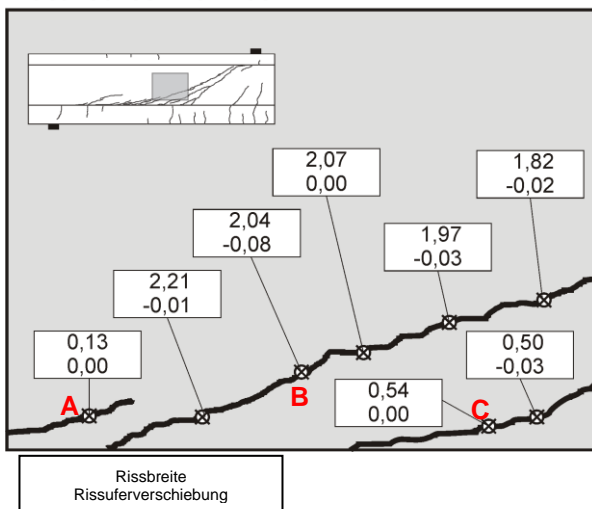


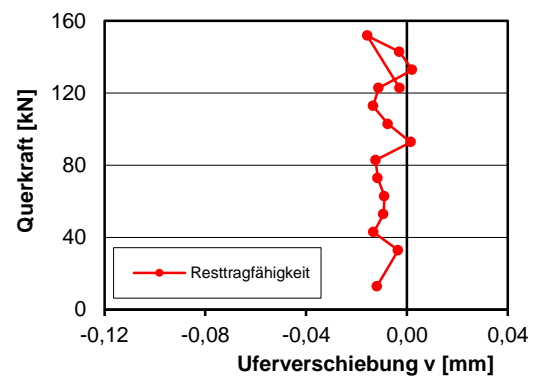
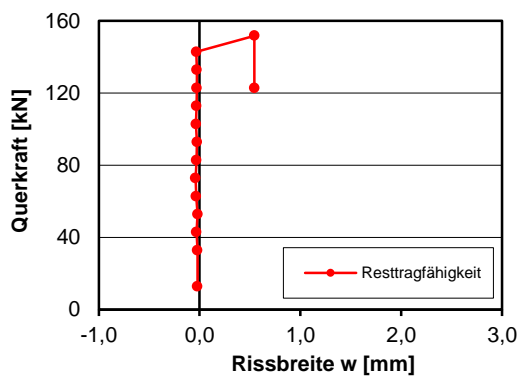
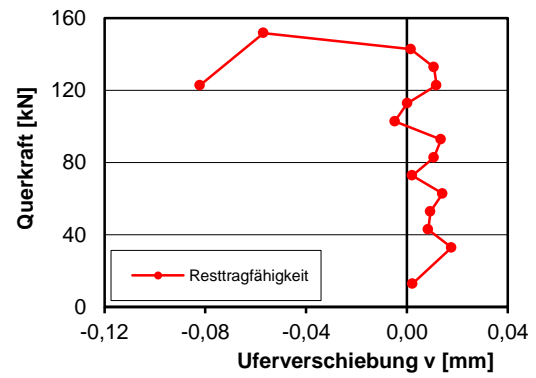
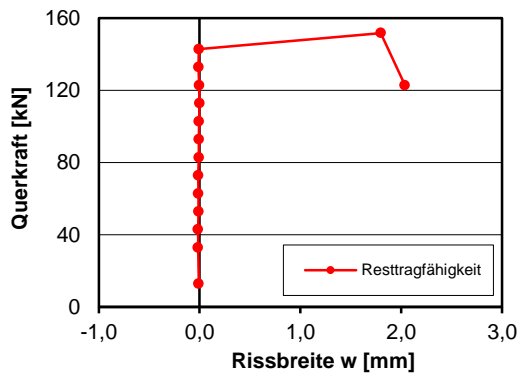
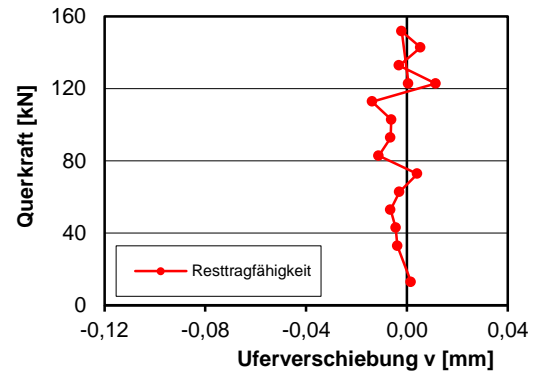
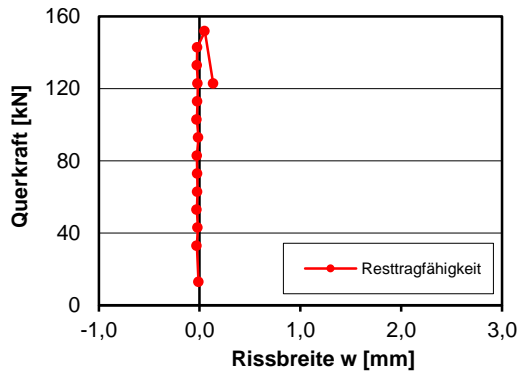


Photooptisches Messverfahren Aramis



Lastwechsel 1.011.001





C.6 Träger I-0-6

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 290 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 28,8 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 2,50 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 21.433 \text{ N/mm}^2$

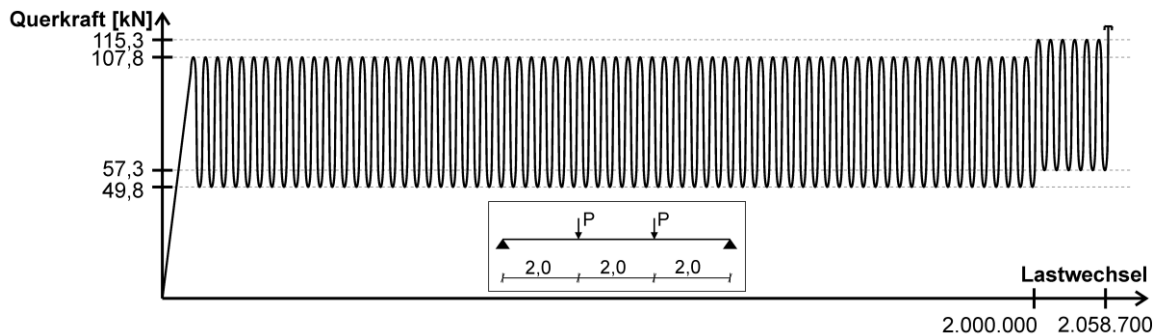
Rechnerische Tragfähigkeiten

DIN FB 102 (Gl. 4.118): $V_{Rm,ct} = 63 \text{ kN}$ Görtz: $V_{Rm,ct} = 166 \text{ kN}$

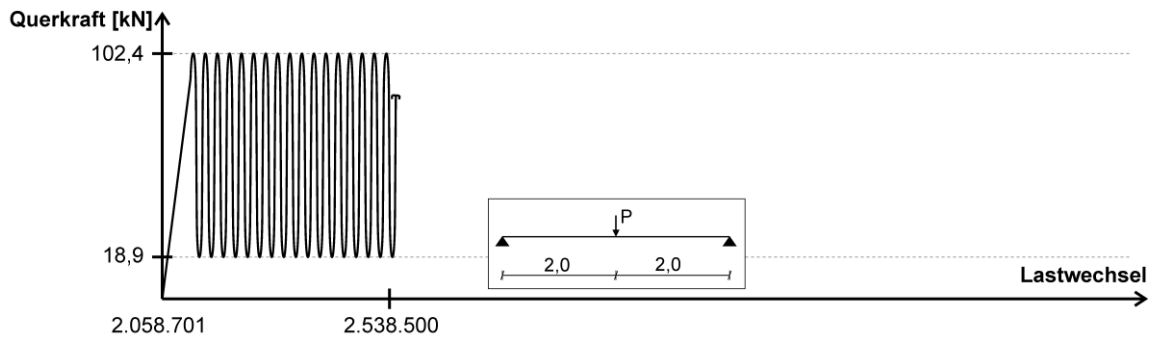
DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 154 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



Teilversuch 2

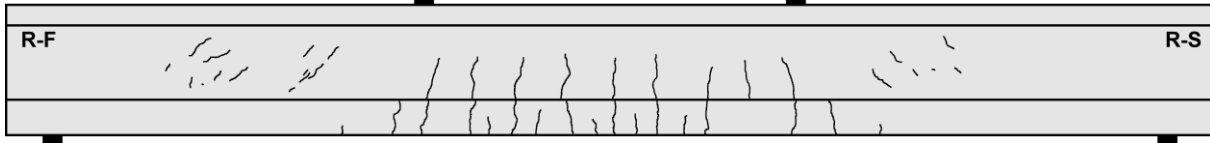


Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung [$V_{Rm,ct}$ nach DIN FB 102 Gl. 4.119]					
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{I,max}$ [N/mm ²]	$\frac{V_{max}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{min}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{Rest}}{V_{Rm,ct}}$
1	2000	2000	nein	107,8	49,8	1,4	0,70	0,32	-
1	58,7	2058,7	(*)	115,3	57,3	1,6	0,75	0,37	-
2	479,8	2538,5	zyklisch	102,4	18,9	1,3	0,66	0,12	-

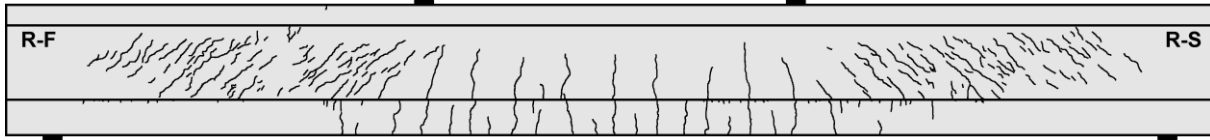
(*) Träger versagte unter zyklischer Belastung aufgrund einer statischen Überbelastung bis Schubrissbildung infolge eines Defektes der Prüfmaschine (Servoventil)

Rissbilder

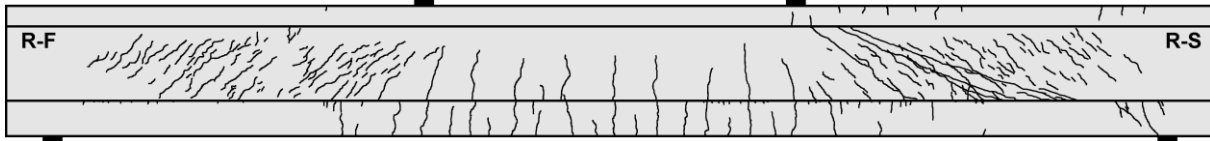
Lastwechsel 1



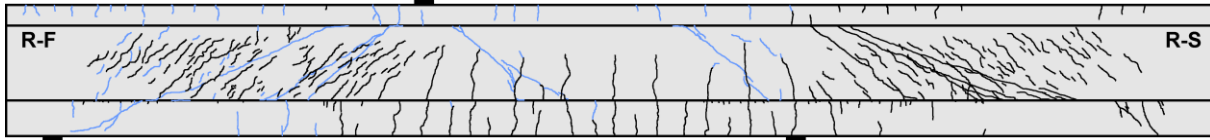
Lastwechsel 2.000.000



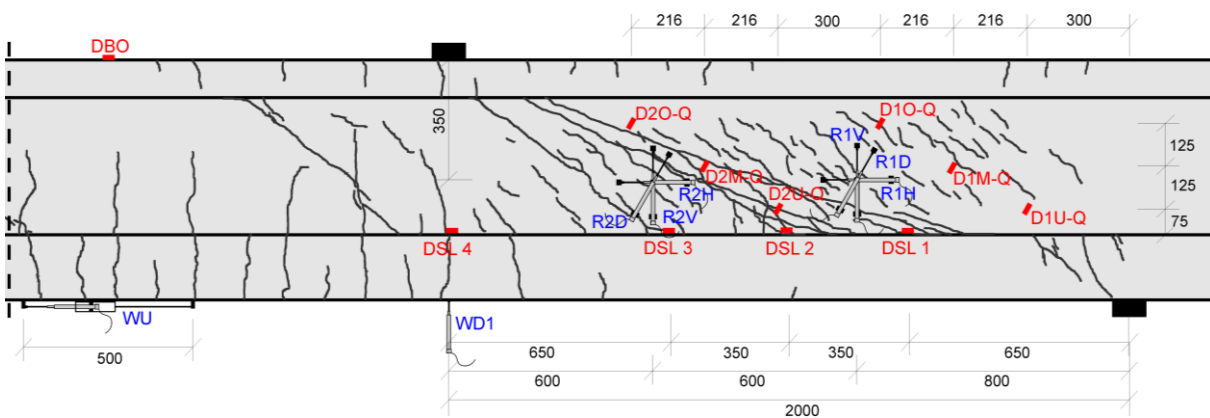
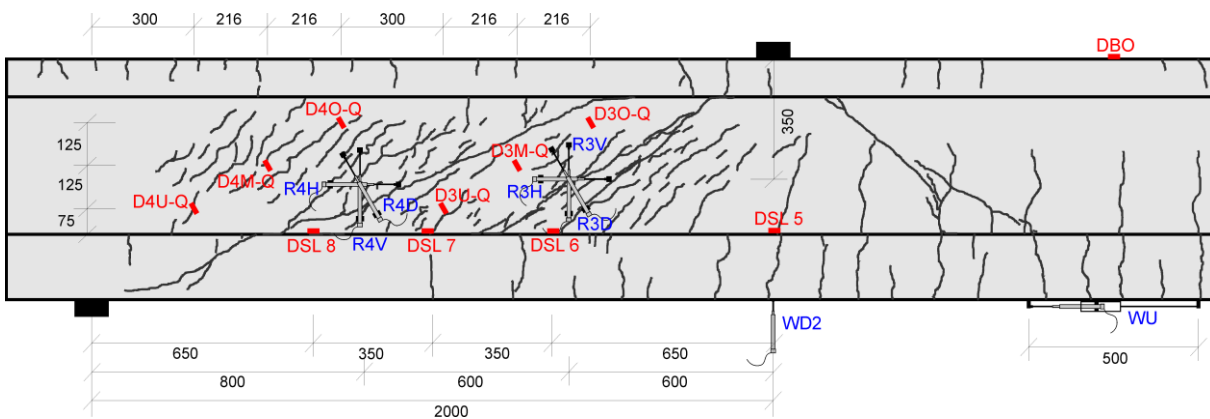
Lastwechsel 2.058.656



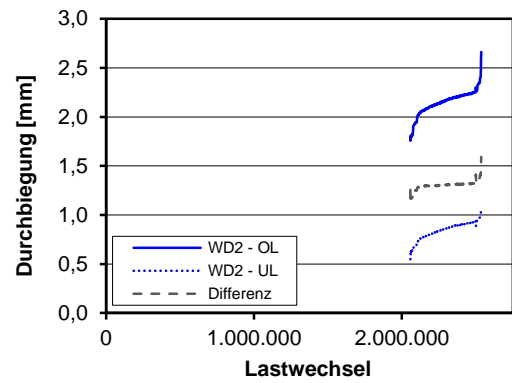
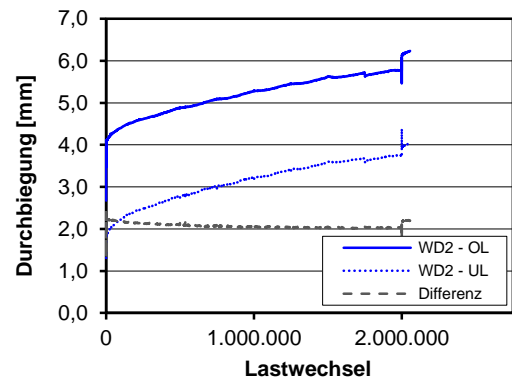
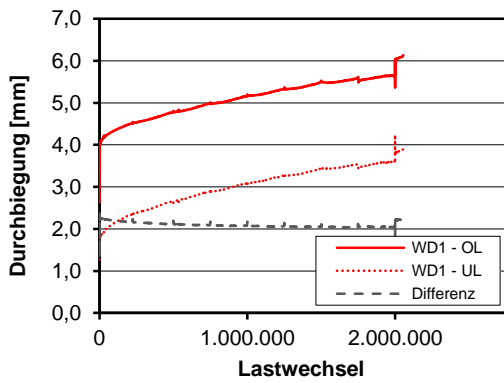
Lastwechsel 2.538.000



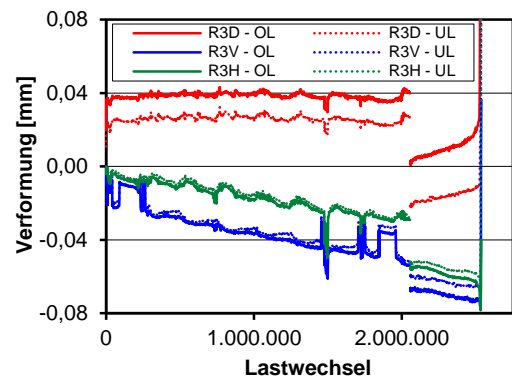
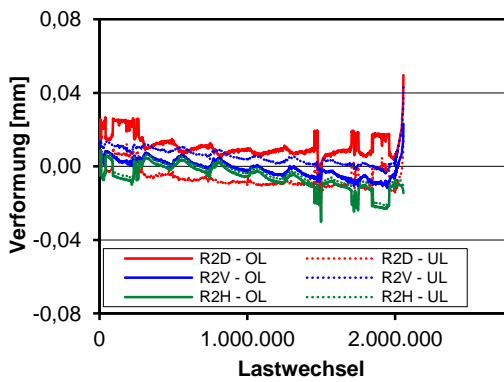
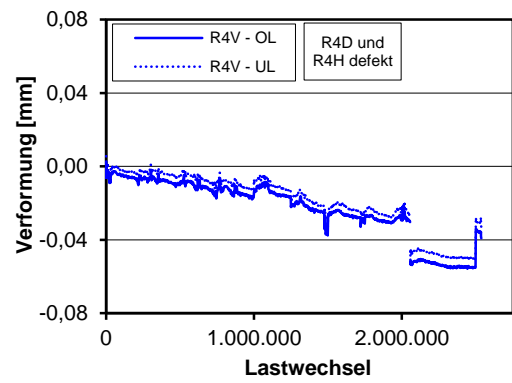
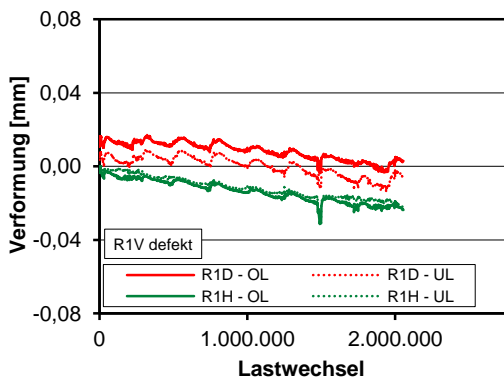
Messtechnikpläne



Durchbiegungen



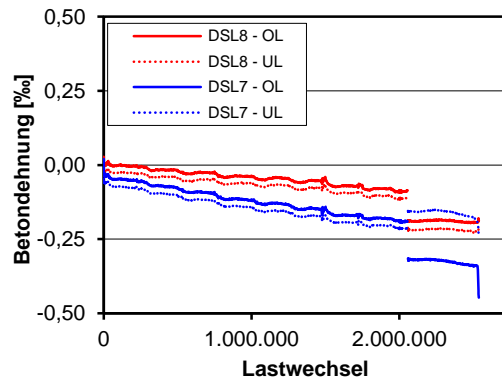
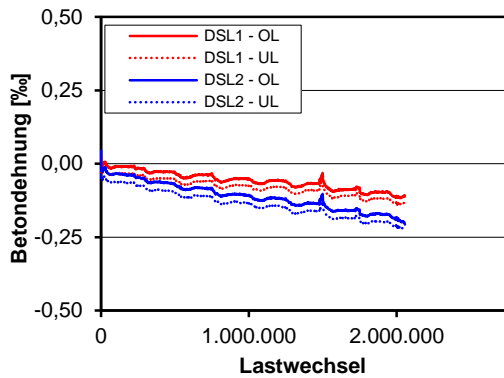
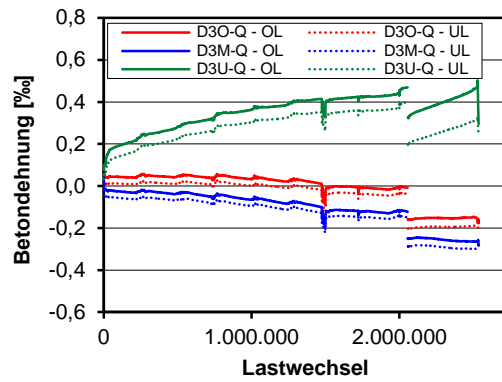
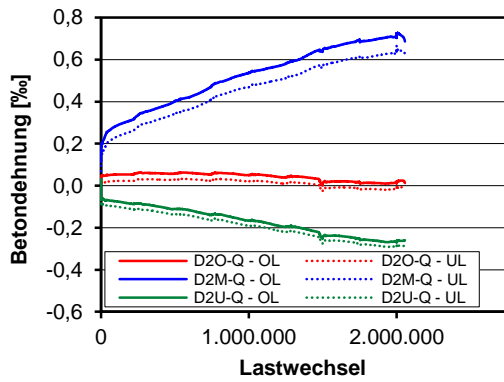
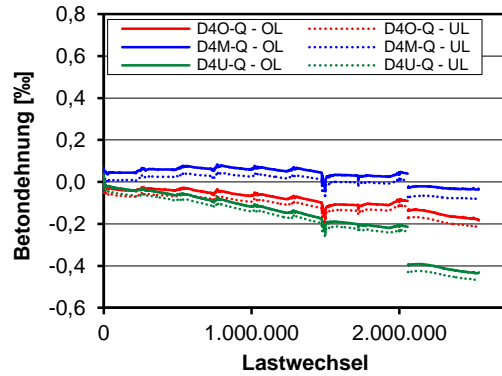
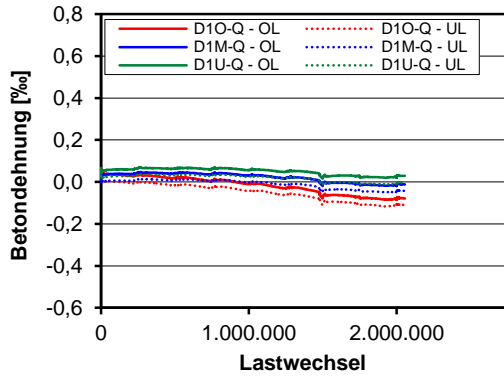
Verformung und Rissbreiten Steg

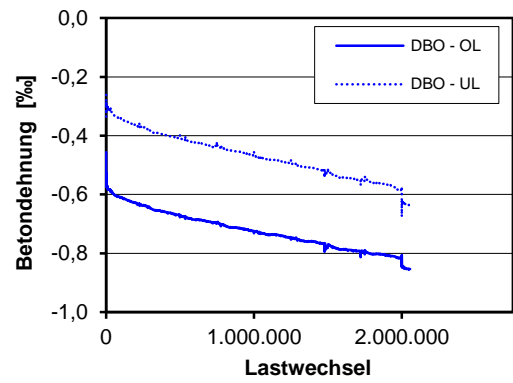
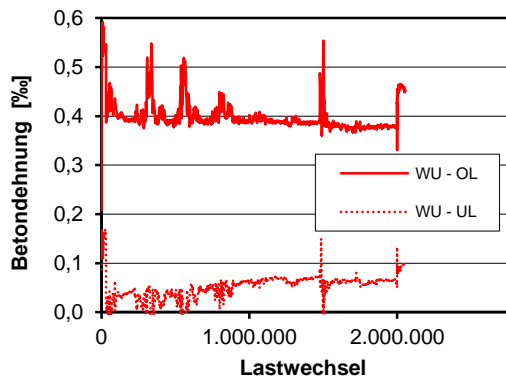
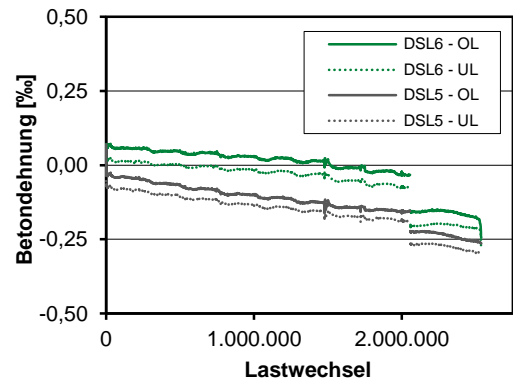
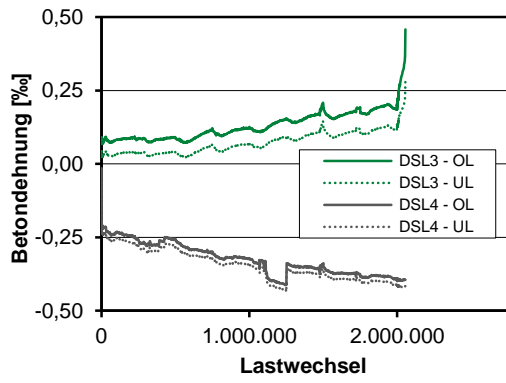


Auswertung Wegaufnehmerrosetten

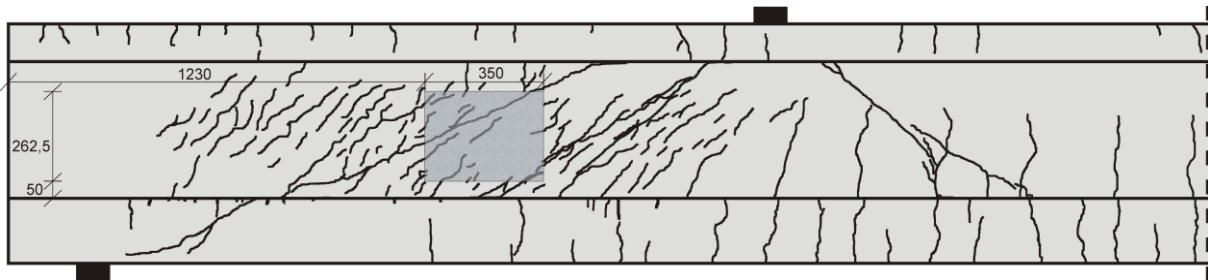
Rosetten R1, R2, R3 und R4 nicht auswertbar

Betondehnungen

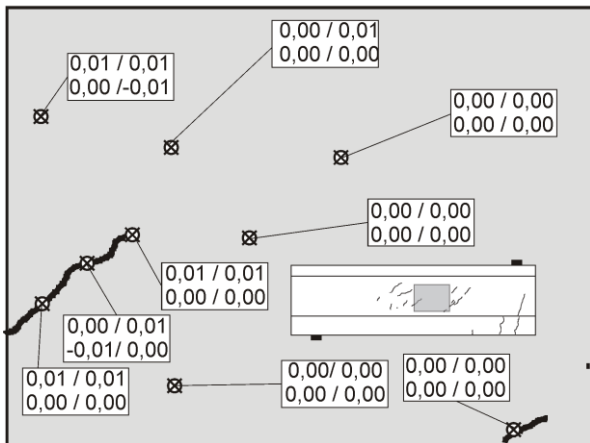




Photooptisches Messverfahren Aramis

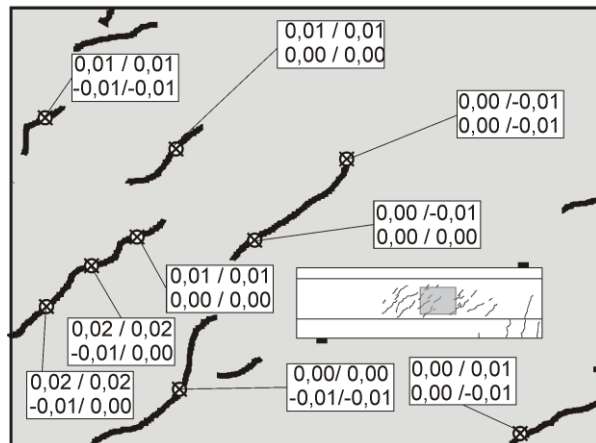


Lastwechsel 0.000.001

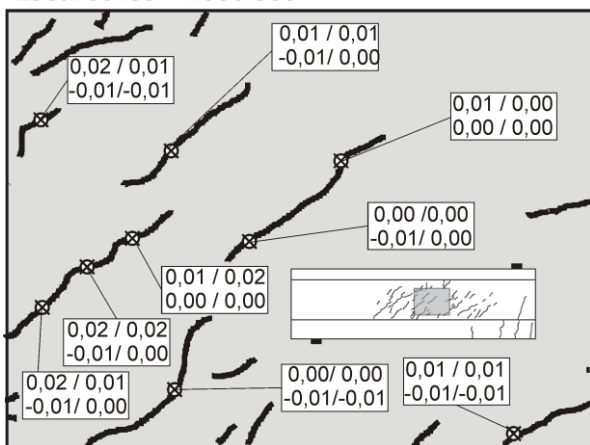


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

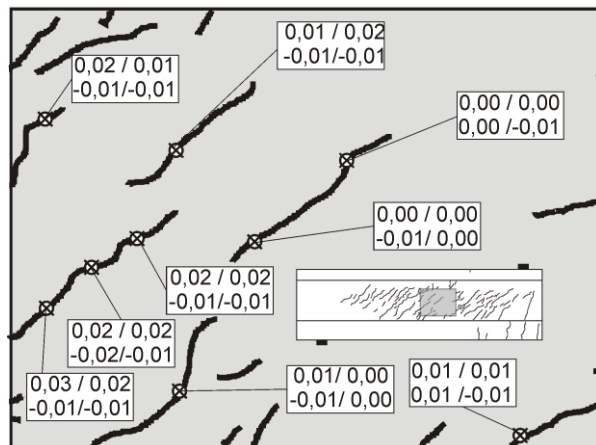
Lastwechsel 0.500.000



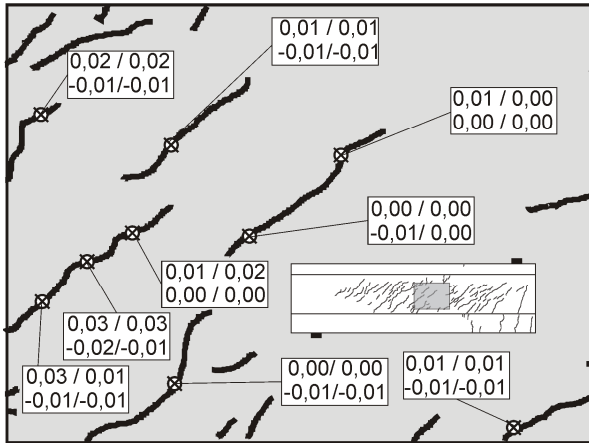
Lastwechsel 1.000.000



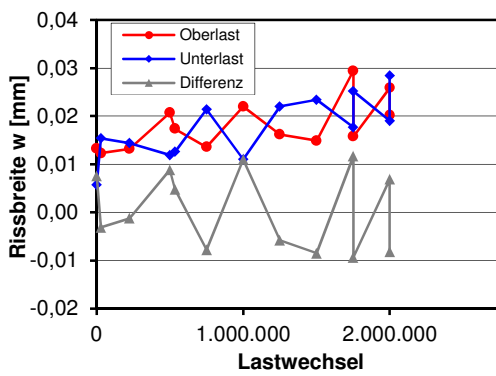
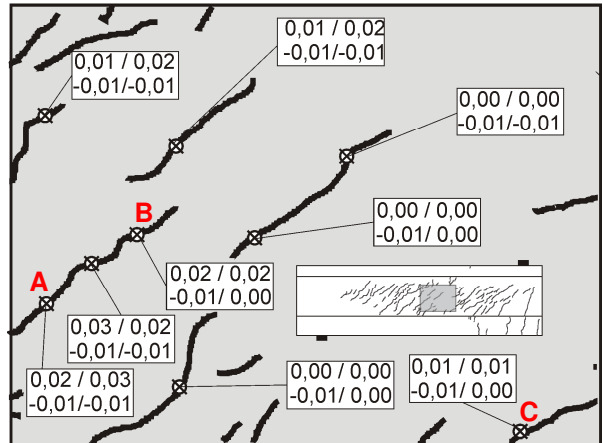
Lastwechsel 1.750.000



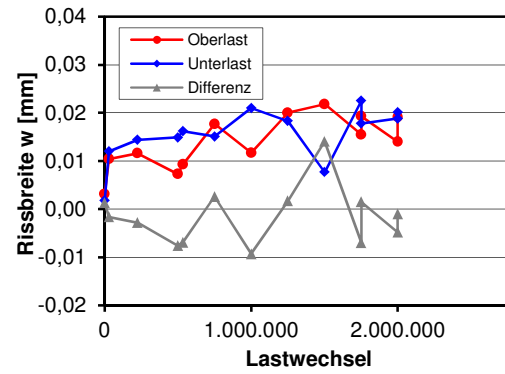
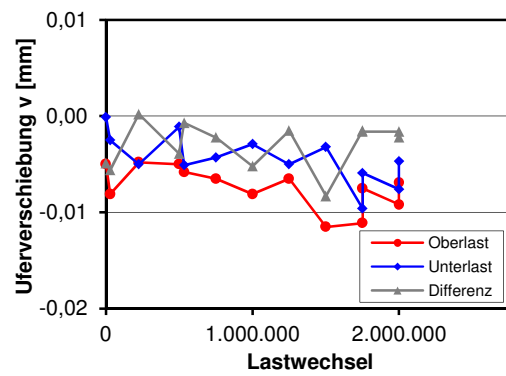
Lastwechsel 2.000.000



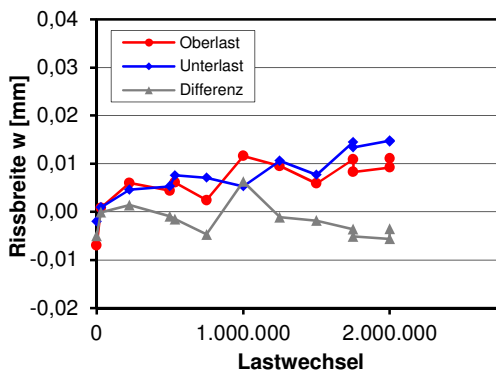
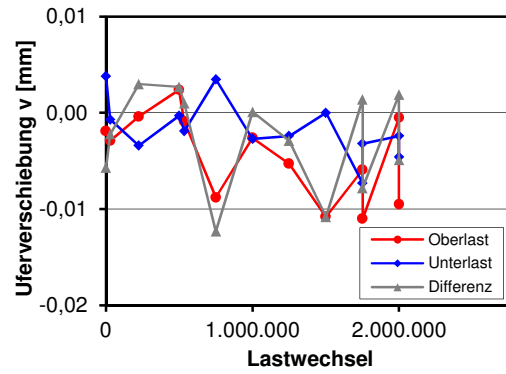
Lastwechsel 2.000.001



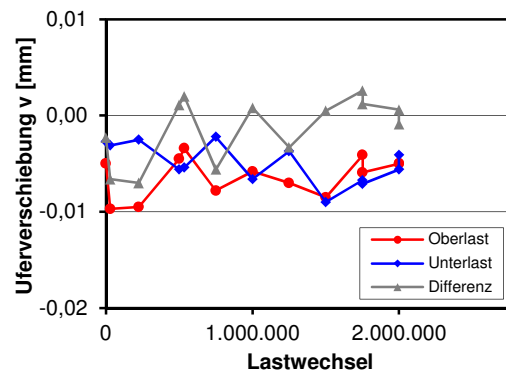
A



B



C



C.7 Träger T-0-1

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 920 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 41,0 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 3,10 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 26.933 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

DIN FB 102 (Gl. 4.118): $V_{Rm,ct} = 251 \text{ kN}$

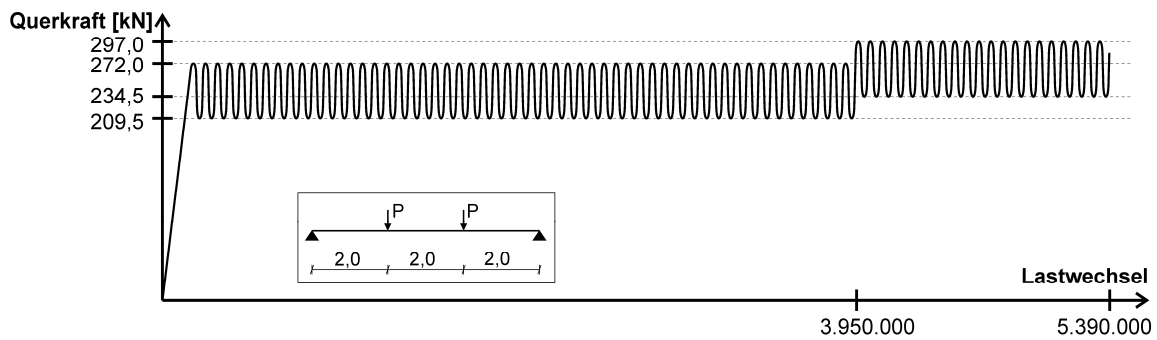
Görtz: $V_{Rm,ct} = 456 \text{ kN}$

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = -^1)$

¹⁾ Betonlängsspannung an Trägerunterseite im Bruchzustand $> f_{ctm,tm}$

Belastung

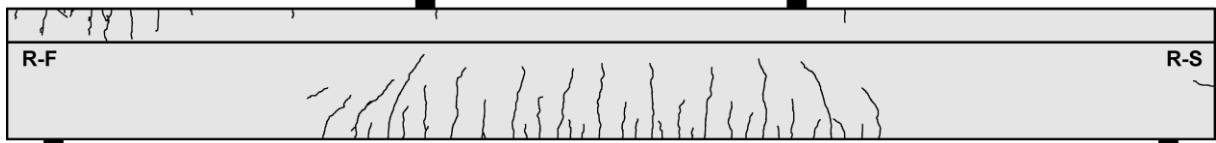
Teilversuch 1



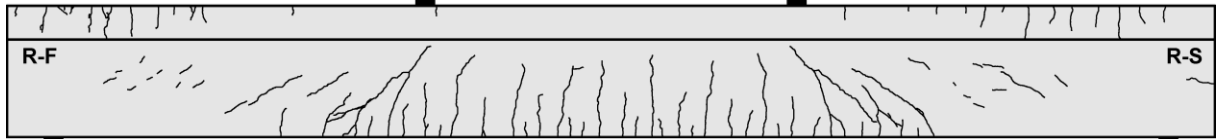
Teilversuch	Lastwechsel 10^3		Versagen	Belastung [$V_{Rm,ct}$ nach Görtz]					
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{l,max}$ [N/mm ²]	$\frac{V_{max}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{min}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{Rest}}{V_{Rm,ct}}$
1	3950	3950	nein	272,0	209,5	0,8	0,60	0,46	-
1	1440	5390	nein	297,0	234,5	1,0	0,65	0,51	-

Rissbilder

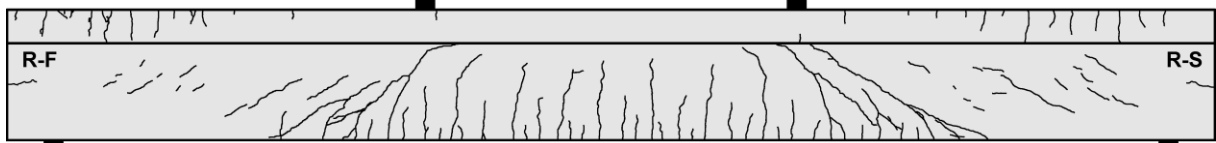
Lastwechsel 1



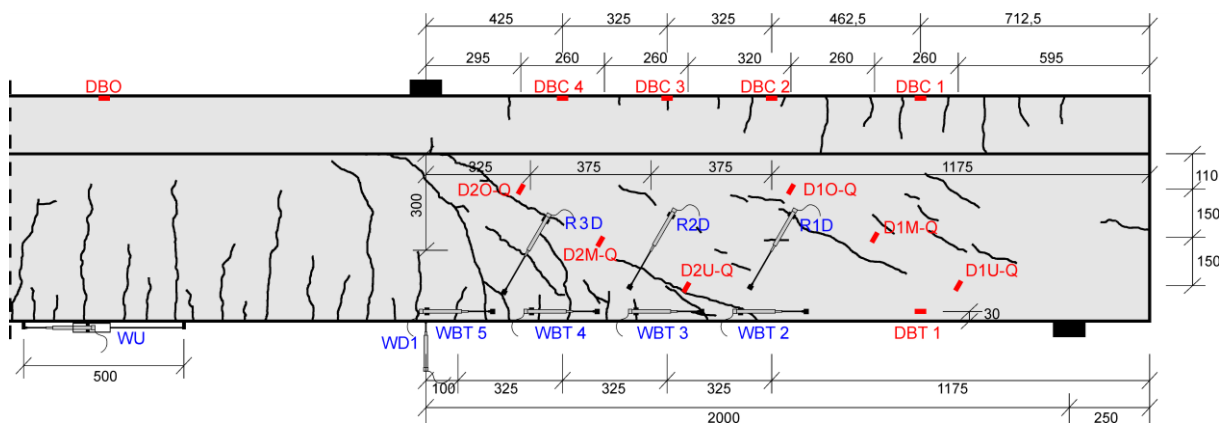
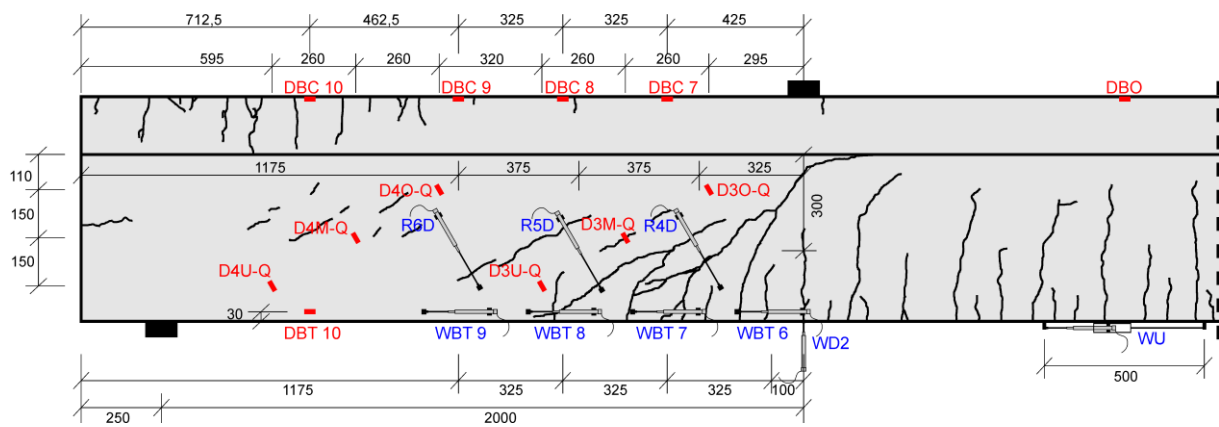
Lastwechsel 3.950.000



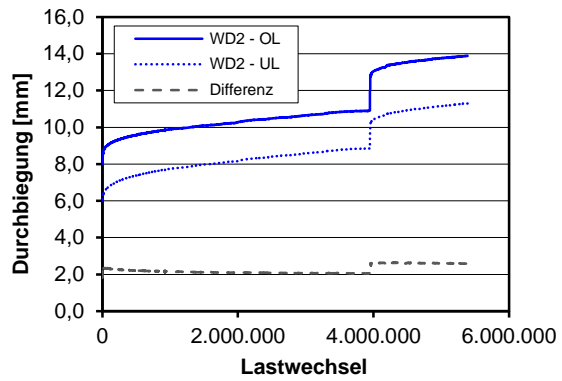
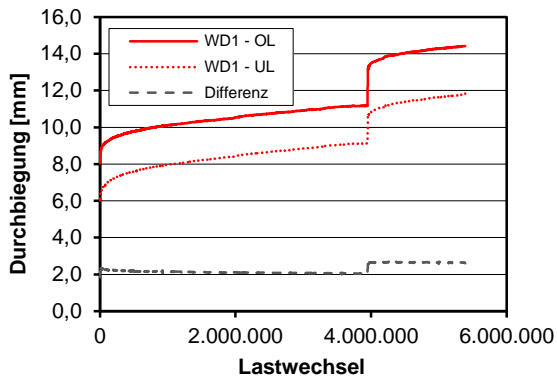
Lastwechsel 5.390.000



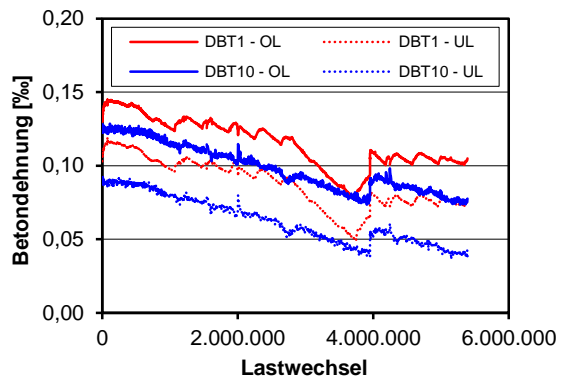
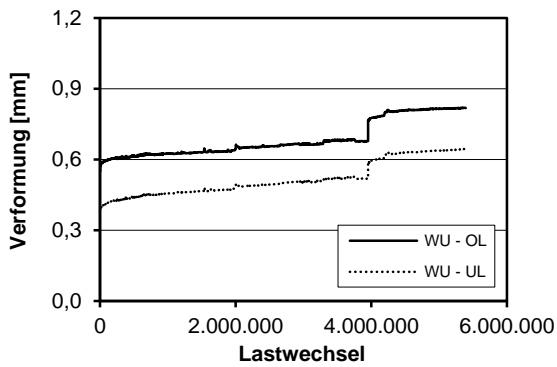
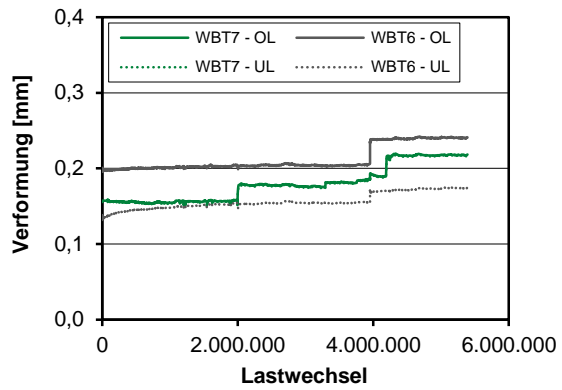
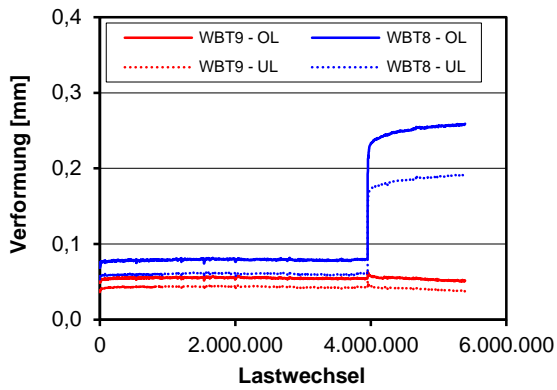
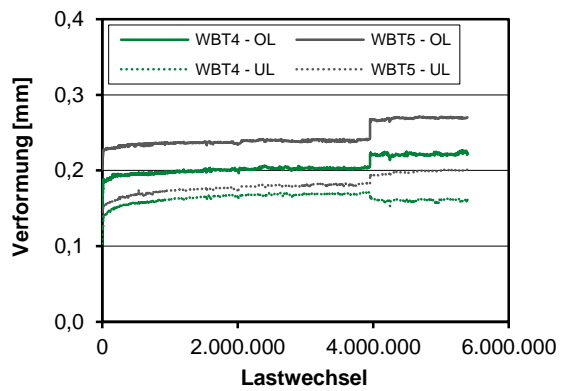
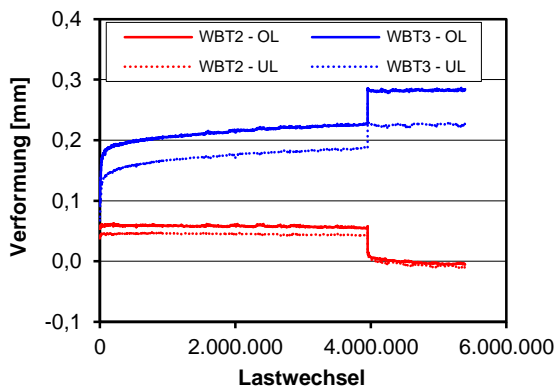
Messtechnikpläne



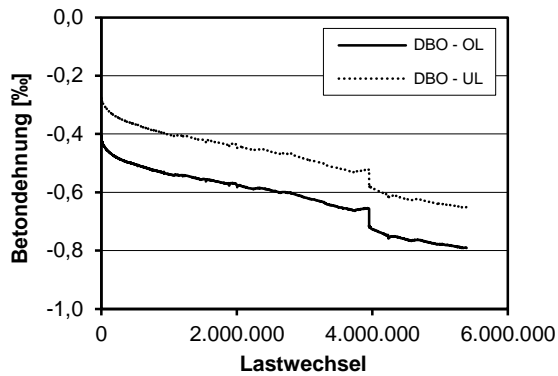
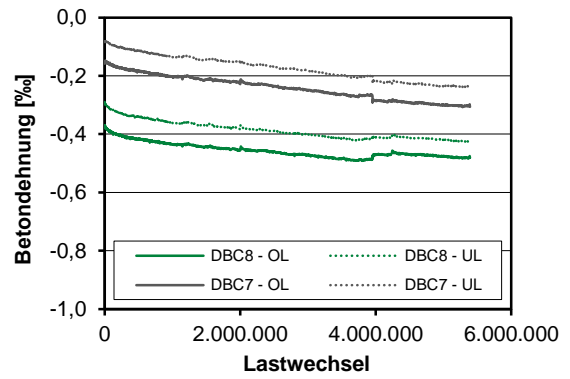
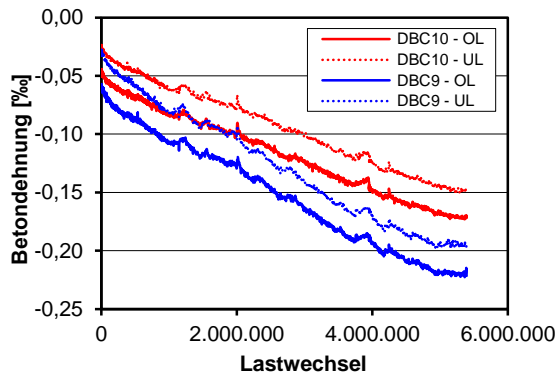
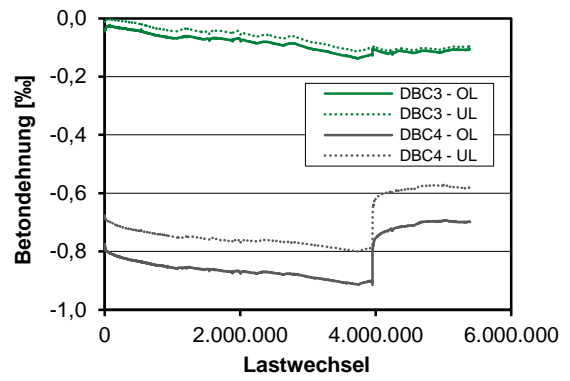
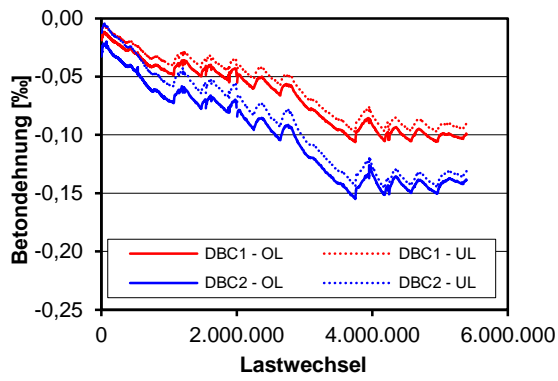
Durchbiegungen



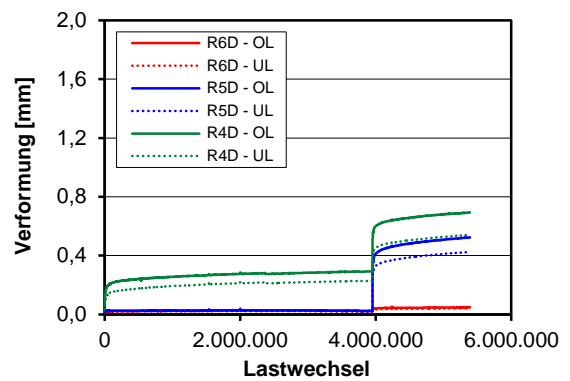
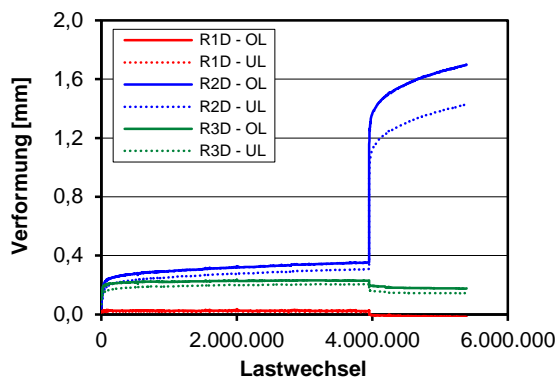
Längsverformungen unterer Querschnittsrand



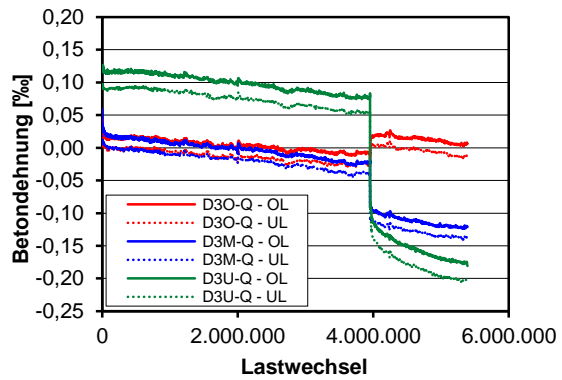
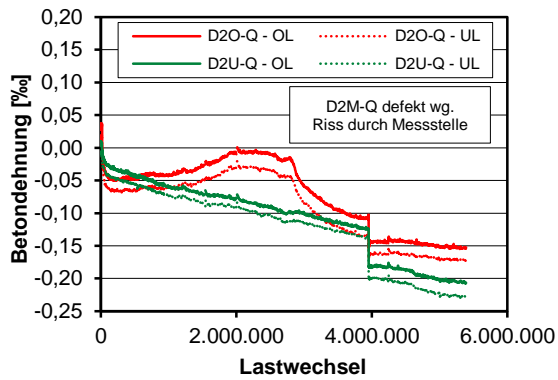
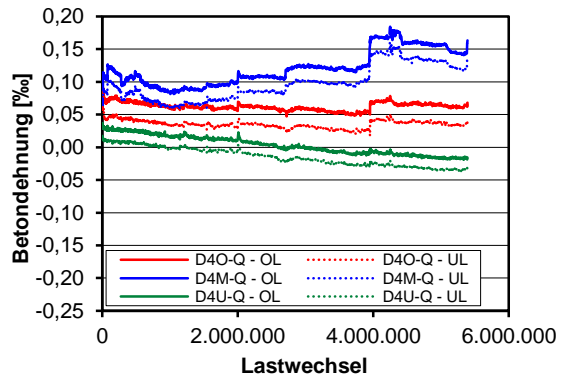
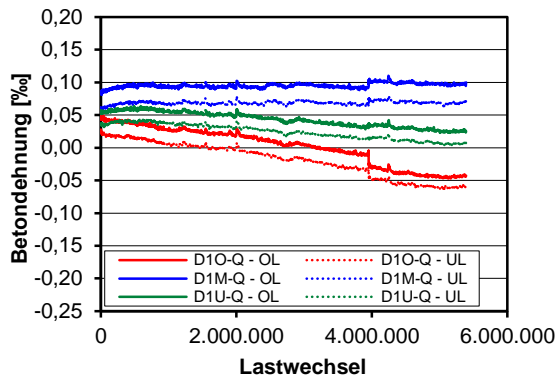
Längsverformungen oberer Querschnittsrand



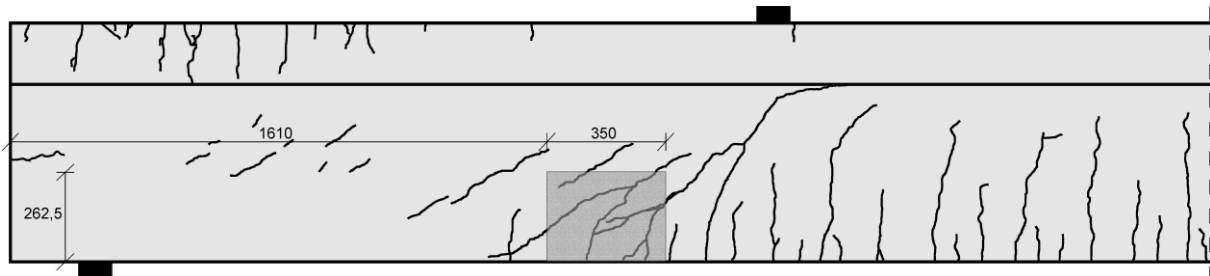
Diagonalverformungen im Steg



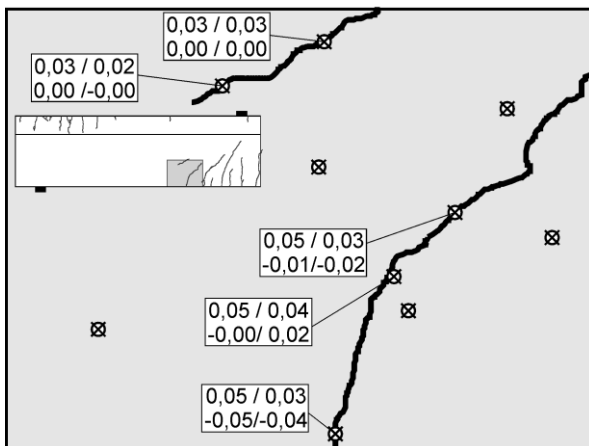
Betondehnungen



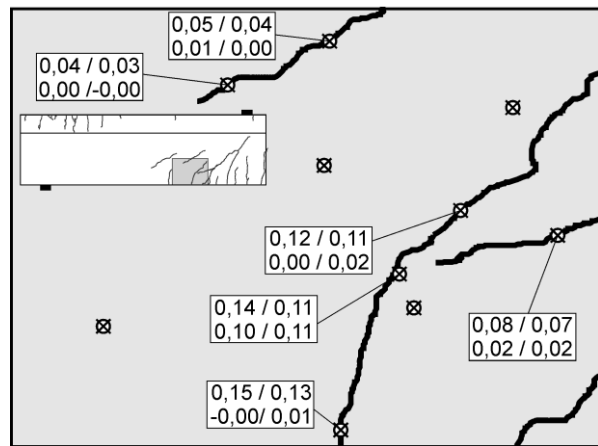
Photooptisches Messverfahren Aramis



Lastwechsel 0.000.001

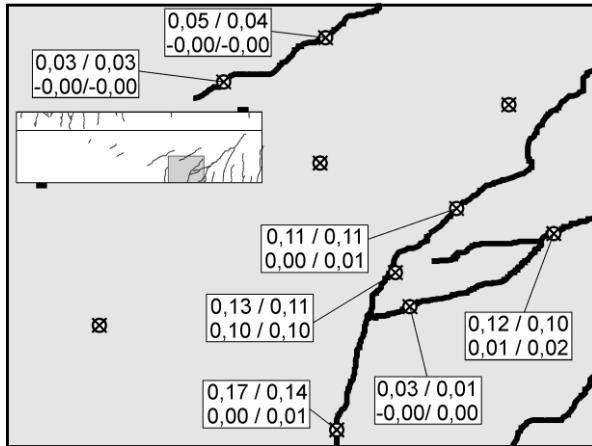


Lastwechsel 1.200.000

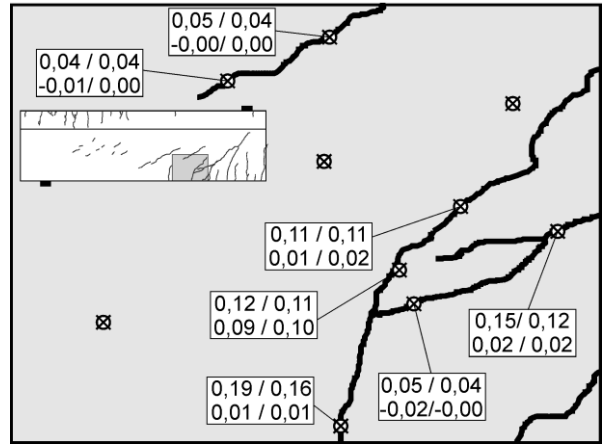


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

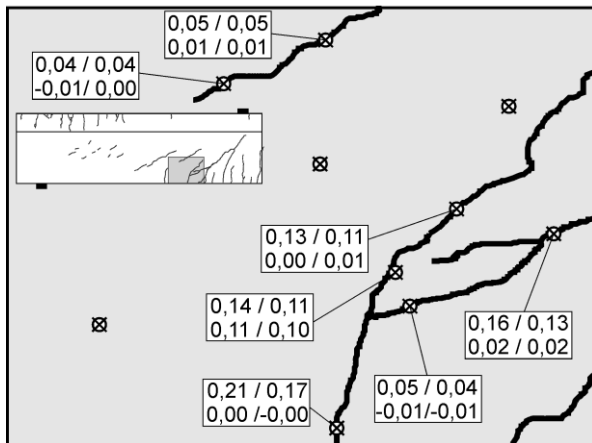
Lastwechsel 2.800.000



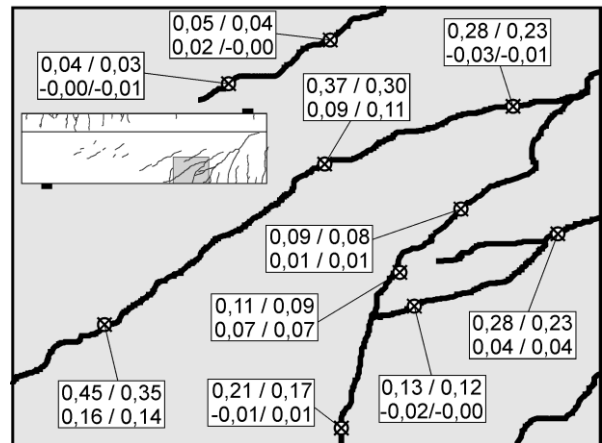
Lastwechsel 3.950.000



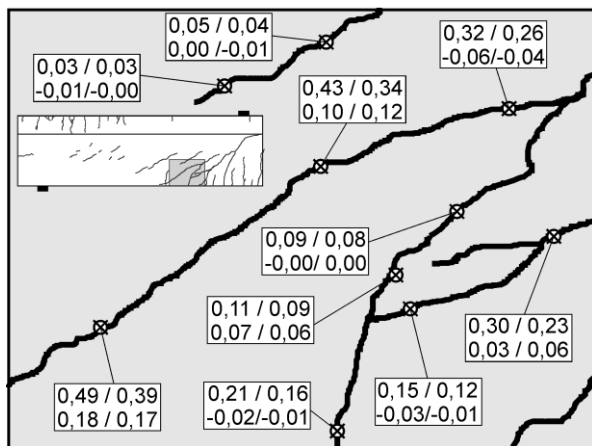
Lastwechsel 3.950.001



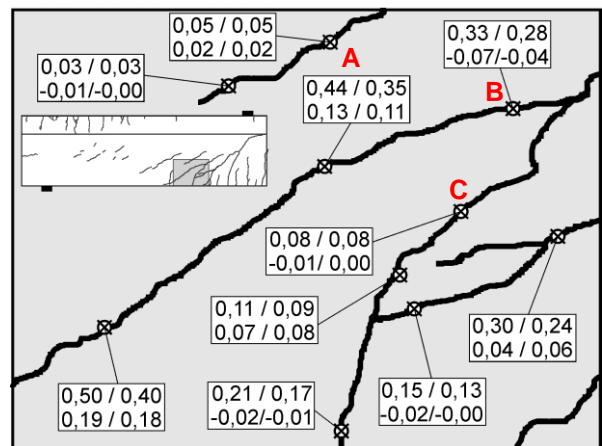
Lastwechsel 4.250.000

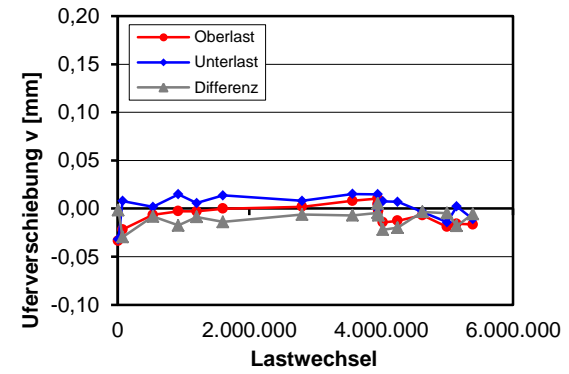
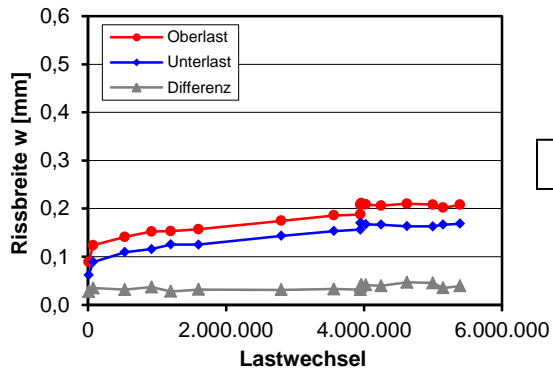
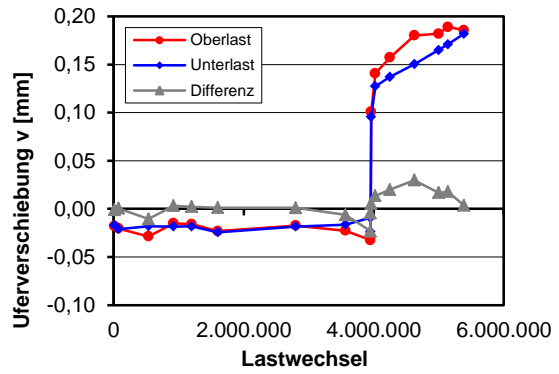
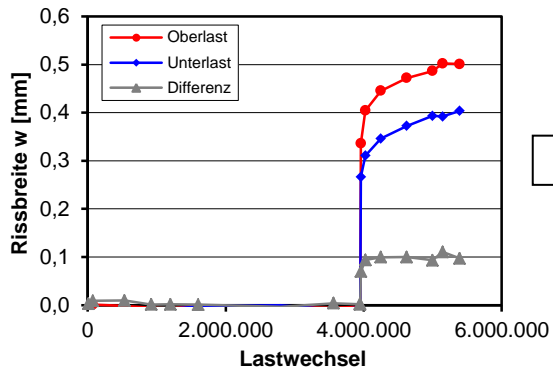
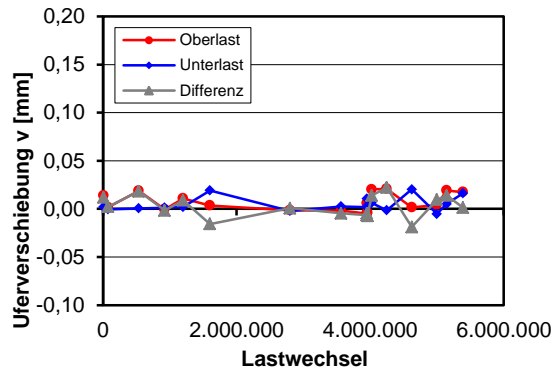
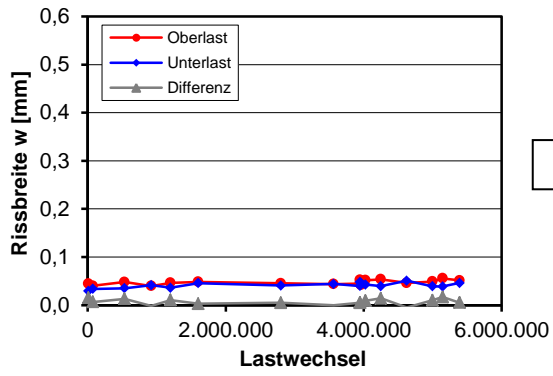


Lastwechsel 5.000.000



Lastwechsel 5.390.000





C.8 Träger T-0-2

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 616 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 37,5 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 3,05 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 25.400 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

DIN FB 102 (Gl. 4.118): $V_{Rm,ct} = 220 \text{ kN}$

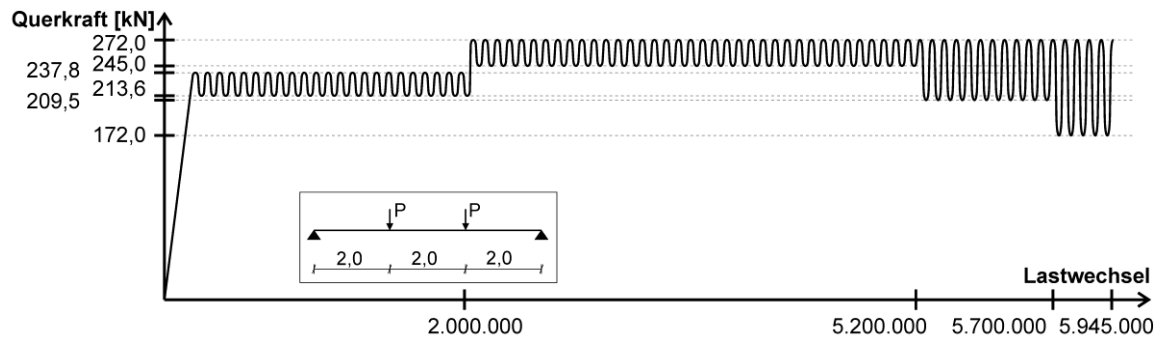
Görtz: $V_{Rm,ct} = 389 \text{ kN}$

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = -^1)$

¹⁾ Betonlängsspannung an Trägerunterseite im Bruchzustand $> f_{ctm,tm}$

Belastung

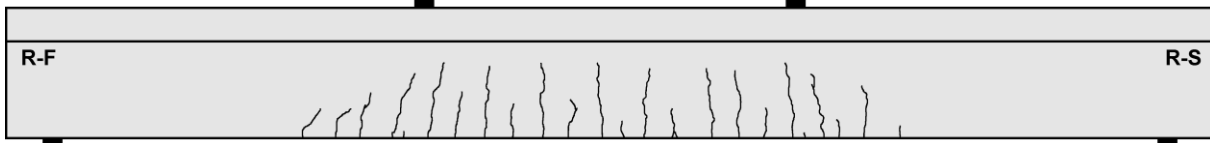
Teilversuch 1



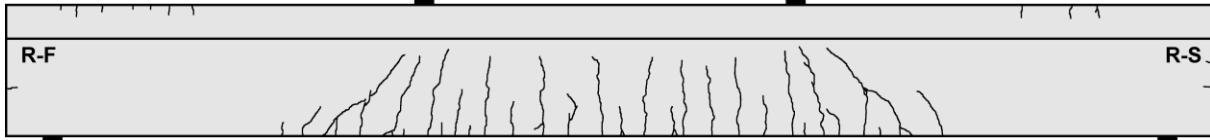
Teilversuch	Lastwechsel 10^3		Versagen	Belastung [$V_{Rm,ct}$ nach Görtz]					
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{I,max}$ [N/mm ²]	$\frac{V_{max}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{min}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{Rest}}{V_{Rm,ct}}$
1	2000	2000	nein	237,8	213,6	0,9	0,61	0,55	-
1	3200	5200	nein	272,0	245,0	1,2	0,70	0,63	-
1	500	5700	nein	272,0	209,5	1,2	0,70	0,54	-
1	245	5945	nein	272,0	172,0	1,2	0,70	0,44	-

Rissbilder

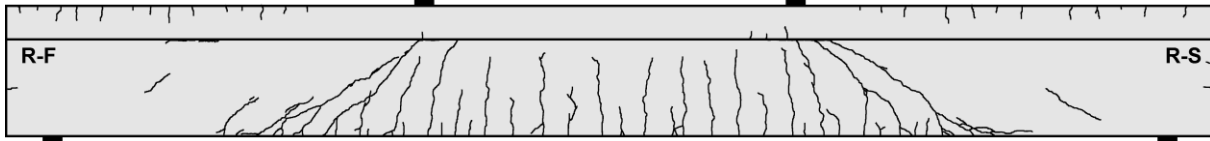
Lastwechsel 1



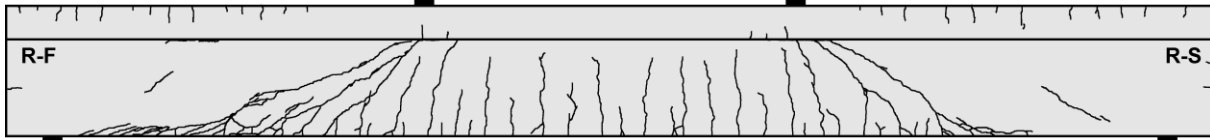
Lastwechsel 2.000.000



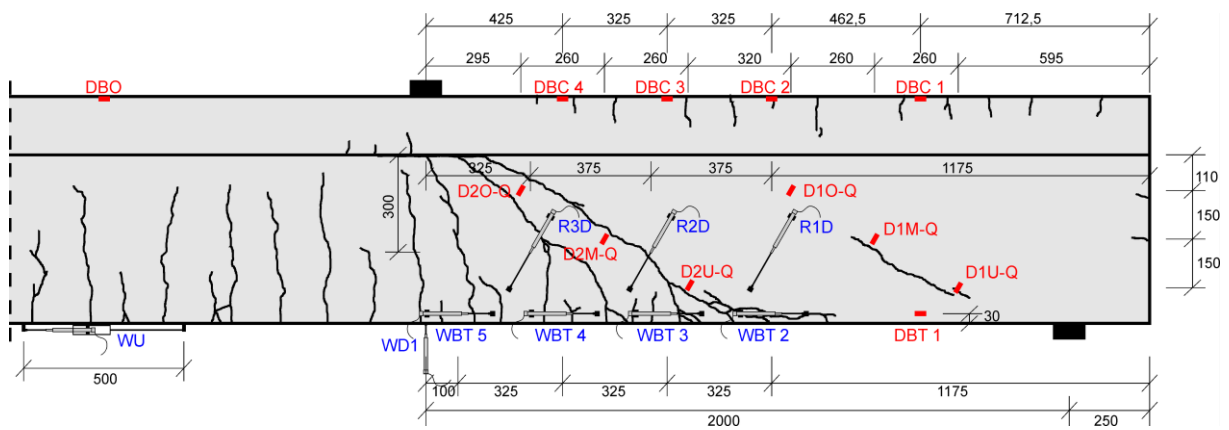
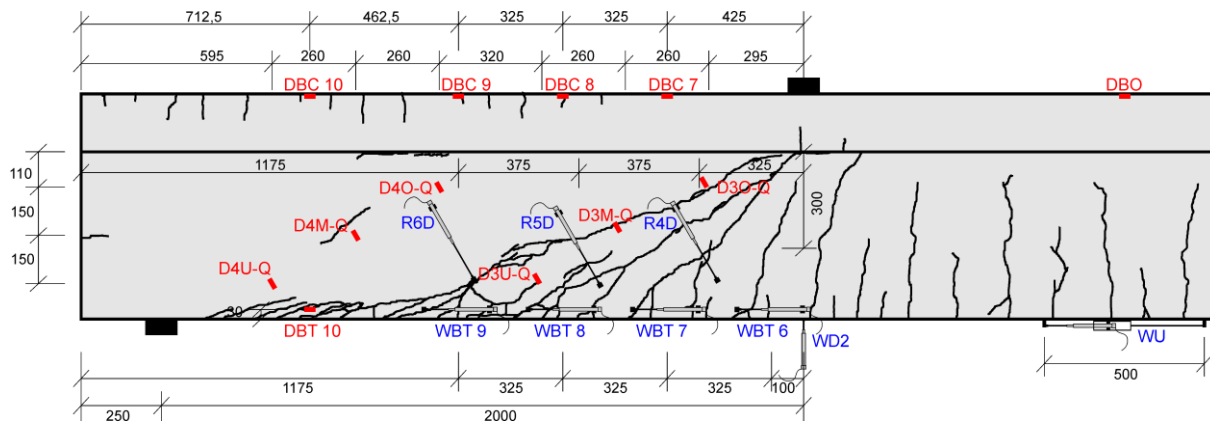
Lastwechsel 5.200.000



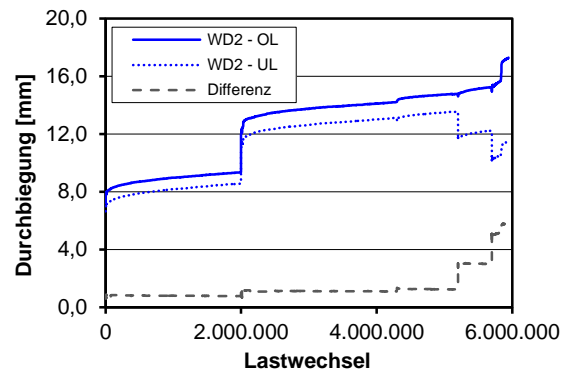
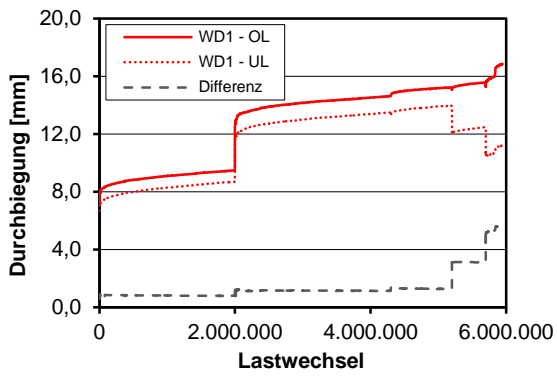
Lastwechsel 5.945.000



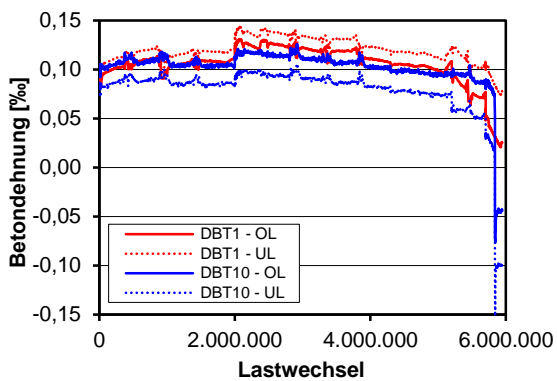
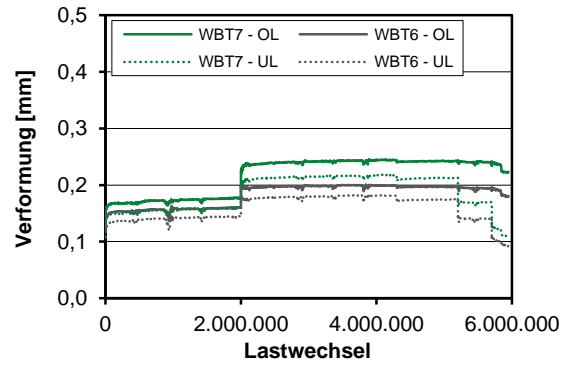
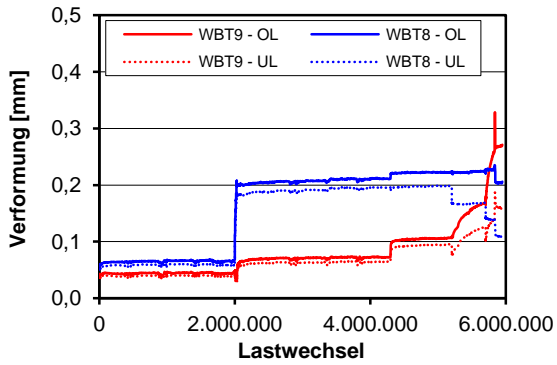
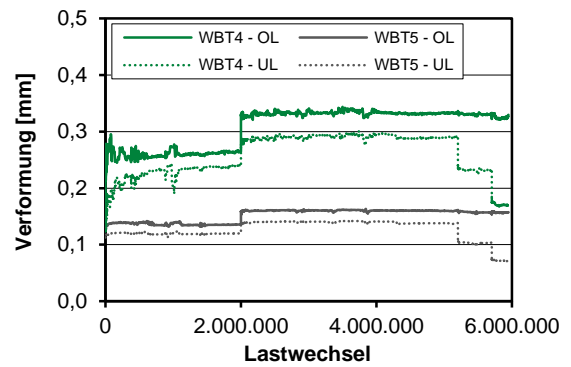
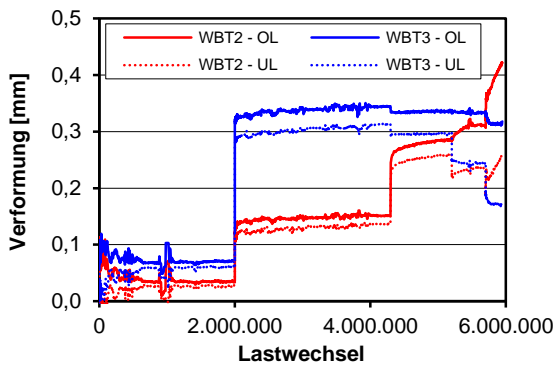
Messtechnikpläne



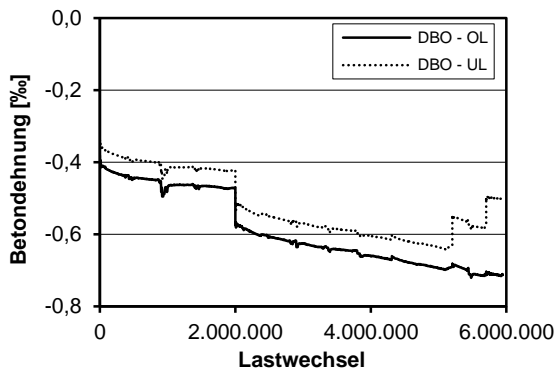
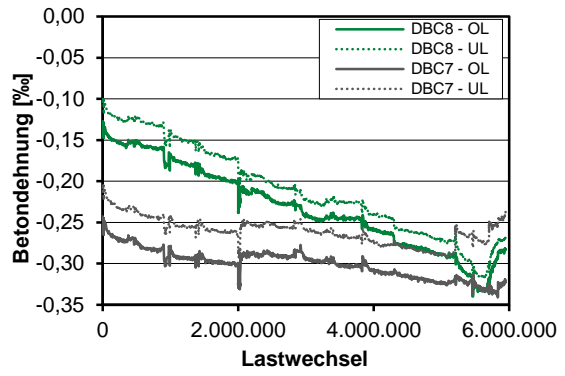
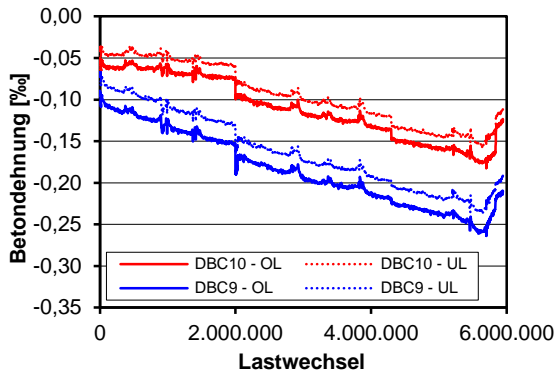
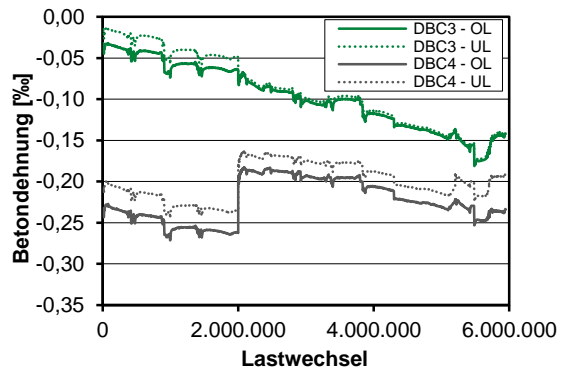
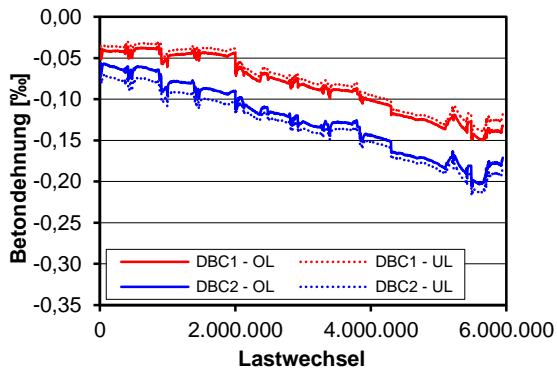
Durchbiegungen



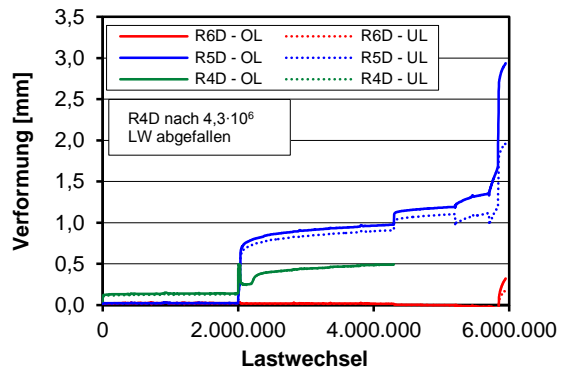
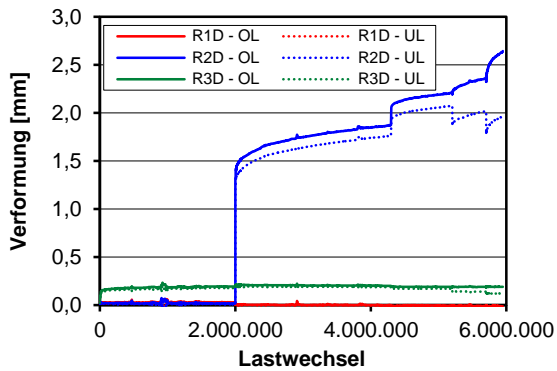
Längsverformungen unterer Querschnittsrand



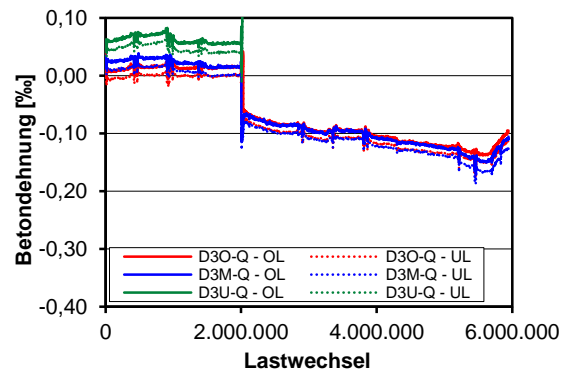
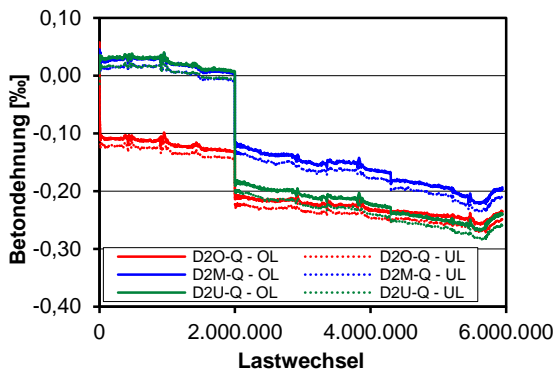
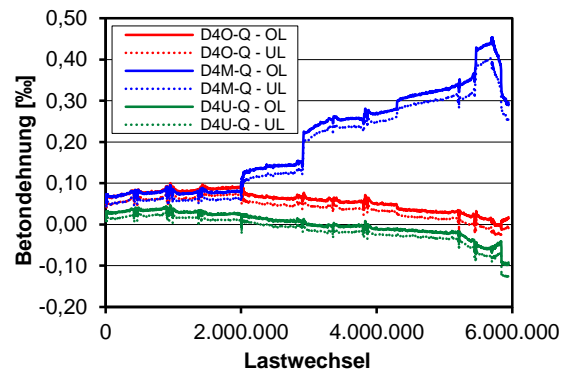
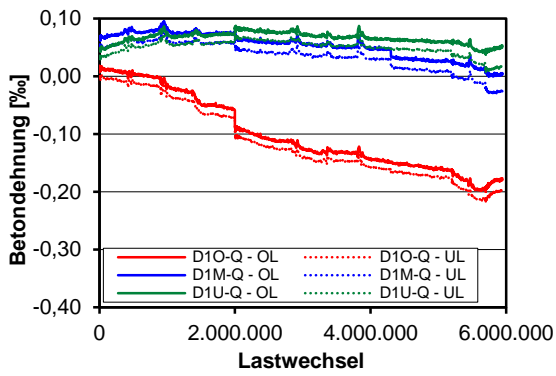
Längsverformungen oberer Querschnittsrand



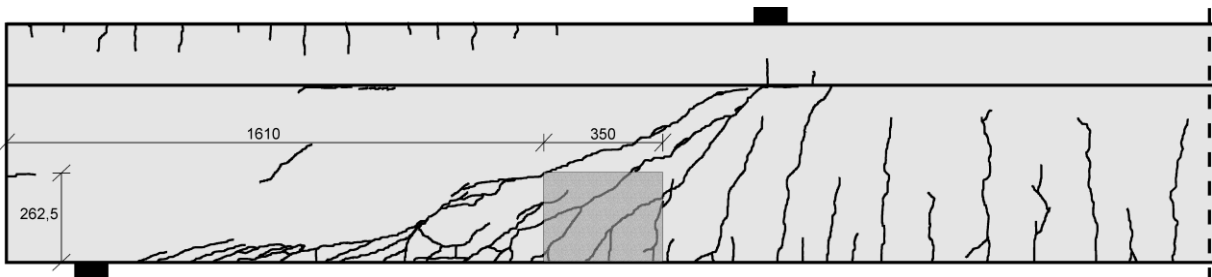
Diagonalverformungen im Steg



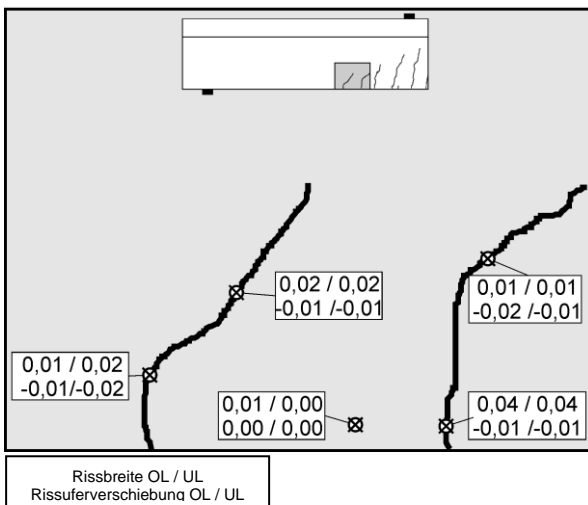
Betondehnungen



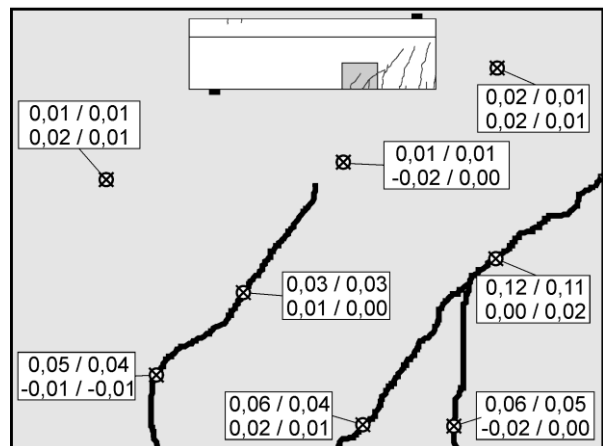
Photooptisches Messverfahren Aramis



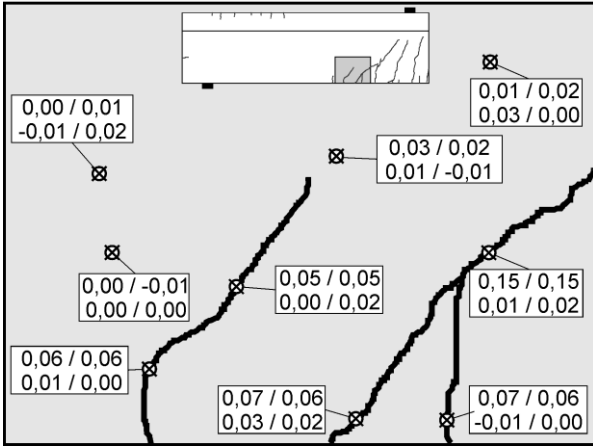
Lastwechsel 0.000.001



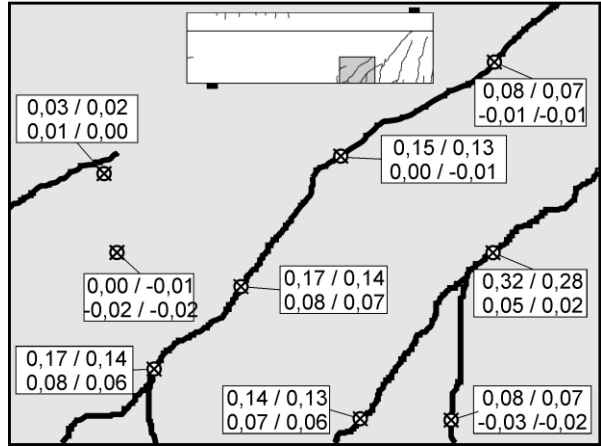
Lastwechsel 0.075.000



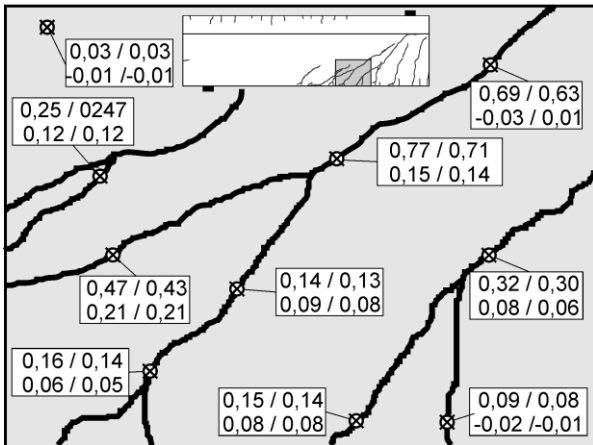
Lastwechsel 2.000.000



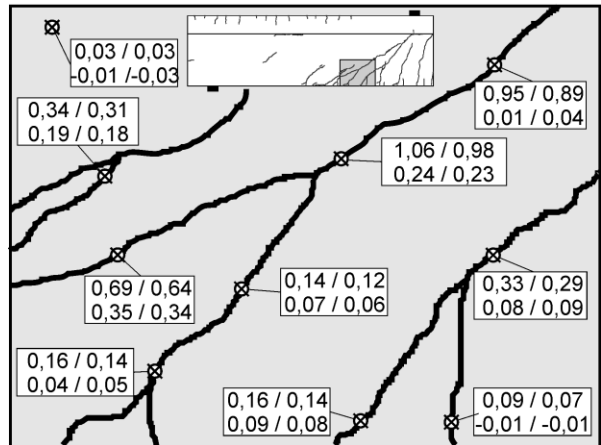
Lastwechsel 2.000.001



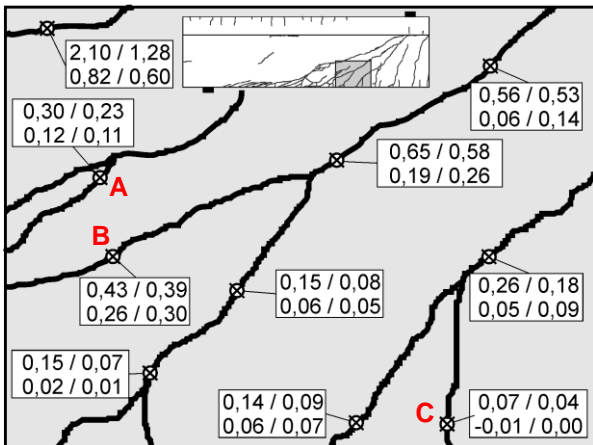
Lastwechsel 2.500.000

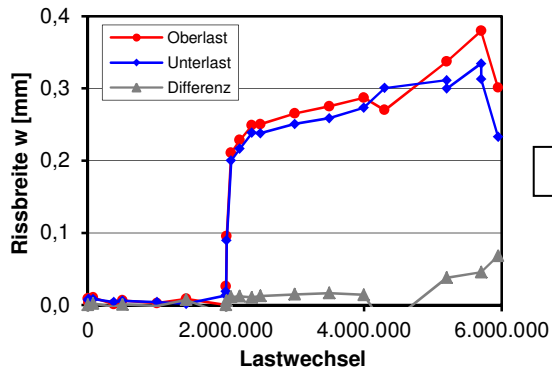


Lastwechsel 5.200.000

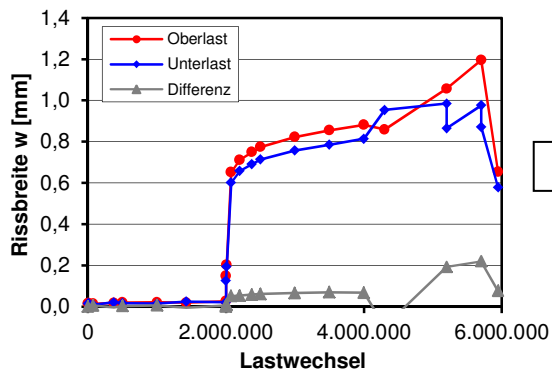
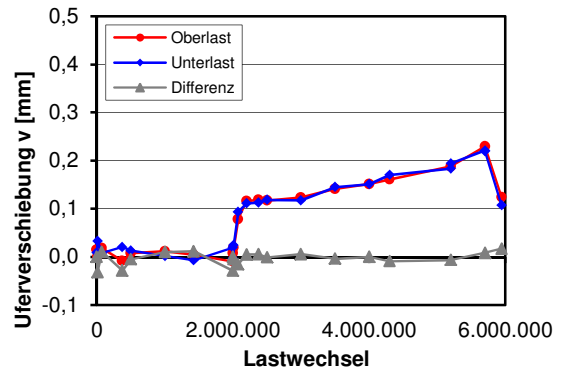


Lastwechsel 5.945.000

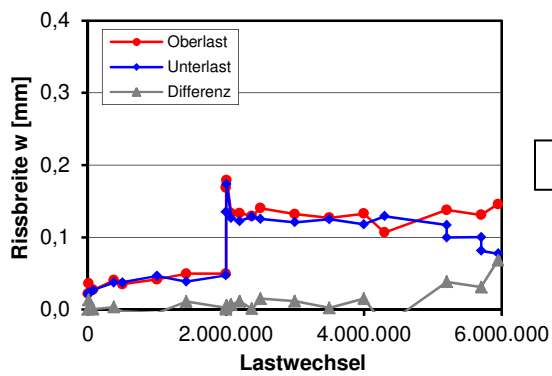
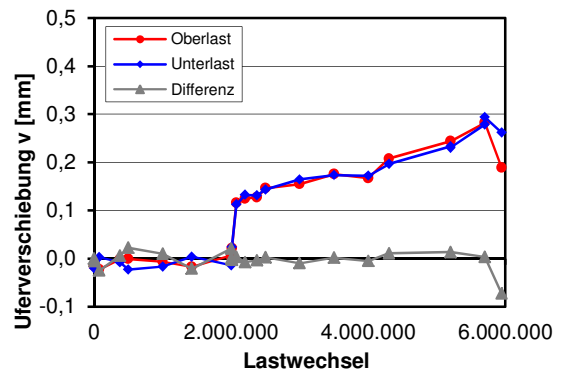




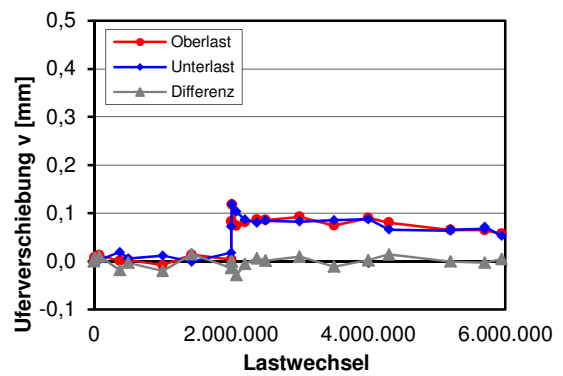
A



B



C



C.9 Träger T-0-3

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 416 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 37,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 3,17 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 26.900 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

DIN FB 102 (Gl. 4.118): $V_{Rm,ct} = 203 \text{ kN}$

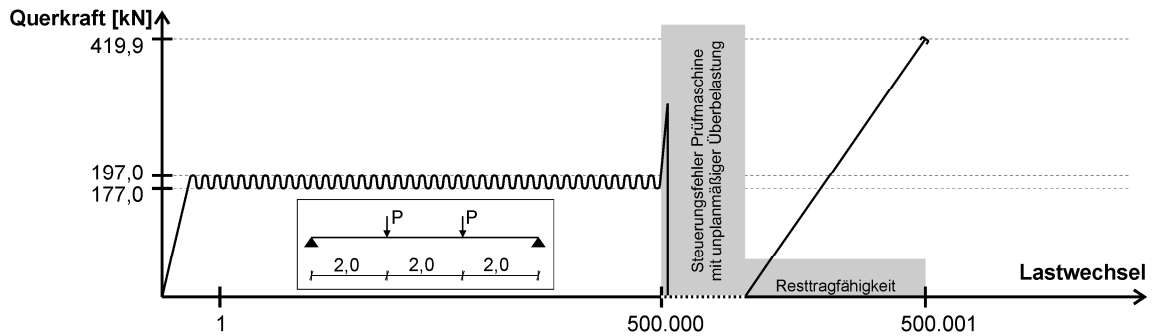
Görtz: $V_{Rm,ct} = 343 \text{ kN}$

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = -^1$

¹⁾ Betonlängsspannung an Trägerunterseite im Bruchzustand $> f_{ctm,tm}$

Belastung

Teilversuch 1

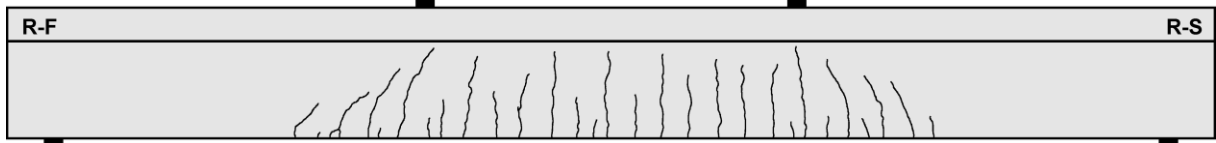


Teilversuch	Lastwechsel 10^3		Versagen	Belastung [$V_{Rm,ct}$ nach Görtz]					
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{l,max}$ [N/mm ²]	$\frac{V_{max}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{min}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{Rest}}{V_{Rm,ct}}$
1	500	500	nein	197,0	177,0	0,9	0,57	0,52	-
1	0,001	500	Resttragf.	419,9	-	8,7	-	-	1,22

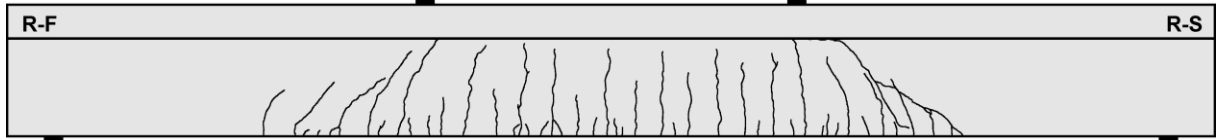
Ermittlung der Resttragfähigkeit aufgrund unplanmäßiger Überbelastung des Trägers infolge defekter Prüfmaschinensteuerung

Rissbilder

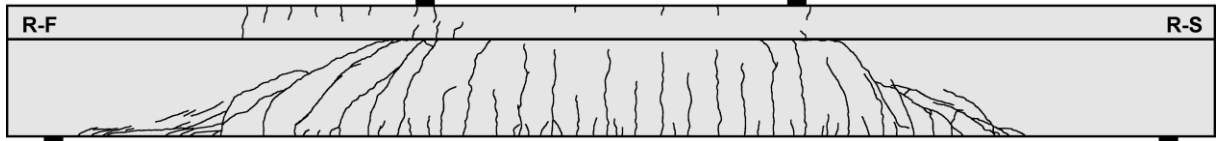
Lastwechsel 1



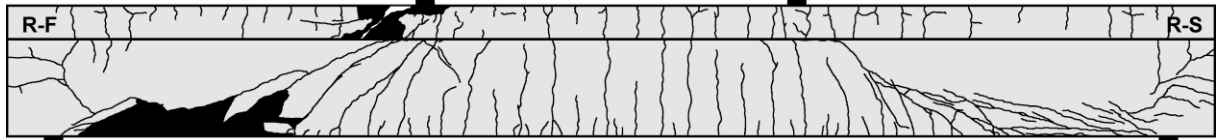
Lastwechsel 500.000



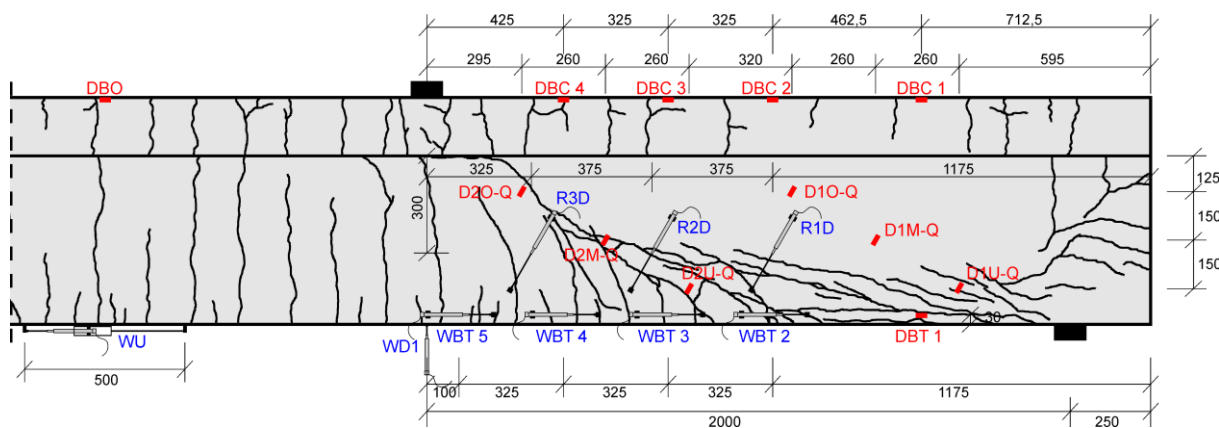
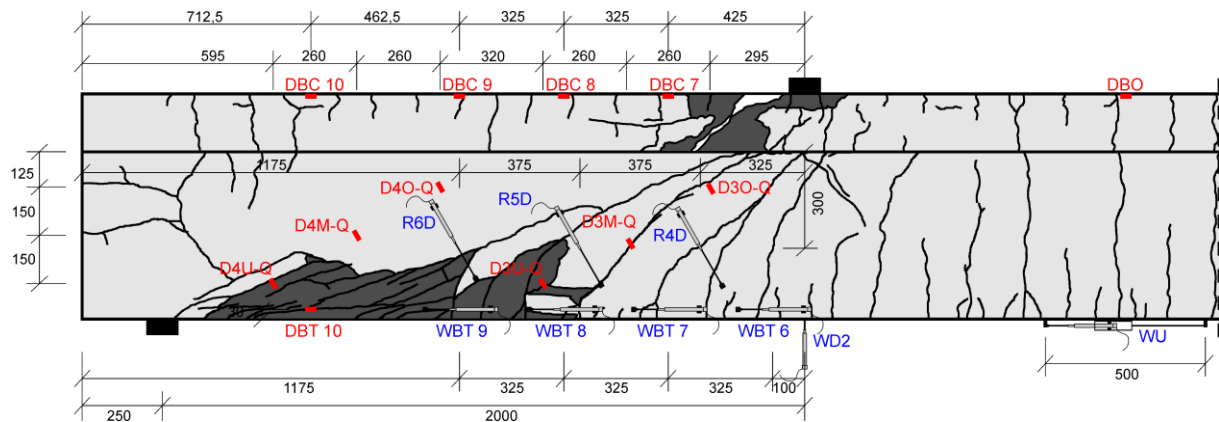
Lastwechsel 500.000 nach Überbelastung



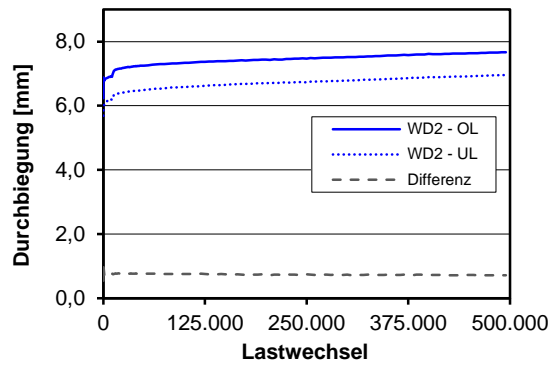
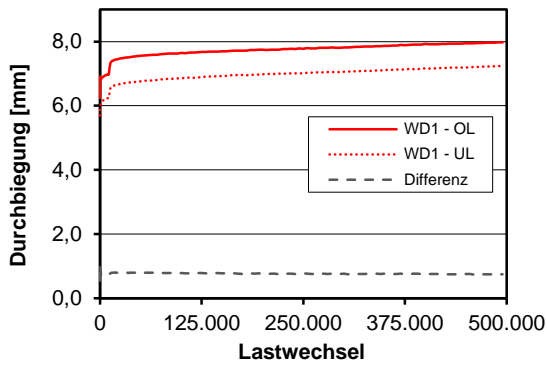
Resttragfähigkeit



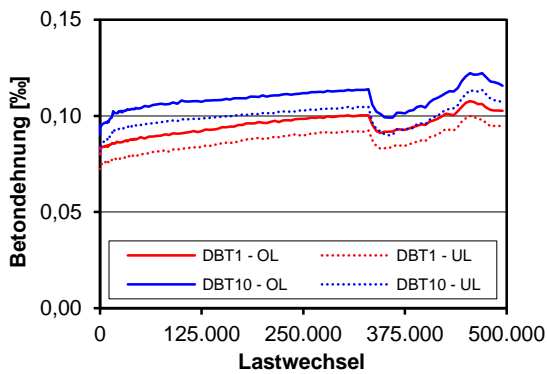
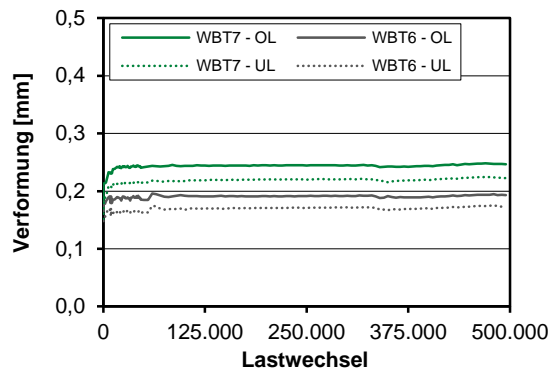
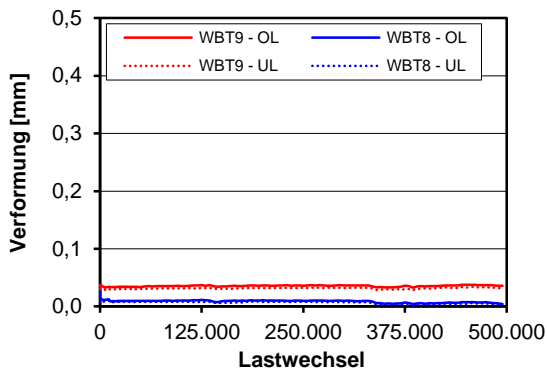
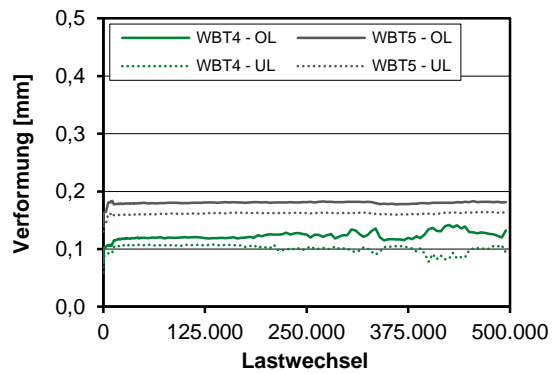
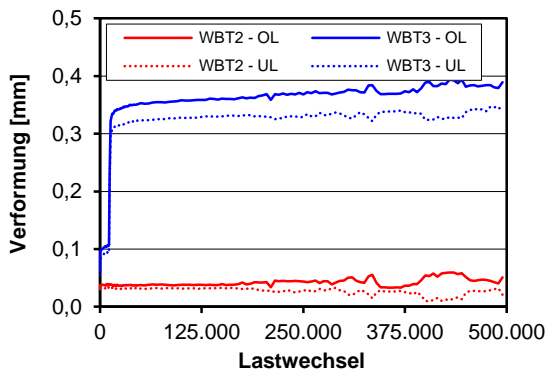
Messtechnikpläne



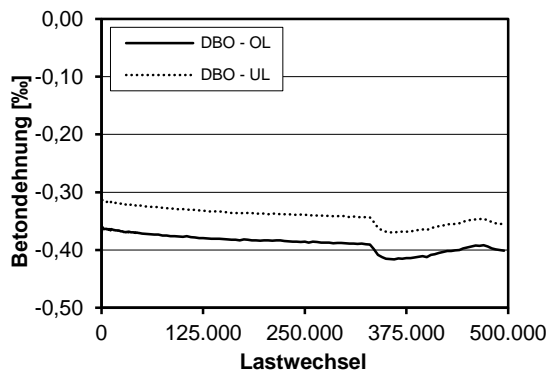
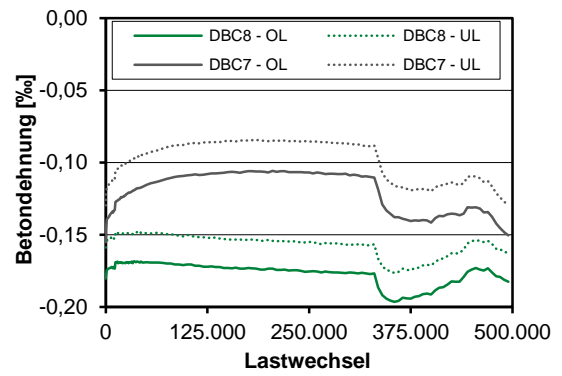
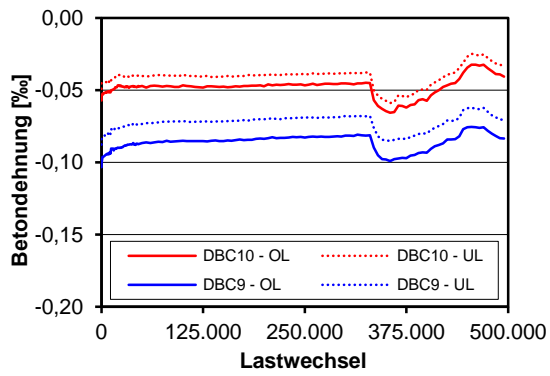
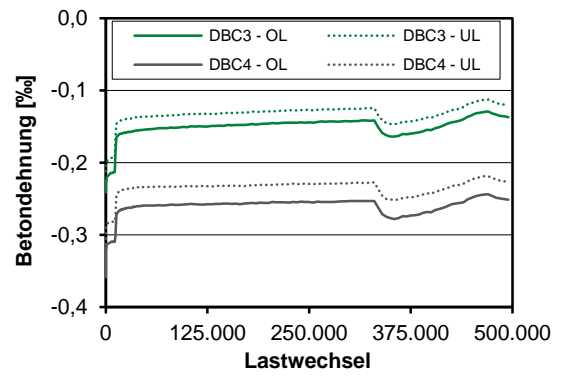
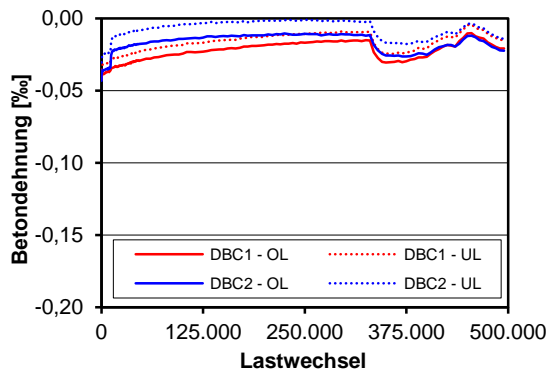
Durchbiegungen



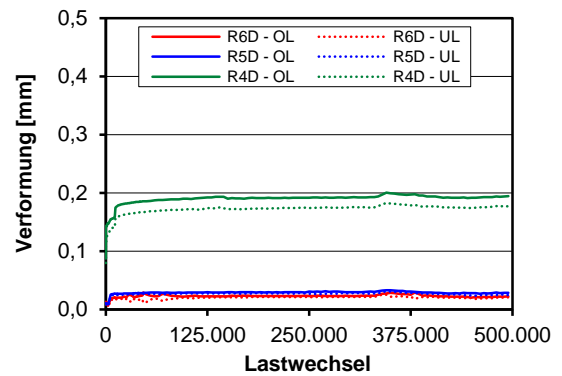
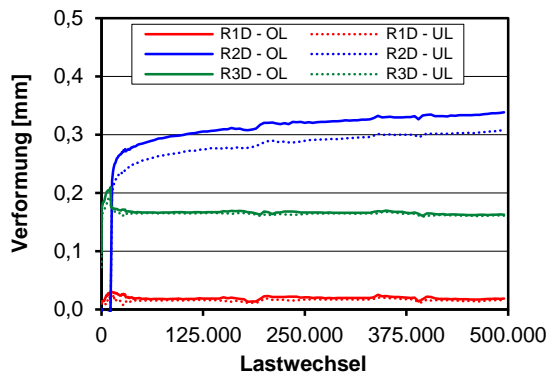
Längsverformungen unterer Querschnittsrand



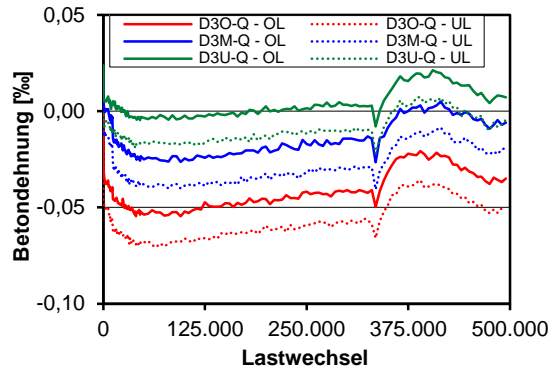
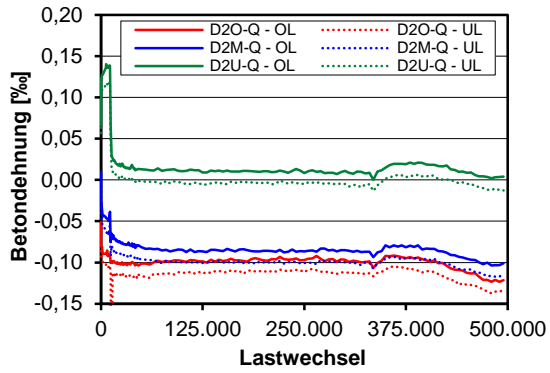
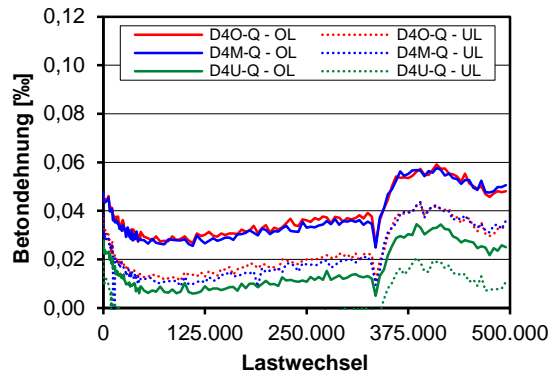
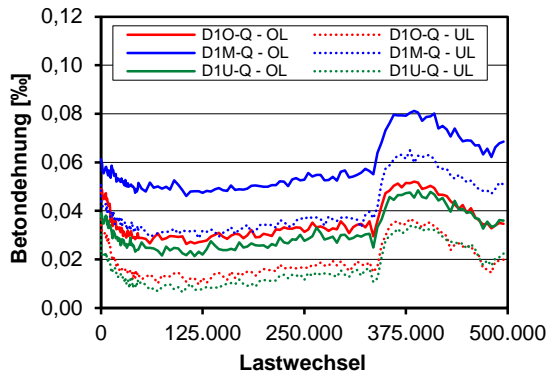
Längsverformungen oberer Querschnittsrand



Diagonalverformungen im Steg



Betondehnungen



C.10 Träger T-0-3R

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 516 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 37,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 2,63 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 25.267 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

DIN FB 102 (Gl. 4.118): $V_{Rm,ct} = 212 \text{ kN}$

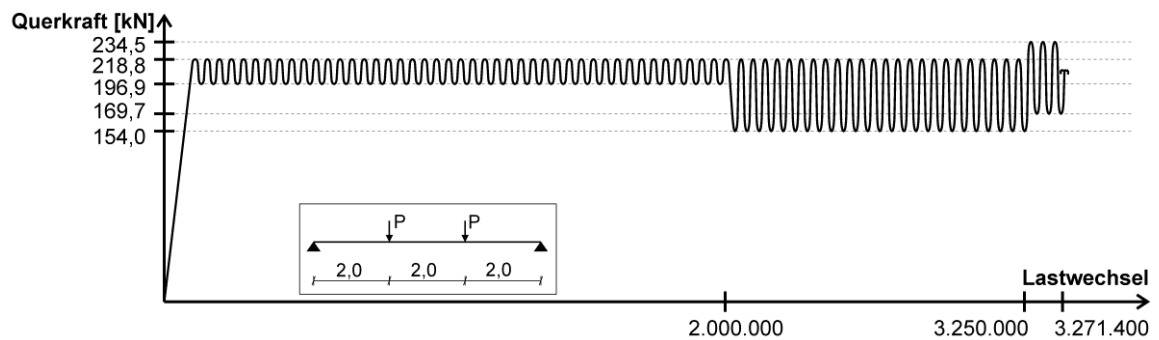
Görtz: $V_{Rm,ct} = 367 \text{ kN}$

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = -^1)$

¹⁾ Betonlängsspannung an Trägerunterseite im Bruchzustand $> f_{ctm,tm}$

Belastung

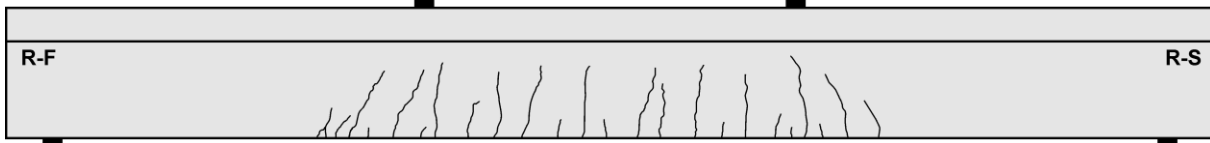
Teilversuch 1



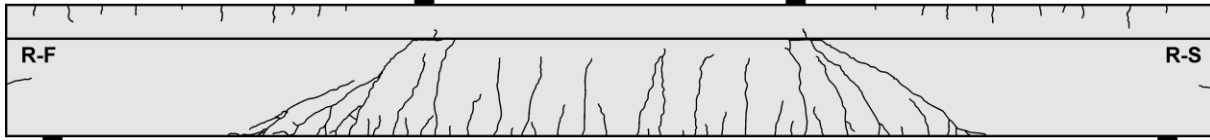
Teilversuch	Lastwechsel 10^3		Versagen	Belastung [$V_{Rm,ct}$ nach Görtz]					
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{I,max}$ [N/mm ²]	$\frac{V_{max}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{min}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{Rest}}{V_{Rm,ct}}$
1	2000	2000	nein	218,8	196,6	0,9	0,60	0,54	-
1	1250	3250	nein	218,8	154,0	0,9	0,60	0,42	-
1	21,4	3271,4	zyklisch	234,5	169,7	1,0	0,64	0,46	-

Rissbilder

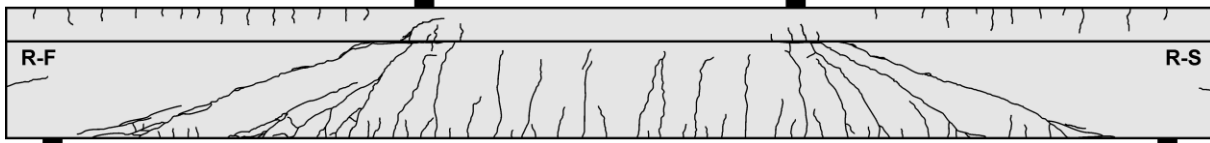
Lastwechsel 1



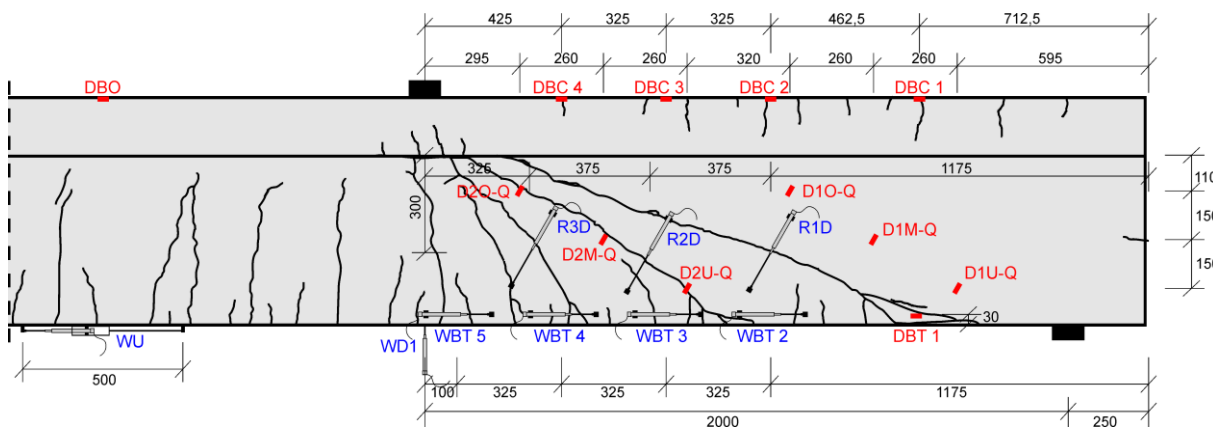
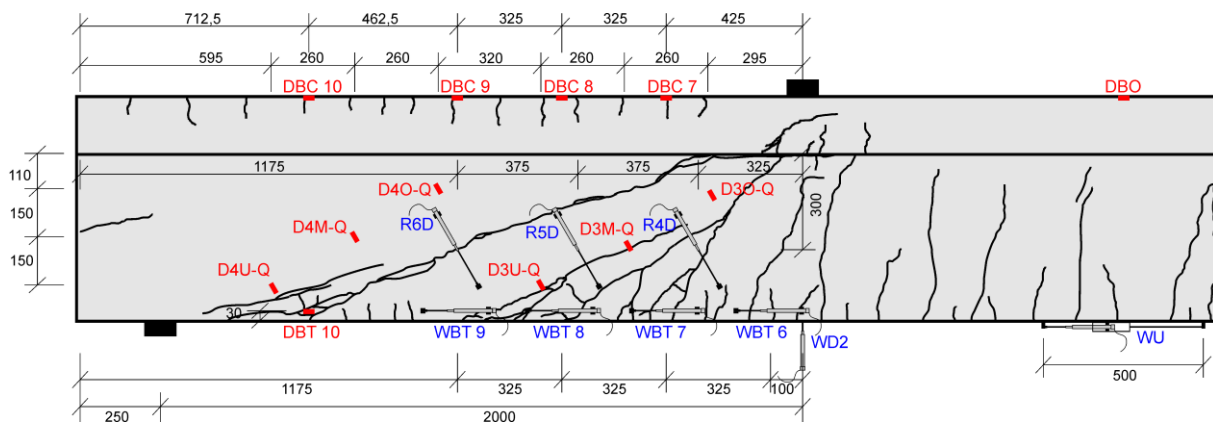
Lastwechsel 3.250.000



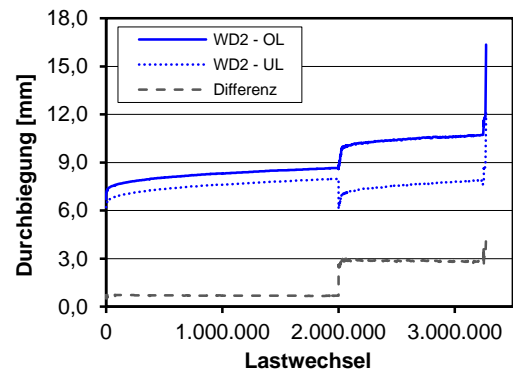
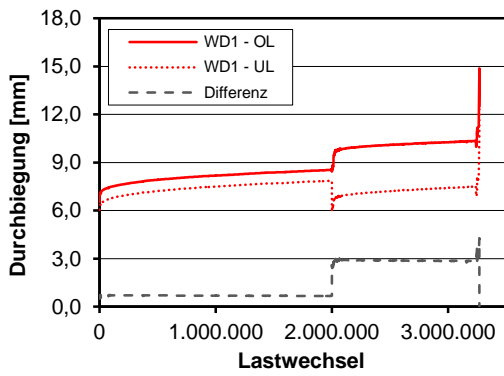
Lastwechsel 3.271.400



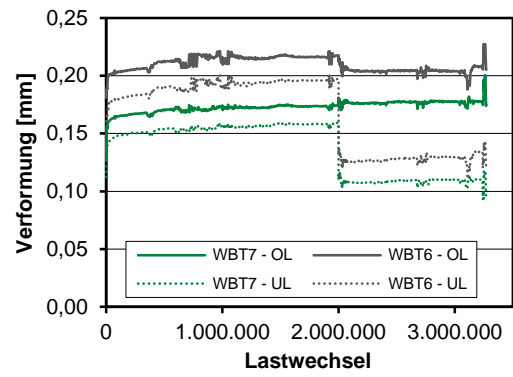
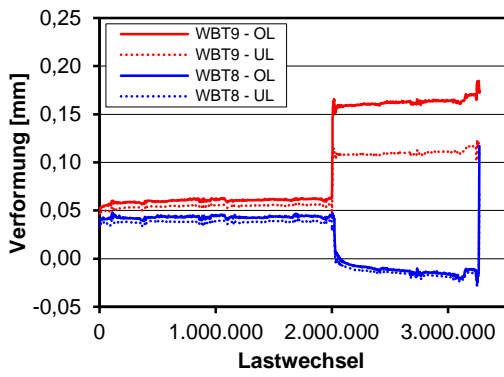
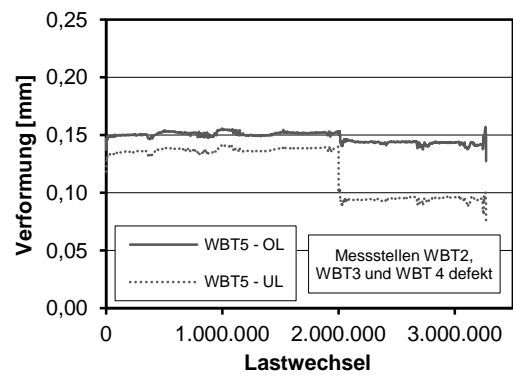
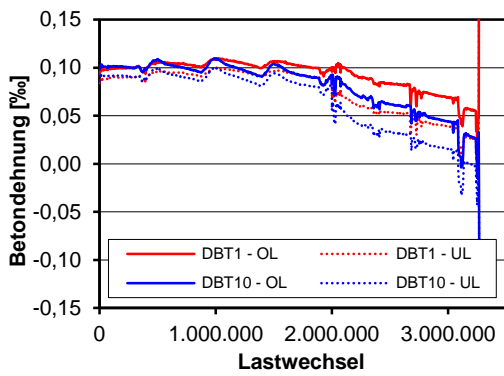
Messtechnikpläne



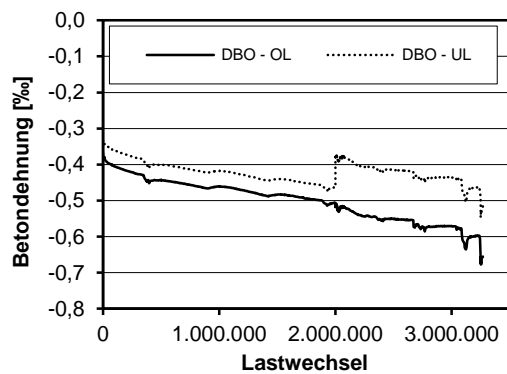
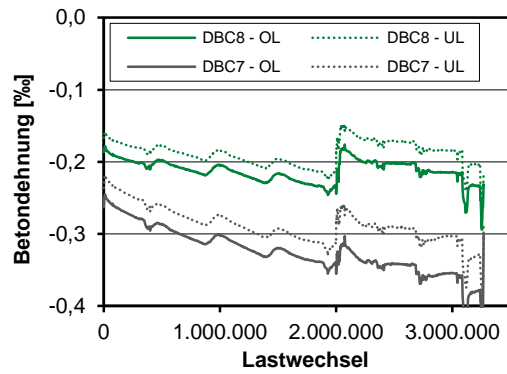
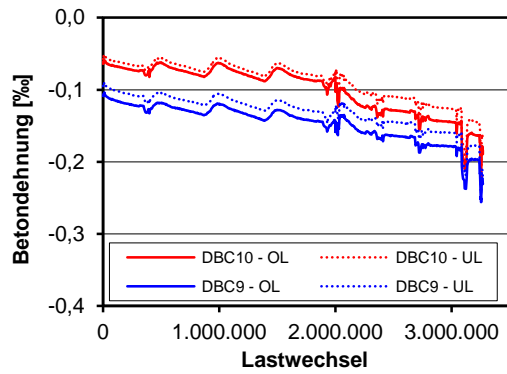
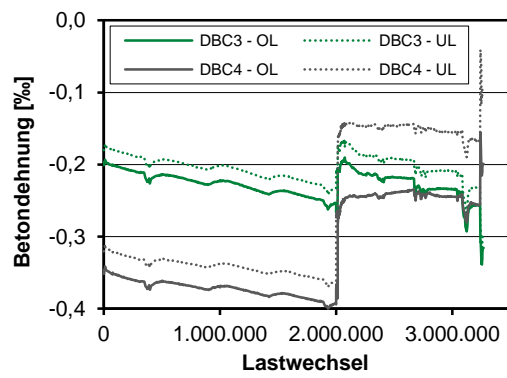
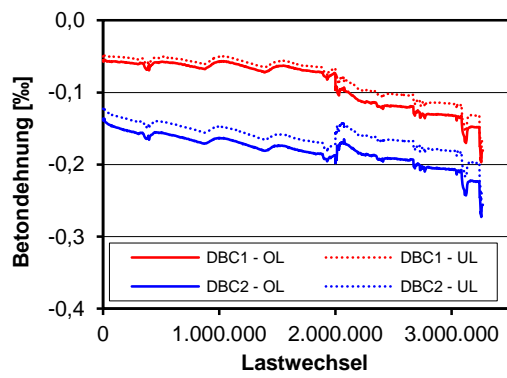
Durchbiegungen



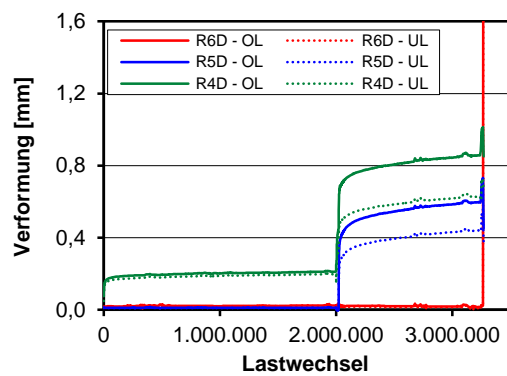
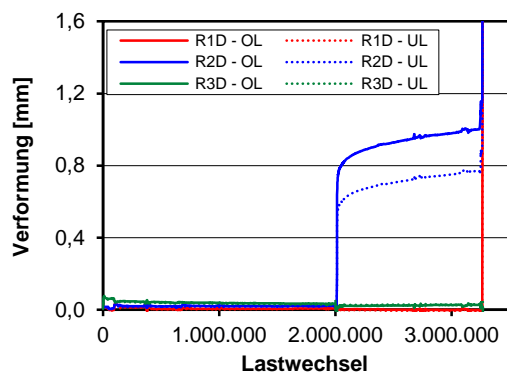
Längsverformungen unterer Querschnittsrand



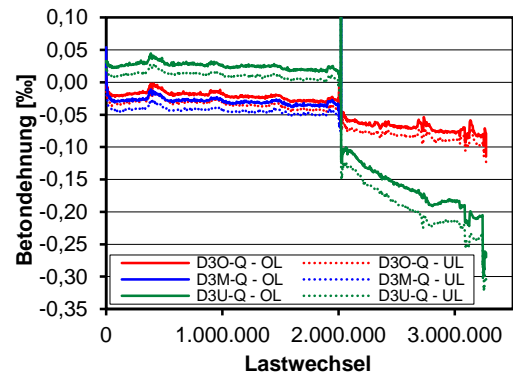
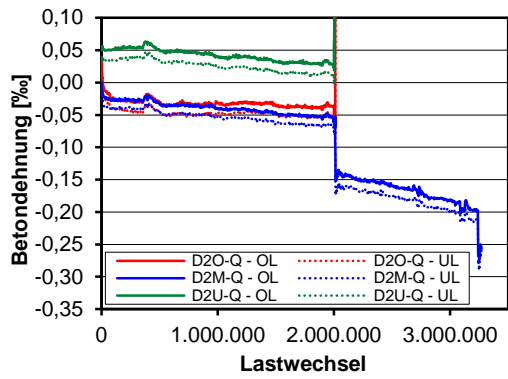
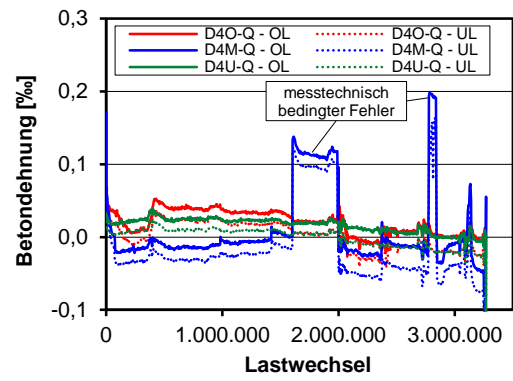
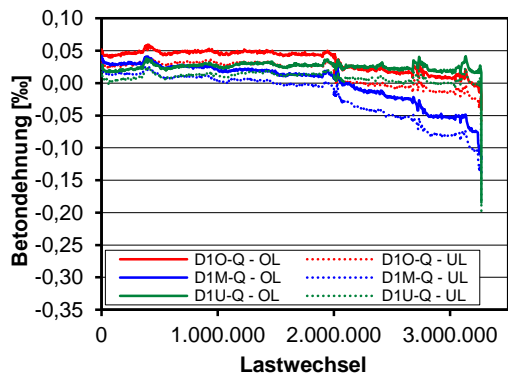
Längsverformungen oberer Querschnittsrand



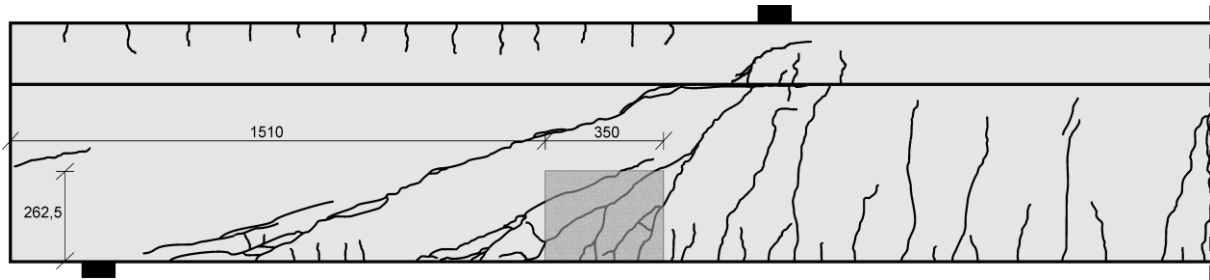
Diagonalverformungen im Steg



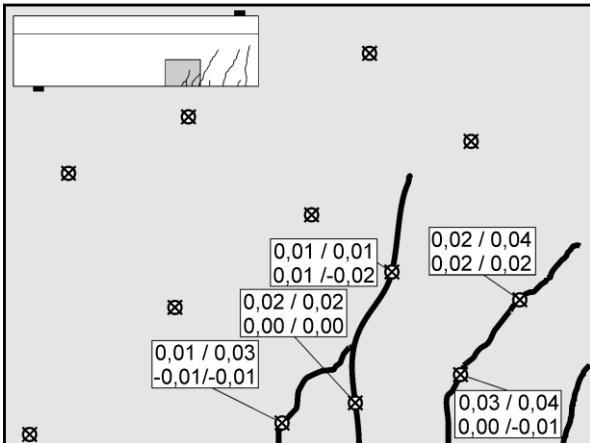
Betondehnungen



Photoptisches Messverfahren Aramis

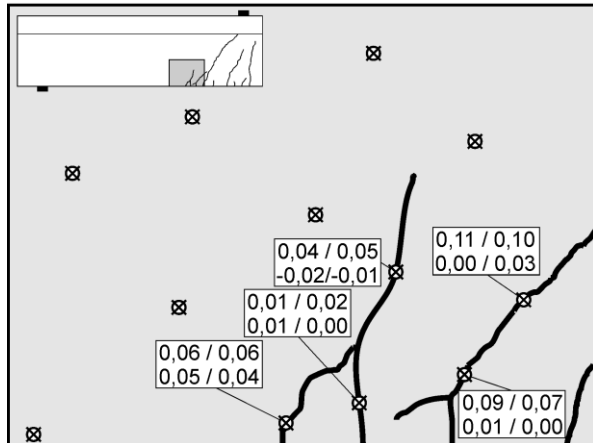


Lastwechsel 0.000.001

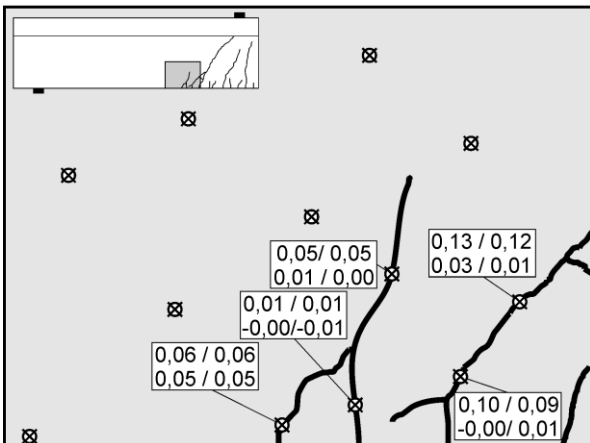


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

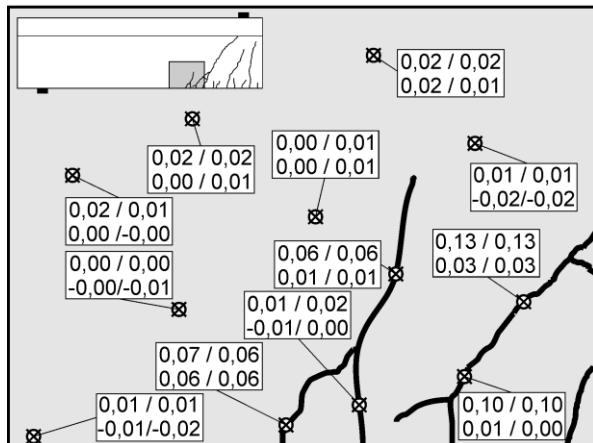
Lastwechsel 0.075.000



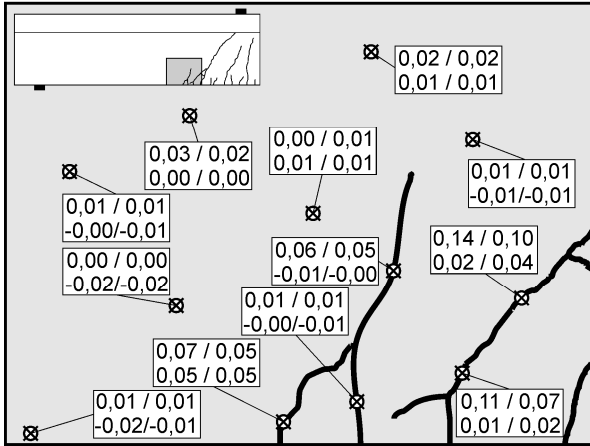
Lastwechsel 1.000.000



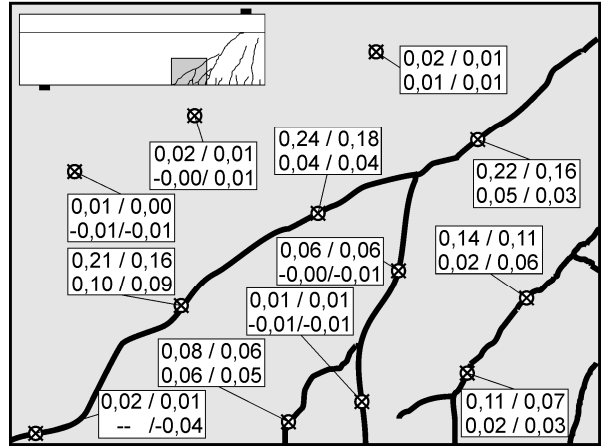
Lastwechsel 2.000.000



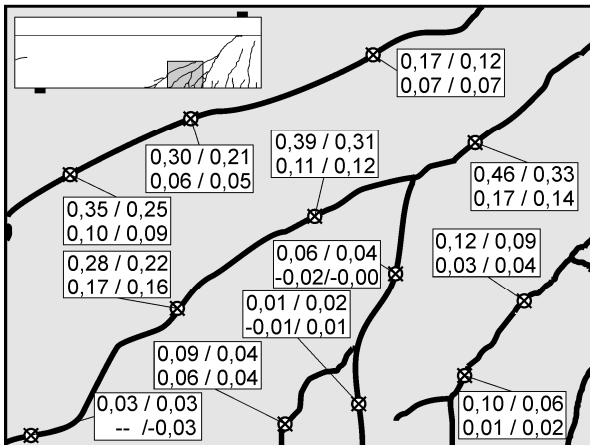
Lastwechsel 2.000.000



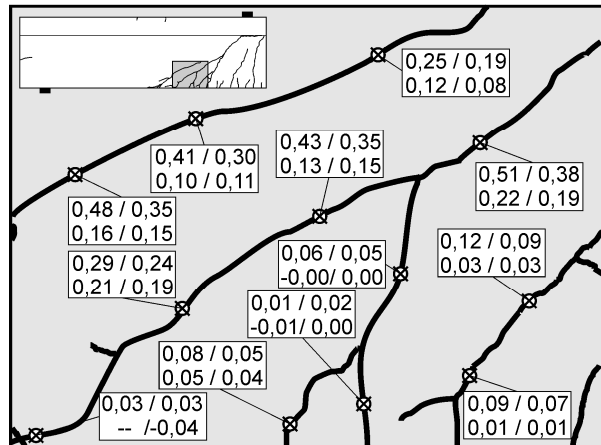
Lastwechsel 2.010.000



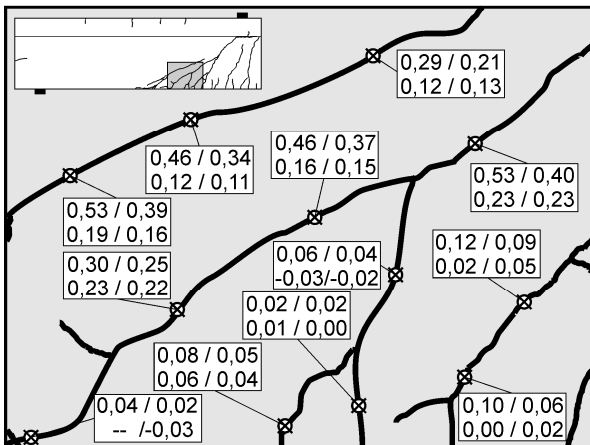
Lastwechsel 2.040.000



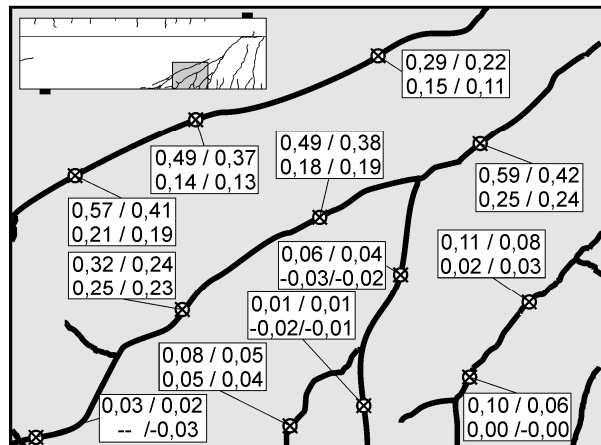
Lastwechsel 2.375.000



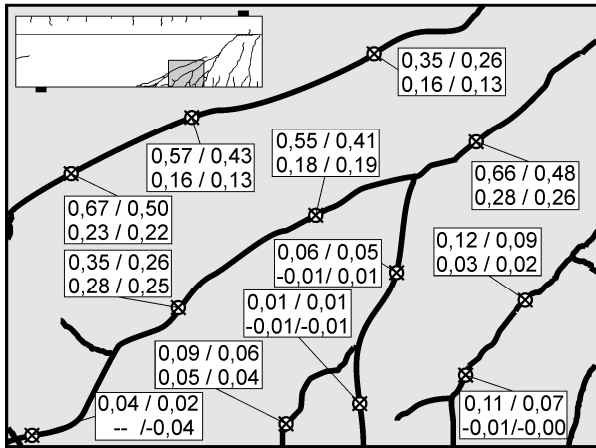
Lastwechsel 2.875.000



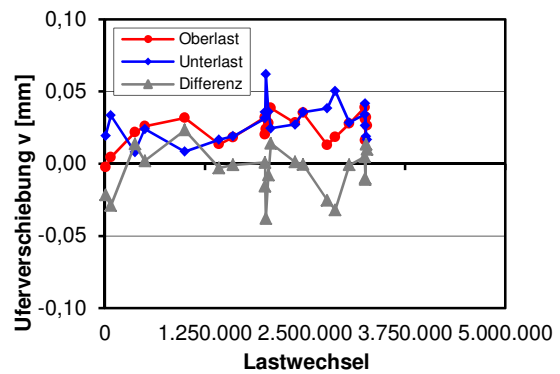
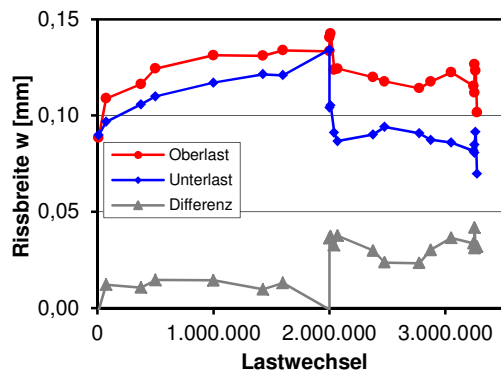
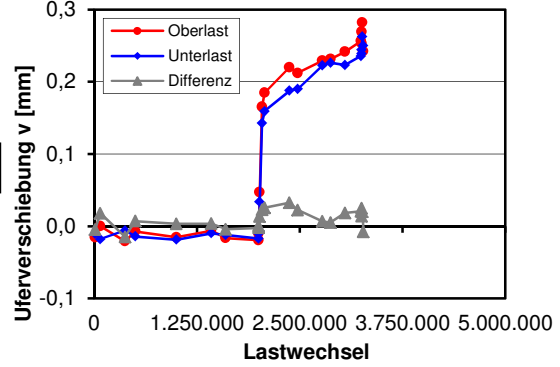
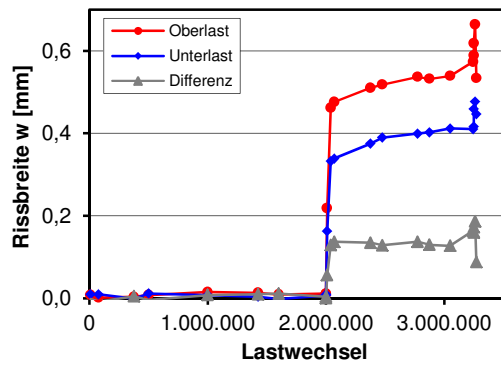
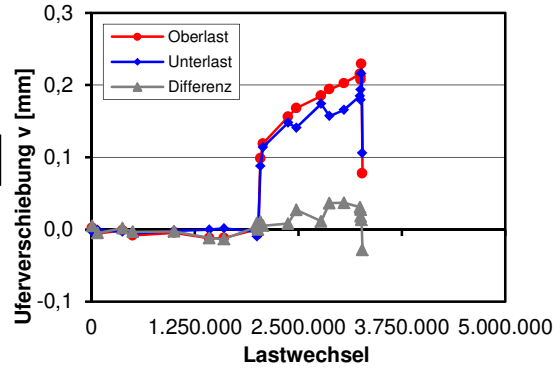
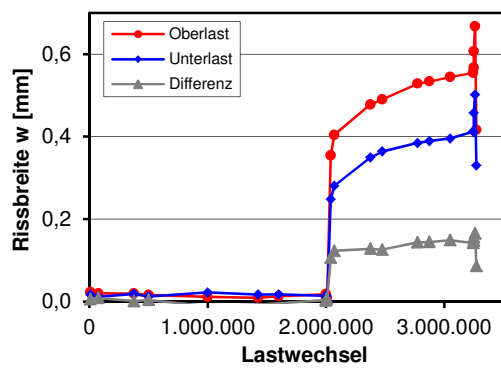
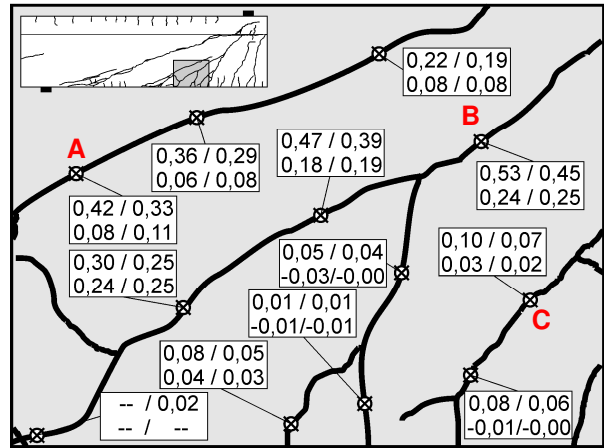
Lastwechsel 3.250.000



Lastwechsel 3.260.000



Lastwechsel 3.271.400



C.11 Träger T-0-4

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 485 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 36,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 2,53 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 23.767 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

DIN FB 102 (Gl. 4.118): $V_{Rm,ct} = 207 \text{ kN}$

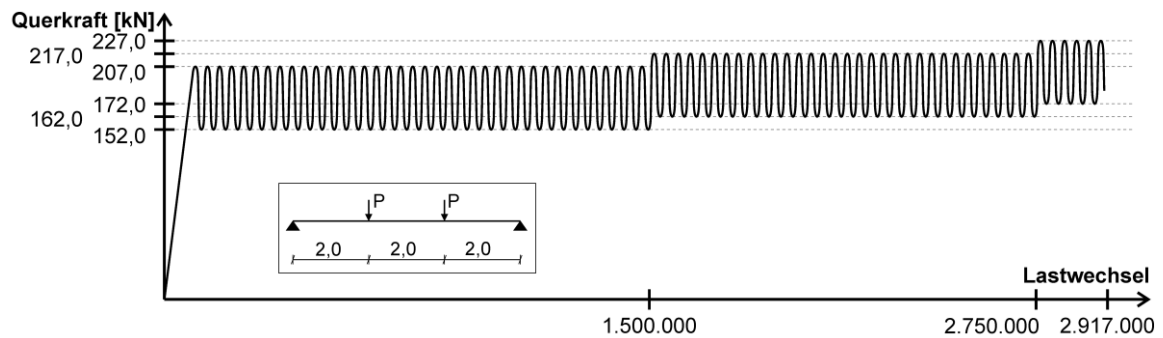
Görtz: $V_{Rm,ct} = 357 \text{ kN}$

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = -^1)$

¹⁾ Betonlängsspannung an Trägerunterseite im Bruchzustand $> f_{ctm,tm}$

Belastung

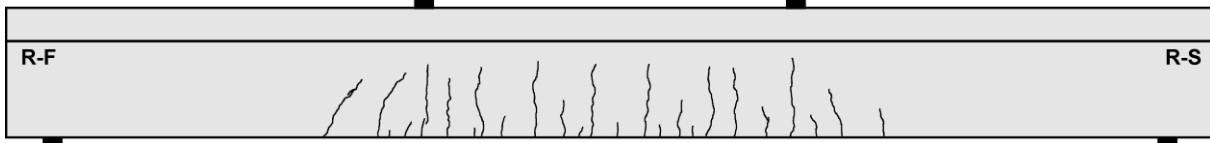
Teilversuch 1



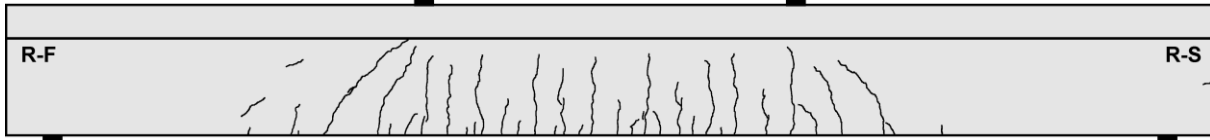
Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung [$V_{Rm,ct}$ nach Görtz]					
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{I,max}$ [N/mm ²]	$\frac{V_{max}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{min}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{Rest}}{V_{Rm,ct}}$
1	1500	1500	nein	207,0	152,0	0,9	0,58	0,43	-
1	1250	2750	nein	217,0	162,0	0,9	0,61	0,45	-
1	167	2917	nein	227,0	172,0	1,0	0,64	0,48	-

Rissbilder

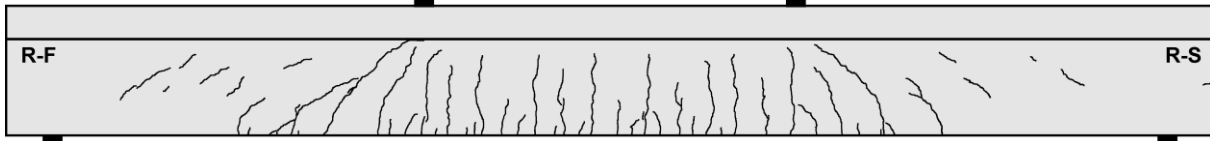
Lastwechsel 1



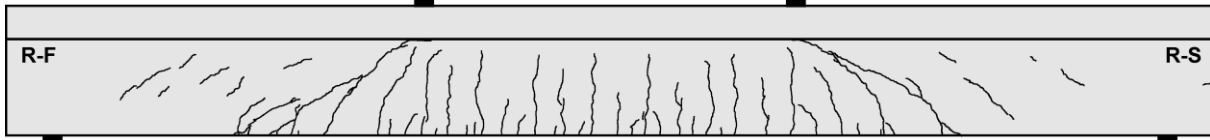
Lastwechsel 1.500.000



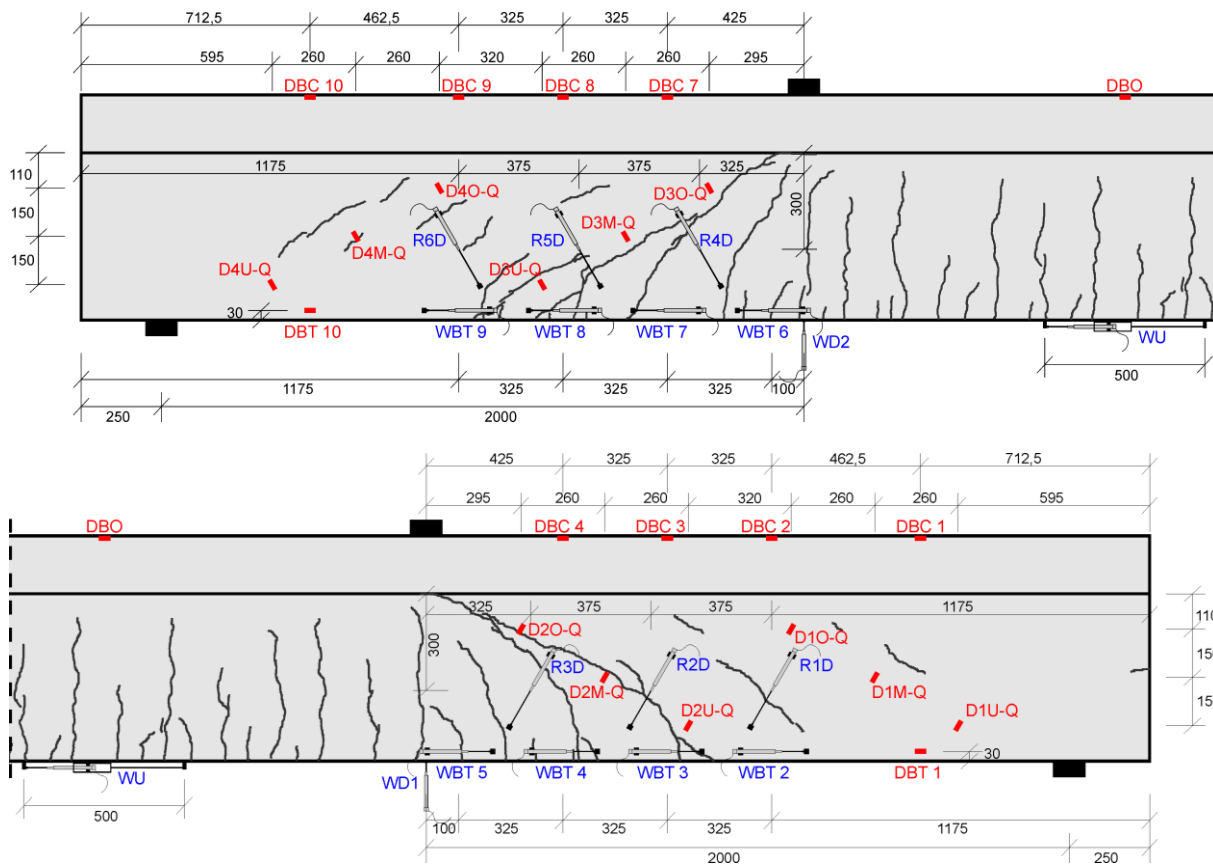
Lastwechsel 2.750.000



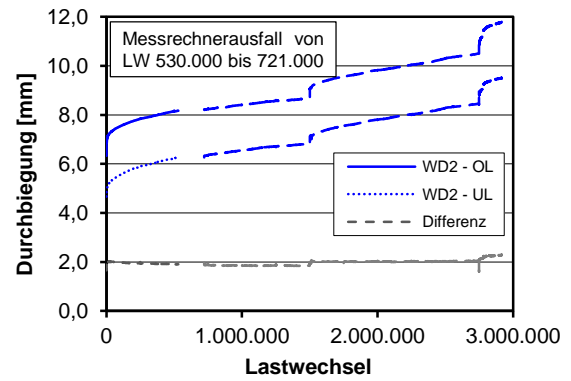
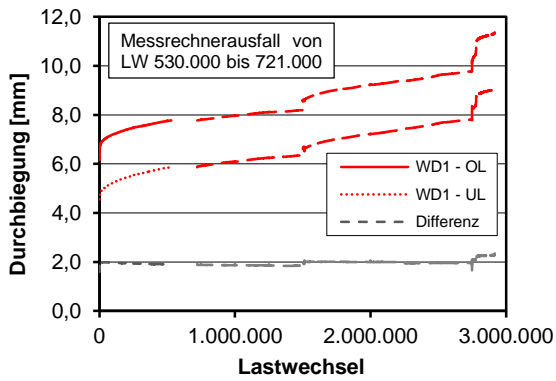
Lastwechsel 2.917.000



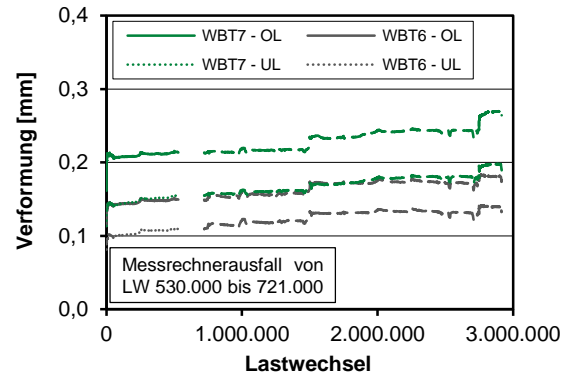
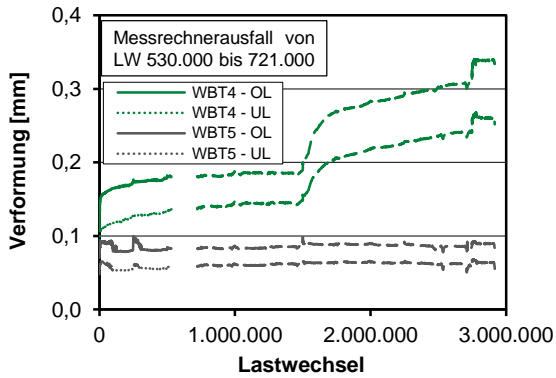
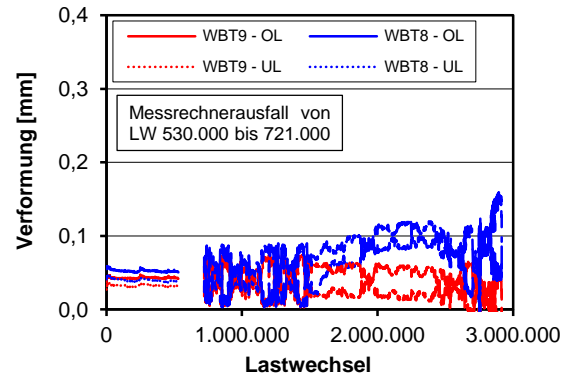
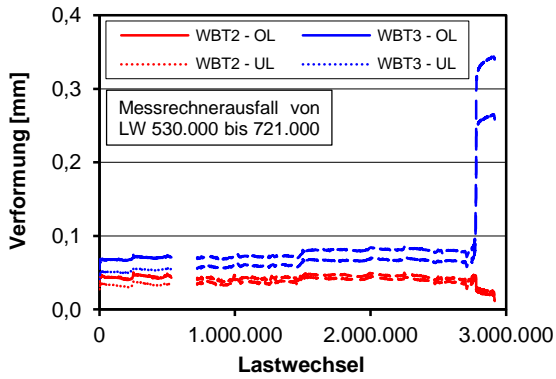
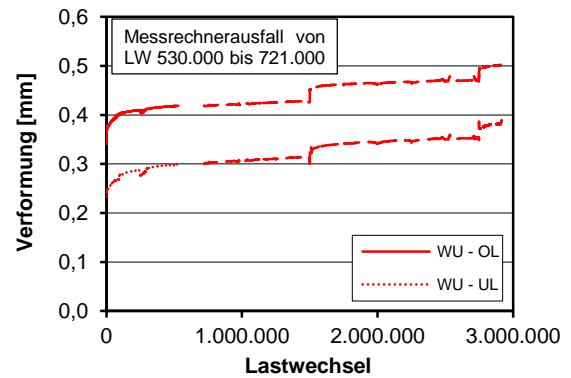
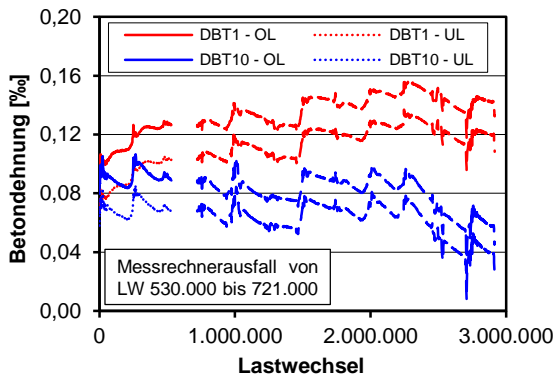
Messtechnikpläne

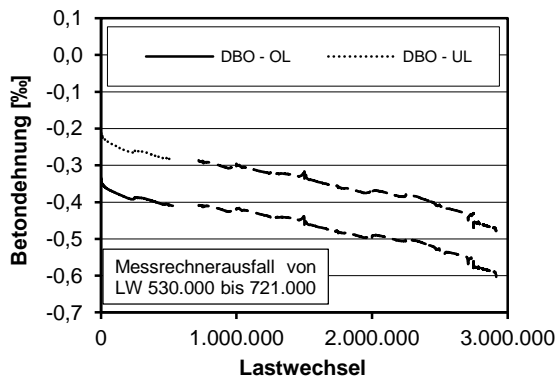
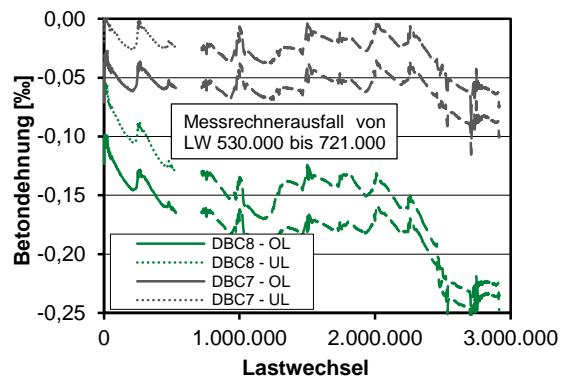
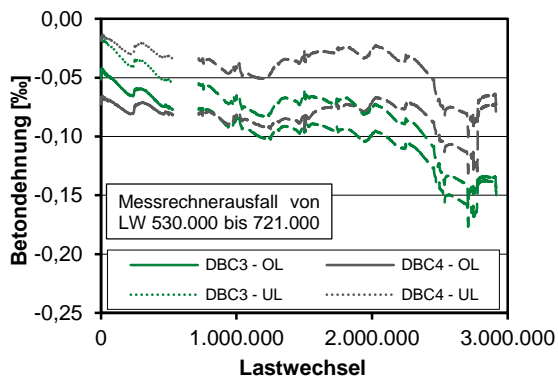
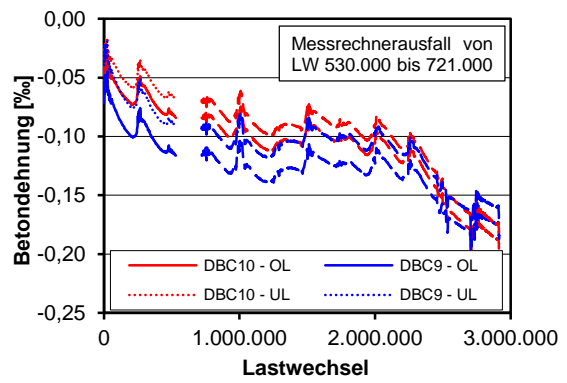
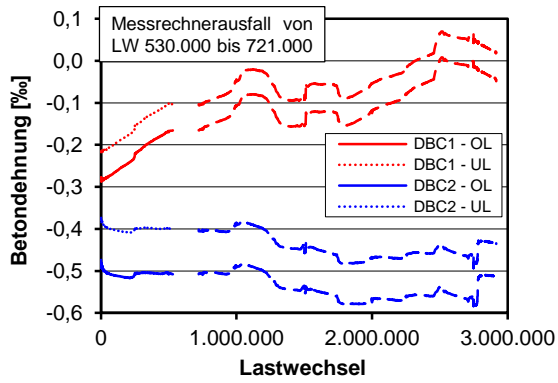


Durchbiegungen

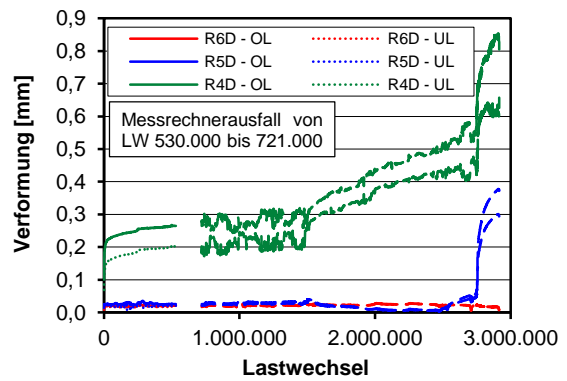
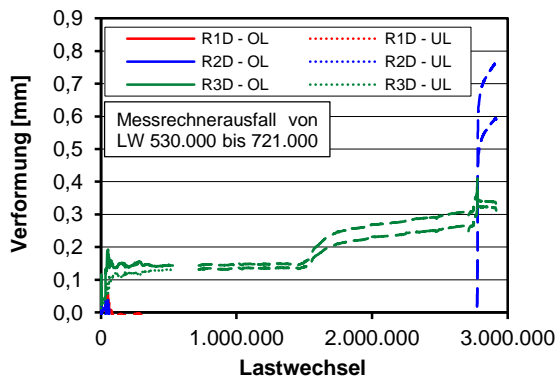


Längsverformungen Querschnittsrand

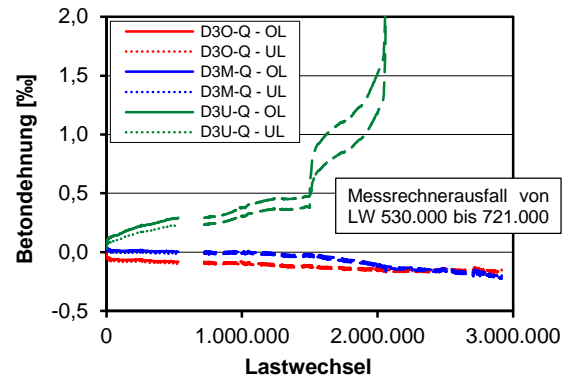
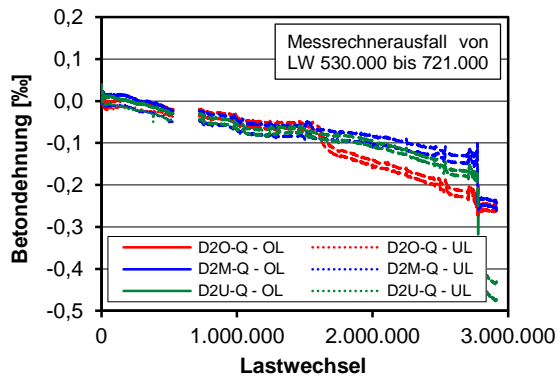
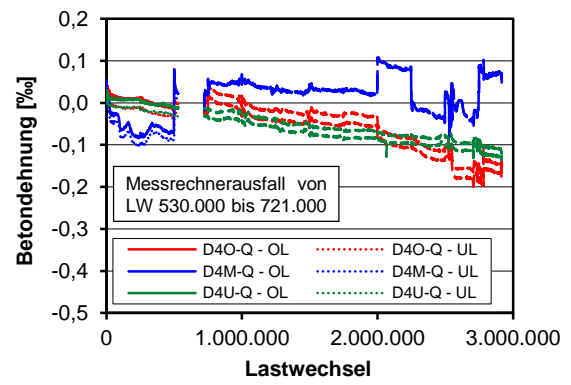
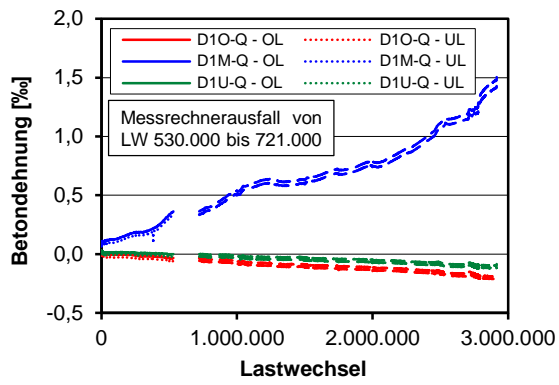




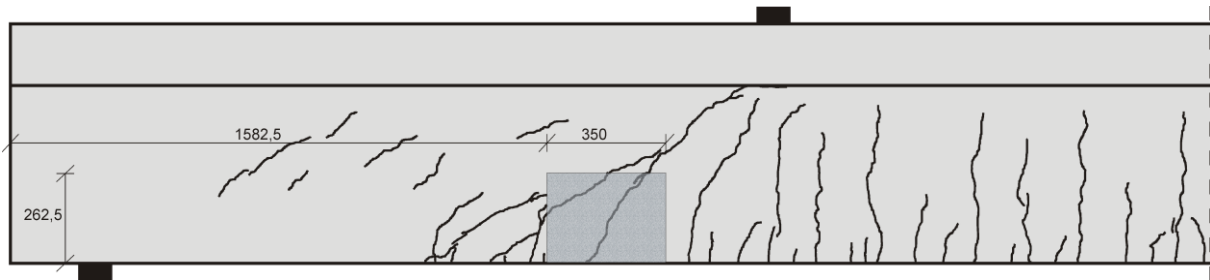
Diagonalverformungen im Steg



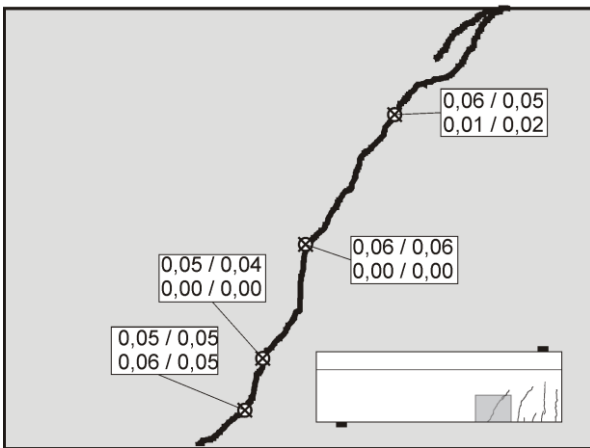
Betondehnungen



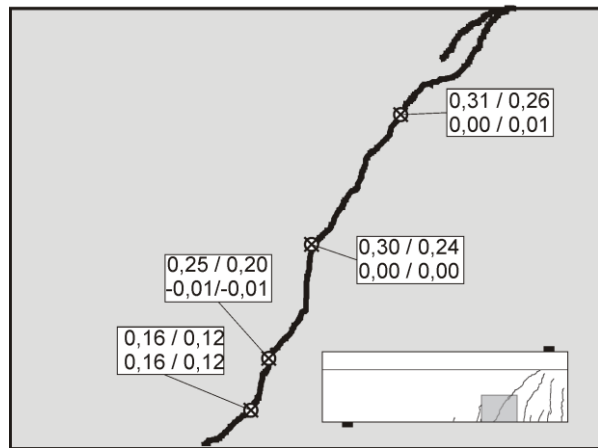
Photooptisches Messverfahren Aramis



Lastwechsel 0.000.001

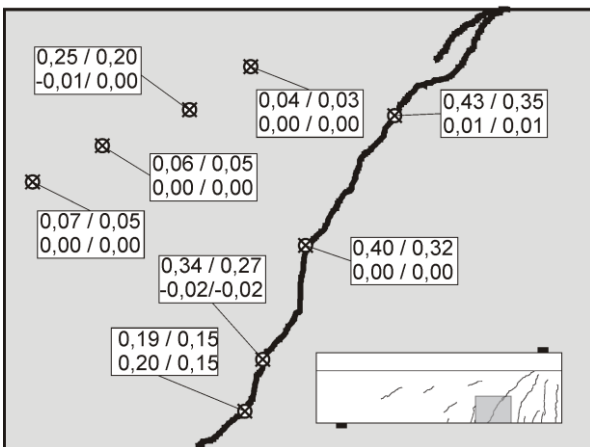


Lastwechsel 1.000.000

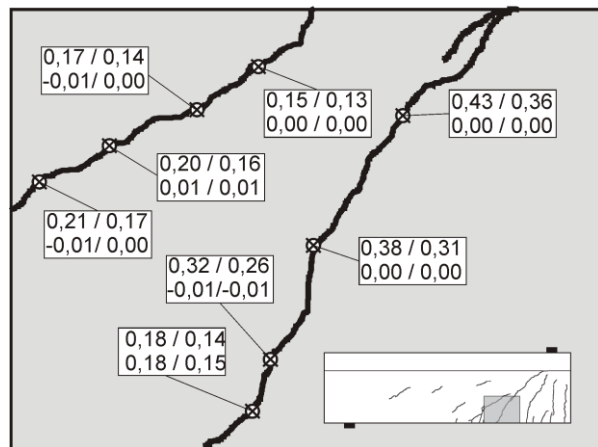


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

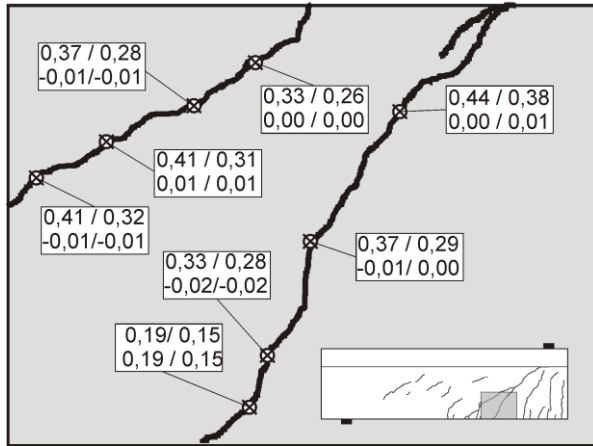
Lastwechsel 1.750.000



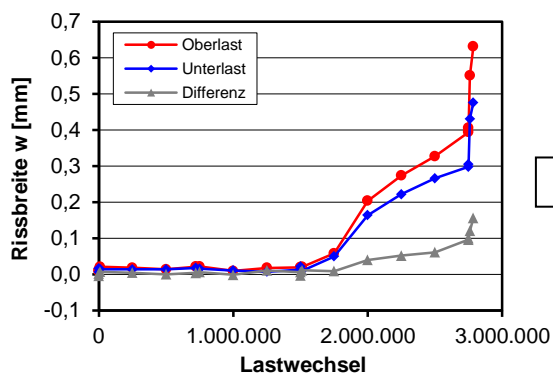
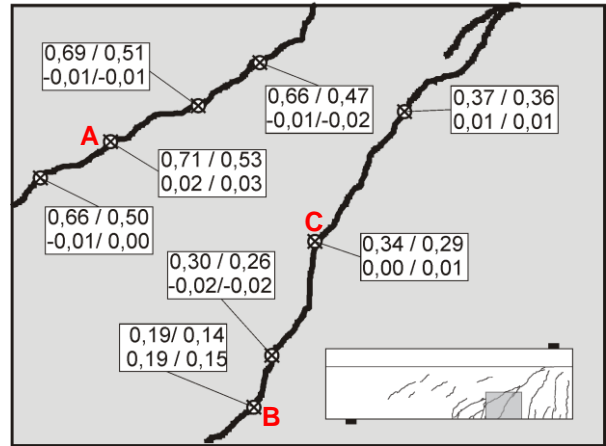
Lastwechsel 2.000.000



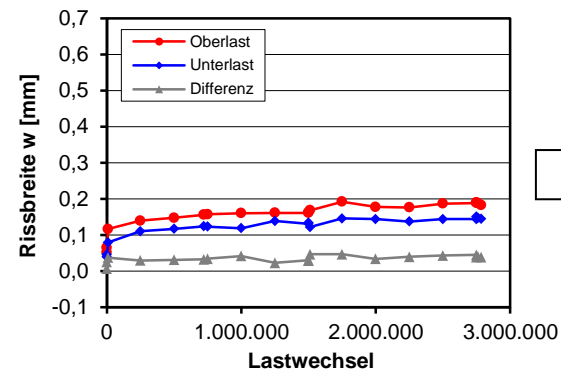
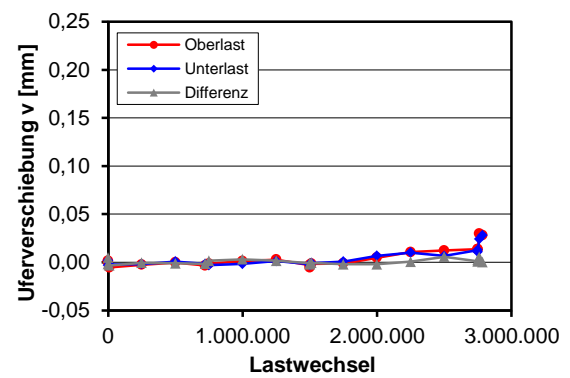
Lastwechsel 2.750.001



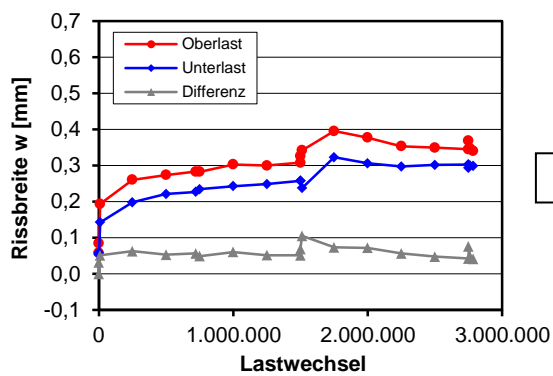
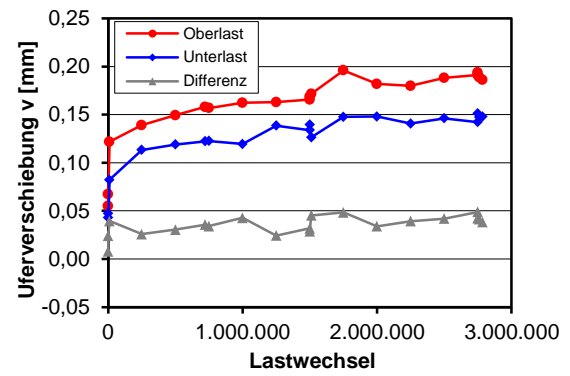
Lastwechsel 2.785.000



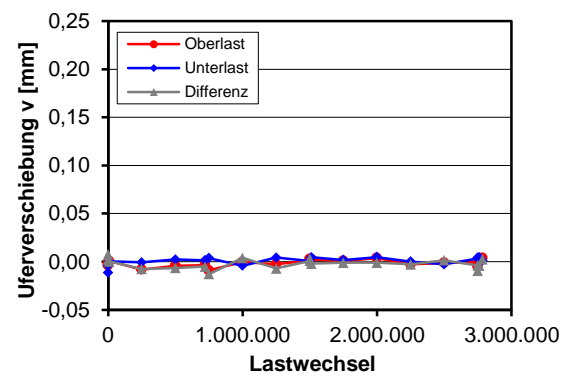
A



B



C



C.12 Träger T-0-5

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 485 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 37,5 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 2,97 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 26.167 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

DIN FB 102 (Gl. 4.118): $V_{Rm,ct} = 209 \text{ kN}$

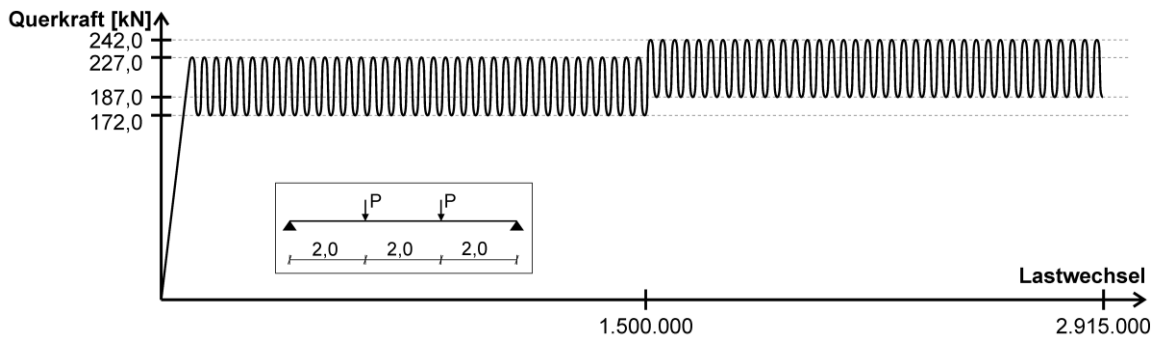
Görtz: $V_{Rm,ct} = 360 \text{ kN}$

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = -^1)$

¹⁾ Betonlängsspannung an Trägerunterseite im Bruchzustand $> f_{ctm,tm}$

Belastung

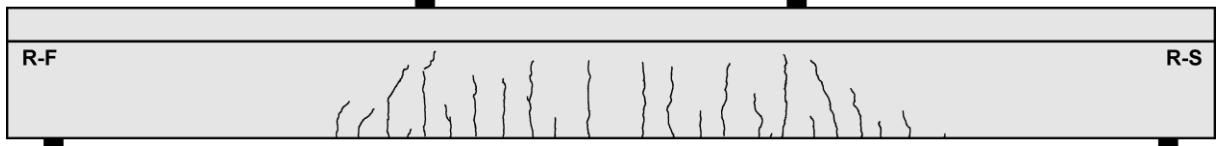
Teilversuch 1



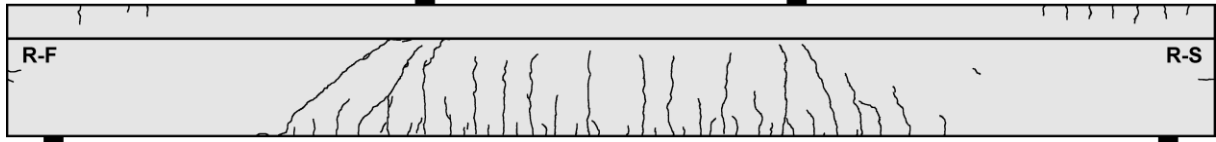
Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung [$V_{Rm,ct}$ nach Görtz]					
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{l,max}$ [N/mm ²]	$\frac{V_{max}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{min}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{Rest}}{V_{Rm,ct}}$
1	1500	1500	nein	227,0	172,0	1,0	0,63	0,48	-
1	1415	2915	nein	242,0	187,0	1,5	0,67	0,52	-

Rissbilder

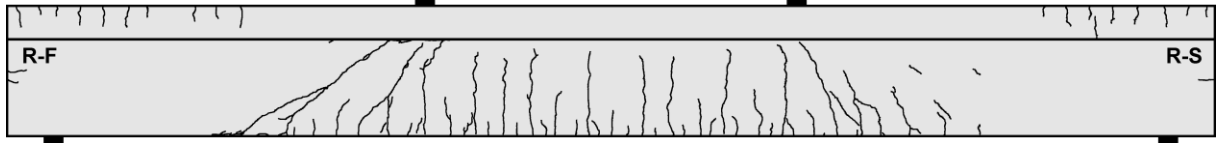
Lastwechsel 1



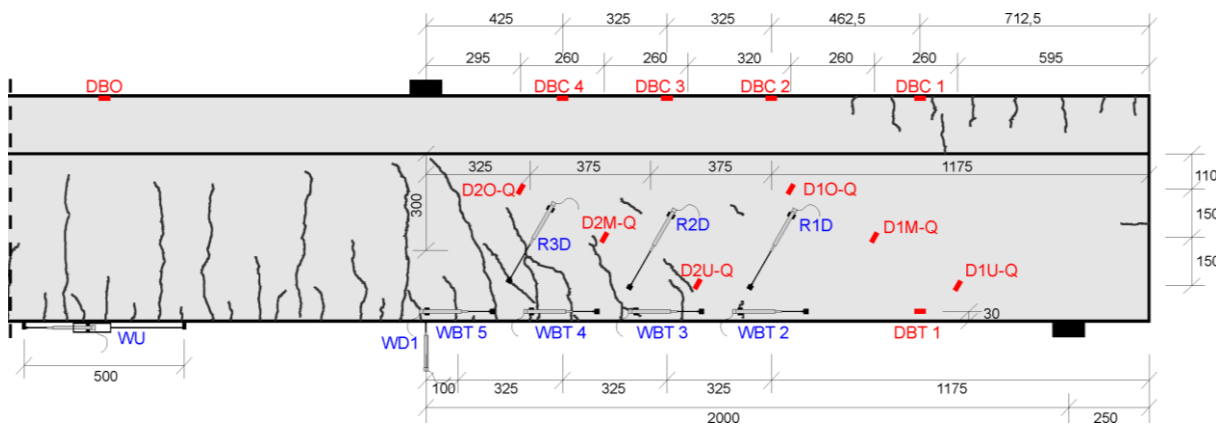
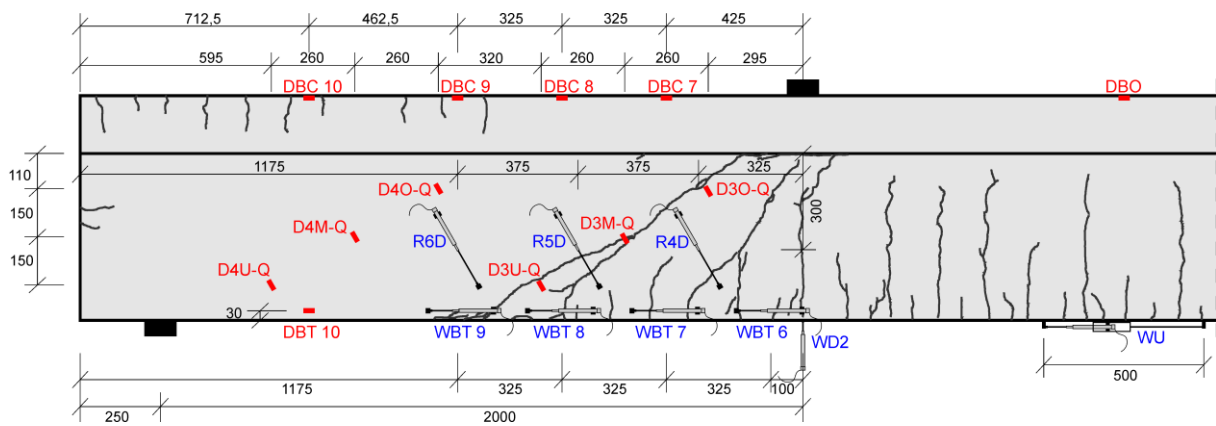
Lastwechsel 1.500.000



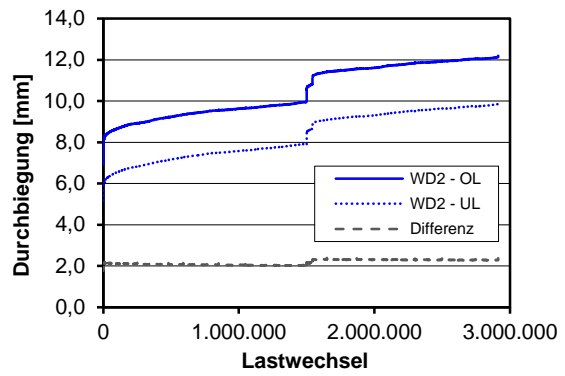
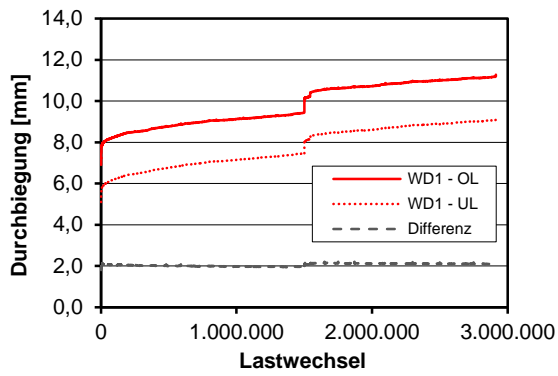
Lastwechsel 2.915.000



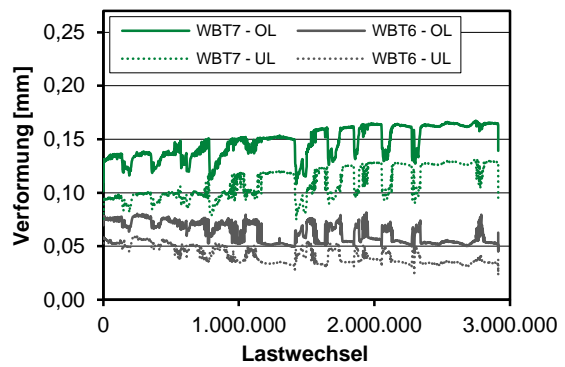
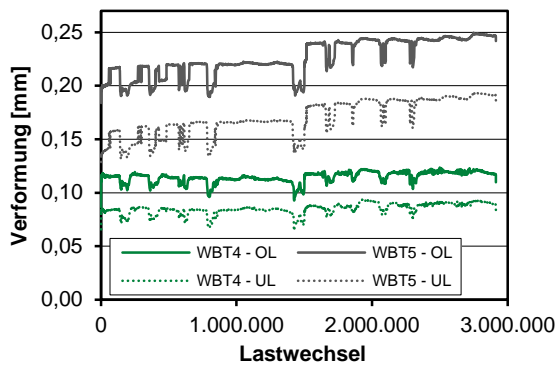
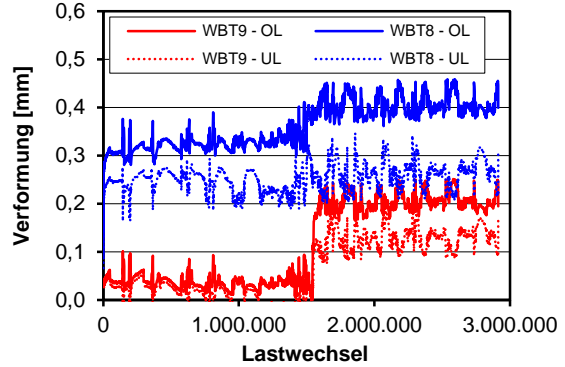
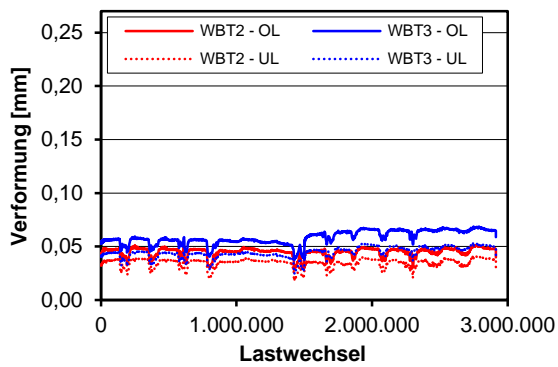
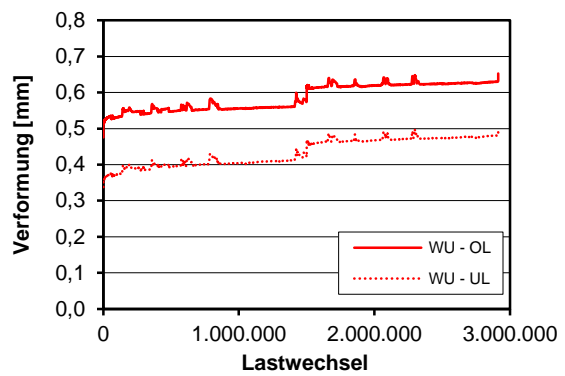
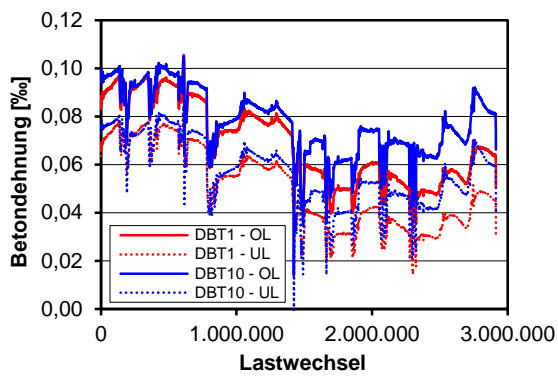
Messtechnikpläne

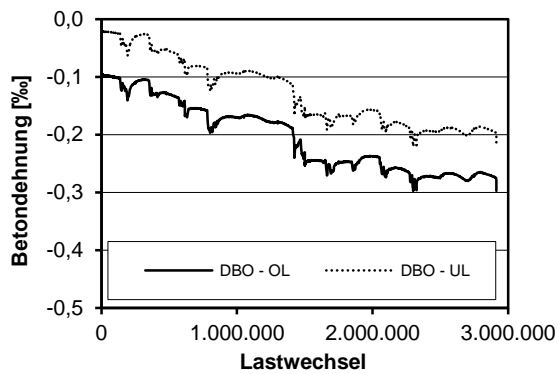
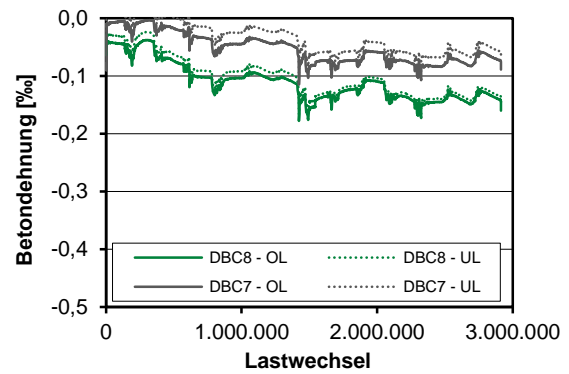
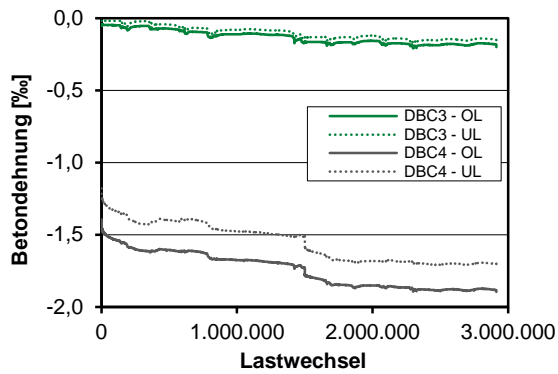
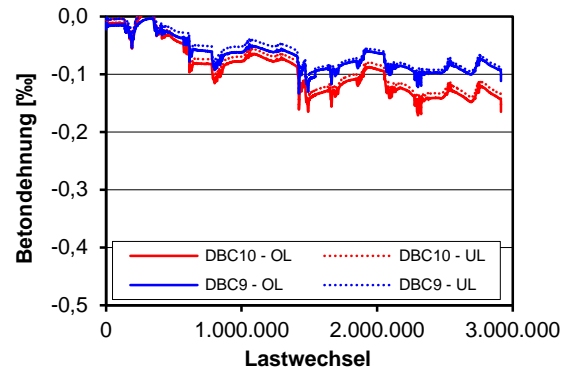
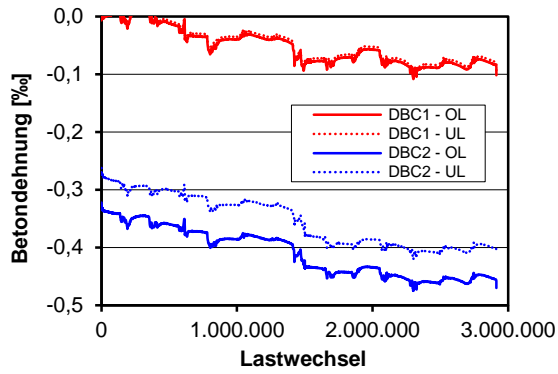


Durchbiegungen

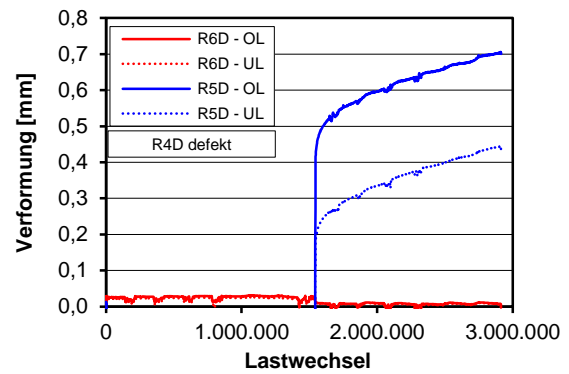
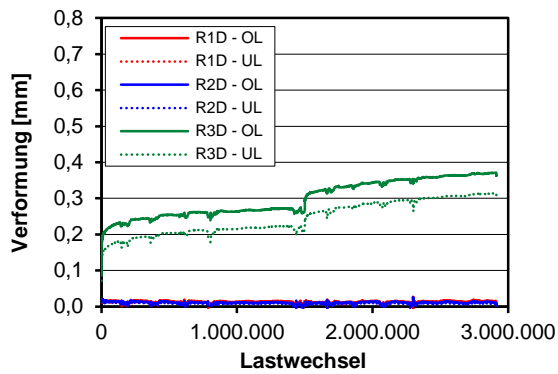


Längsverformungen Querschnittsrand

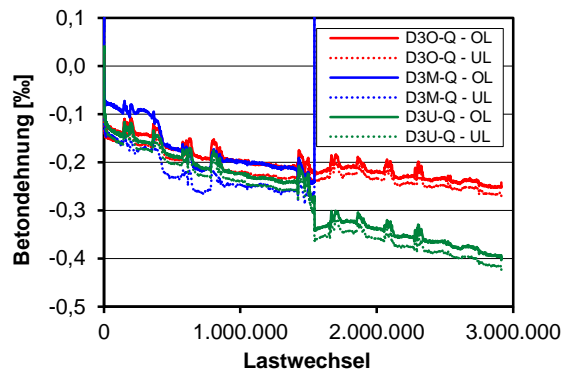
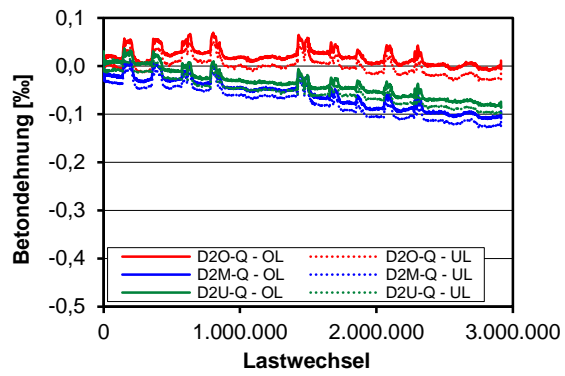
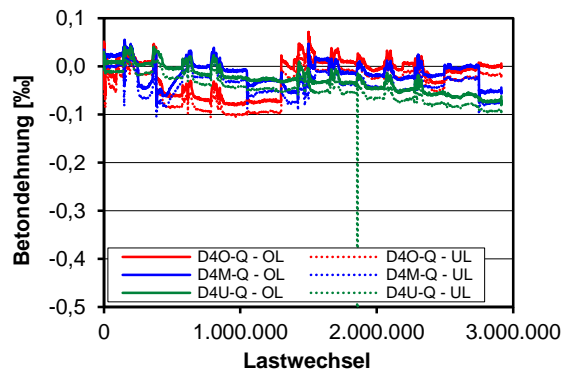
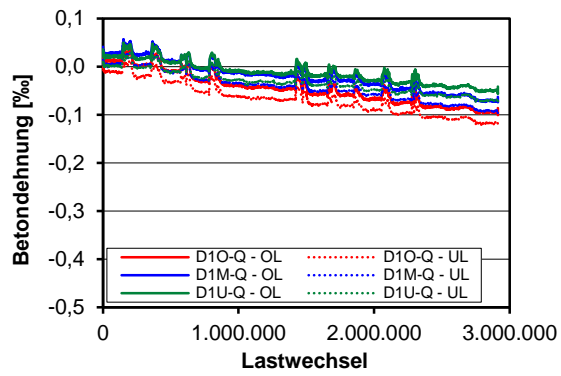




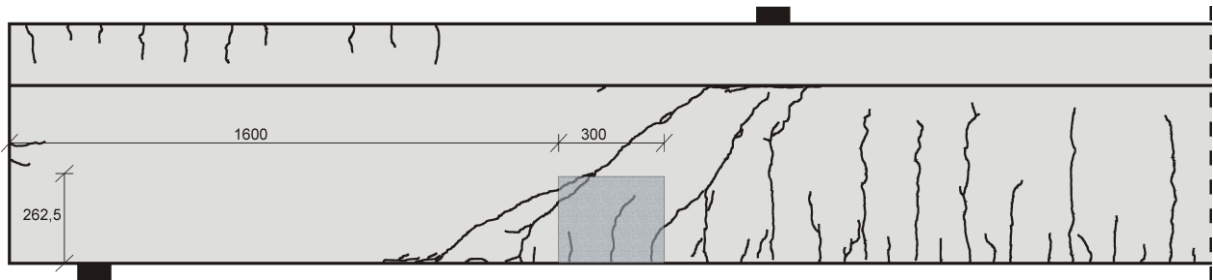
Diagonalverformungen im Steg



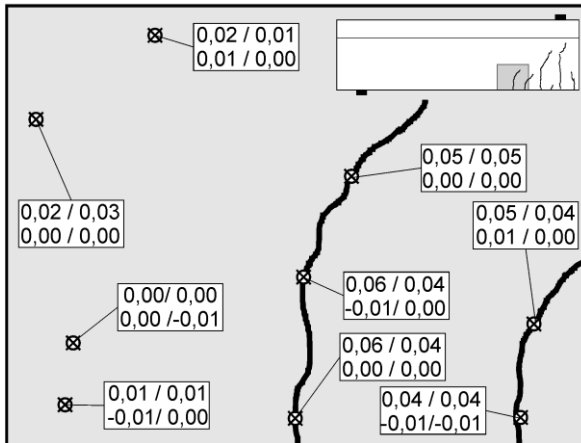
Betondehnungen



Photooptisches Messverfahren Aramis

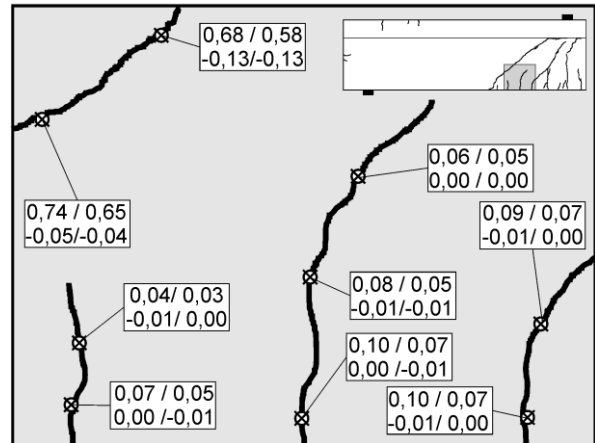


Lastwechsel 0.000.001

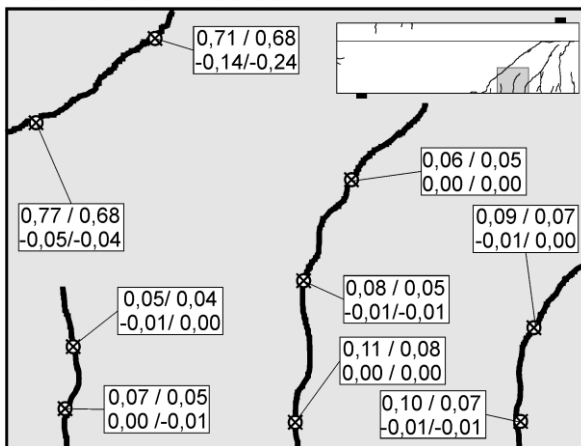


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

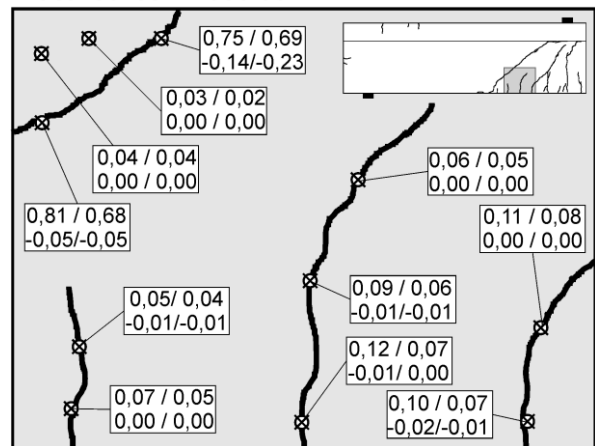
Lastwechsel 1.050.000



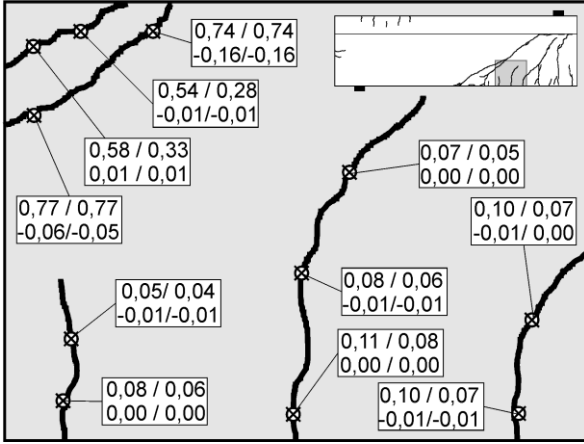
Lastwechsel 1.500.000



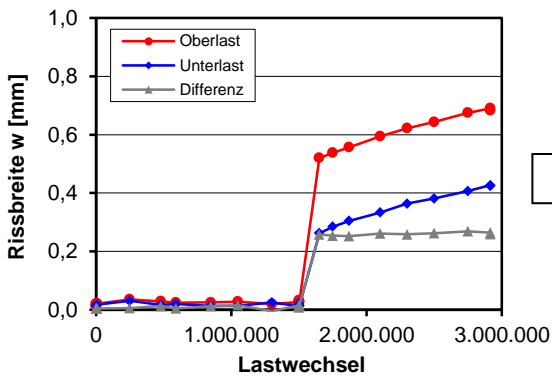
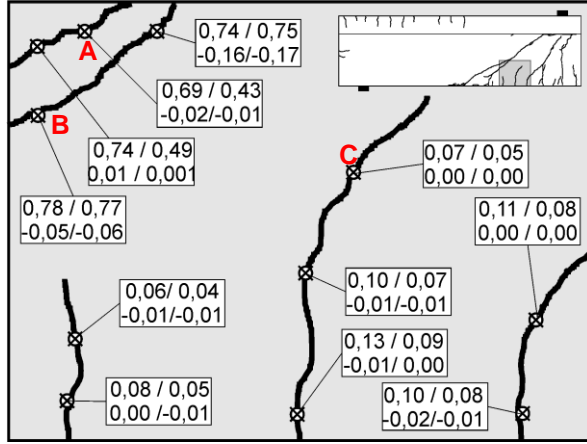
Lastwechsel 1.500.001



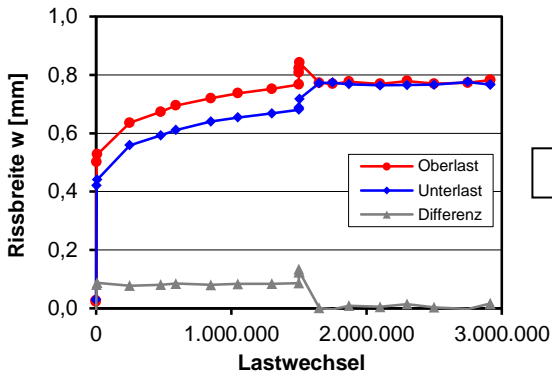
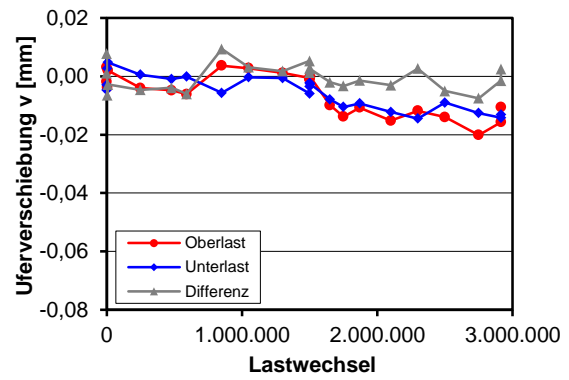
Lastwechsel 1.750.000



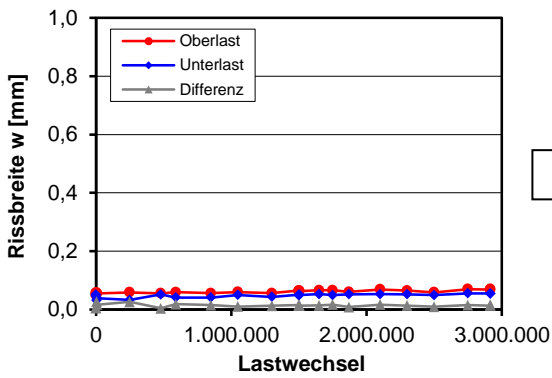
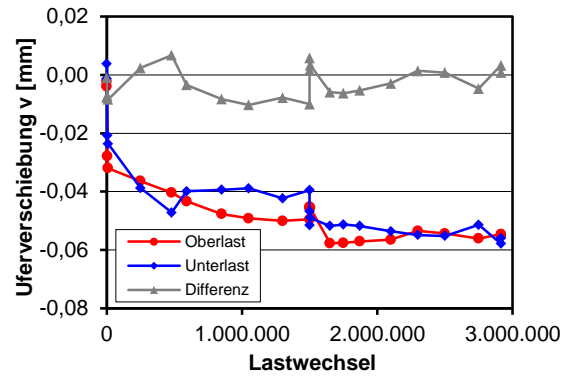
Lastwechsel 2.915.000



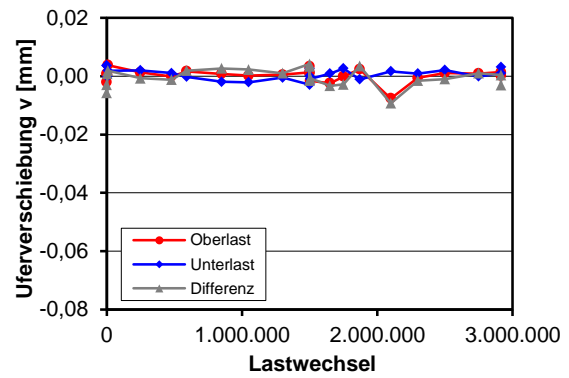
A



B



C



C.13 Träger T-0-6

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 615 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 34,8 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 2,59 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 24.650 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

DIN FB 102 (Gl. 4.118): $V_{Rm,ct} = 215 \text{ kN}$

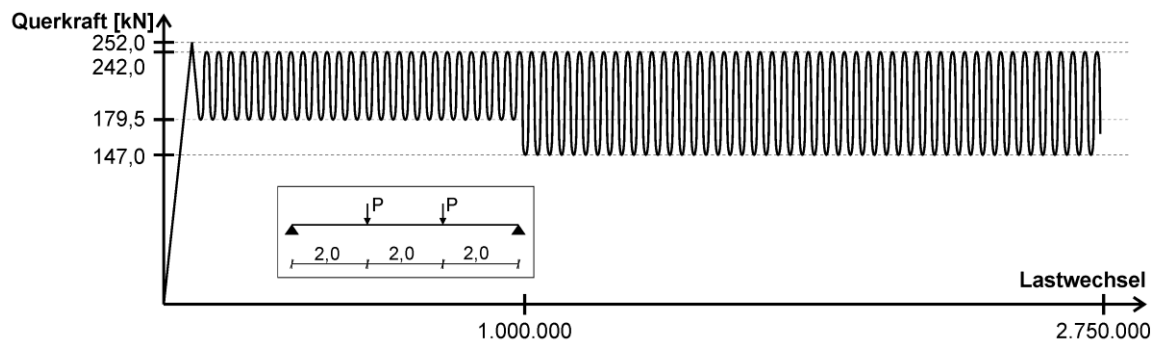
Görtz: $V_{Rm,ct} = 382 \text{ kN}$

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = -^1)$

¹⁾ Betonlängsspannung an Trägerunterseite im Bruchzustand $> f_{ctm,tm}$

Belastung

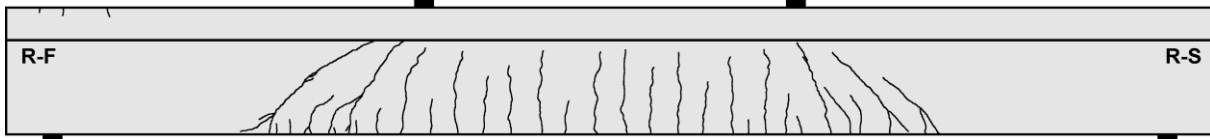
Teilversuch 1



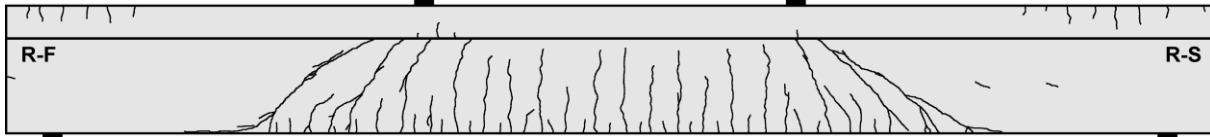
Teilversuch	Lastwechsel 10^3		Versagen	Belastung [$V_{Rm,ct}$ nach Görtz]					
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\sigma_{l,max}$ [N/mm ²]	$\frac{V_{max}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{min}}{V_{Rm,ct}}$	$\frac{V_{Rest}}{V_{Rm,ct}}$
1	0,001	0,001	nein	252,0	-	1,0	0,66	-	-
1	1000	1000	nein	242,0	179,5	0,9	0,63	0,47	-
1	1750	2750	nein	242,0	147,0	0,9	0,63	0,38	-

Rissbilder

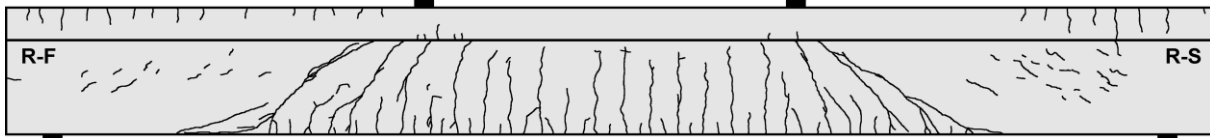
Lastwechsel 1



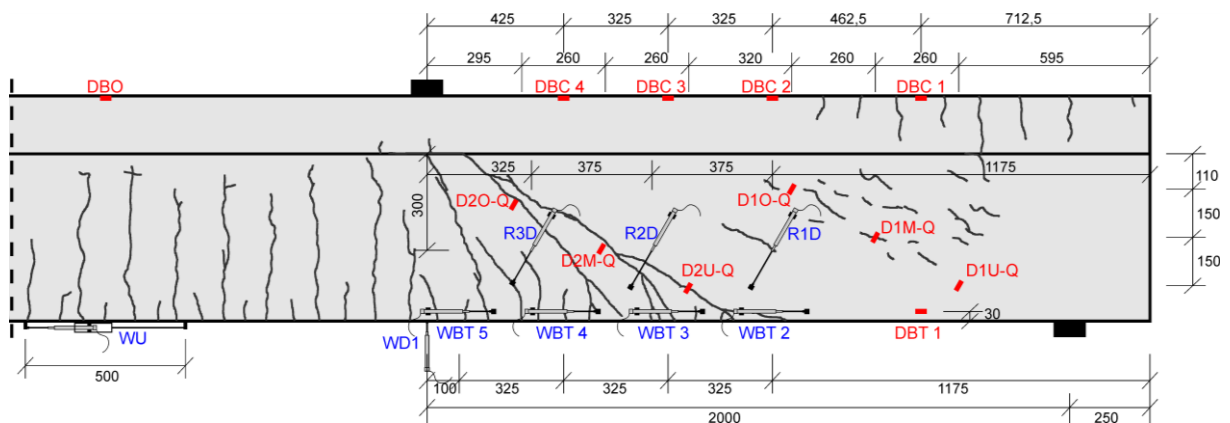
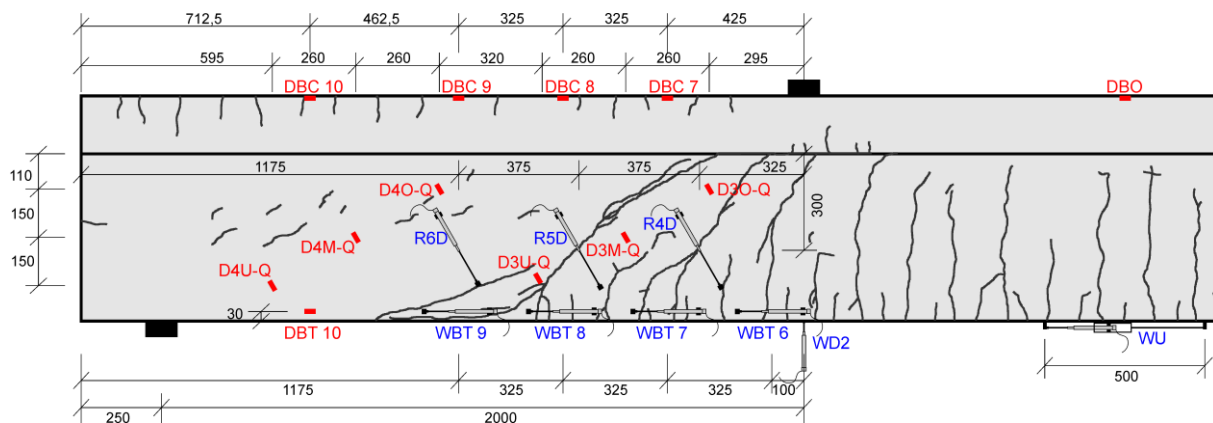
Lastwechsel 1.000.000



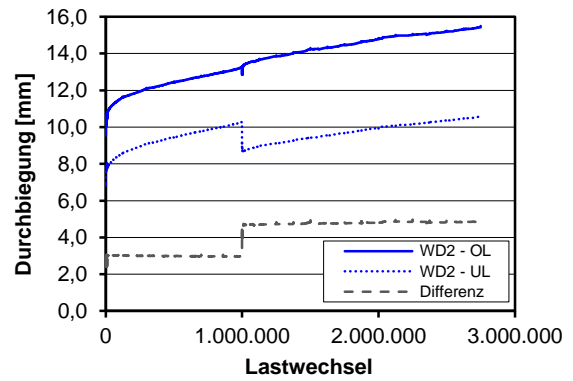
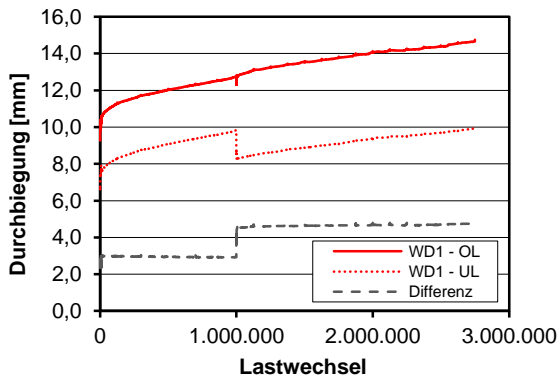
Lastwechsel 2.750.000



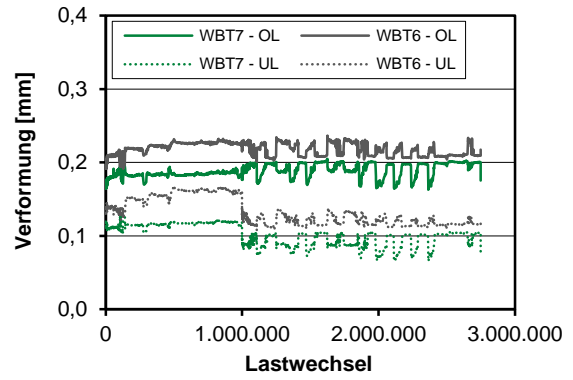
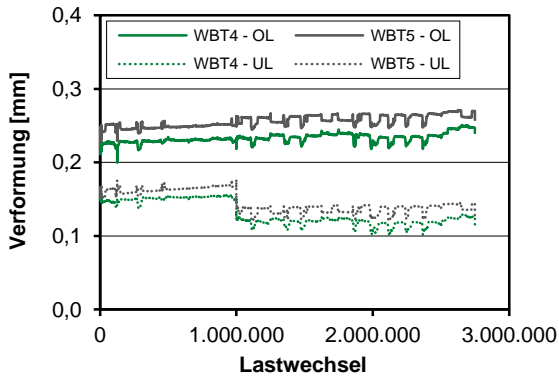
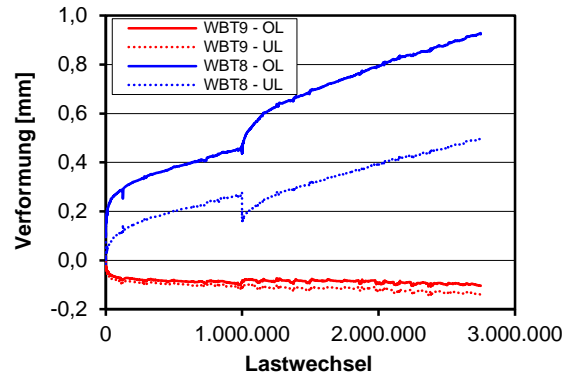
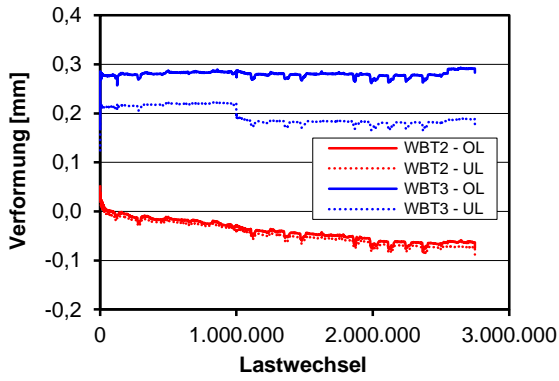
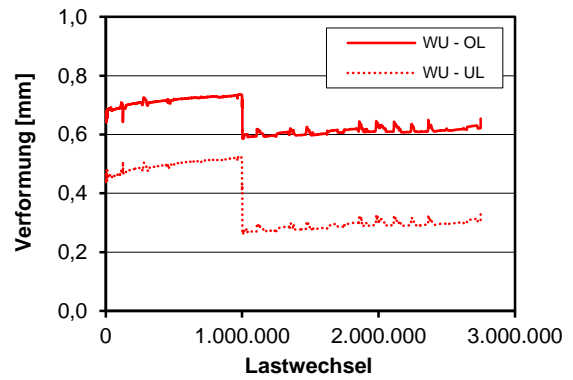
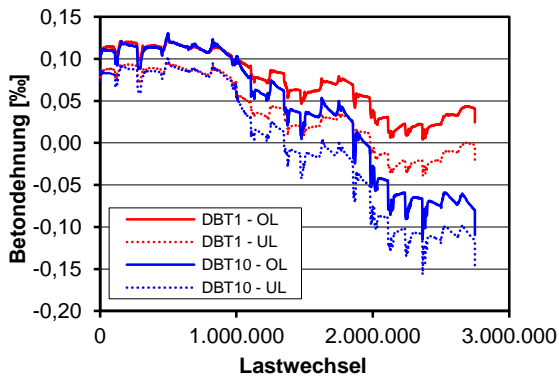
Messtechnikpläne

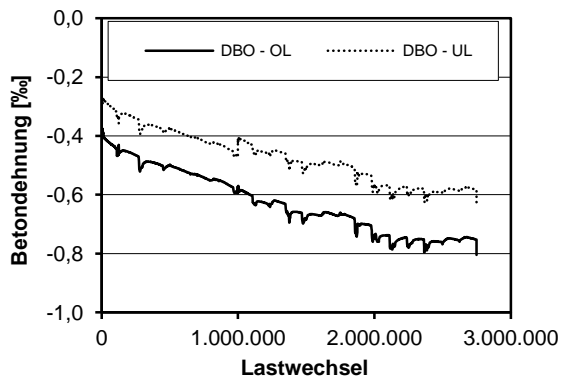
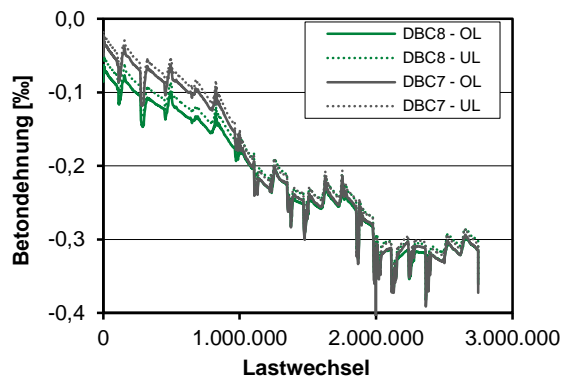
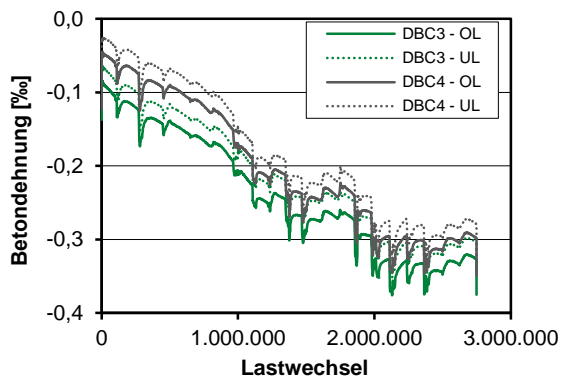
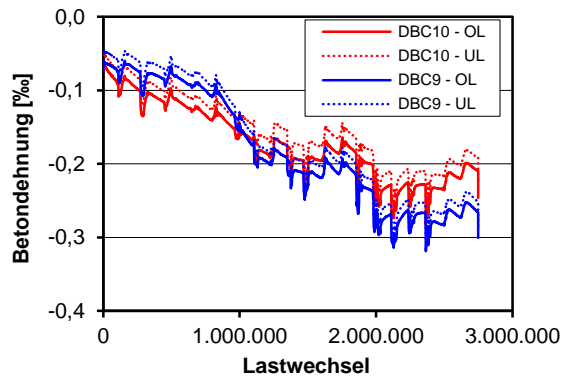
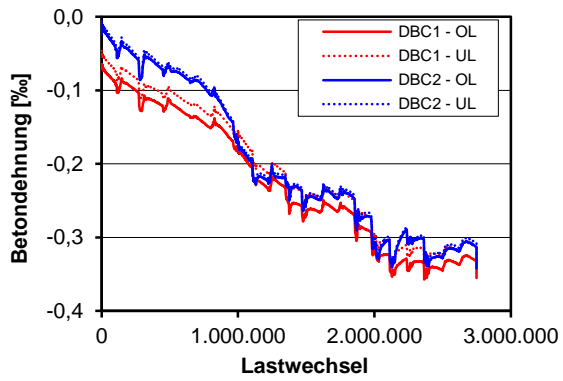


Durchbiegungen

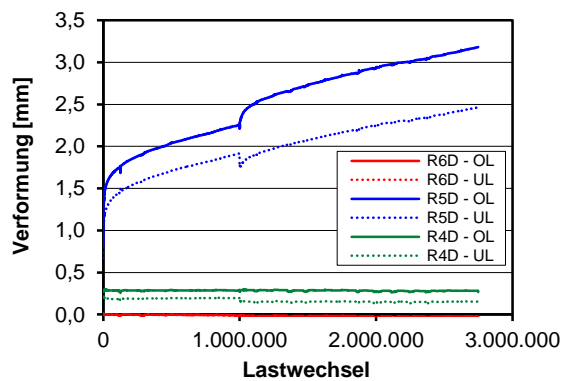
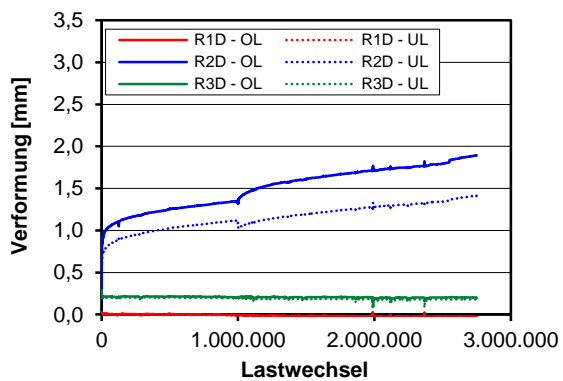


Längsverformungen Querschnittsrand

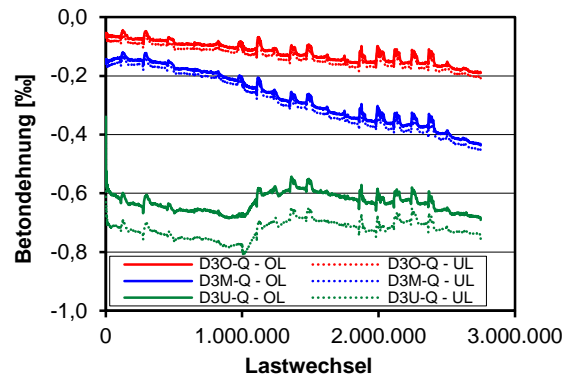
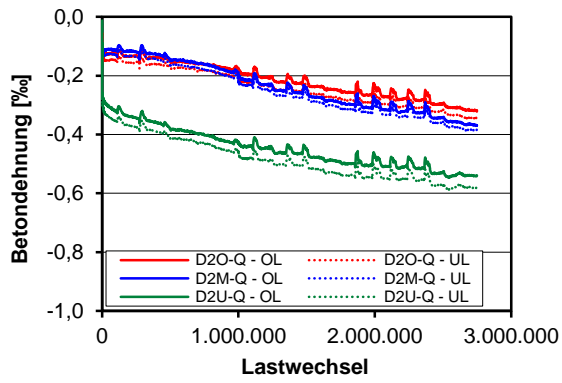
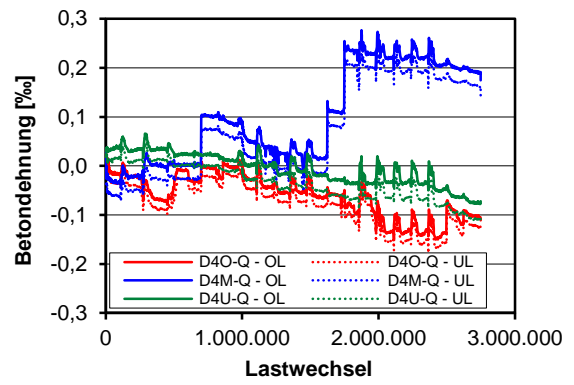
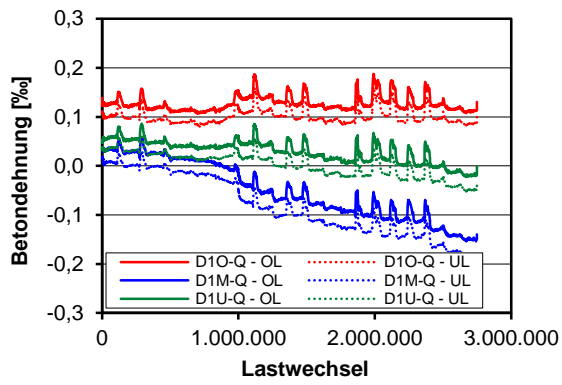




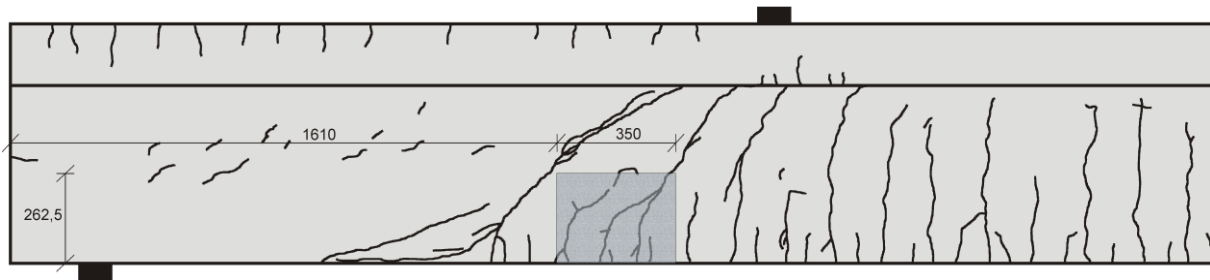
Diagonalverformungen im Steg



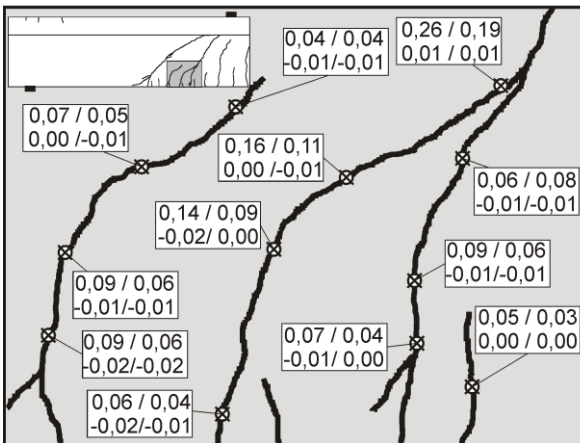
Betondehnungen



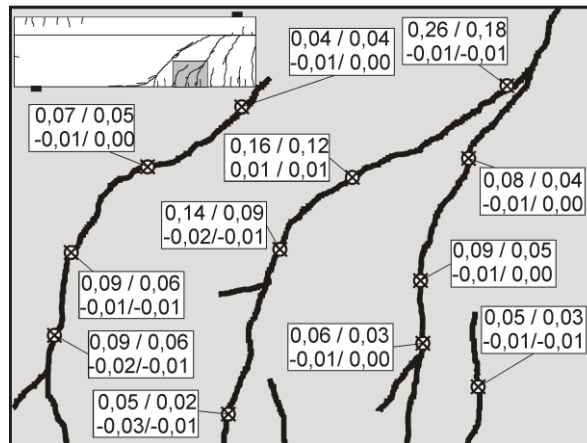
Photooptisches Messverfahren Aramis



Lastwechsel 0.000.001

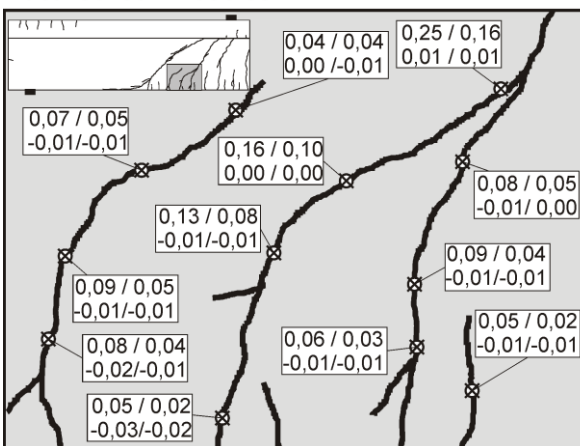


Lastwechsel 1.000.000

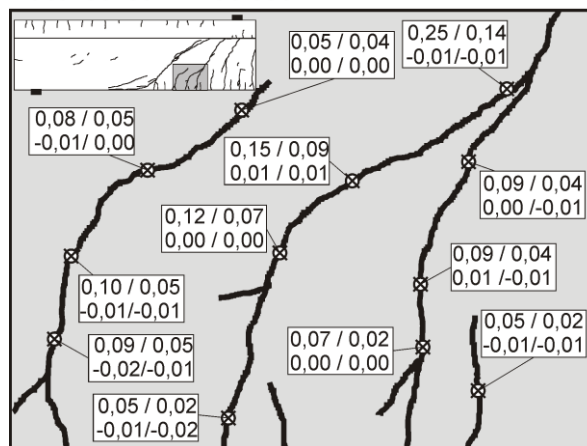


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

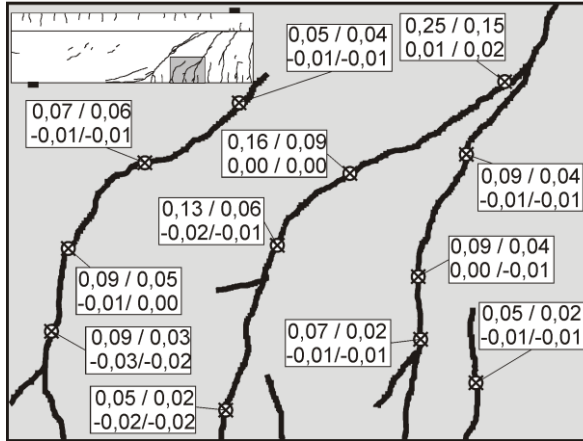
Lastwechsel 1.000.001



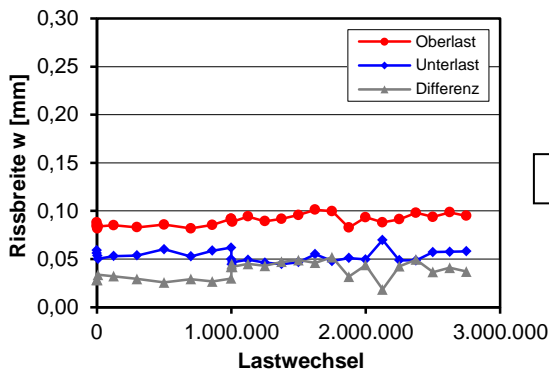
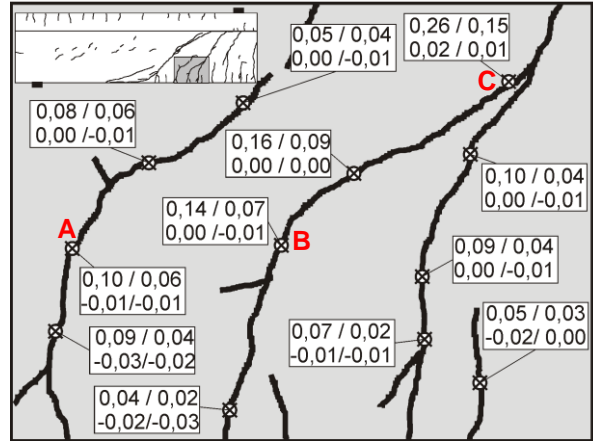
Lastwechsel 1.750.000



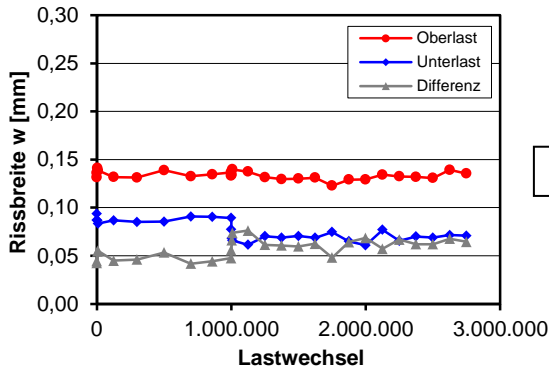
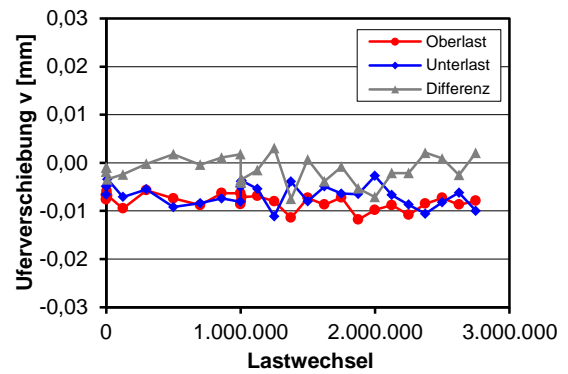
Lastwechsel 2.000.000



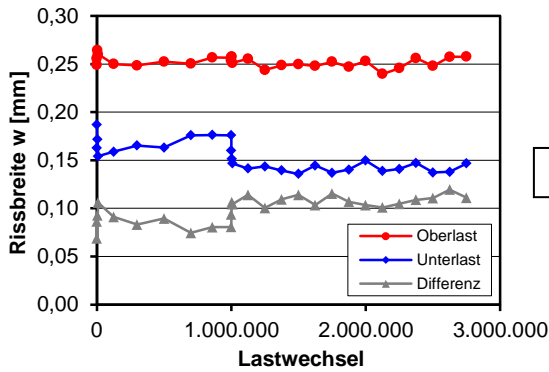
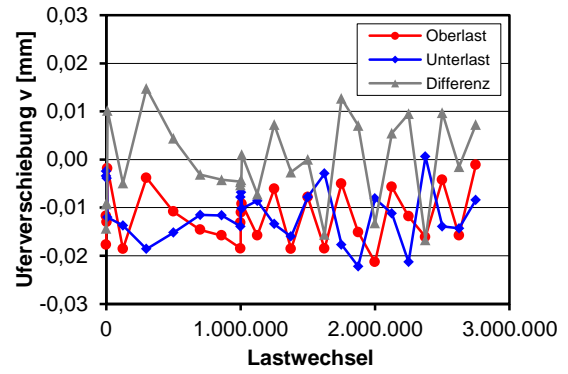
Lastwechsel 2.750.000



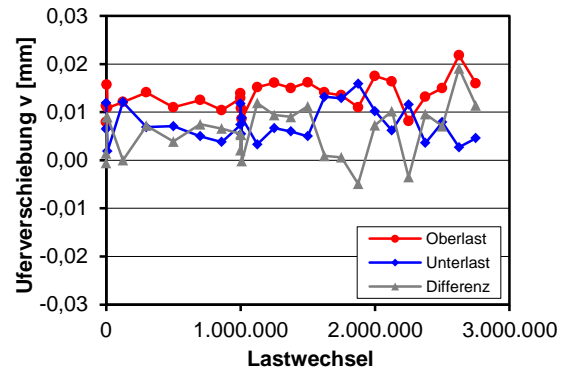
A



B



C



D Ergebnisse – Träger mit Querkraftbewehrung

D.1 Träger I-15-1

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 636 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 31,2 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 3,19 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 23.267 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$ $f_{tm} = 613 \text{ N/mm}^2$ $E_{sm} = 200.311 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubrisslast

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 241 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 260 \text{ kN}$

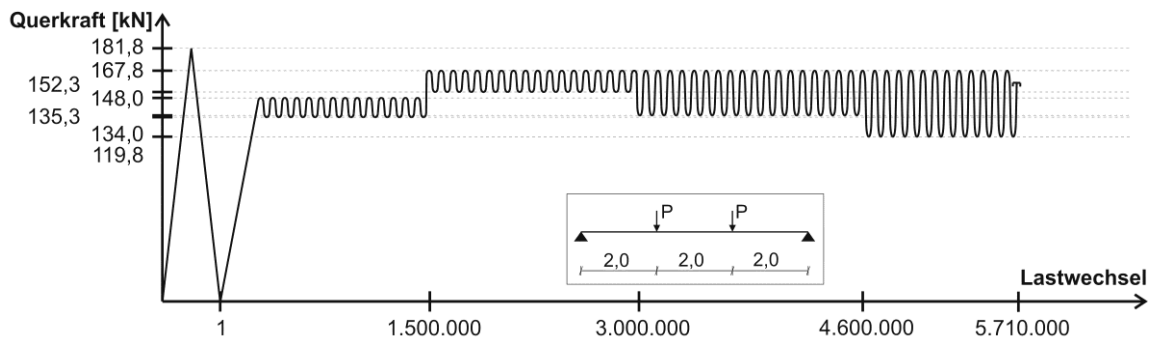
statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 95 \text{ kN}$

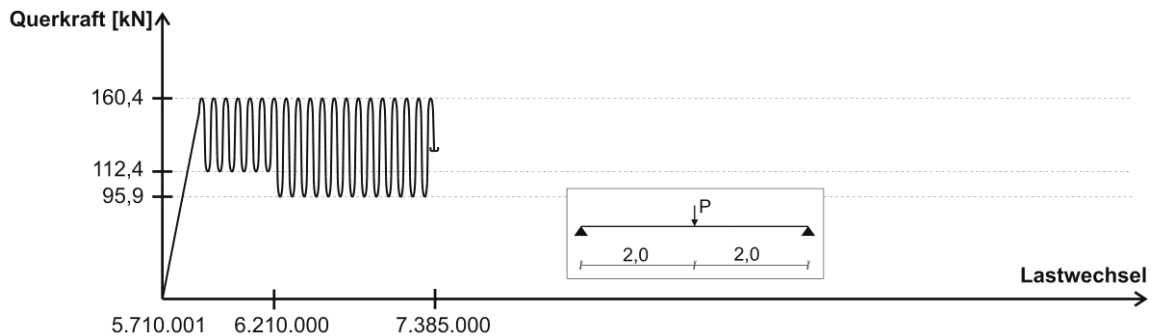
Görtz: $V_{Rm,sy} = 275 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



Teilversuch 2

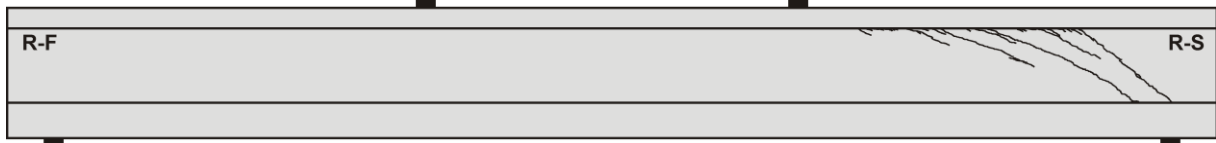


Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubriss	181,8	-	-	-	-
1	1500	1500	nein	148,0	134,0	116 ⁽²⁾	64 ⁽¹⁾	78 ⁽²⁾
1	1500	3000	nein	167,8	152,3	128 ⁽²⁾	73 ⁽²⁾	87 ⁽²⁾
1	1600	4600	nein	167,8	135,3	269 ⁽²⁾	152 ⁽¹⁾	182 ⁽²⁾
1	1110	5710	Abbruch	167,8	119,8	397 ⁽²⁾	225 ⁽¹⁾	269 ⁽²⁾

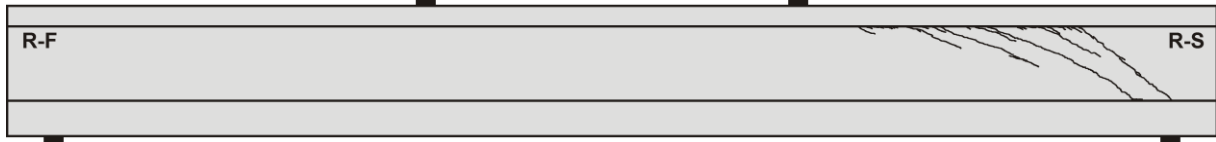
Teil- ver- such	Lastwechsel · 10 ³		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{\max} [kN]	V_{\min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB, \text{fat}}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB, \text{stat}}$ [N/mm ²]
2	500	6210	nein	160,4	112,4	397 ⁽²⁾	223 ⁽¹⁾	269 ⁽²⁾
2	1175	7385	Abbruch	160,4	95,9	533 ⁽²⁾	300 ⁽¹⁾	361 ⁽¹⁾
⁽¹⁾ σ_w bei Oberlast > $f_t = 613 \text{ N/mm}^2$				⁽²⁾ σ_w bei Ober- und Unterlast > $f_t = 613 \text{ N/mm}^2$				

Rissbilder

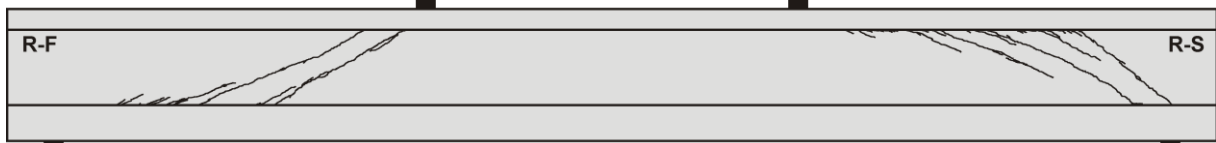
Lastwechsel 1



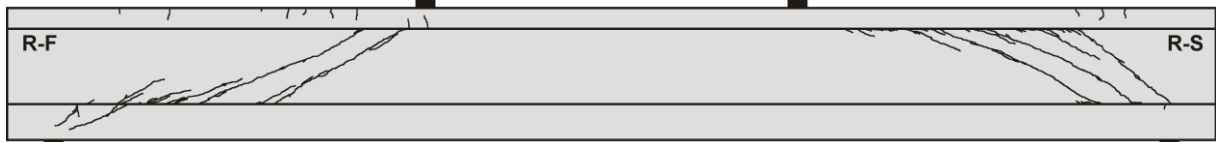
Lastwechsel 1.500.000



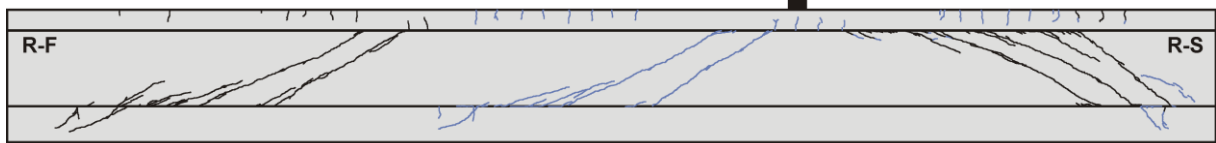
Lastwechsel 3.000.000



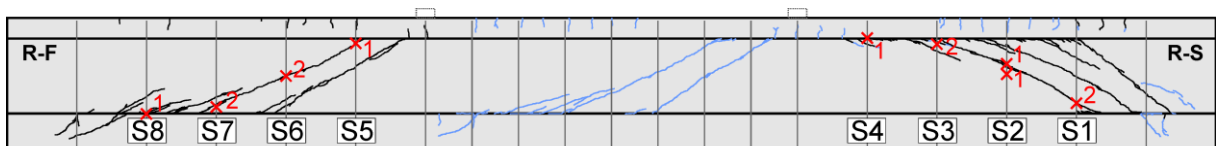
Lastwechsel 5.710.000



Lastwechsel 7.385.000



Bügelbrüche



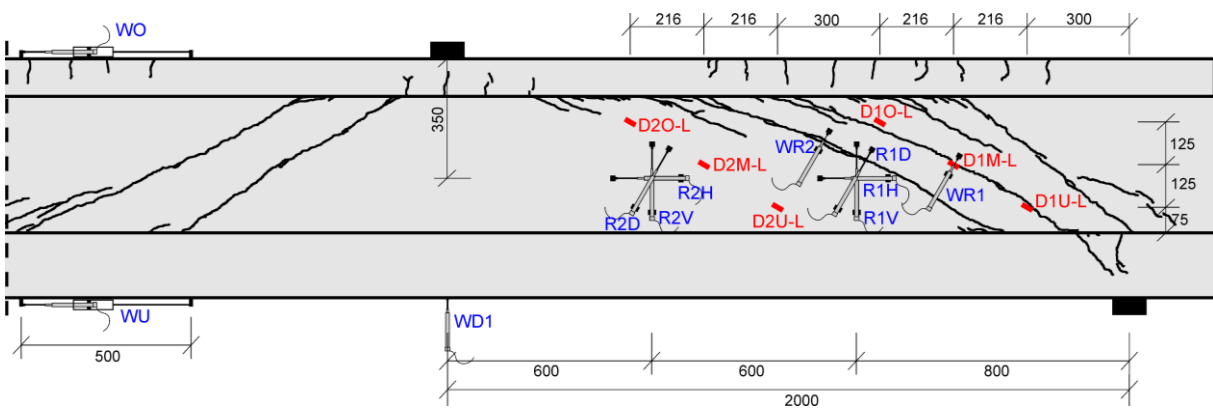
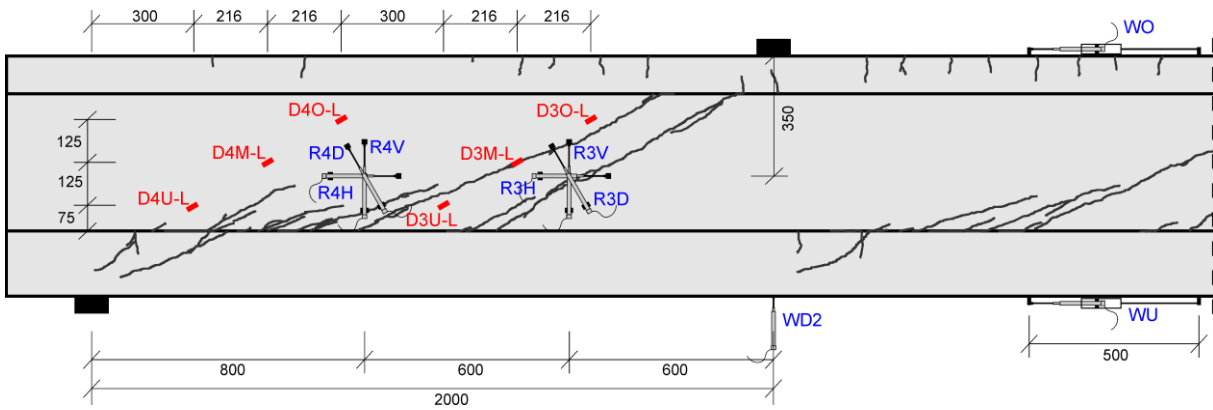
x2 : Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S5	V	5.051.736
	R	
S6	V	2.943.298
	R	4.046.393
S7	V	4.624.718
	R	4.624.718
S8	V	5.667.538
	R	

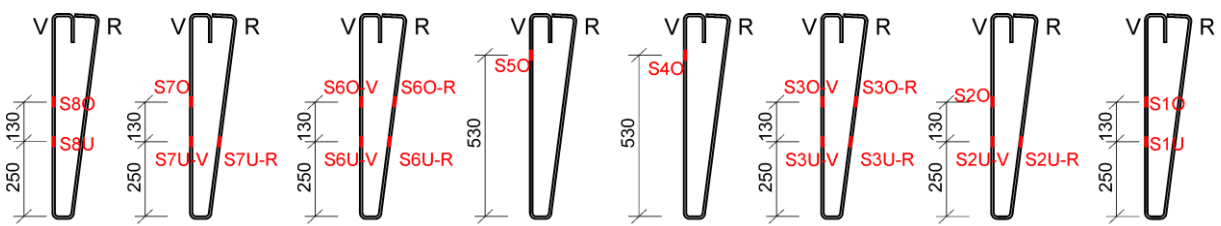
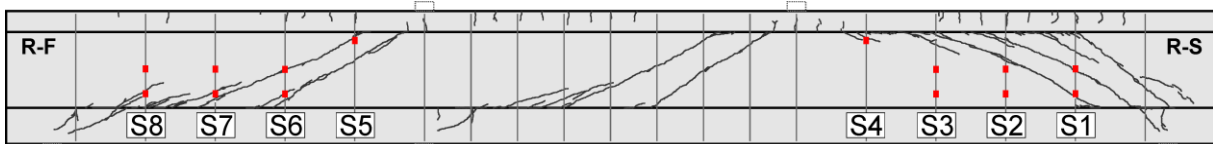
Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S1	V	6.709.100
	R	6.910.131
S2	V	3.011.743
	R	6.567.746
S3	V	6.274.167
	R	6.665.606
S4	V	7.111.161
	R	

Messtechnikpläne

Träger

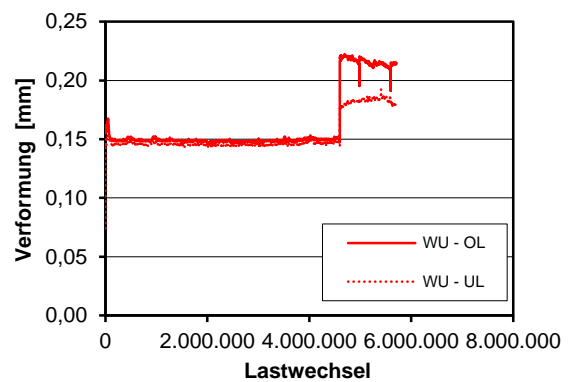
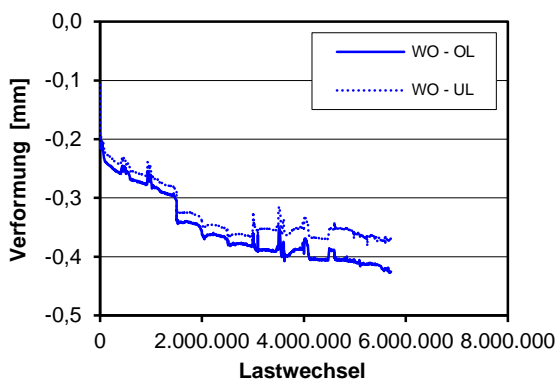
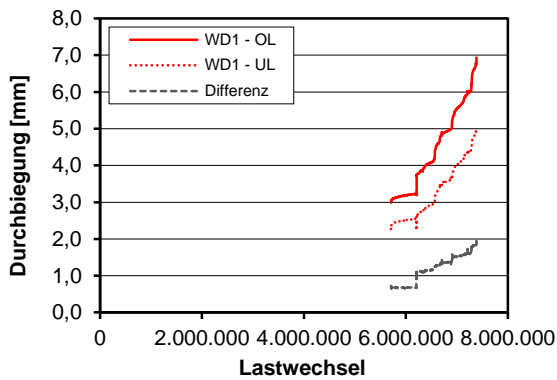
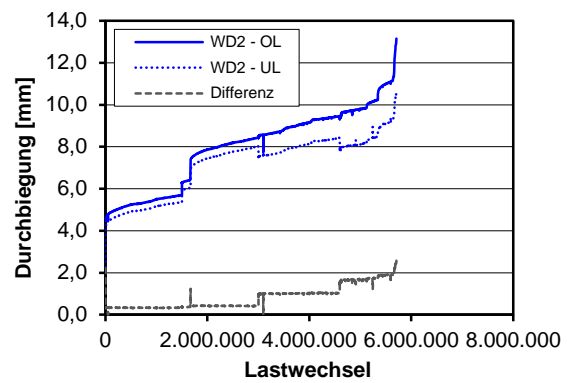
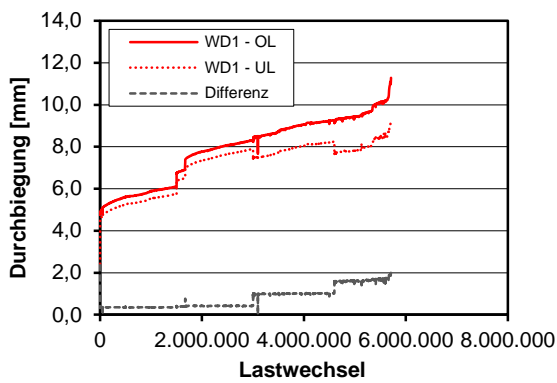


Bügelbewehrung

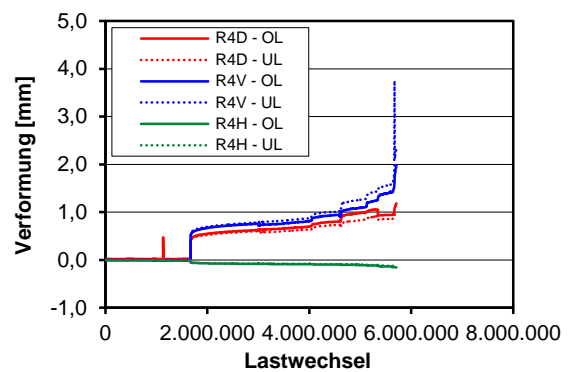
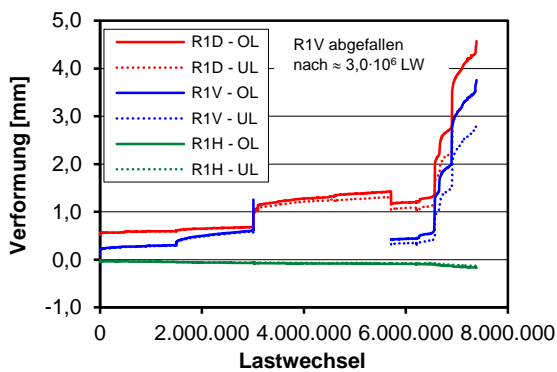


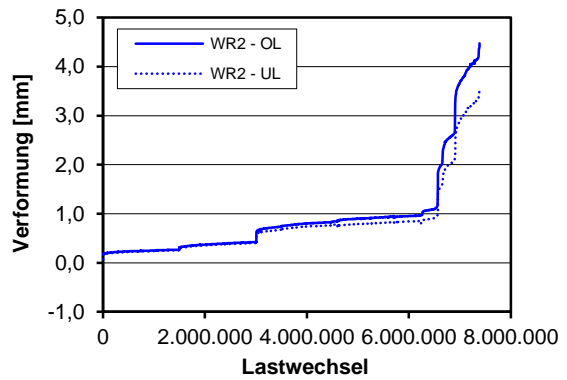
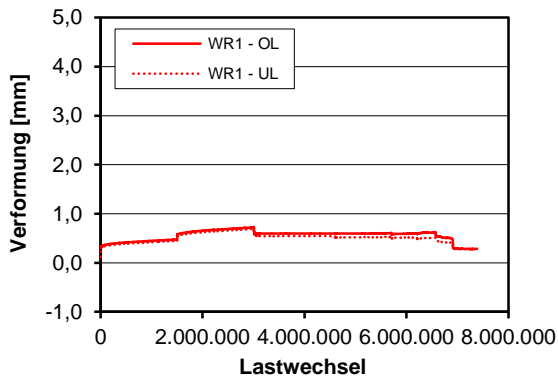
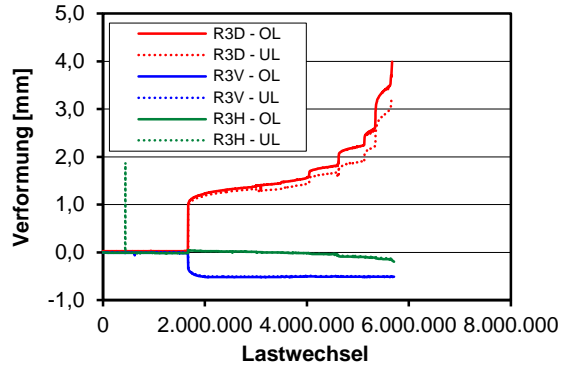
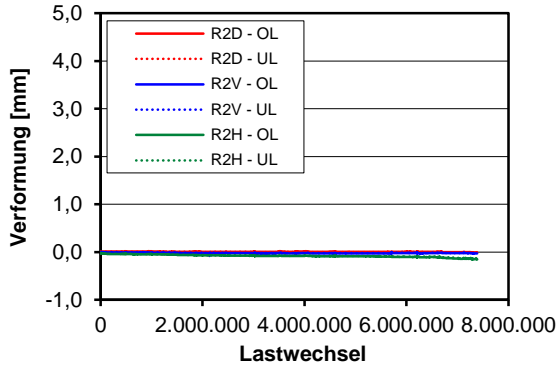
V=Vorderseite R=Rückseite

Durchbiegungen und Verformung Ober-/Unterseite



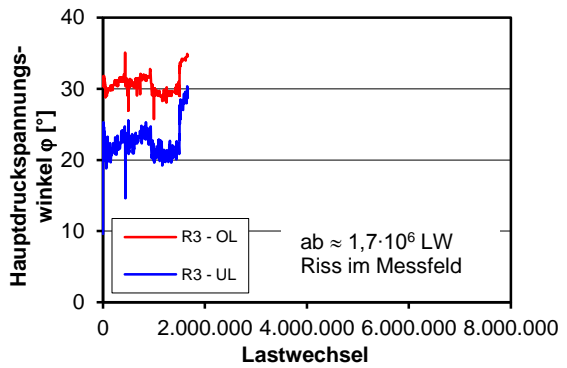
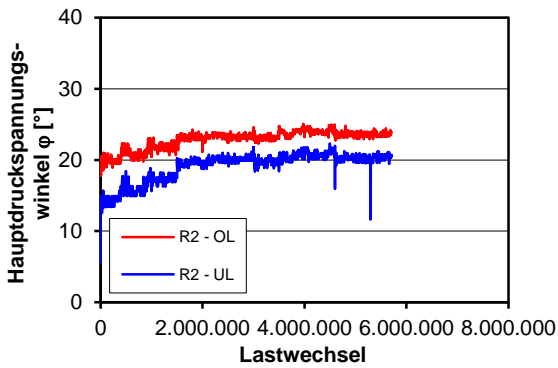
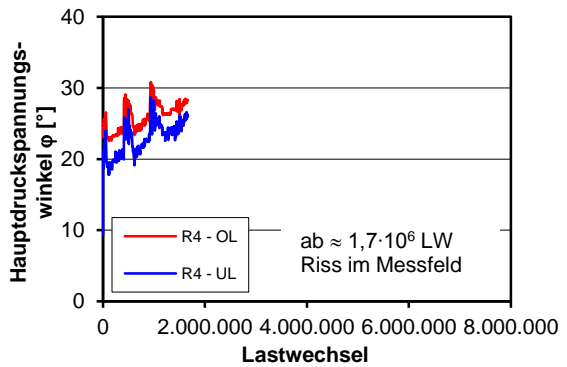
Verformung und Rissbreiten Steg



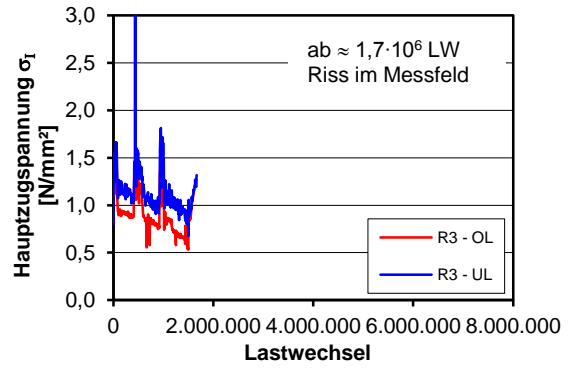
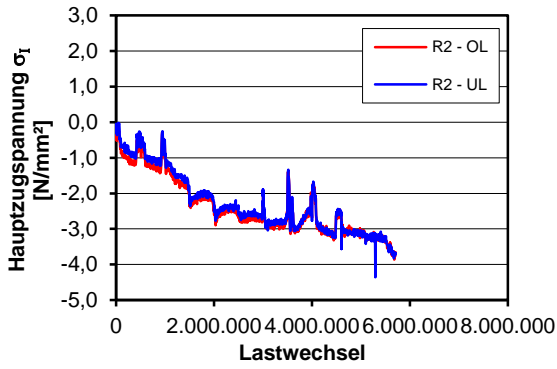
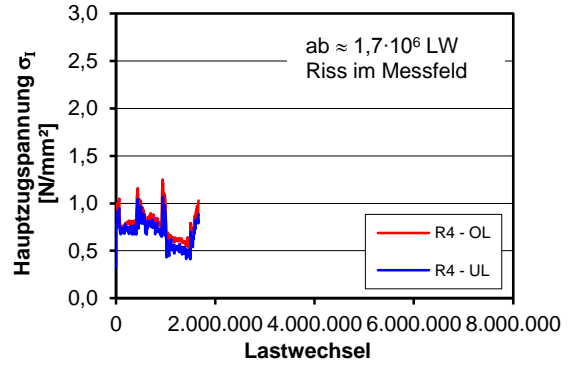


Auswertung Wegaufnahme Rosetten

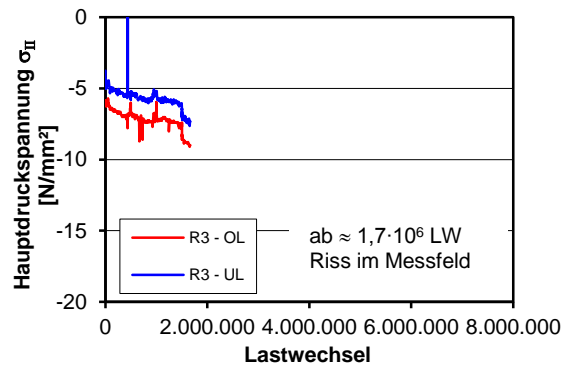
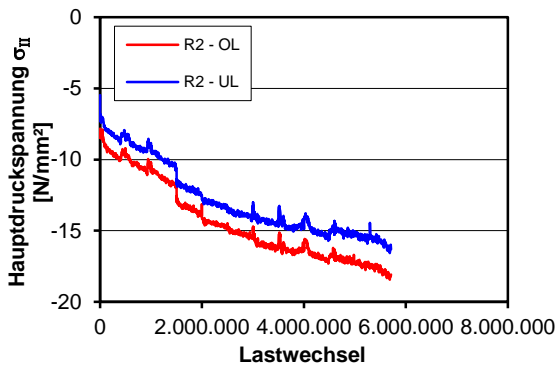
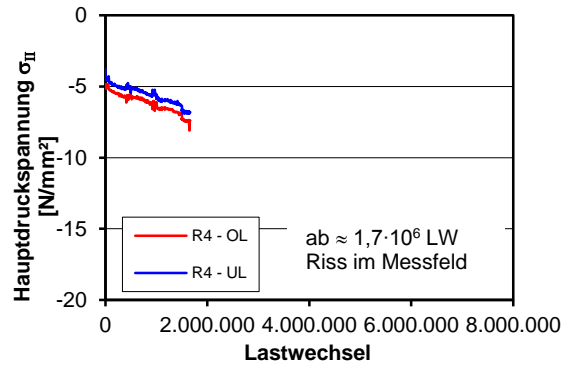
Rosette R1 nicht auswertbar



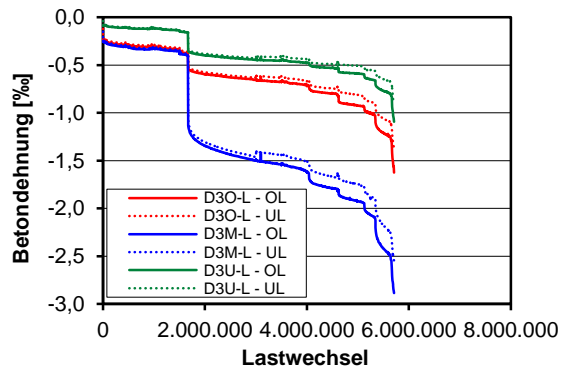
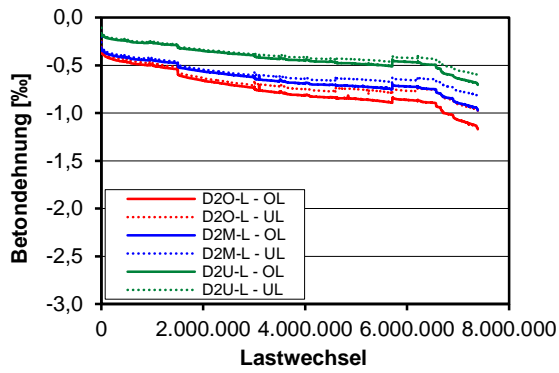
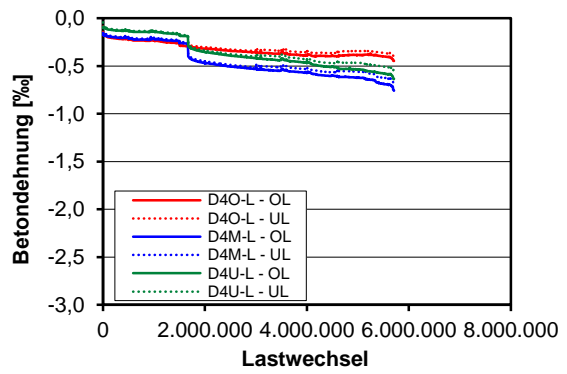
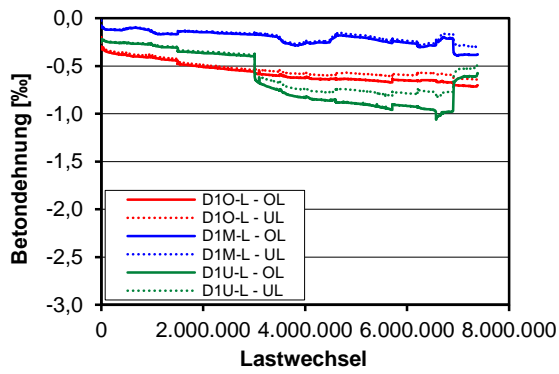
Rosette R1 nicht auswertbar



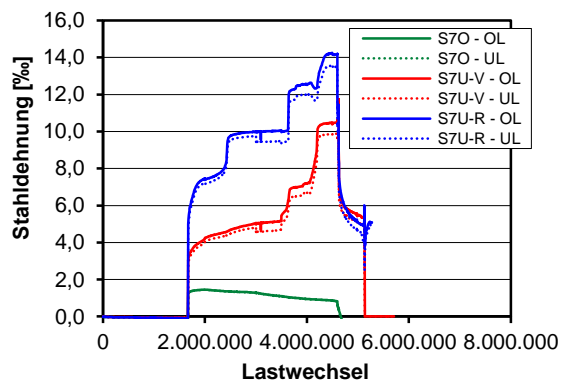
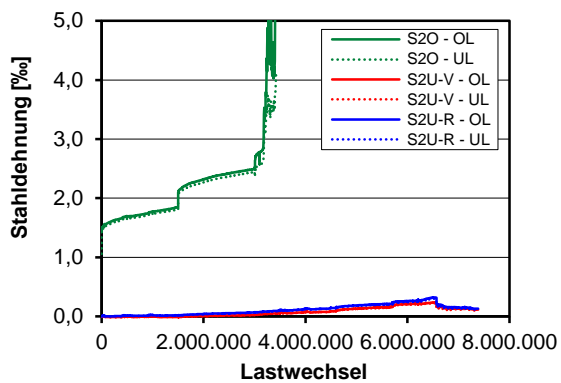
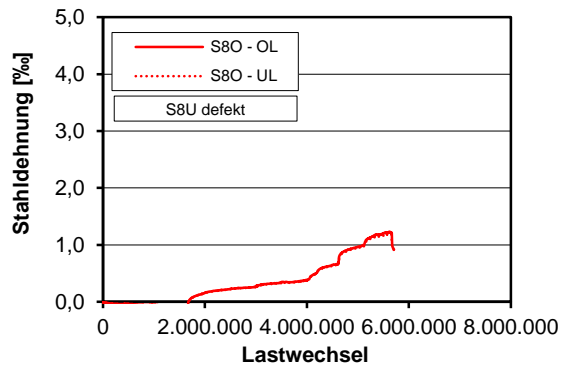
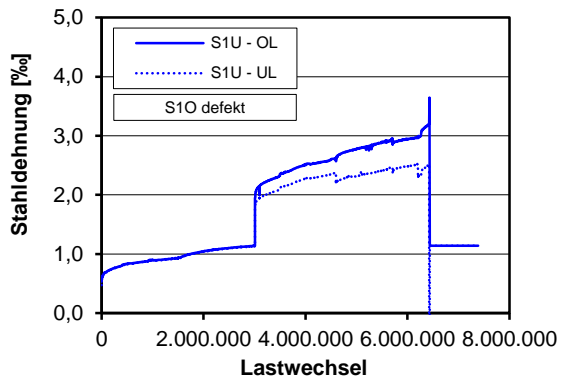
Rosette R1 nicht auswertbar

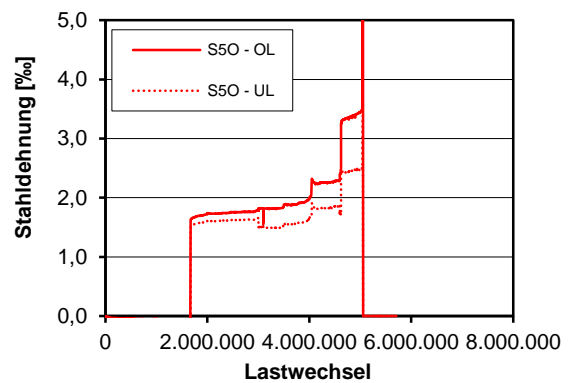
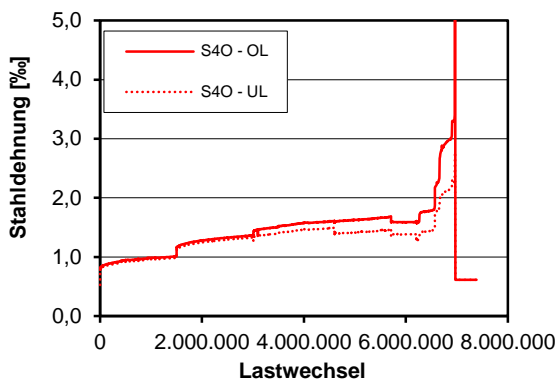
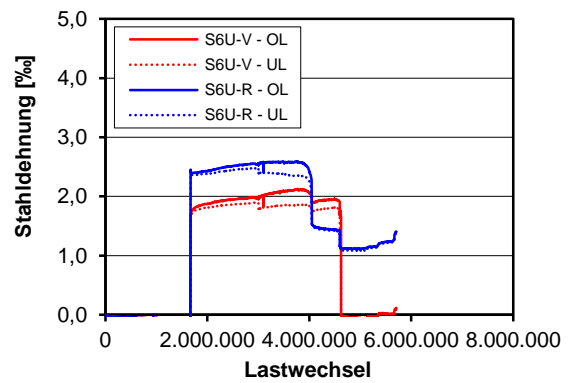
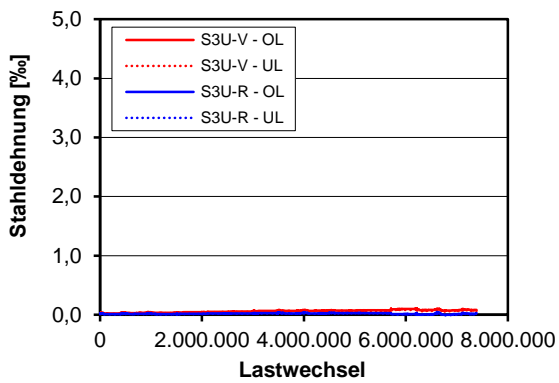
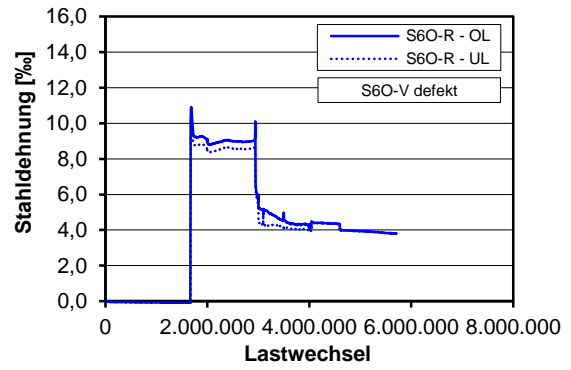
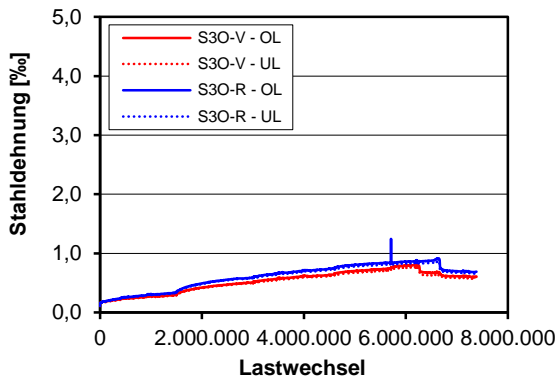


Betondehnungen

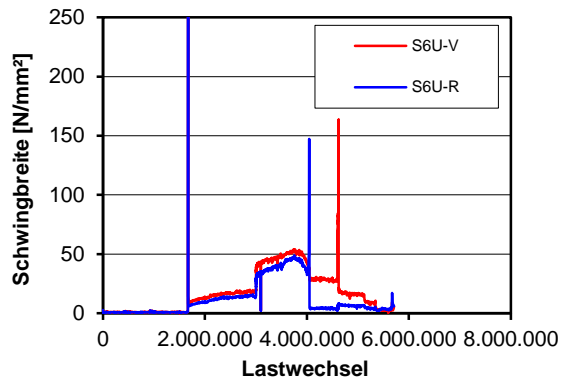
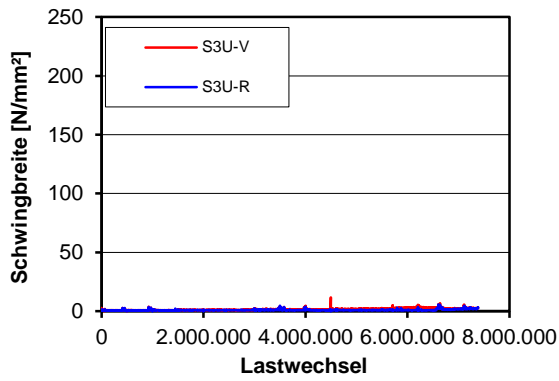
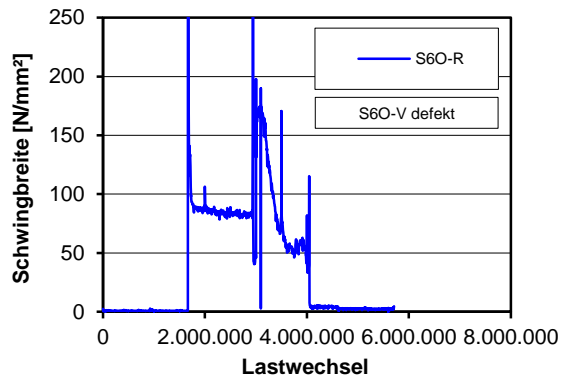
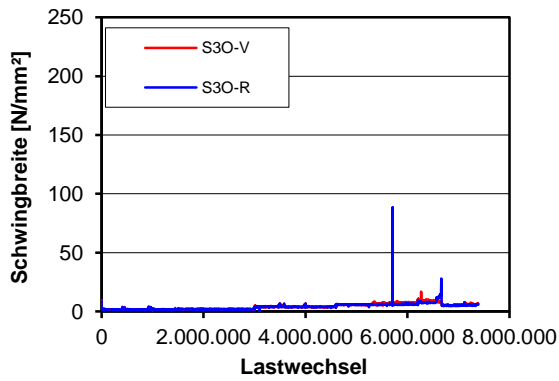
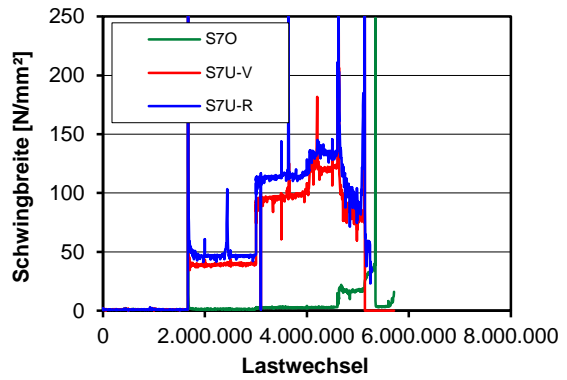
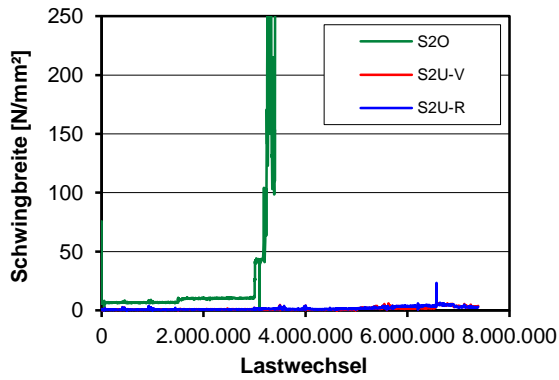
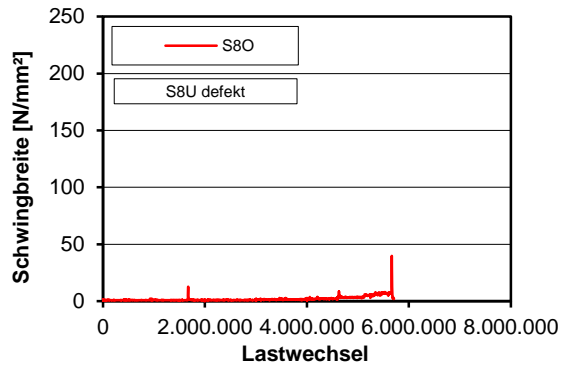
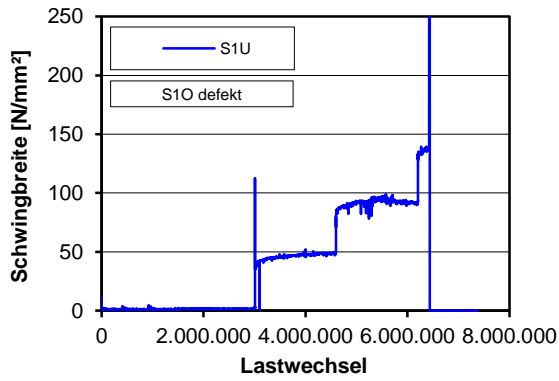


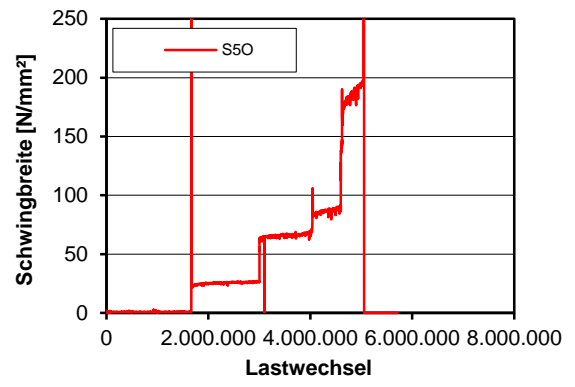
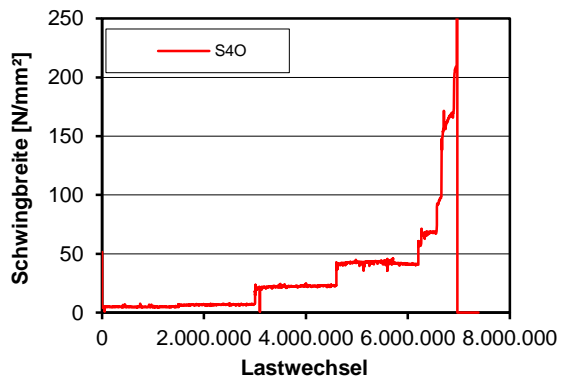
Dehnungen Bügelbewehrung





Schwingbreite Bügelspannungen





D.2 Träger I-15-2

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 411 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 39,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 4,07 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 26.000 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$ $f_{tm} = 613 \text{ N/mm}^2$ $E_{sm} = 200.311 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubrisslast

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 242 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 210 \text{ kN}$

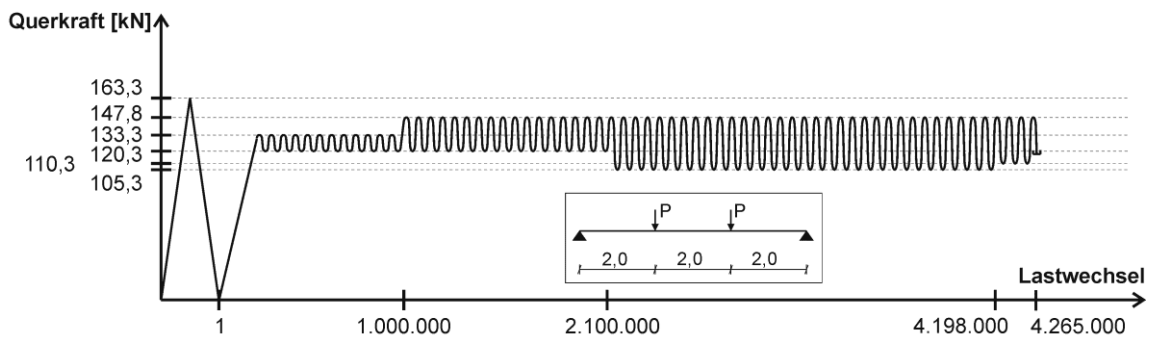
statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 97 \text{ kN}$

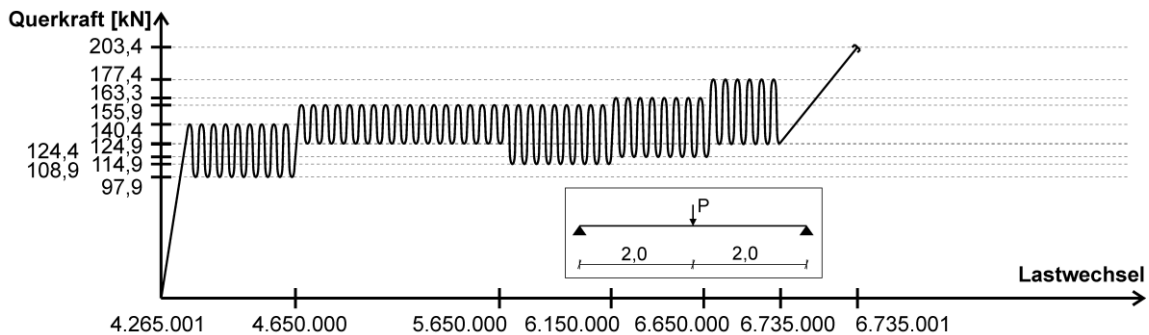
Görtz: $V_{Rm,sy} = 248 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



Teilversuch 2



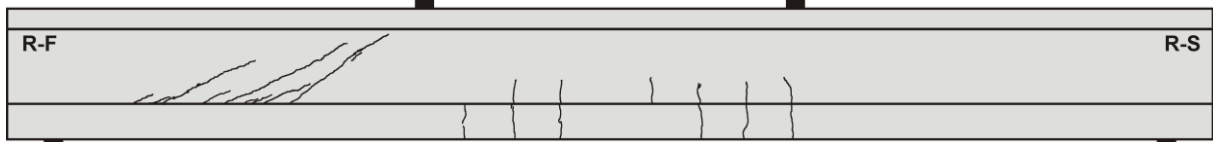
Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubriss	163,3	-	-	-	-
1	1000	1000	nein	133,3	120,3	106 ⁽²⁾	60	71 ⁽²⁾
1	1100	2100	nein	147,8	120,3	224 ⁽²⁾	129 ⁽¹⁾	150 ⁽²⁾
1	2098	4198	nein	147,8	105,3	347 ⁽²⁾	199 ⁽¹⁾	232 ⁽¹⁾
1	67	4265	Abbruch	147,8	110,3	306 ⁽²⁾	176 ⁽¹⁾	205 ⁽¹⁾
2	384	4650	nein	140,4	97,9	347 ⁽²⁾	198 ⁽¹⁾	232 ⁽¹⁾

Teil- ver- such	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{\max} [kN]	V_{\min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
2	1000	5650	nein	155,9	124,9	253 ⁽²⁾	146 ⁽¹⁾	169 ⁽²⁾
2	500	6150	nein	155,9	108,9	383 ⁽²⁾	222 ⁽¹⁾	256 ⁽¹⁾
2	500	6650	nein	163,4	114,9	396 ⁽²⁾	230 ⁽¹⁾	265 ⁽²⁾
2	85	6735	Abbruch	177,4	124,4	432 ⁽²⁾	254 ⁽¹⁾	289 ⁽²⁾
2	0,001	6735	Resttragf.	203,4	-	-	-	-

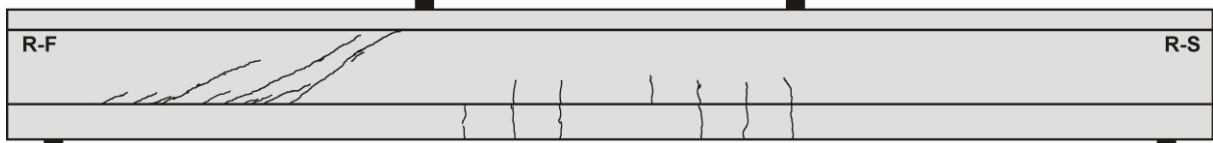
(¹) σ_w bei Oberlast > $f_t = 613 \text{ N/mm}^2$ (²) σ_w bei Ober- und Unterlast > $f_t = 613 \text{ N/mm}^2$

Rissbilder

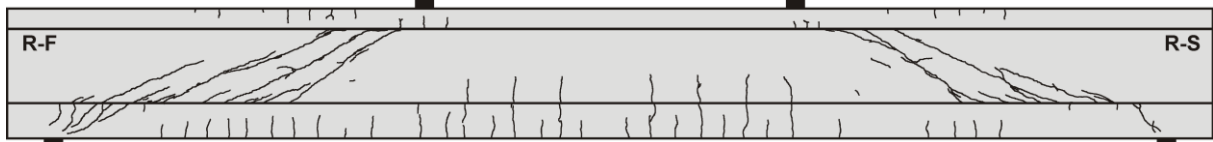
Lastwechsel 1



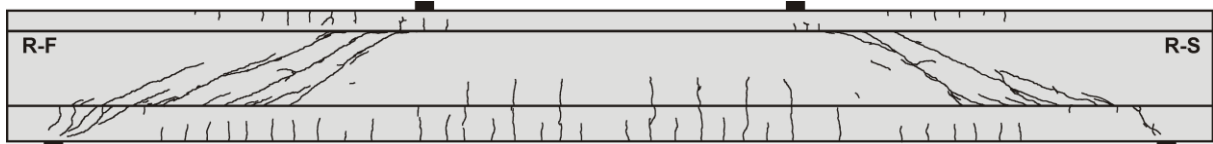
Lastwechsel 1.000.000



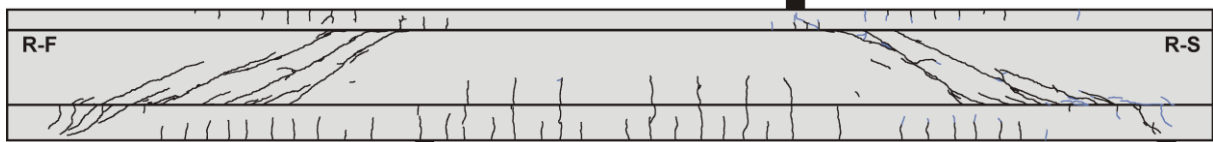
Lastwechsel 4.198.000



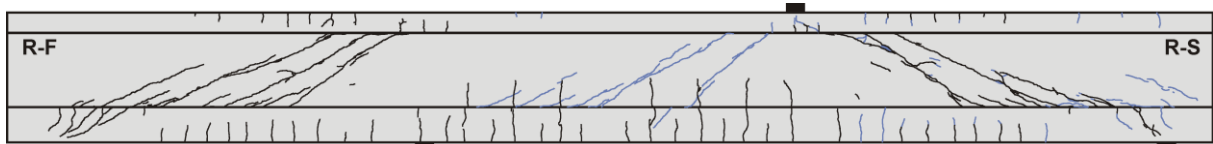
Lastwechsel 4.265.000



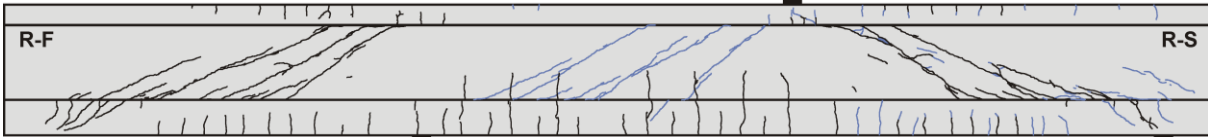
Lastwechsel 4.650.000



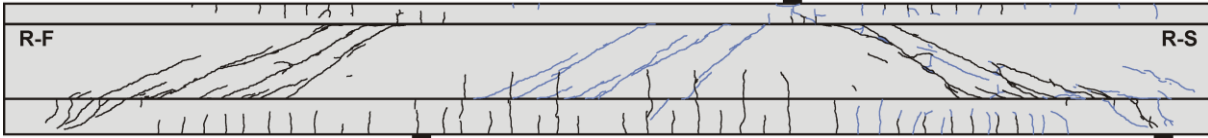
Lastwechsel 5.650.000



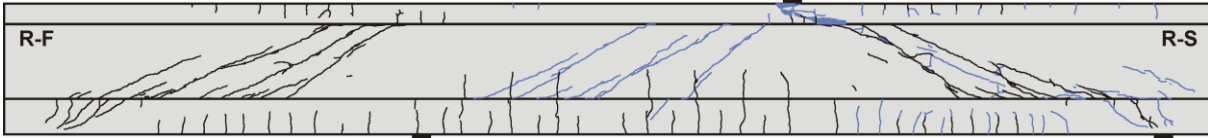
Lastwechsel 6.650.000



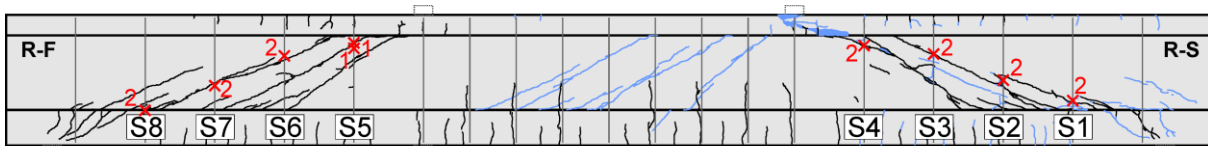
Lastwechsel 6.735.000



Lastwechsel 6.735.001 (Resttragfähigkeit)



Bügelbrüche



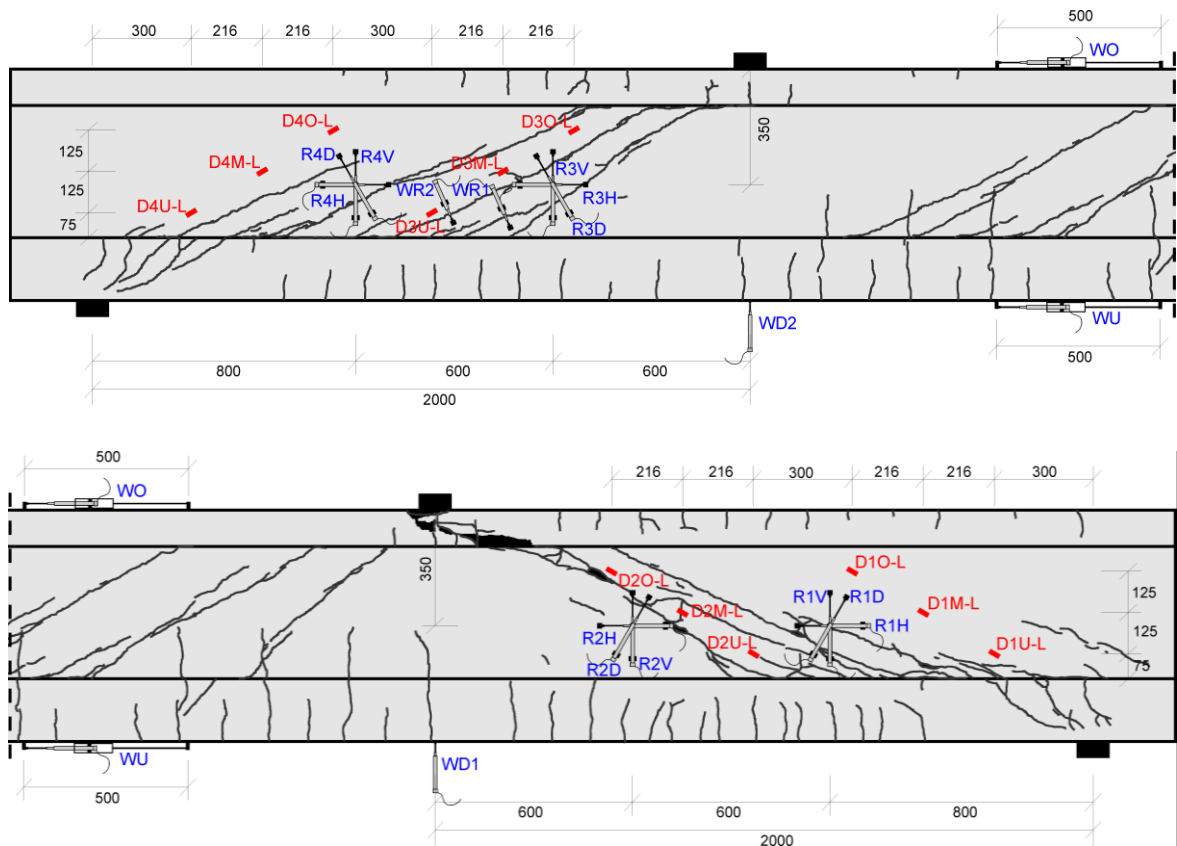
x2: Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S5	V	4.198.681
	R	4.202.536
S6	V	3.821.429
	R	3.698.980
S7	V	3.079.999
	R	3.617.348
S8	V	4.130.710
	R	4.167.309

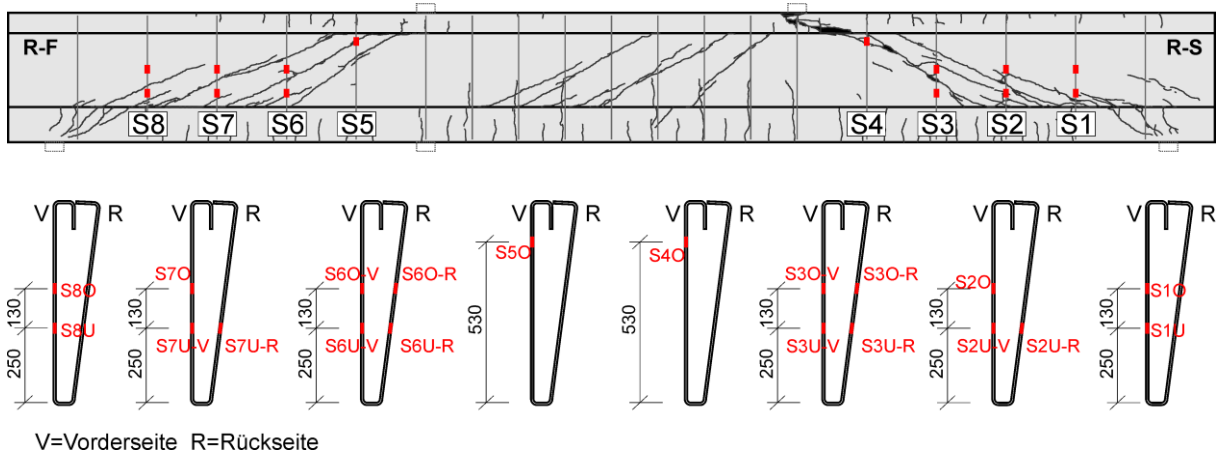
Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S1	V	4.275.760
	R	4.296.266
S2	V	4.015.686
	R	6.673.876
S3	V	4.083.655
	R	4.094.112
S4	V	6.658.640
	R	6.660.628

Messtechnikpläne

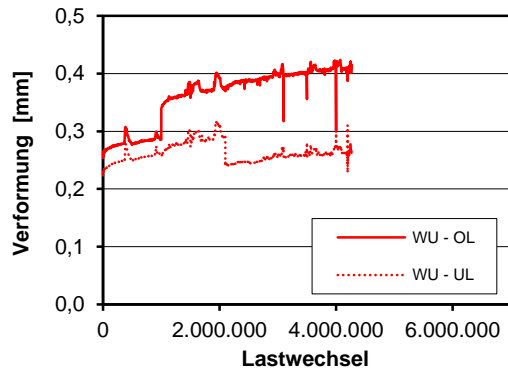
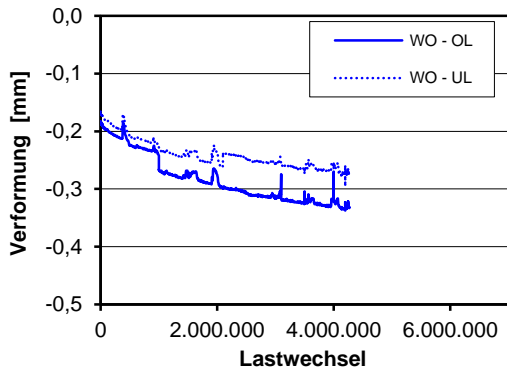
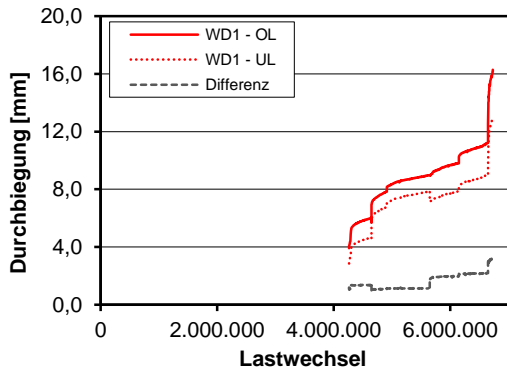
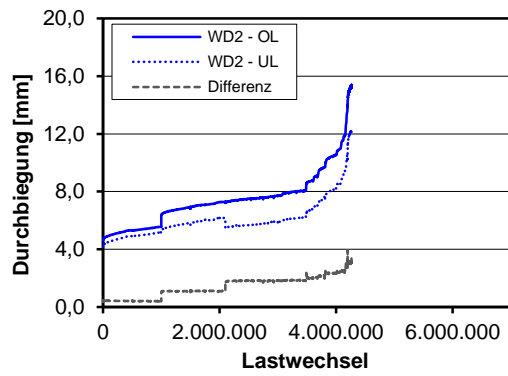
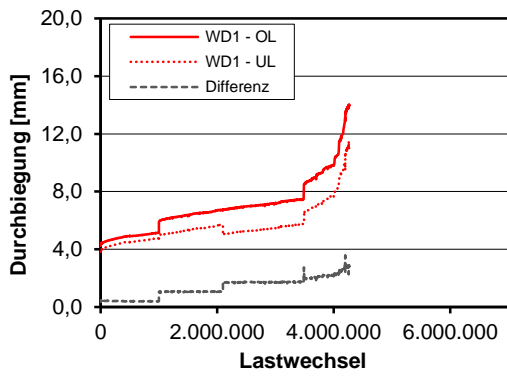
Träger



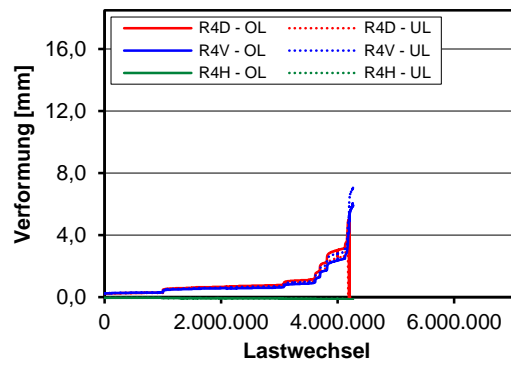
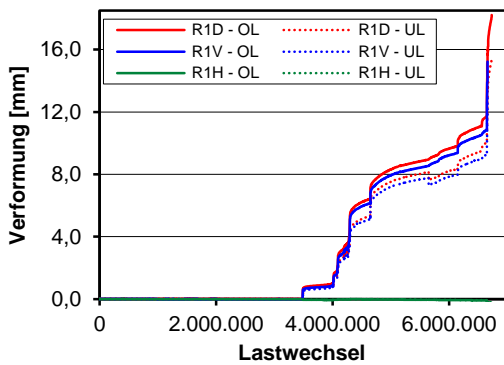
Bügelbewehrung

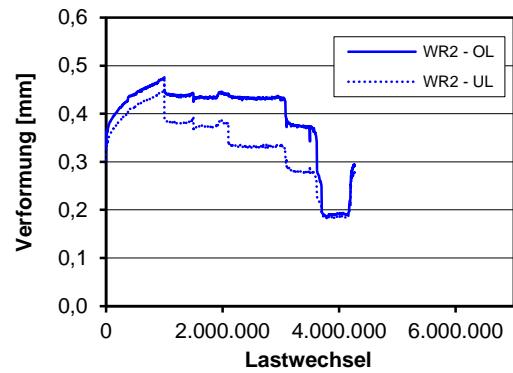
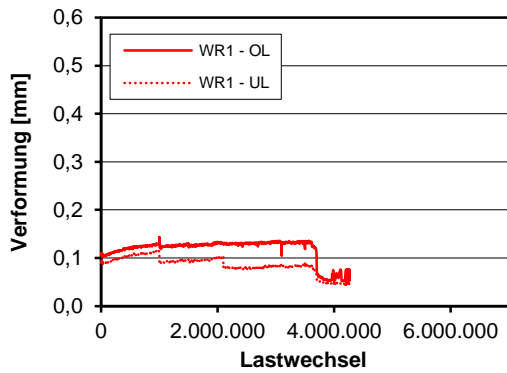
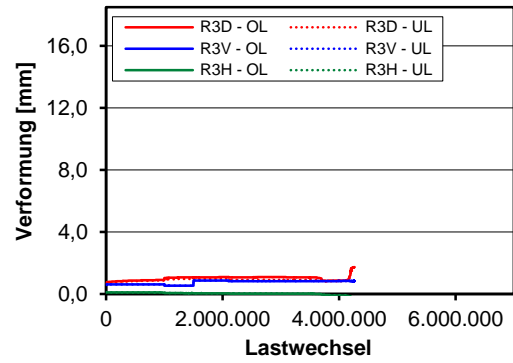
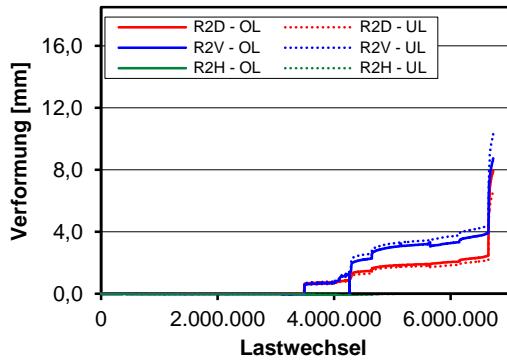


Durchbiegungen und Verformung Ober-/Unterseite



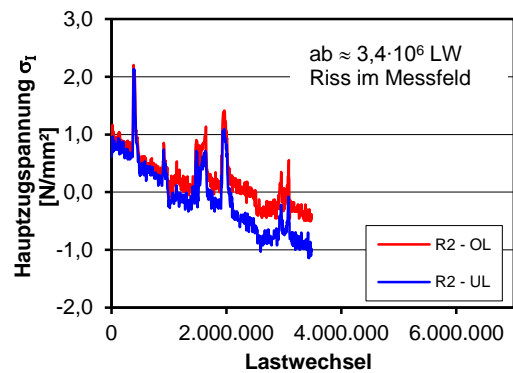
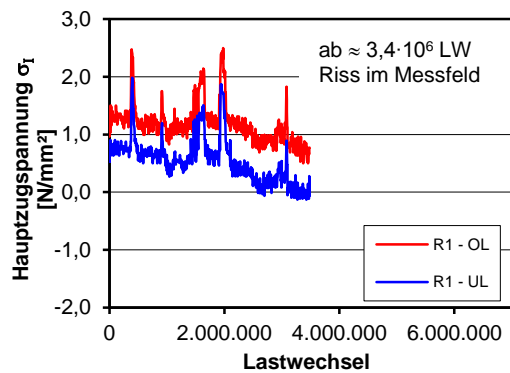
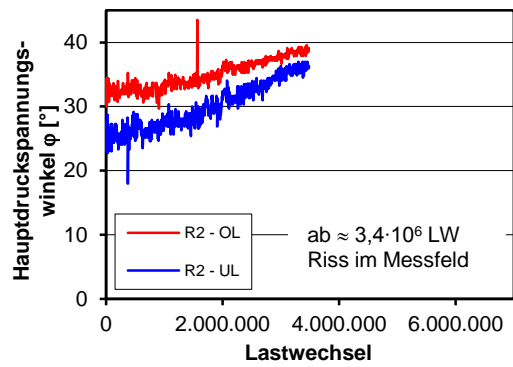
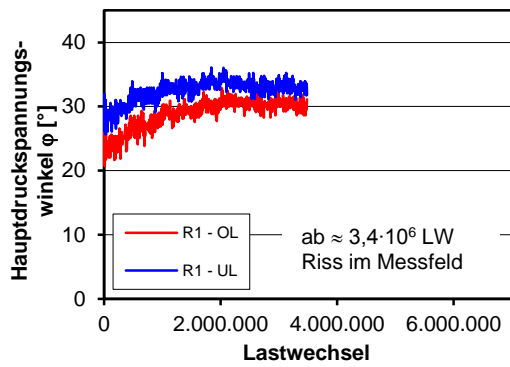
Verformung und Rissbreiten Steg

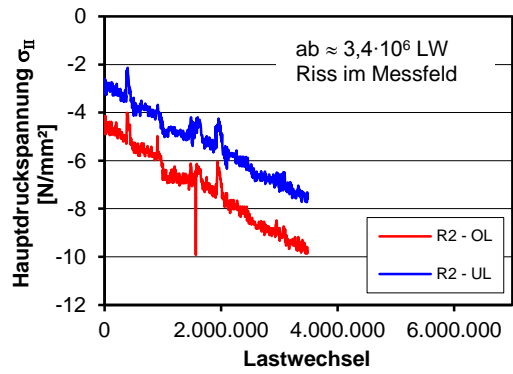
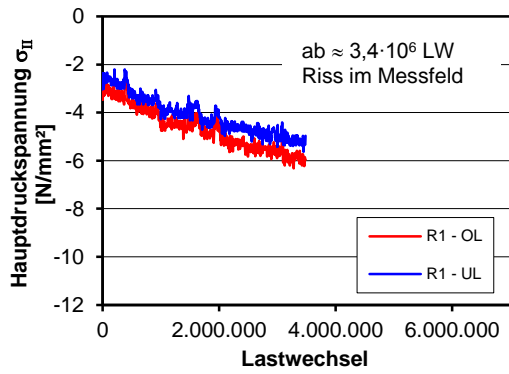




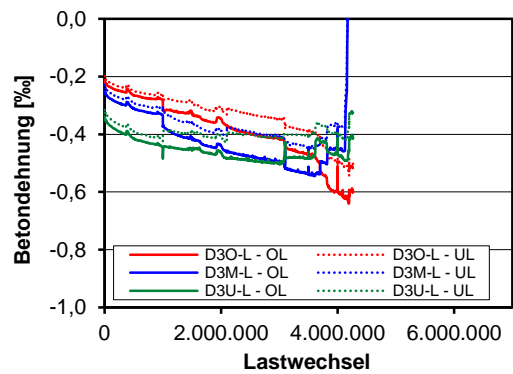
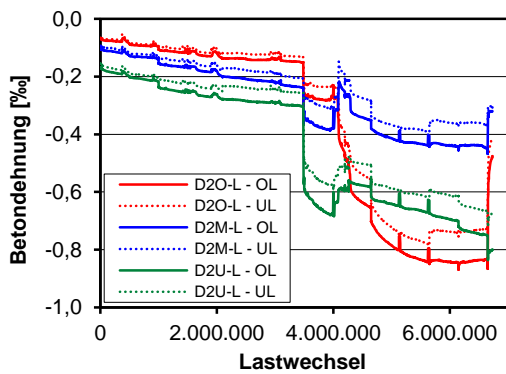
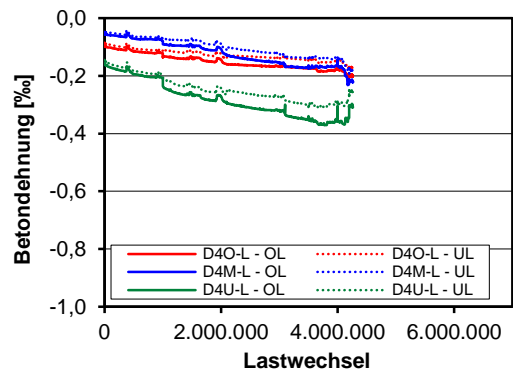
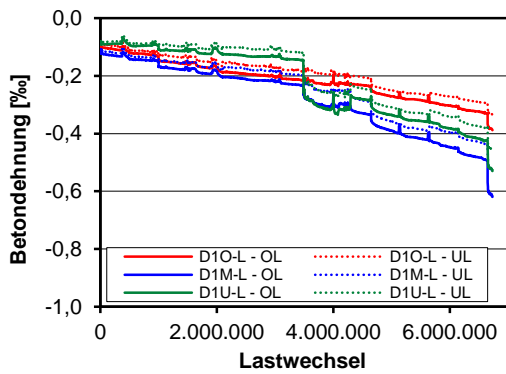
Auswertung Wegaufnahme-rosetten

Rosette R3 und R4 nicht auswertbar, da nach statischer Erstbelastung bereits Riss in Messfeldern

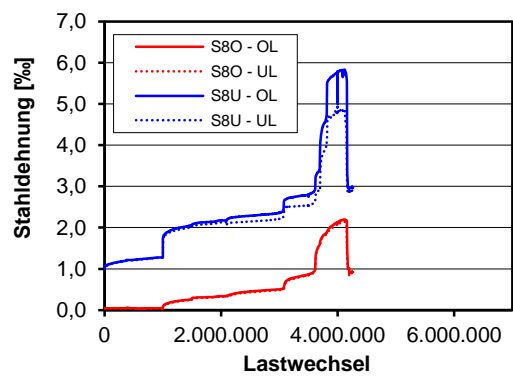
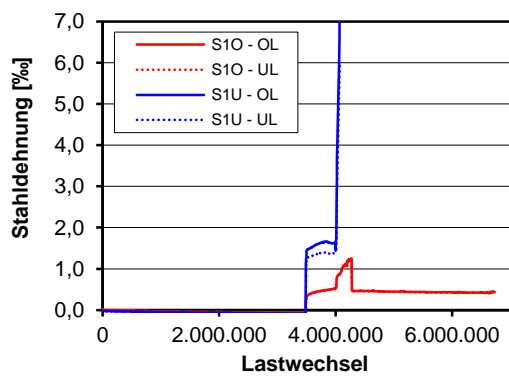


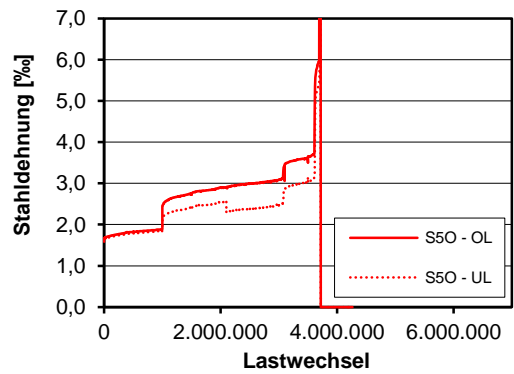
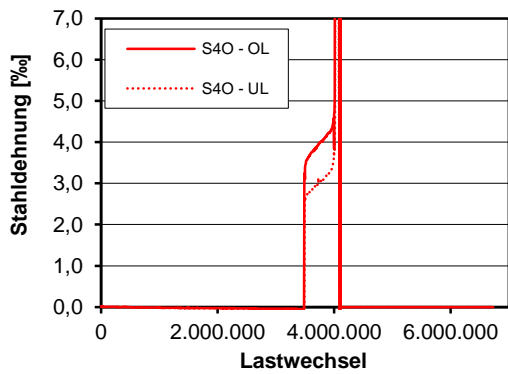
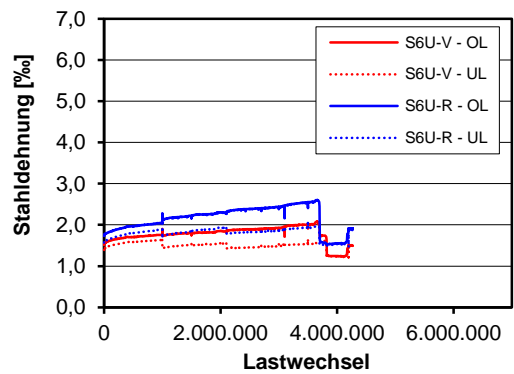
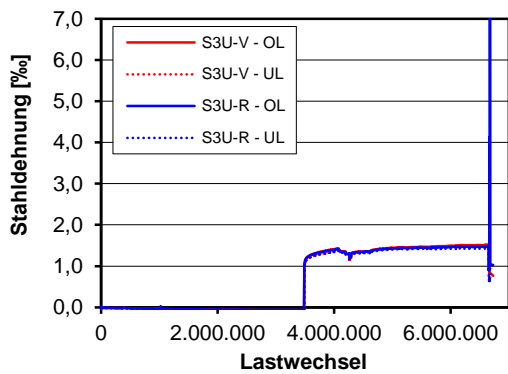
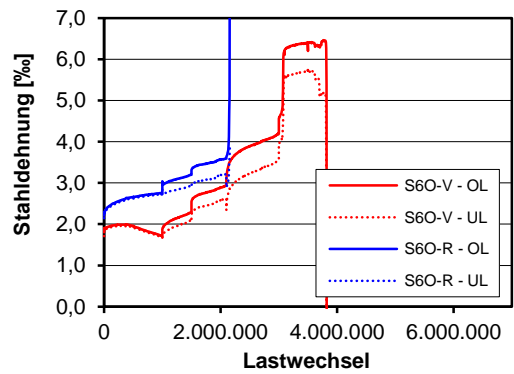
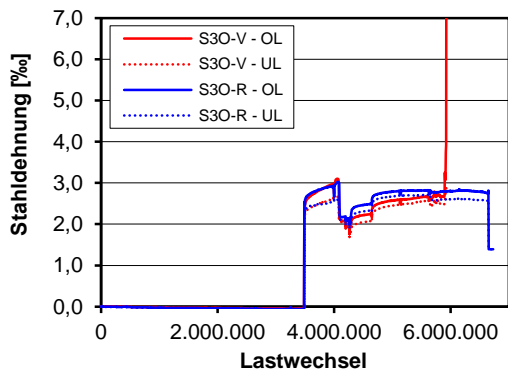
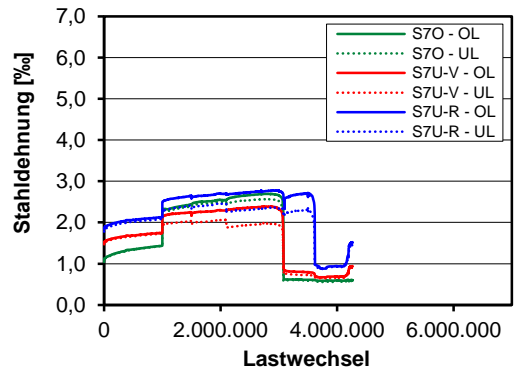
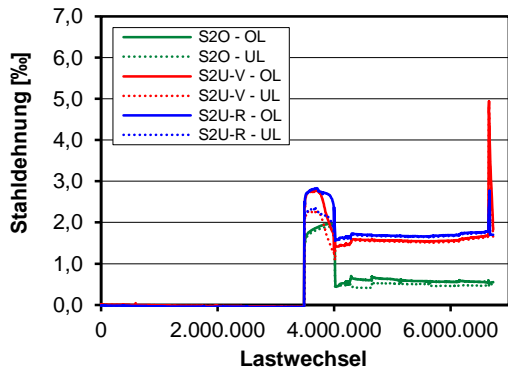


Betondehnungen

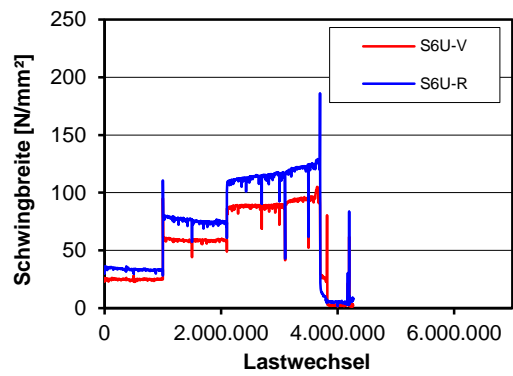
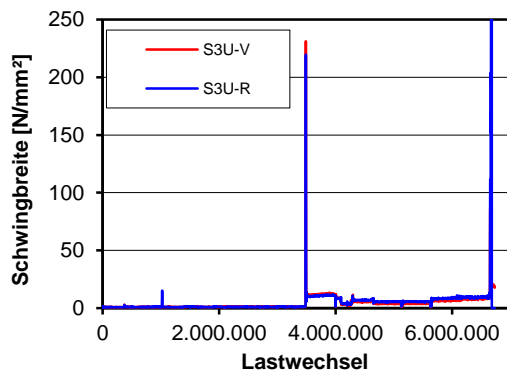
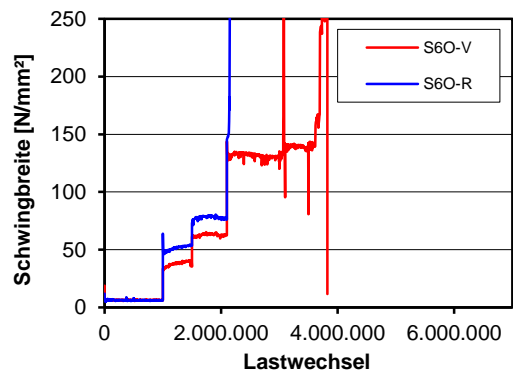
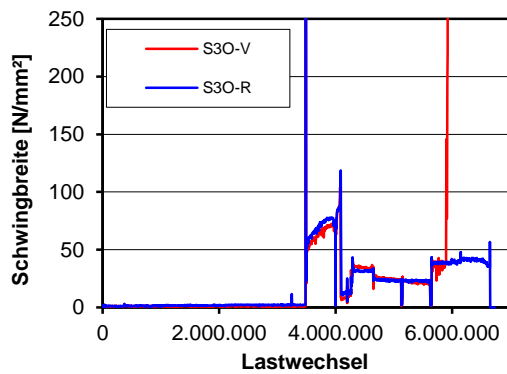
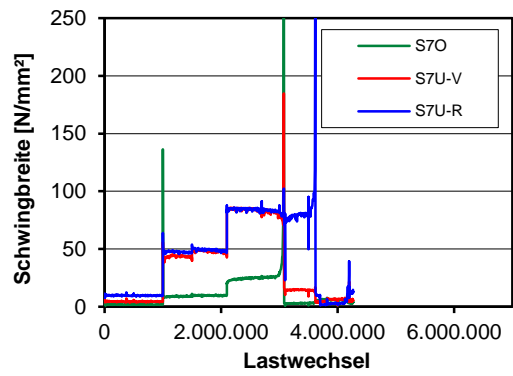
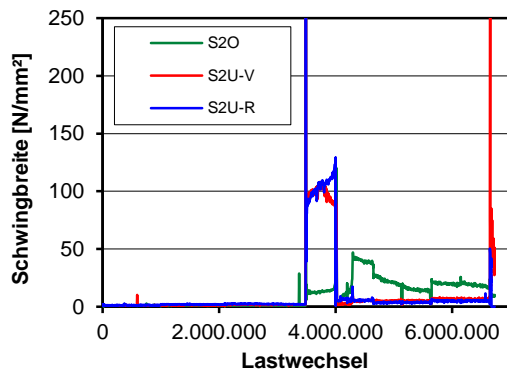
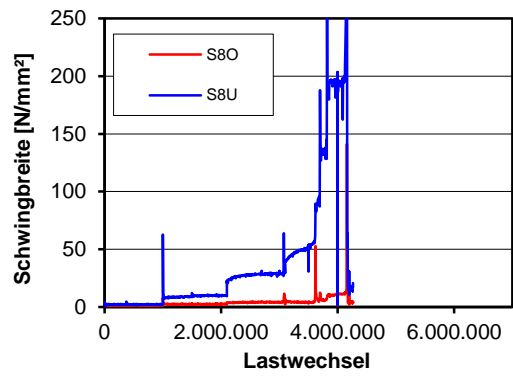
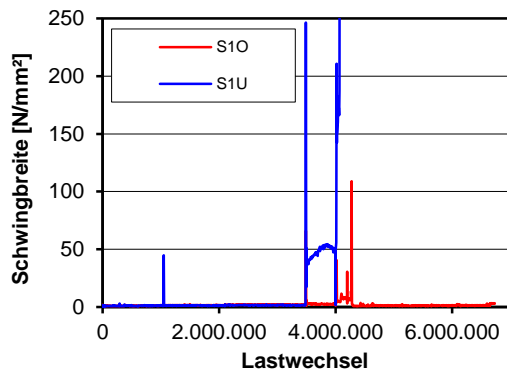


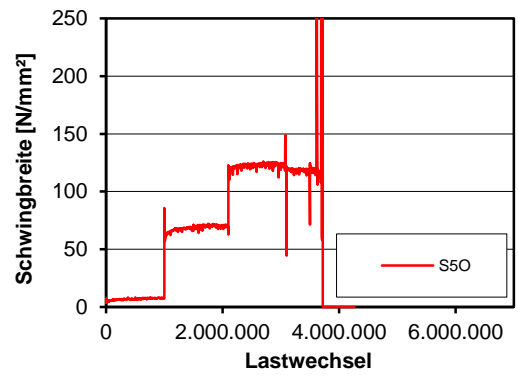
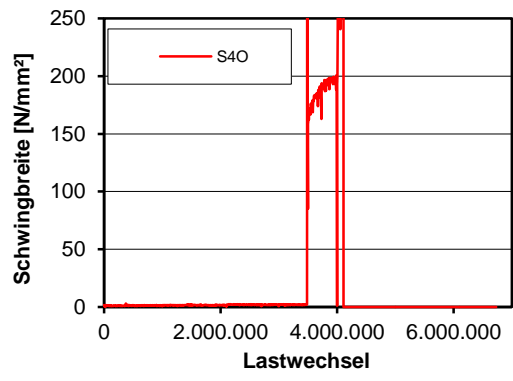
Dehnungen Bügelbewehrung





Schwingbreite Bügelspannungen





D.3 Träger I-15-3

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 320 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 36,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 3,45 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 26.233 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$ $f_{tm} = 613 \text{ N/mm}^2$ $E_{sm} = 200.311 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubrisslast

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 199 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 182 \text{ kN}$

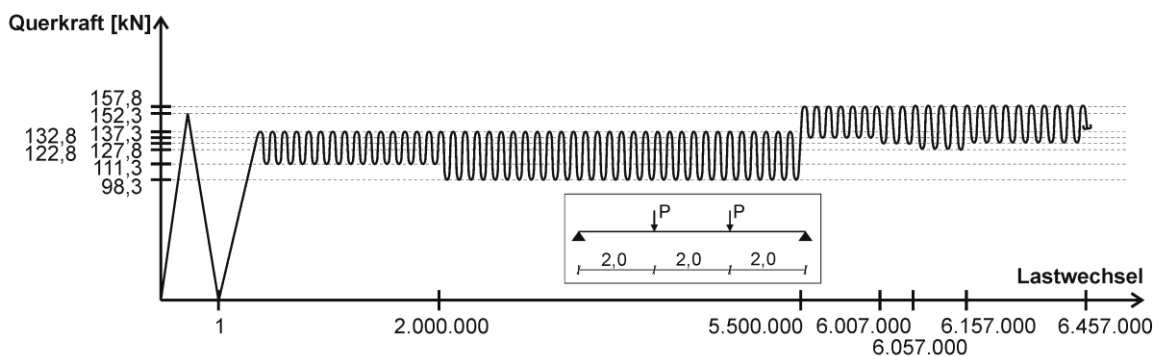
statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 96 \text{ kN}$

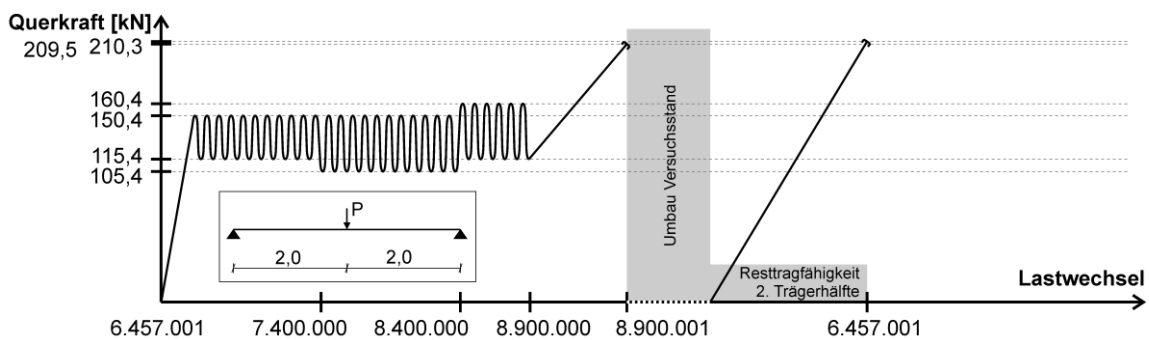
Görtz: $V_{Rm,sy} = 212 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



Teilversuch 2



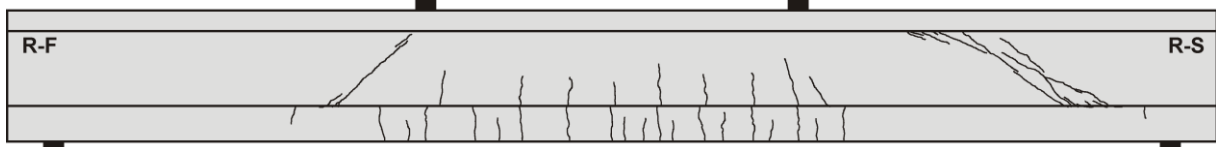
Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubriss	152,3	-	-	-	-
1	2000	2000	nein	137,3	111,3	214 ⁽²⁾	127 ⁽¹⁾	144 ⁽²⁾
1	3500	5500	nein	137,3	98,3	320 ⁽²⁾	191 ⁽¹⁾	216 ⁽¹⁾
1	507	6007	nein	157,8	132,8	205 ⁽²⁾	124 ⁽²⁾	138 ⁽²⁾
1	50	6057	nein	157,8	127,8	246 ⁽²⁾	149 ⁽²⁾	166 ⁽²⁾

Teil- ver- such	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{\max} [kN]	V_{\min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB, \text{fat}}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{\text{Frey}}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB, \text{stat}}$ [N/mm ²]
1	100	6157	nein	157,8	122,8	287 ⁽²⁾	174 ⁽¹⁾	194 ⁽²⁾
1	300	6457	Abbruch	157,8	127,8	246 ⁽²⁾	149 ⁽²⁾	166 ⁽²⁾
2	943	7400	nein	150,4	115,4	287 ⁽²⁾	173 ⁽¹⁾	194 ⁽²⁾
2	1000	8400	nein	150,4	105,4	370 ⁽²⁾	222 ⁽¹⁾	249 ⁽¹⁾
2	500	8900	Abbruch	160,4	115,4	370 ⁽²⁾	224 ⁽¹⁾	249 ⁽²⁾
2-R1	0,001	8900	Resttragf.	209,5	-	-	-	-
2-R2	0,001	6457	Resttragf.	210,3	-	-	-	-

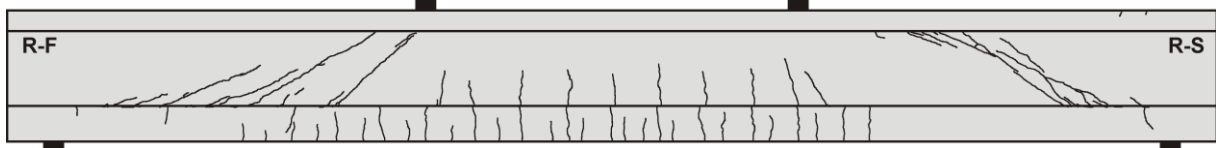
(1) σ_w bei Oberlast $> f_t = 613 \text{ N/mm}^2$ (2) σ_w bei Ober- und Unterlast $> f_t = 613 \text{ N/mm}^2$

Rissbilder

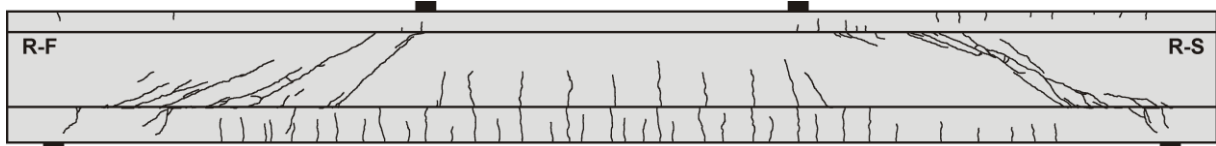
Lastwechsel 1



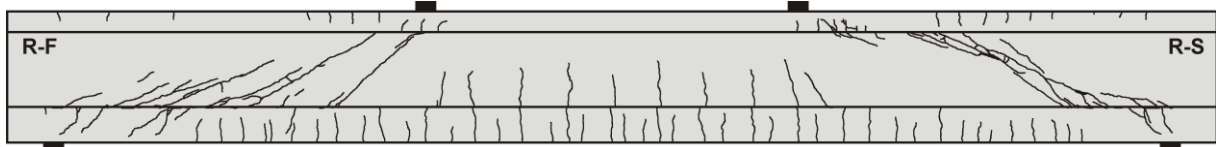
Lastwechsel 2.000.000



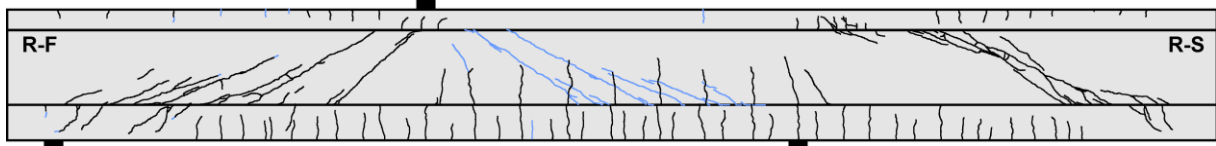
Lastwechsel 5.500.000



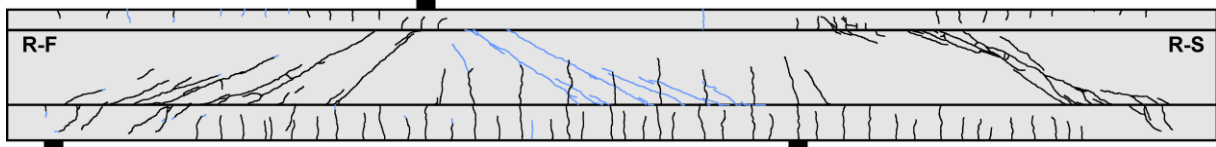
Lastwechsel 6.457.000



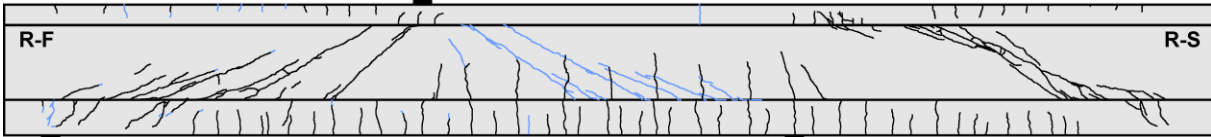
Lastwechsel 7.000.000



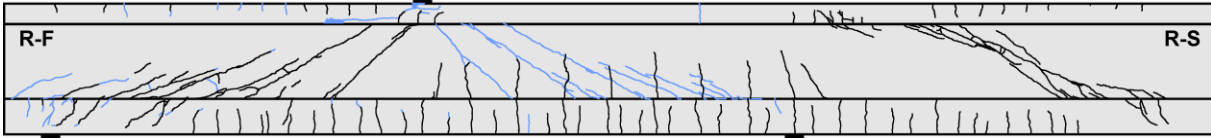
Lastwechsel 8.400.000



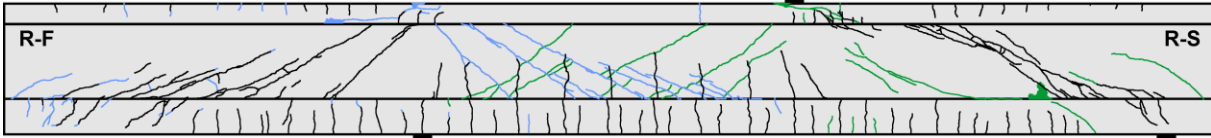
Lastwechsel 8.900.000



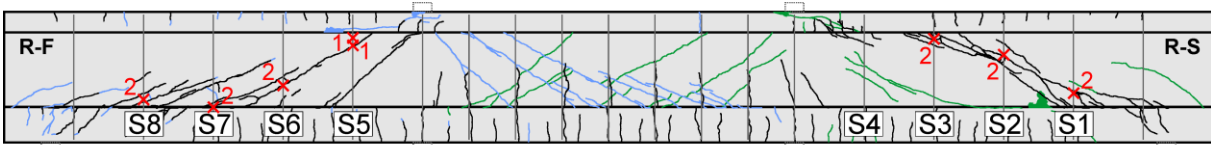
Lastwechsel 8.900.001 (Resttragfähigkeit)



Lastwechsel 6.457.001 (Resttragfähigkeit)



Bügelbrüche



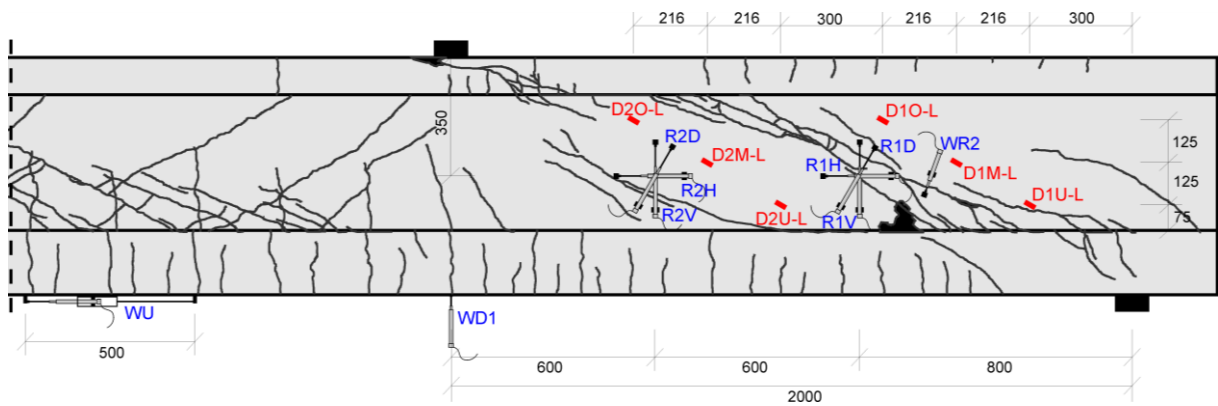
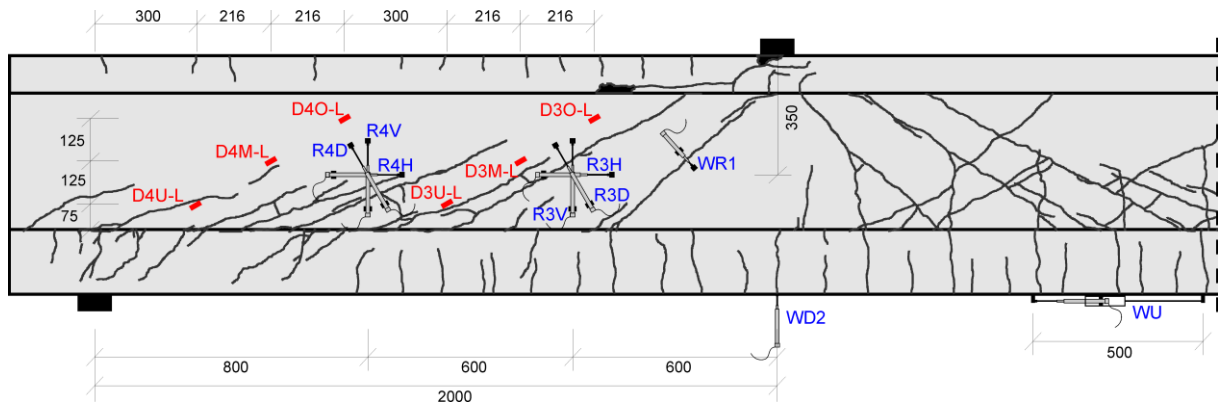
x2: Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S5	V	4.720.000
	R	4.740.000
S6	V	4.170.000
	R	3.420.000
S7	V	4.925.000
	R	4.835.000
S8	V	6.175.000
	R	5.815.000

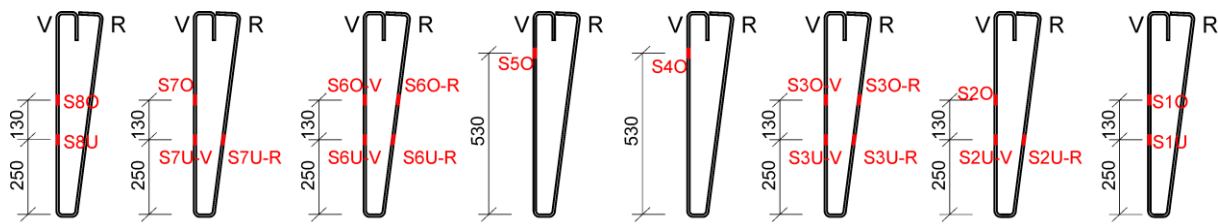
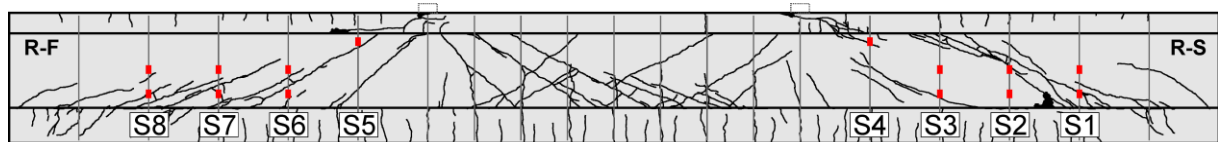
Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S1	V	2.760.000
	R	5.465.000
S2	V	3.665.000
	R	6.015.000
S3	V	3.965.000
	R	4.005.000
S4	V	
	R	

Messtechnikpläne

Träger

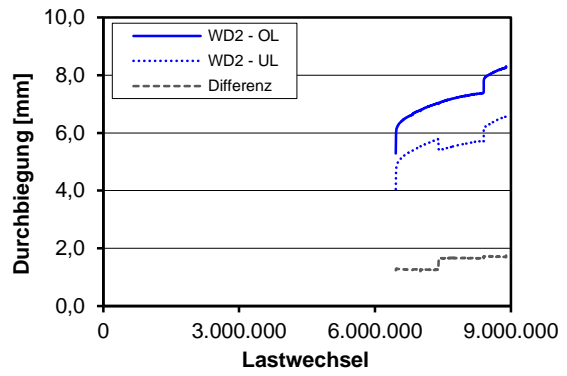
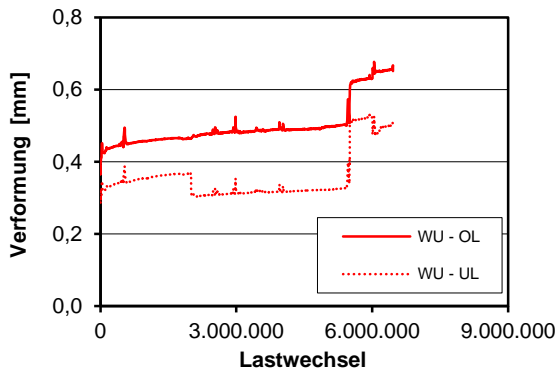
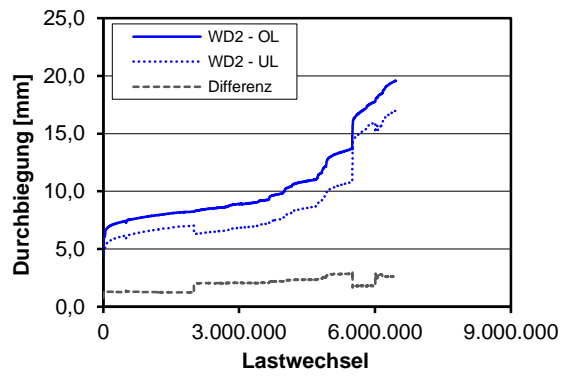
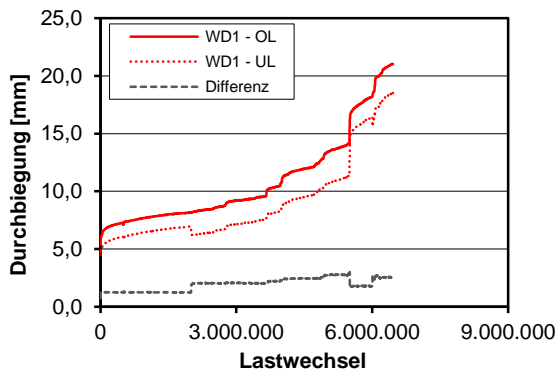


Bügelbewehrung

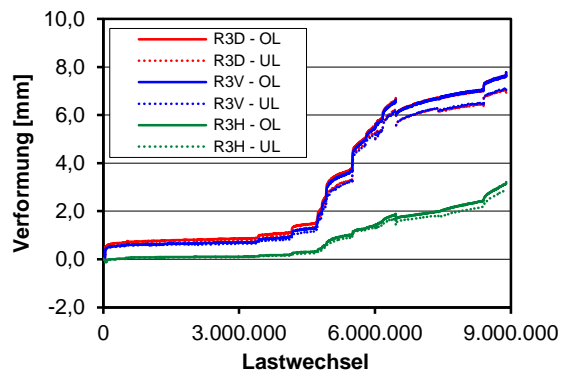
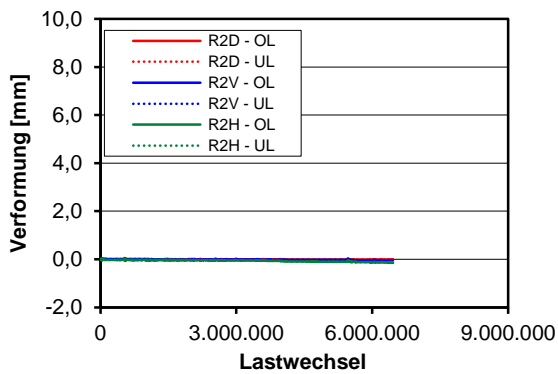
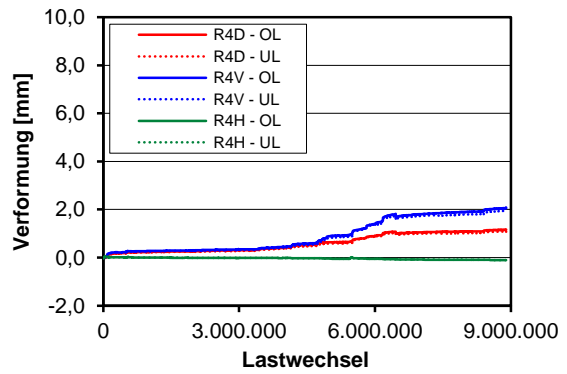
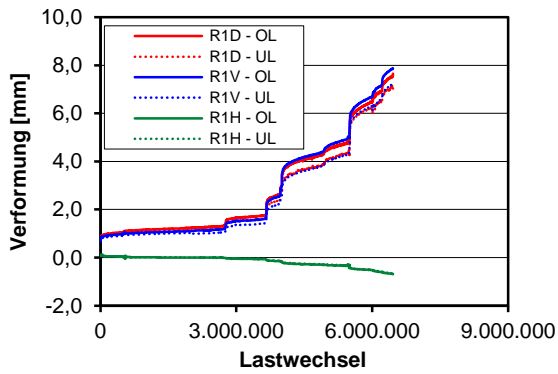


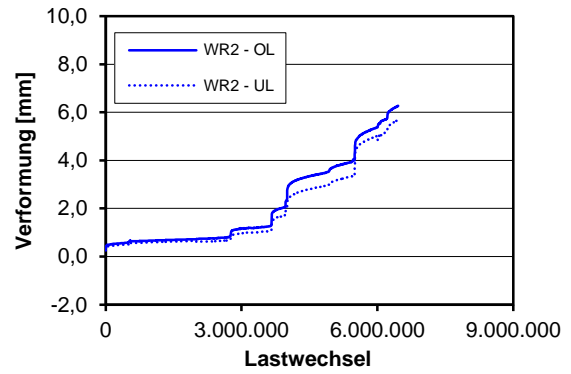
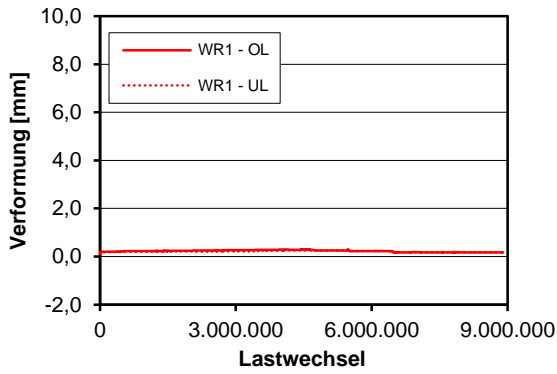
V=Vorderseite R=Rückseite

Durchbiegungen und Verformung Unterseite



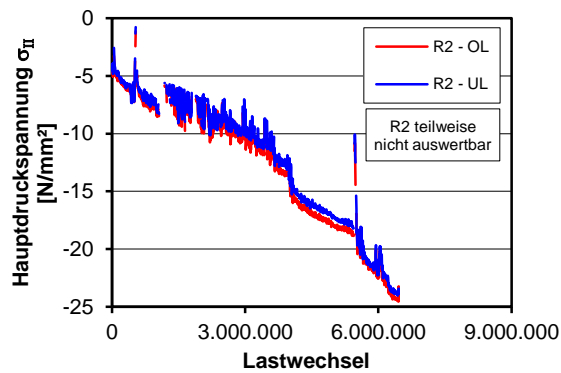
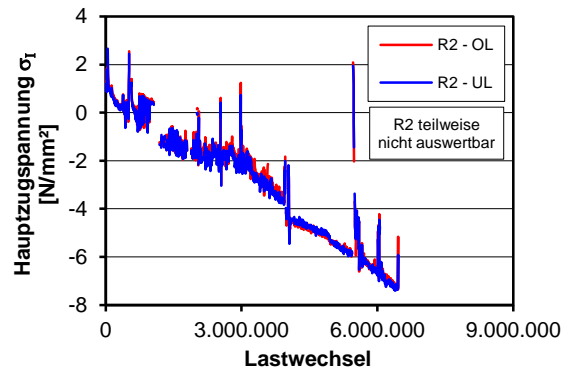
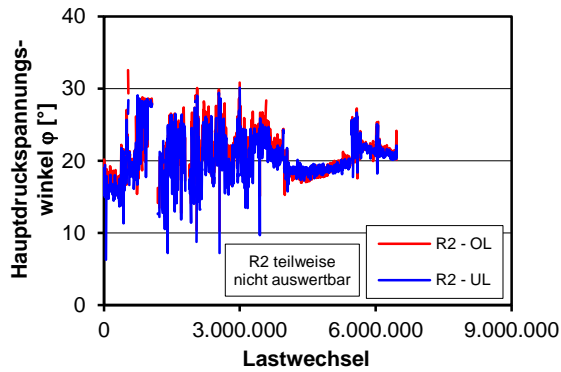
Verformung und Rissbreiten Steg



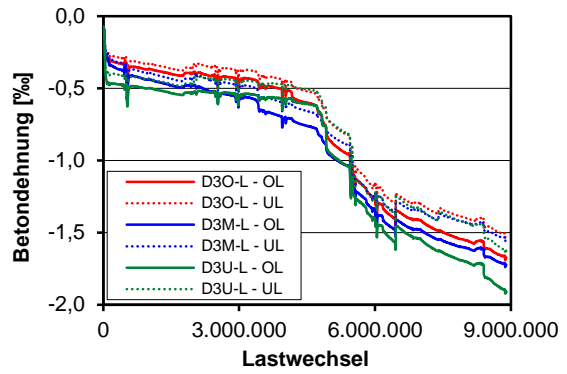
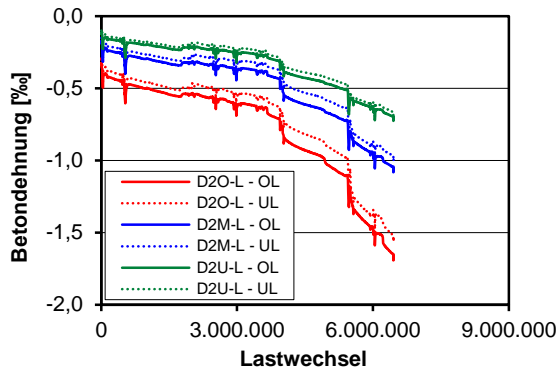
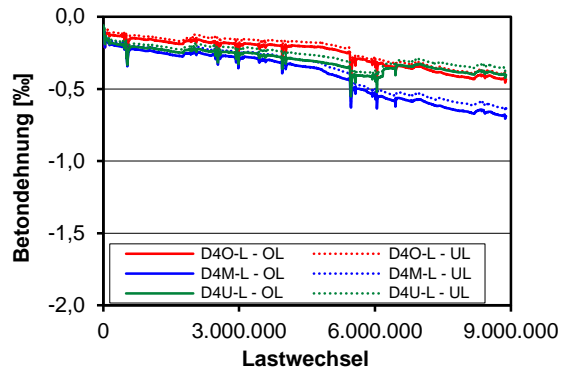
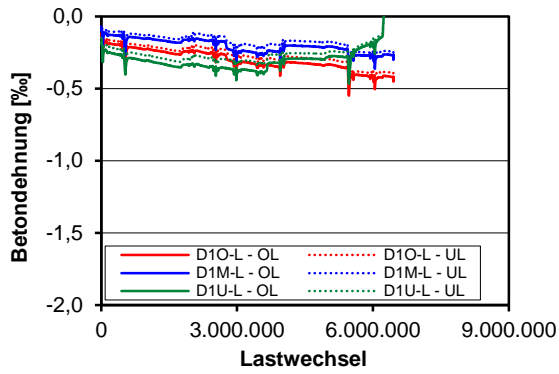


Auswertung Wegaufnahme Rosetten

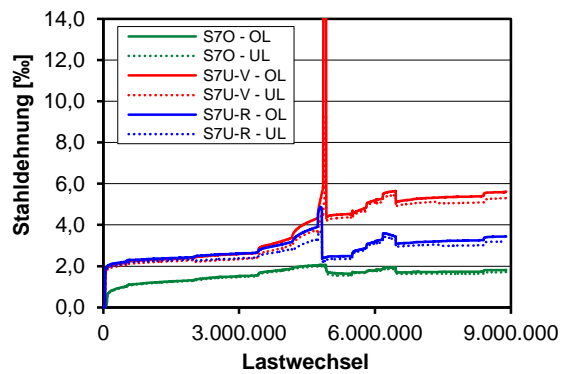
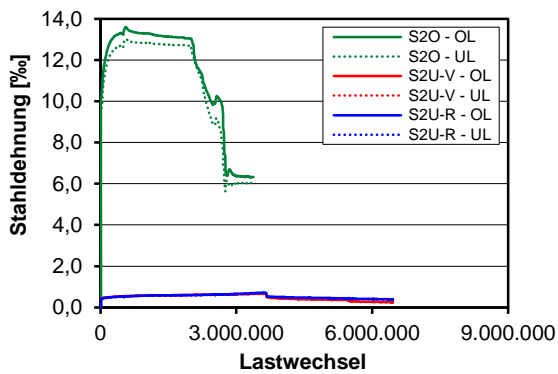
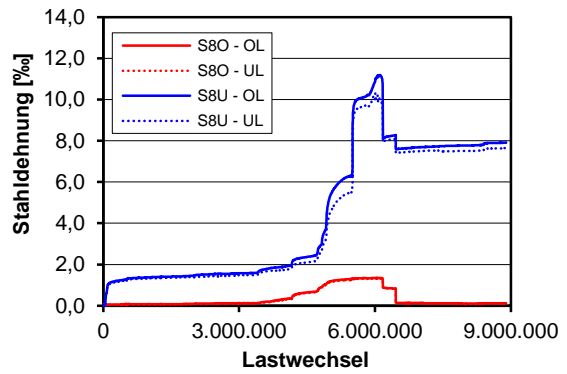
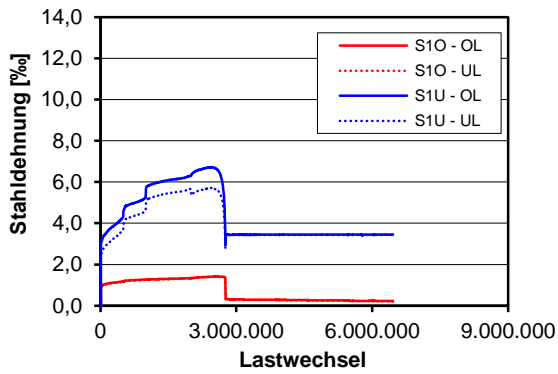
Rosetten R1, R3 und R4 nicht auswertbar, da defekt bzw. nach statischer Erstbelastung bereits Risse in den Messfeldern.

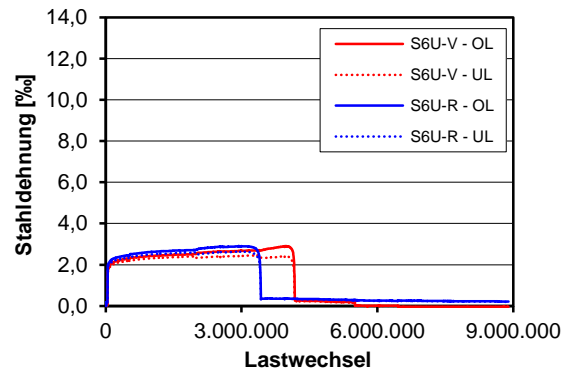
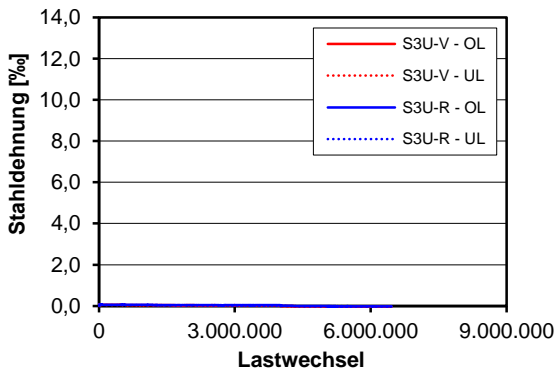
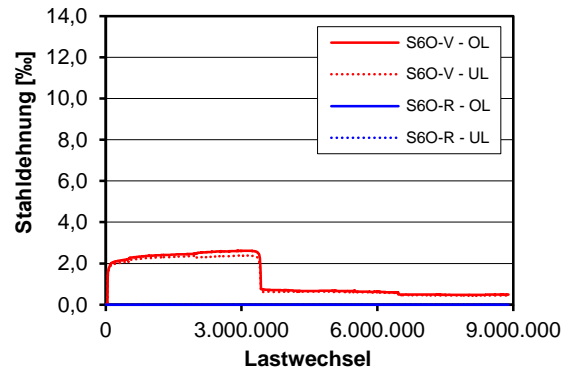
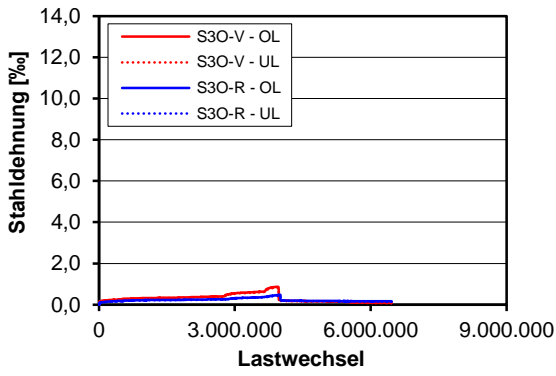


Betondehnungen

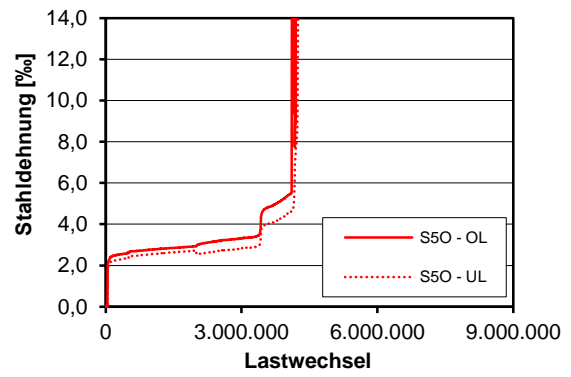


Dehnungen Bügelbewehrung

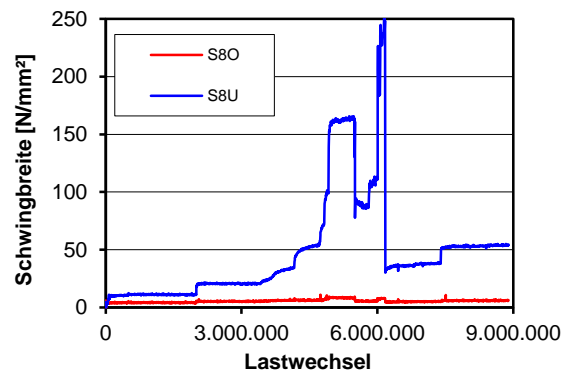
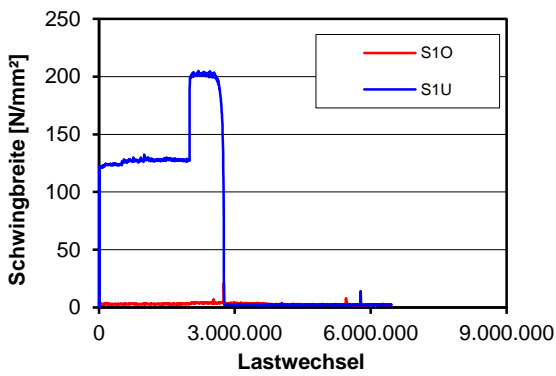


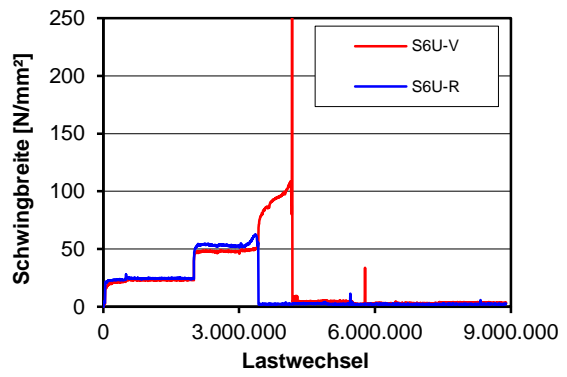
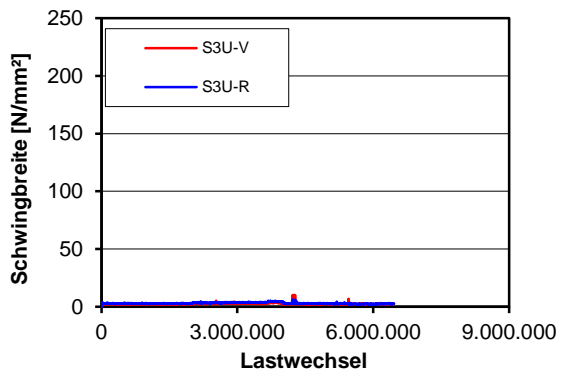
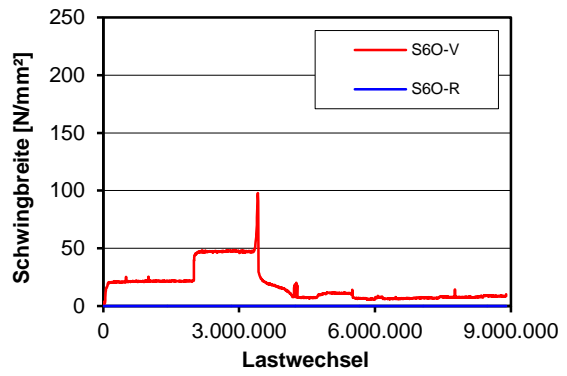
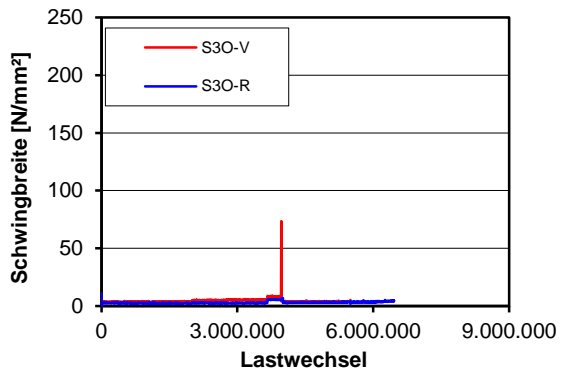
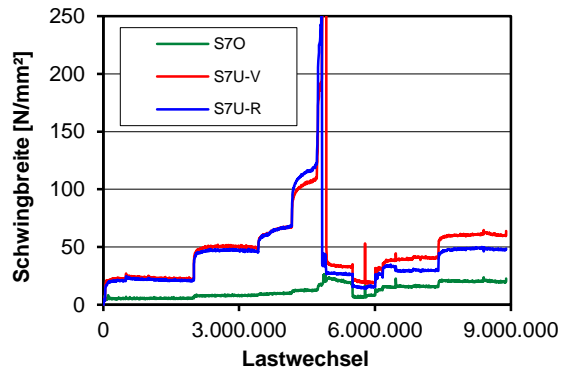
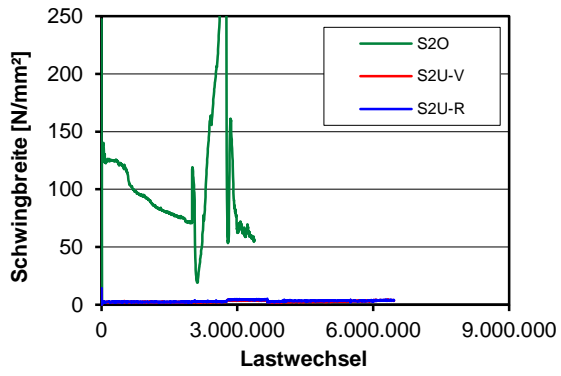


S40 defekt

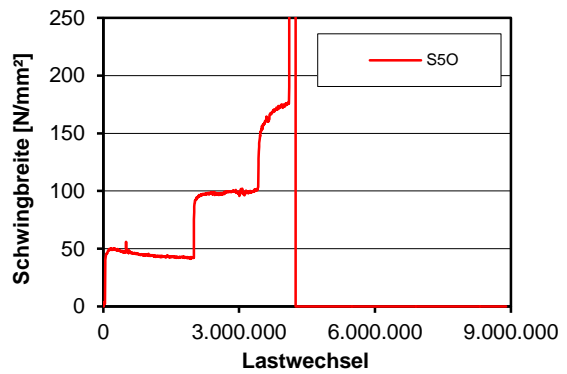


Schwingbreite Bügelspannungen





S40 defekt



D.4 Träger I-22-1

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 632 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 34,8 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 3,11 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 22.833 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$ $f_{tm} = 626 \text{ N/mm}^2$ $E_{sm} = 200.777 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubrissslast

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 237 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 263 \text{ kN}$

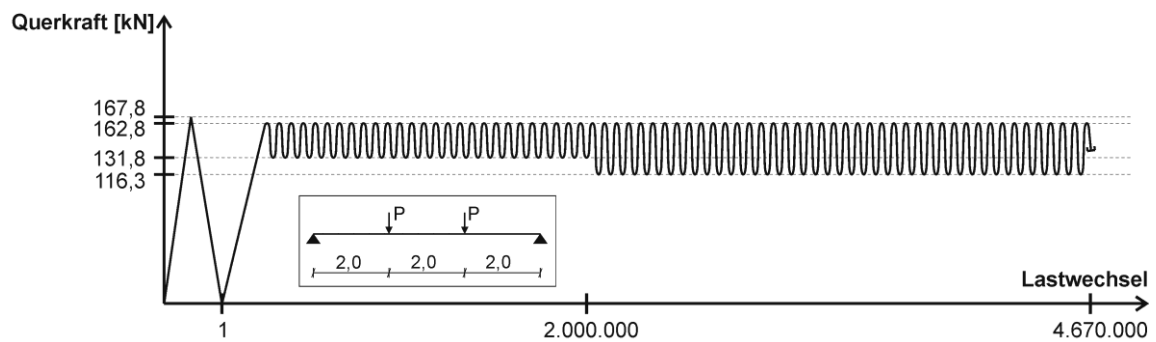
statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 125 \text{ kN}$

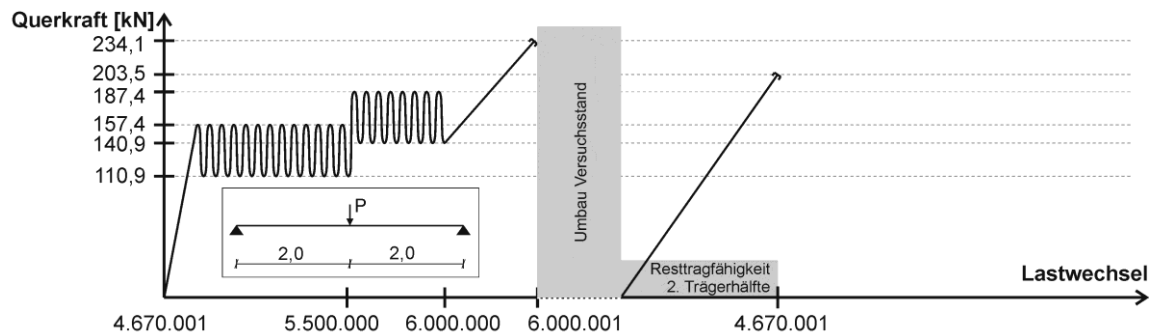
Görtz: $V_{Rm,sy} = 285 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



Teilversuch 2



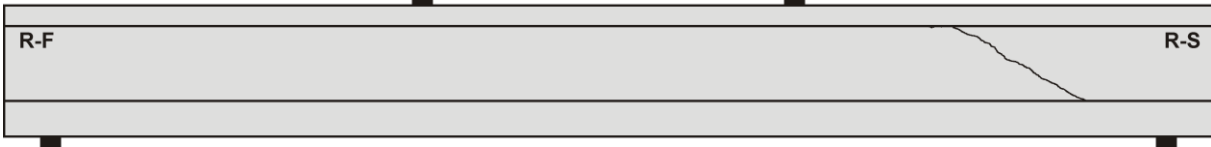
Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubris	167,8	-	-	-	-
1	2000	2000	nein	162,8	131,8	182 ⁽²⁾	103	131 ⁽¹⁾
1	2670	4670	Abbruch	162,8	116,3	273 ⁽²⁾	154	197 ⁽¹⁾
2	830	5500	nein	157,4	110,9	273 ⁽²⁾	153	197 ⁽¹⁾
2	500	6000	Abbruch	187,4	140,9	273 ⁽²⁾	158 ⁽¹⁾	197 ⁽²⁾
2-R1	0,001	6000	Resttragf.	234,1	-	-	-	-
2-R2	0,001	4670	Resttragf.	203,5	-	-	-	-

⁽¹⁾ σ_w bei Oberlast $> f_t = 626 \text{ N/mm}^2$

⁽²⁾ σ_w bei Ober- und Unterlast $> f_t = 626 \text{ N/mm}^2$

Rissbilder

Lastwechsel 1



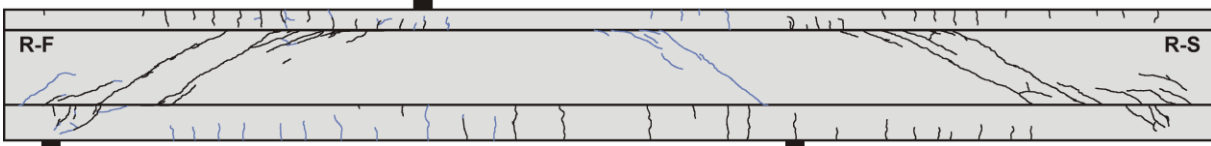
Lastwechsel 2.000.000



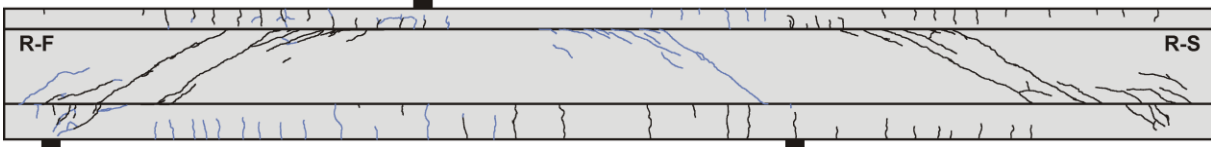
Lastwechsel 4.670.000



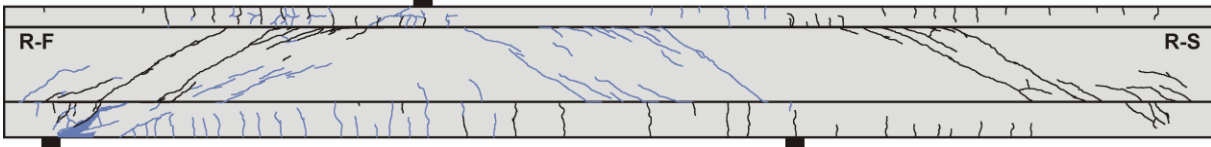
Lastwechsel 5.500.000



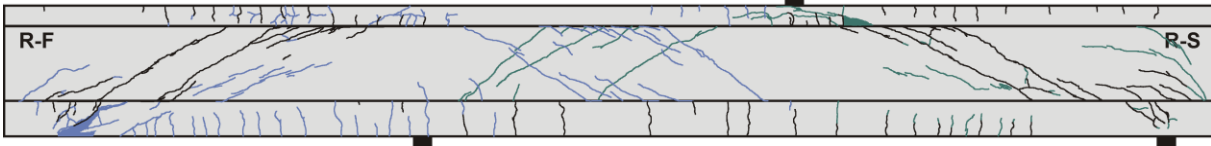
Lastwechsel 6.000.000



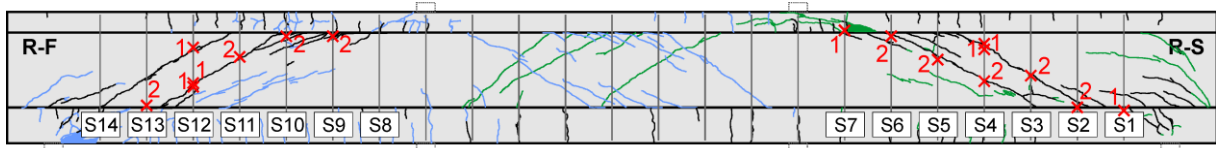
Lastwechsel 6.000.001 (Resttragfähigkeit)



Lastwechsel 4.670.001 (Resttragfähigkeit)



Bügelbrüche



x2 : Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S8	V	
	R	
S9	V	5.520.000
	R	5.605.000
S10	V	4.670.000
	R	4.655.000
S11	V	3.140.000
	R	2.780.000
S12	V	3.720.000
	R	4.050.000
S13	V	5.070.000
	R	5.030.000
S14	V	
	R	

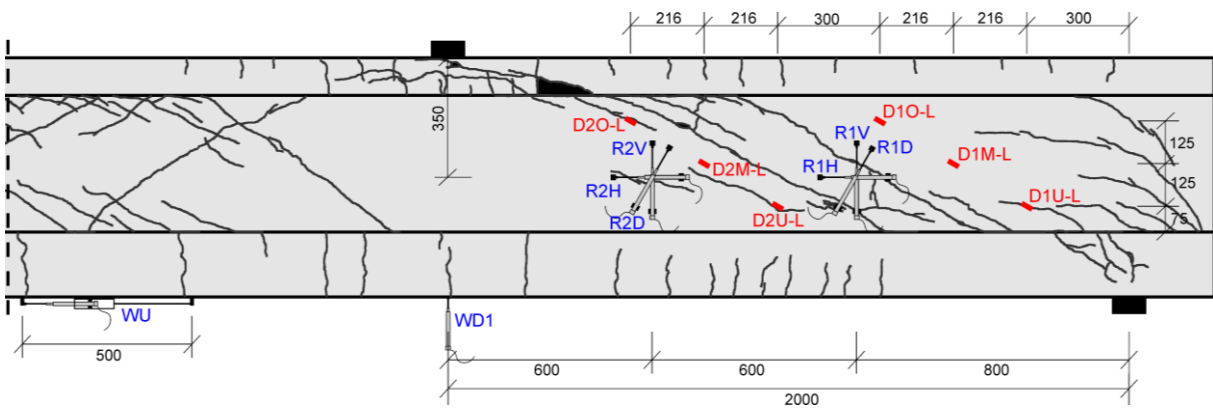
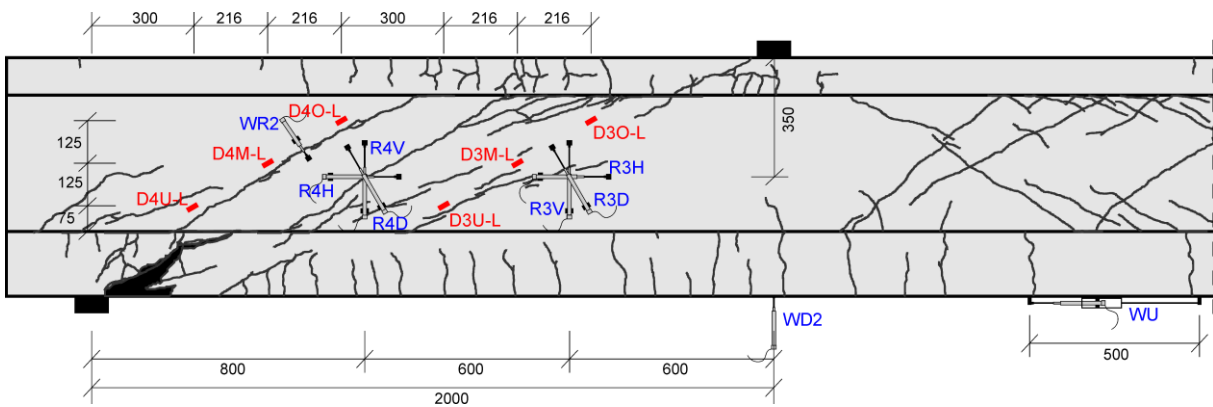
4.835.000

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S1	V	
	R	4.200.000
S2	V	3.365.000
	R	3.535.000
S3	V	2.525.000
	R	3.185.000
S4	V	3.300.000
	R	3.300.000
S5	V	3.970.000
	R	3.905.000
S6	V	4.175.000
	R	4.145.000
S7	V	4.595.000
	R	

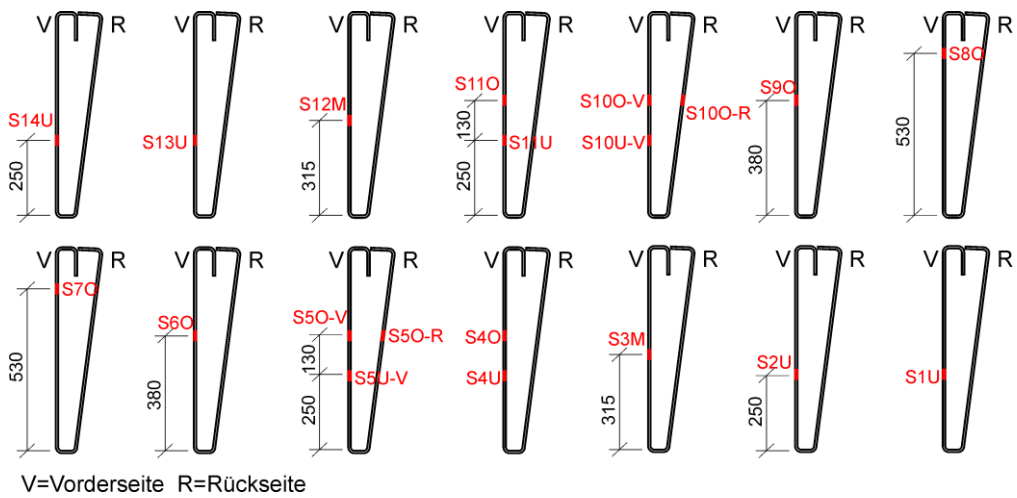
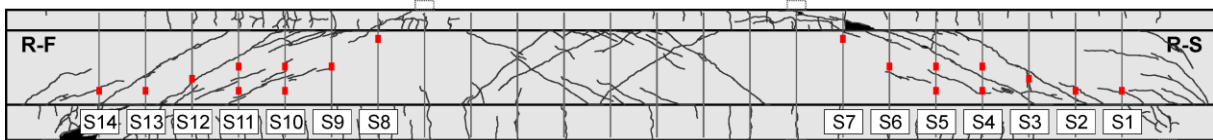
4.365.000
4.365.000

Messtechnikpläne

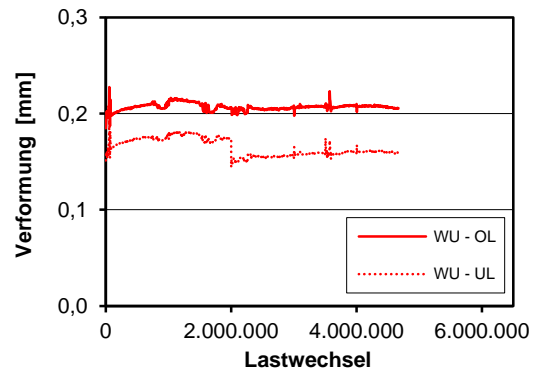
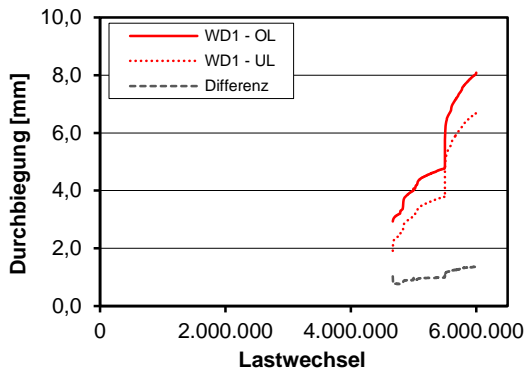
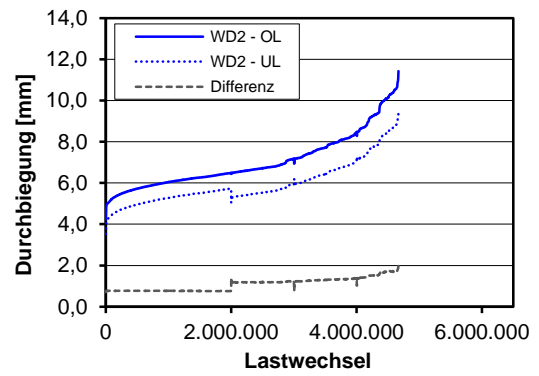
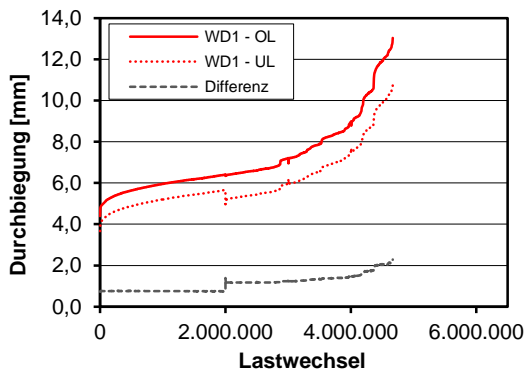
Träger



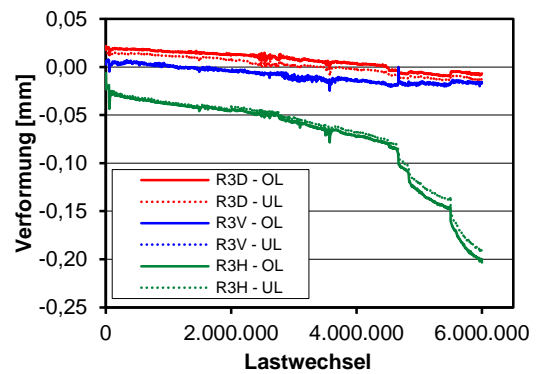
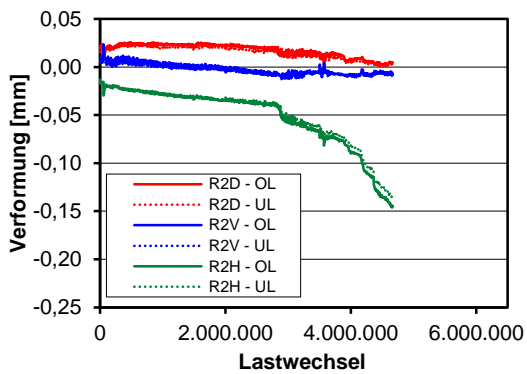
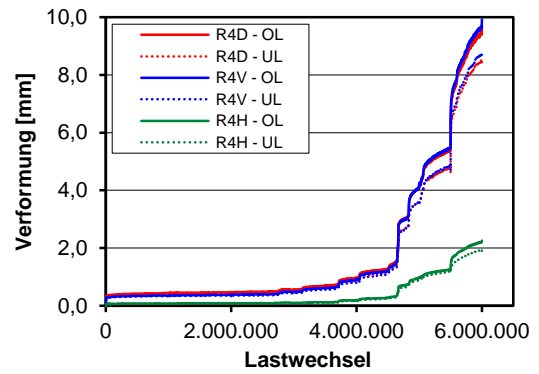
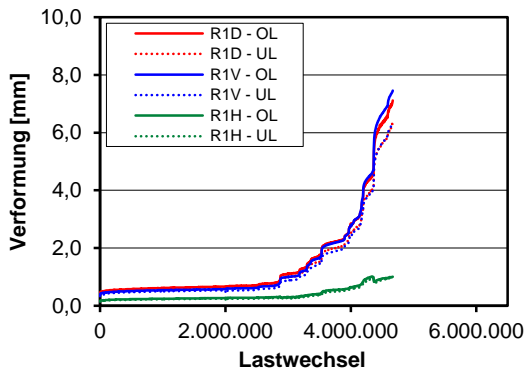
Bügelbewehrung

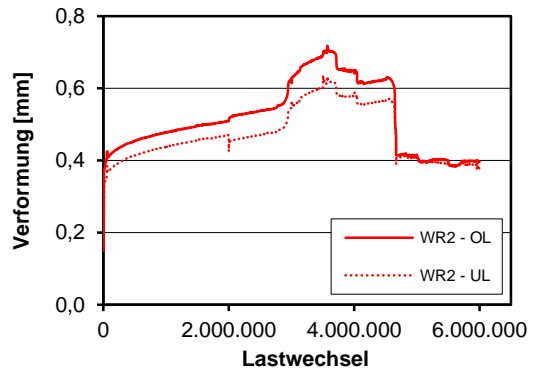


Durchbiegungen und Verformung Unterseite



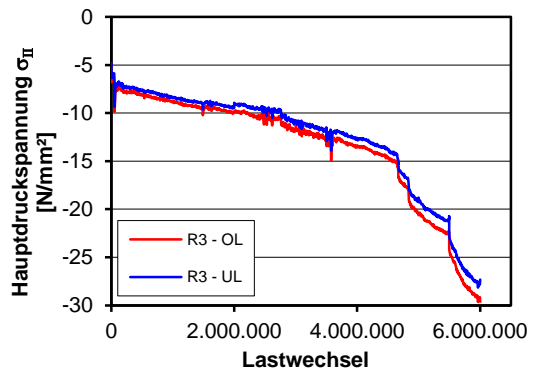
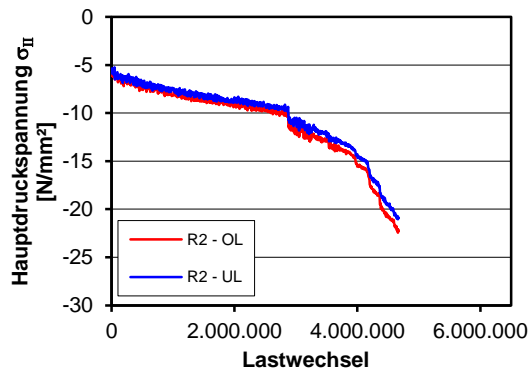
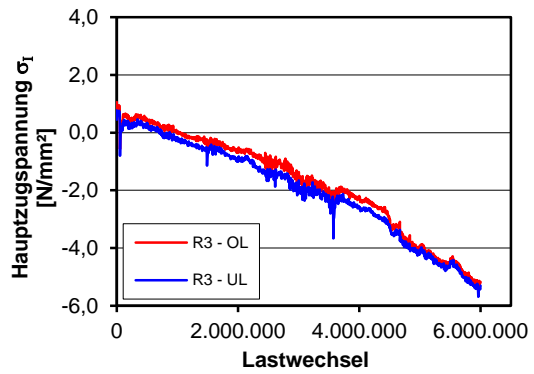
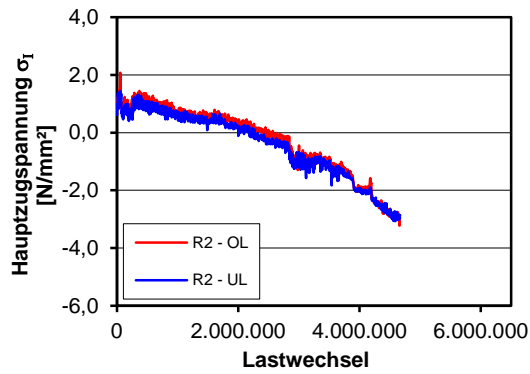
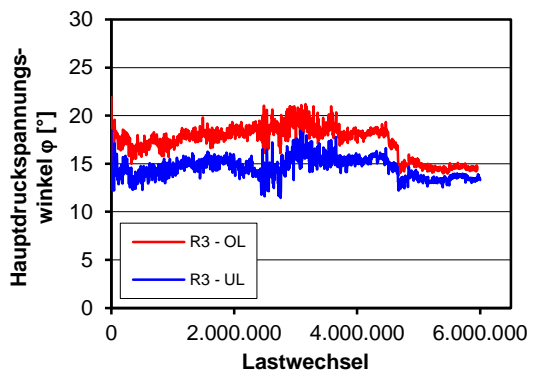
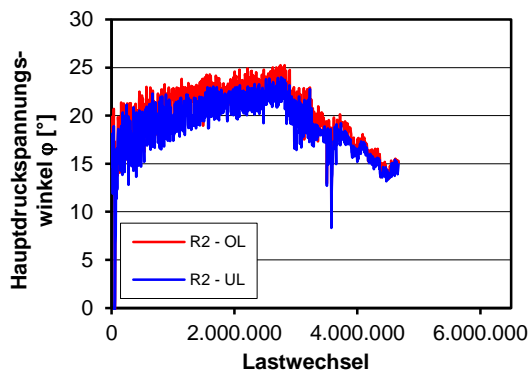
Verformung und Rissbreiten Steg



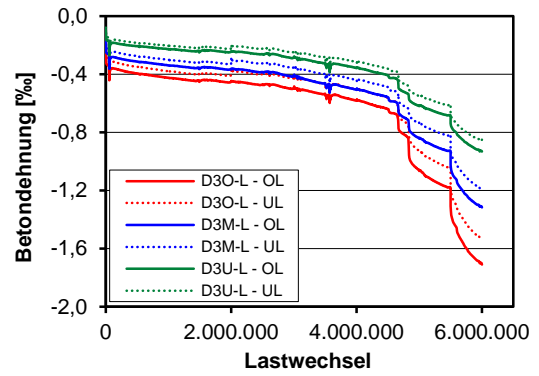
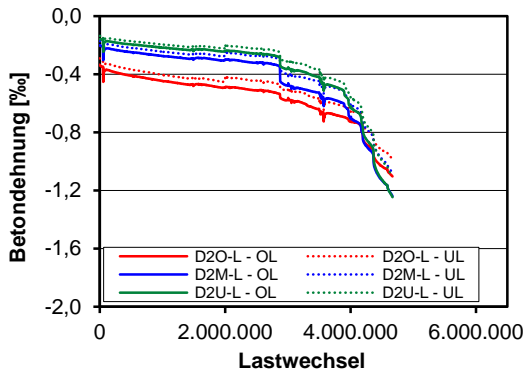
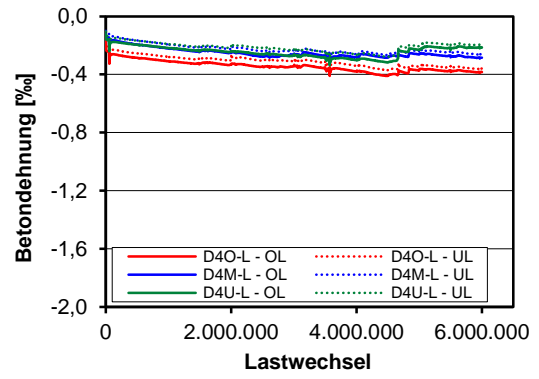
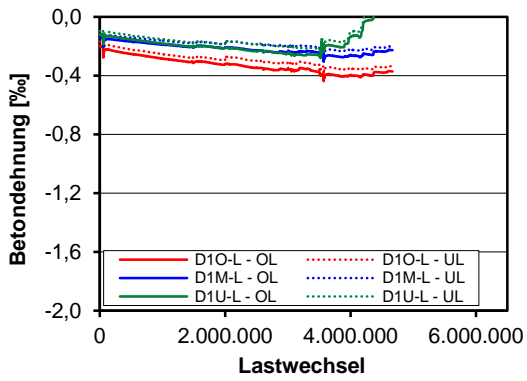


Auswertung Wegaufnehmerrosetten

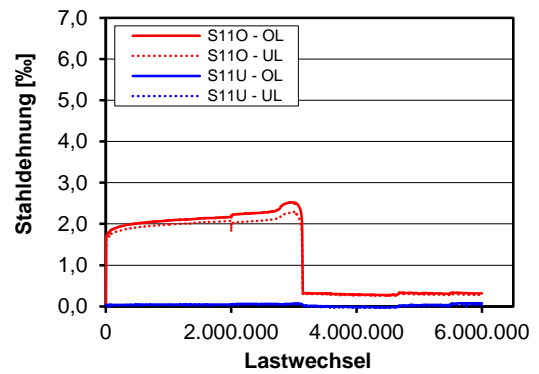
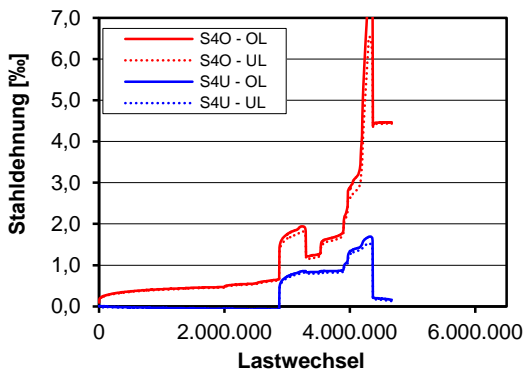
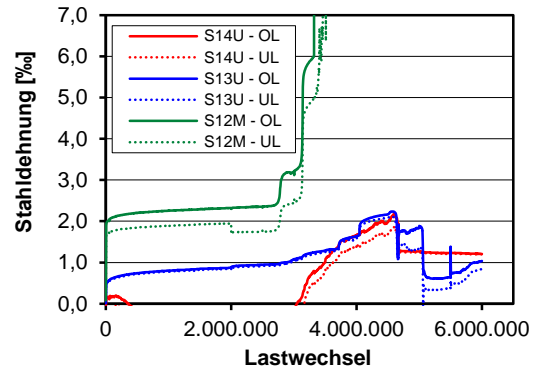
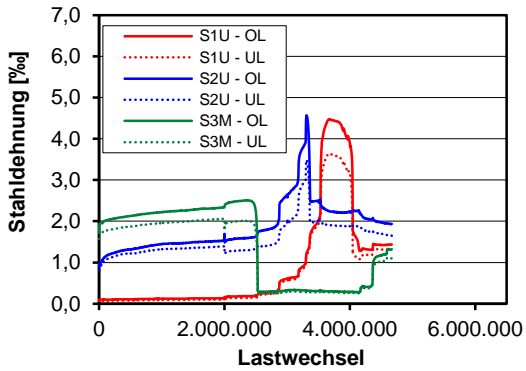
Rosetten R1 und R4 nicht auswertbar, da defekt bzw. nach statischer Erstbelastung Riss in Messfeldern

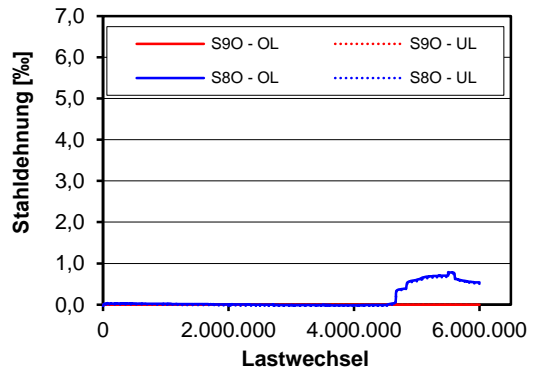
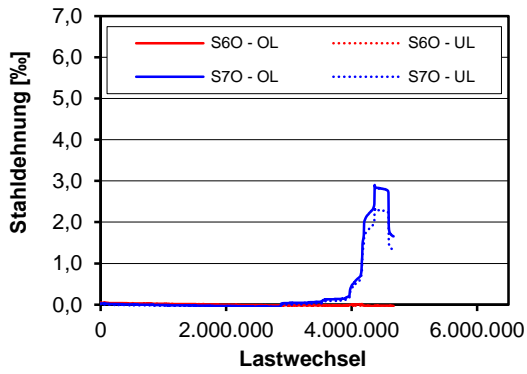
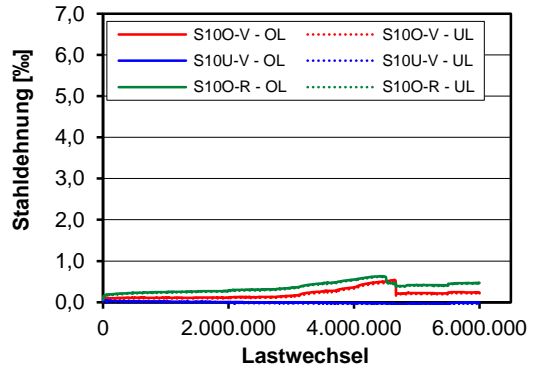
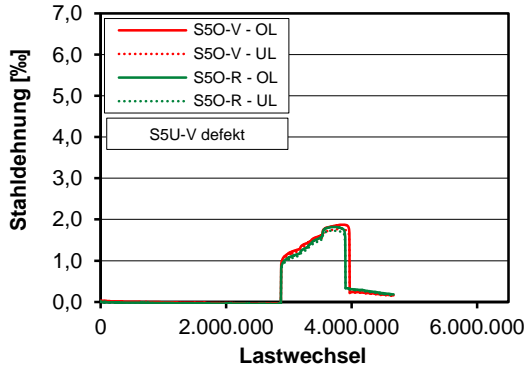


Betondehnungen

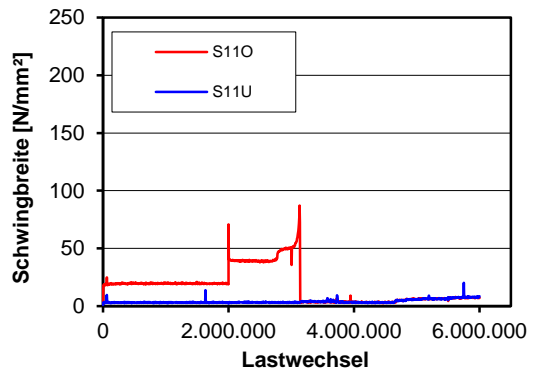
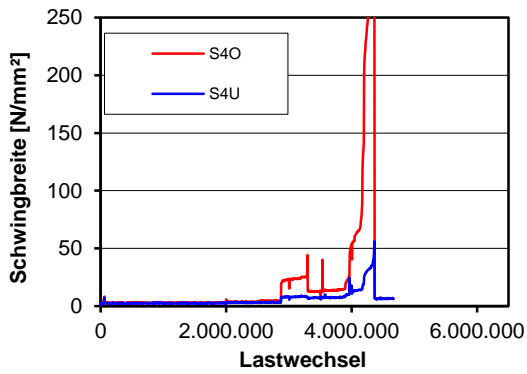
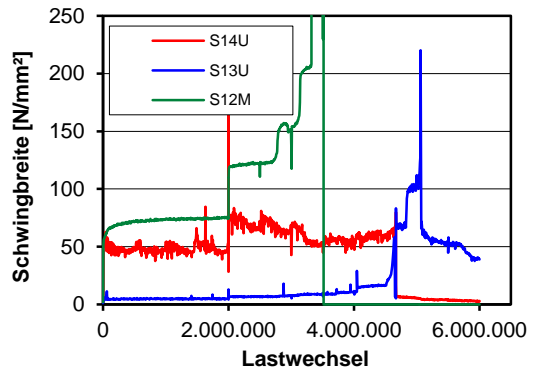
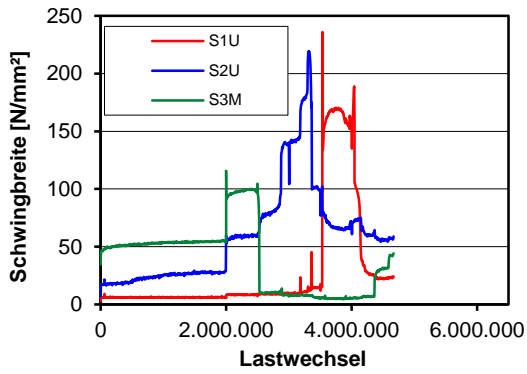


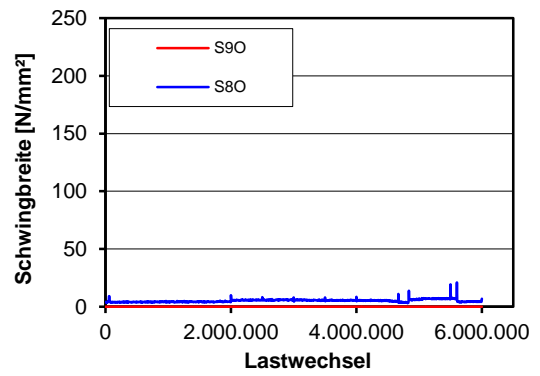
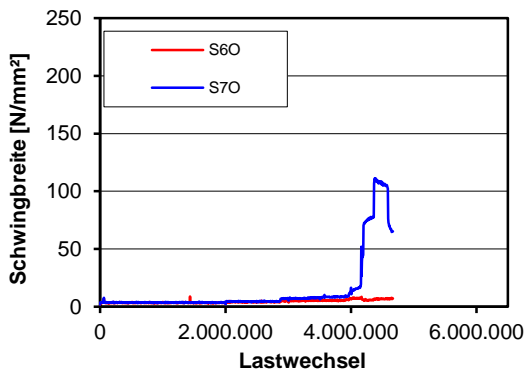
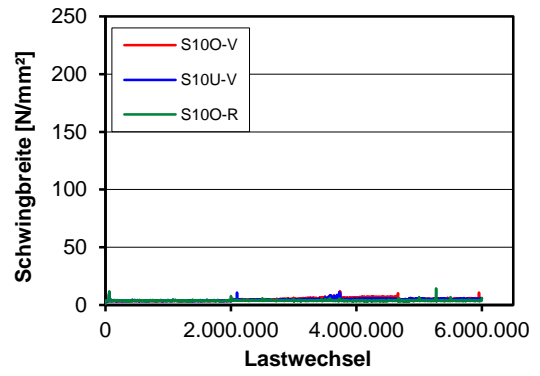
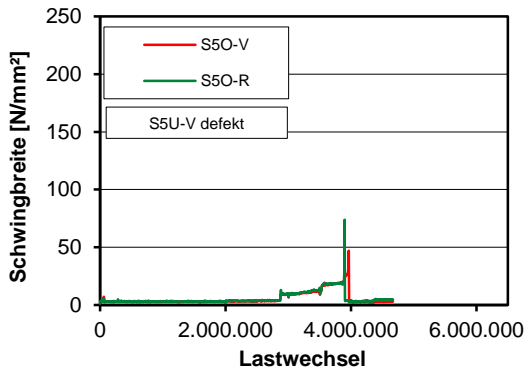
Dehnungen Bügelbewehrung





Schwingbreite Bügelspannungen





D.5 Träger I-22-2

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 432 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 34,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 3,39 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 25.567 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$ $f_{tm} = 626 \text{ N/mm}^2$ $E_{sm} = 200.777 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubrisslast

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 217 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 210 \text{ kN}$

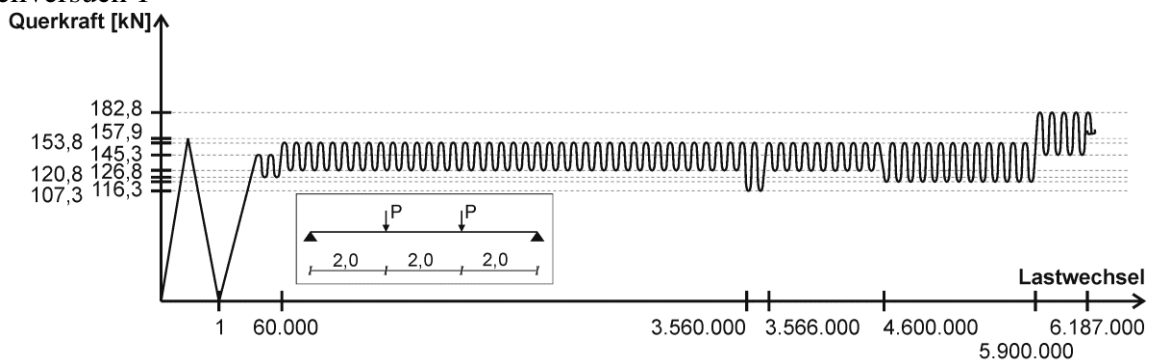
statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 124 \text{ kN}$

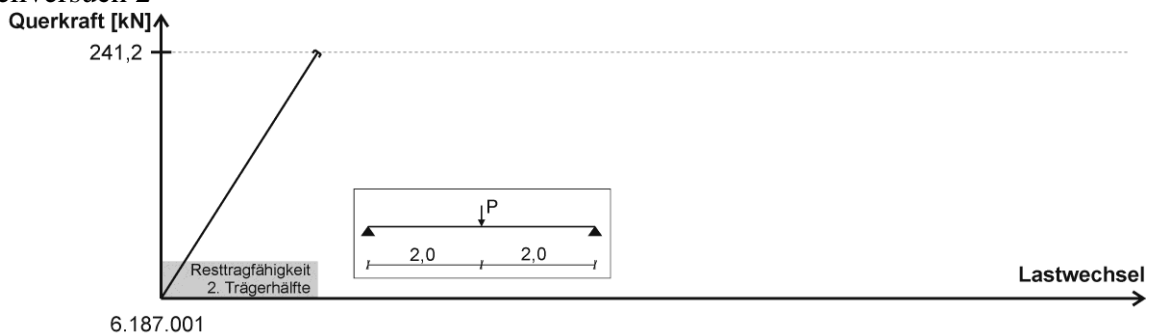
Görtz: $V_{Rm,sy} = 255 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



Teilversuch 2



Teilversuch	Lastwechsel · 10 ³		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubriss	157,9	-	-	-	-
1	60	60	nein	145,3	120,8	145 ⁽²⁾	85	105 ⁽¹⁾
1	3500	3560	nein	153,8	126,8	159 ⁽²⁾	95	116 ⁽¹⁾
1	6	3566	nein	153,8	107,3	274 ⁽²⁾	164	199 ⁽¹⁾
1	1034	4600	nein	153,8	126,8	159 ⁽²⁾	95	116 ⁽¹⁾
1	1300	5900	nein	153,8	116,3	221 ⁽²⁾	132	161 ⁽¹⁾
1	287	6187	Abbruch	182,8	145,3	221 ⁽²⁾	135 ⁽¹⁾	161 ⁽¹⁾
2-R1	0,001	6187	Resttragf.	241,2	-	-	-	-

⁽¹⁾ σ_w bei Oberlast > $f_t = 626 \text{ N/mm}^2$

⁽²⁾ σ_w bei Ober- und Unterlast > $f_t = 626 \text{ N/mm}^2$

Rissbilder

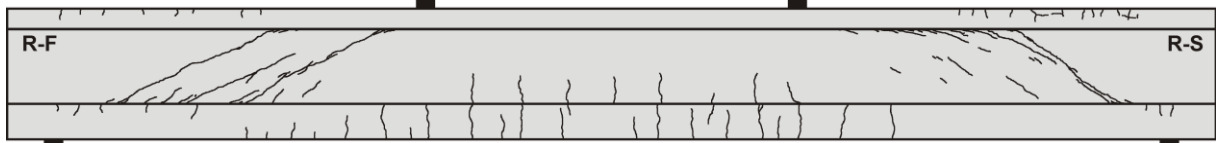
Lastwechsel 1



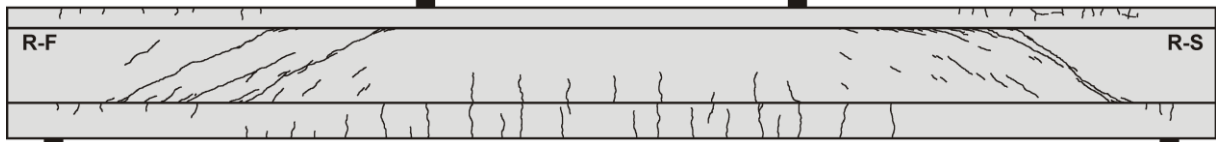
Lastwechsel 60.000



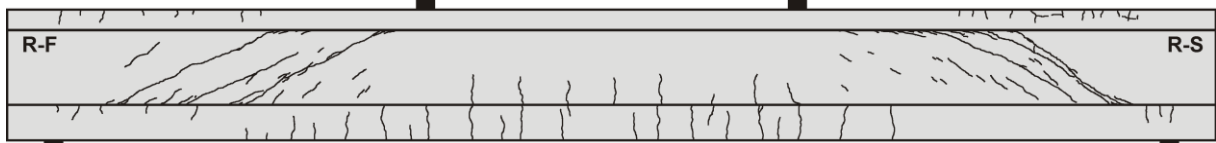
Lastwechsel 3.560.000



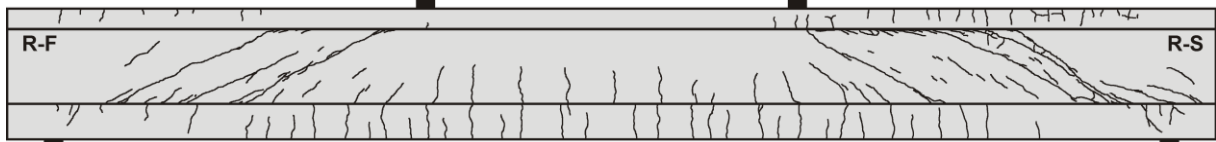
Lastwechsel 4.600.000



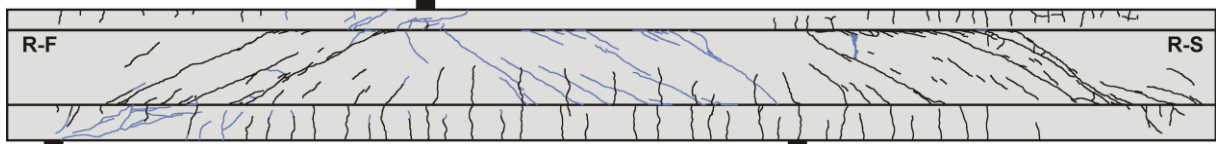
Lastwechsel 5.900.000



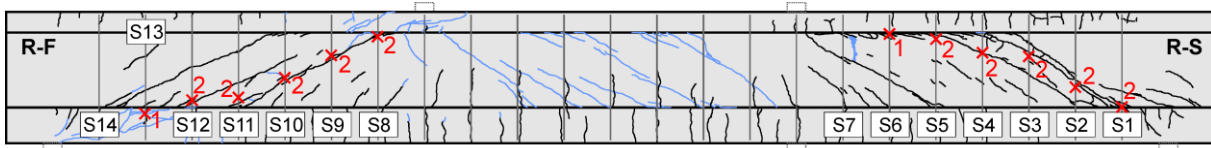
Lastwechsel 6.187.000



Lastwechsel 6.187.001 (Resttragfähigkeit)



Bügelbrüche



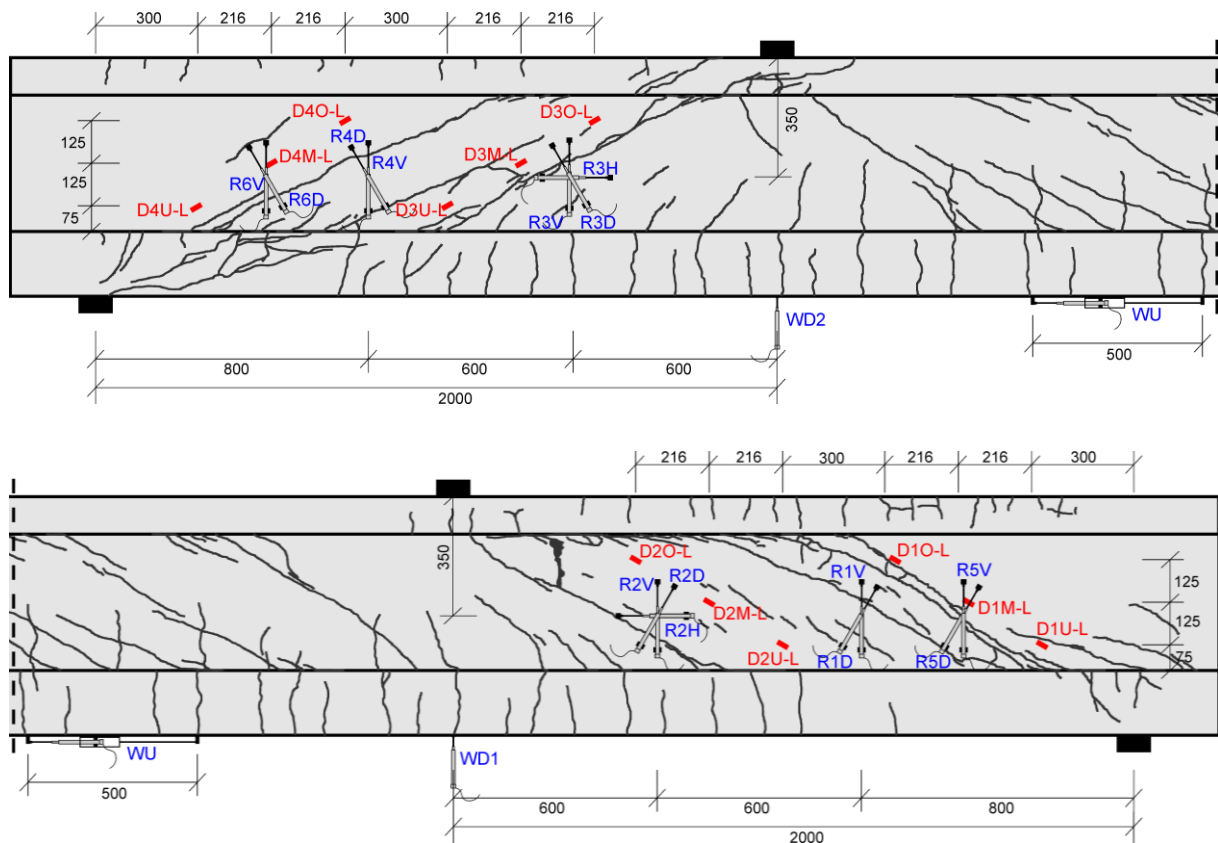
x2: Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S8	V	5.840.000
	R	5.855.000
S9	V	4.910.000
	R	5.921.000
S10	V	5.907.000
	R	5.390.000
S11	V	Resttragf.
	R	Resttragf.
S12	V	Resttragf.
	R	Resttragf.
S13	V	Resttragf.
	R	
S14	V	
	R	

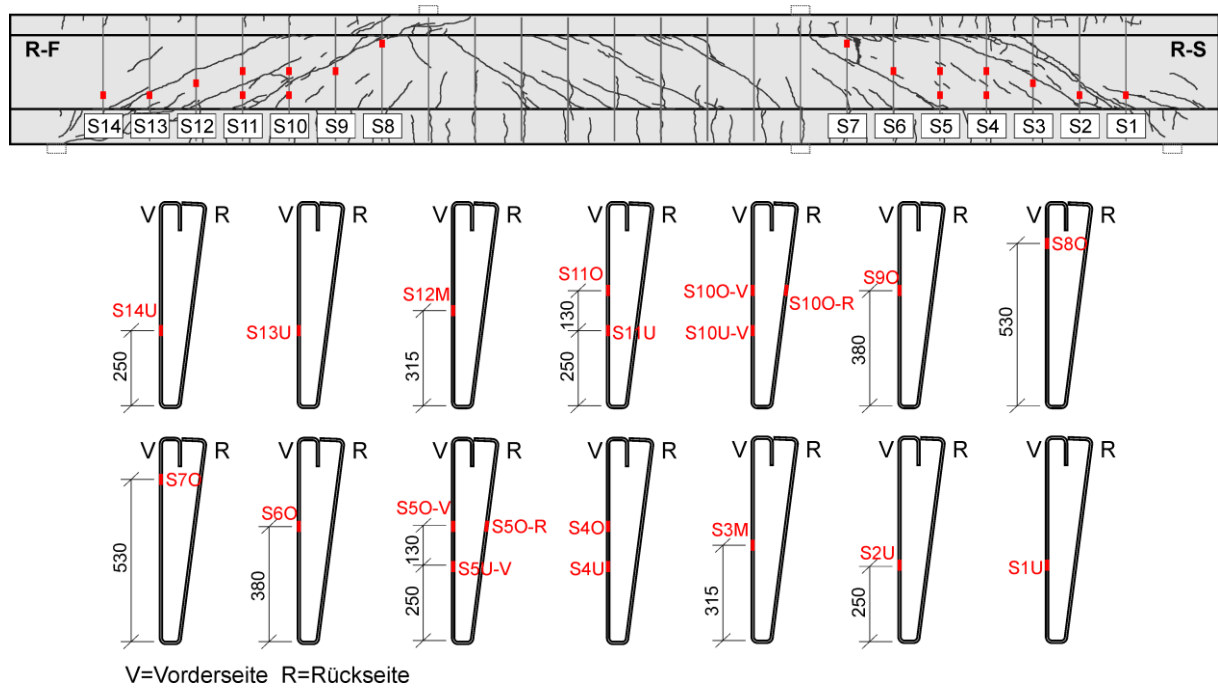
Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S1	V	6.150.000
	R	6.015.000
S2	V	5.495.000
	R	5.425.000
S3	V	5.290.000
	R	5.405.000
S4	V	6.150.000
	R	5.909.000
S5	V	6.150.000
	R	6.180.000
S6	V	6.150.000
	R	
S7	V	
	R	

Messtechnikpläne

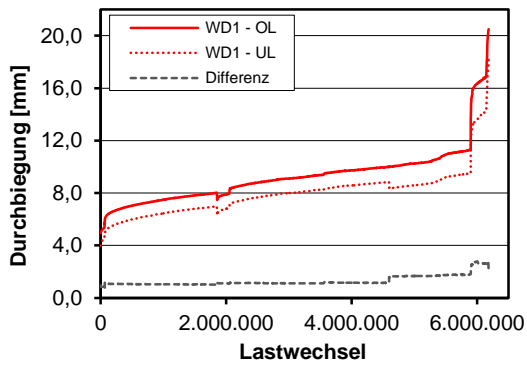
Träger



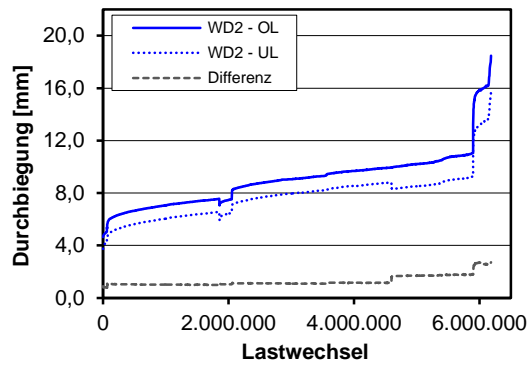
Bügelbewehrung



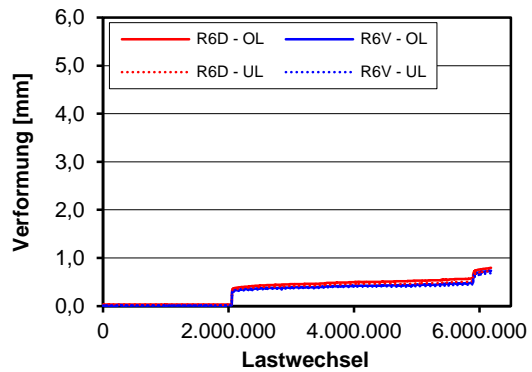
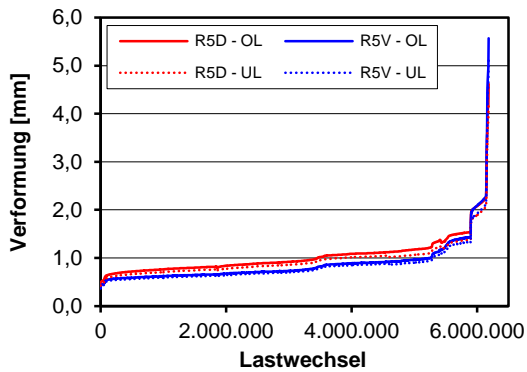
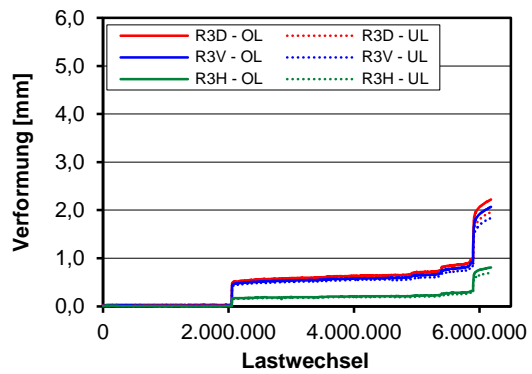
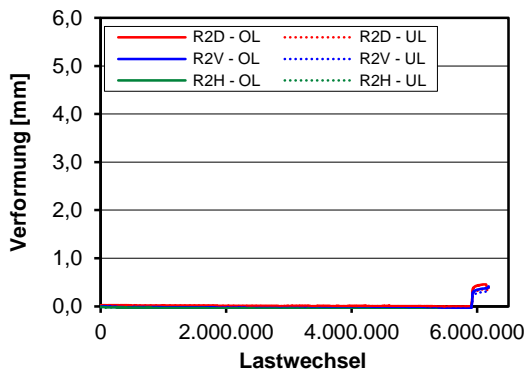
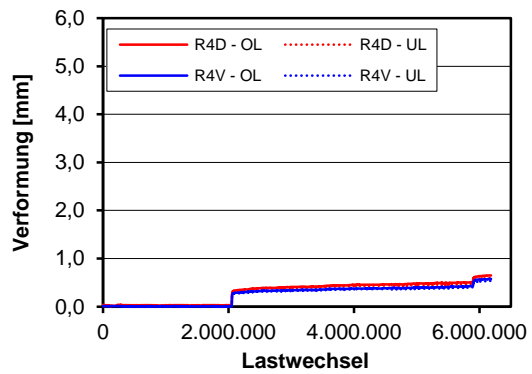
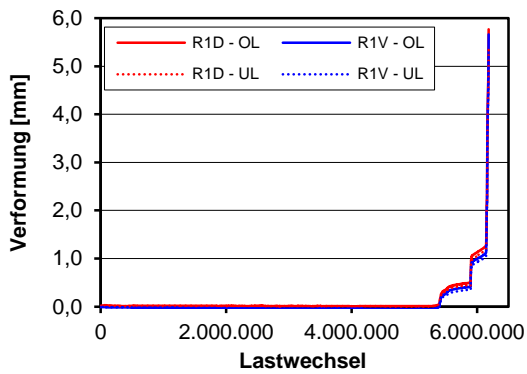
Durchbiegungen



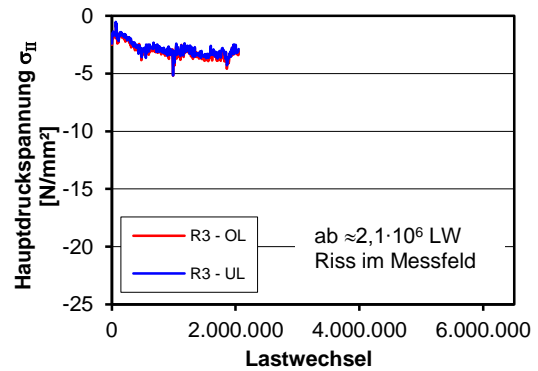
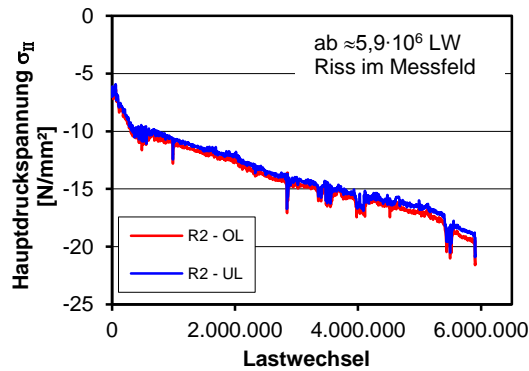
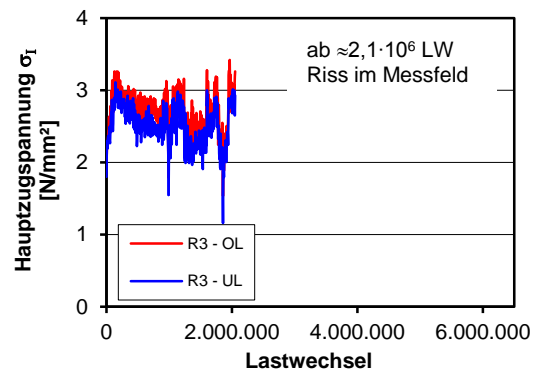
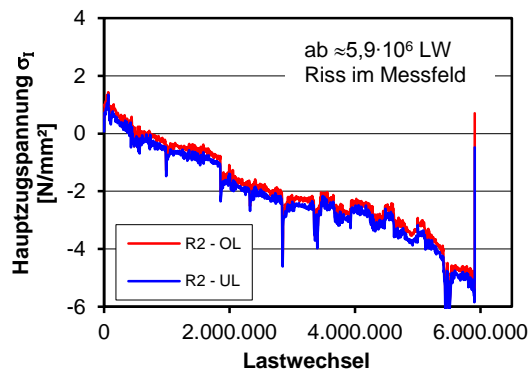
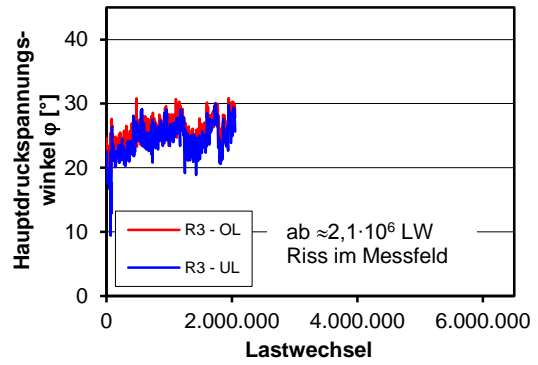
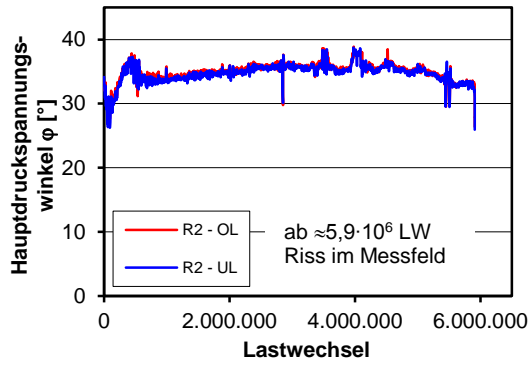
(WU defekt)



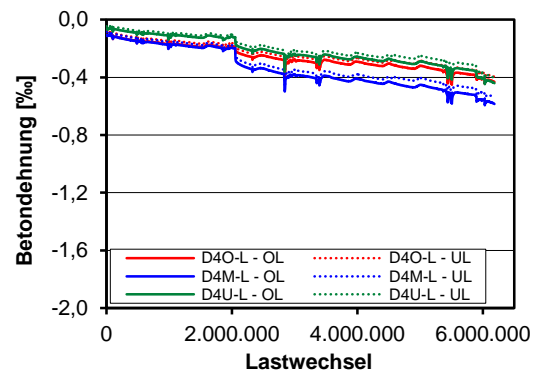
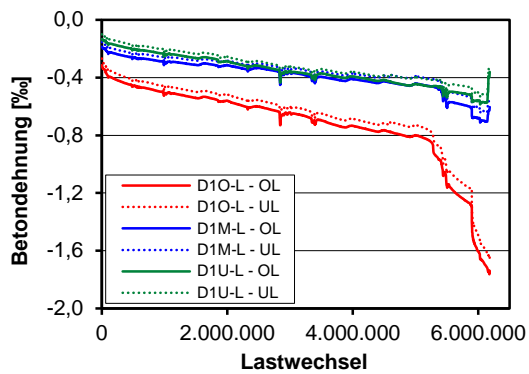
Verformung und Rissbreiten Steg

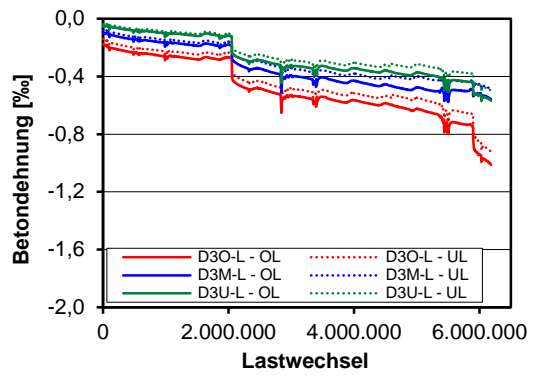
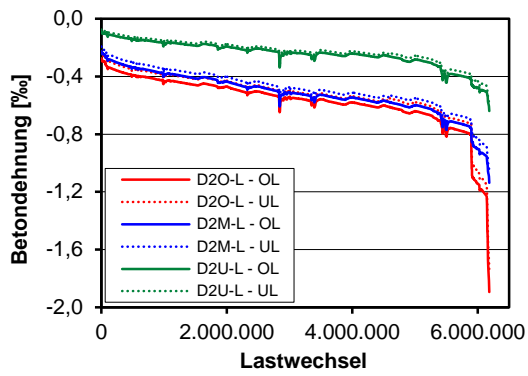


Auswertung Wegaufnahme Rosetten

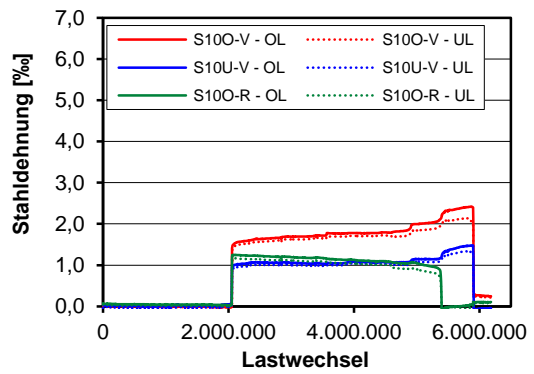
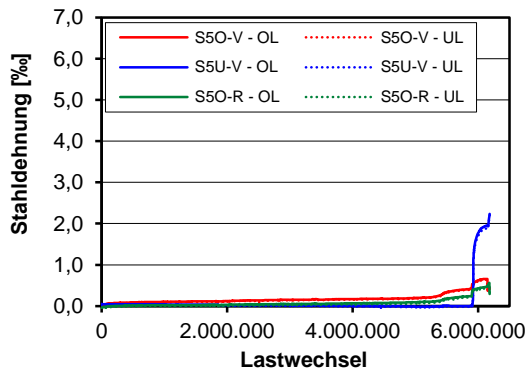
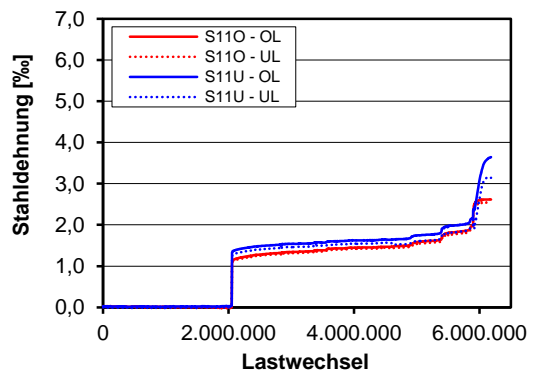
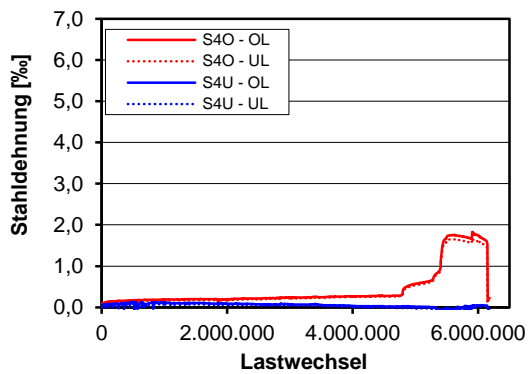
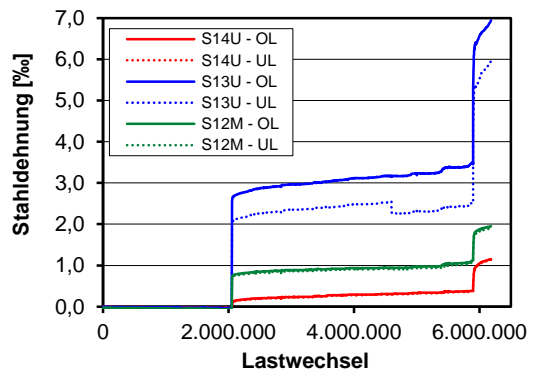
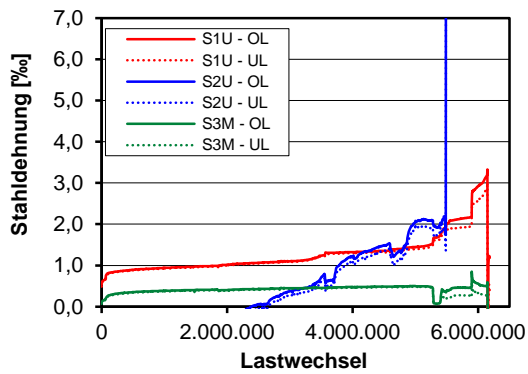


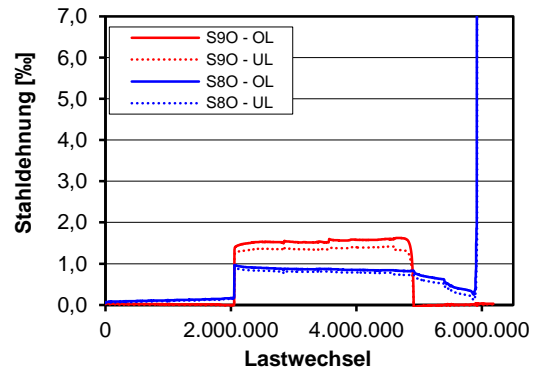
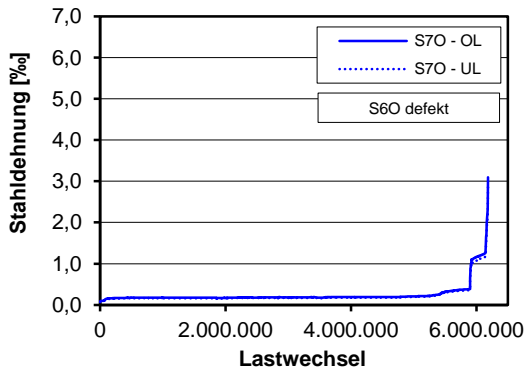
Betondehnungen



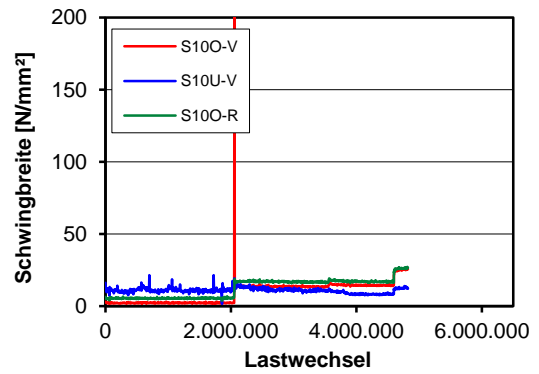
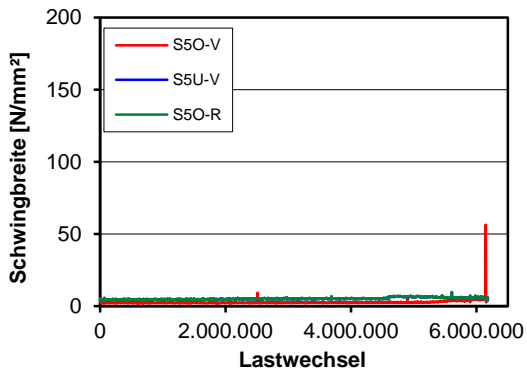
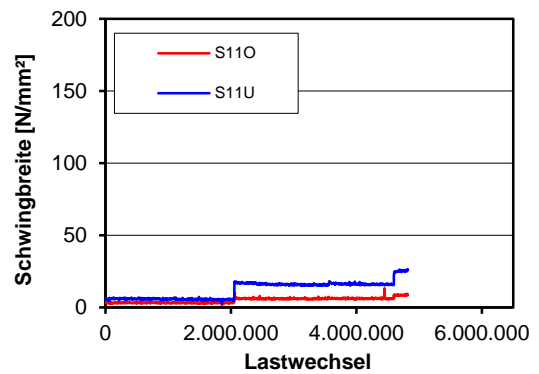
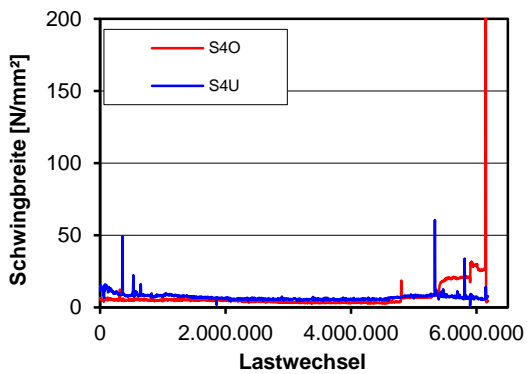
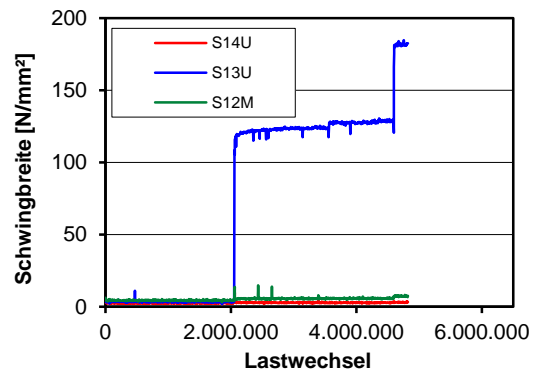
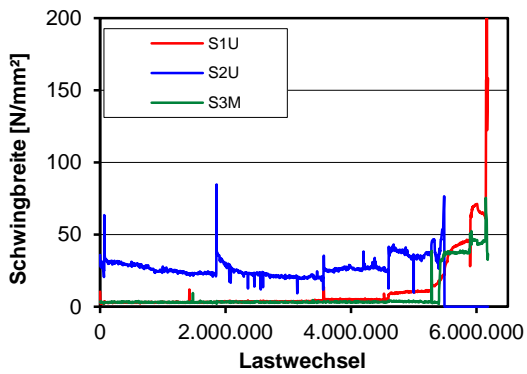


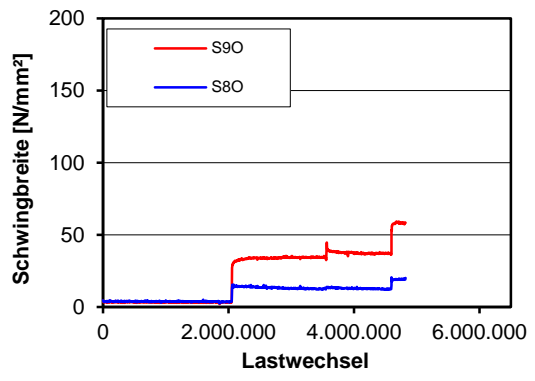
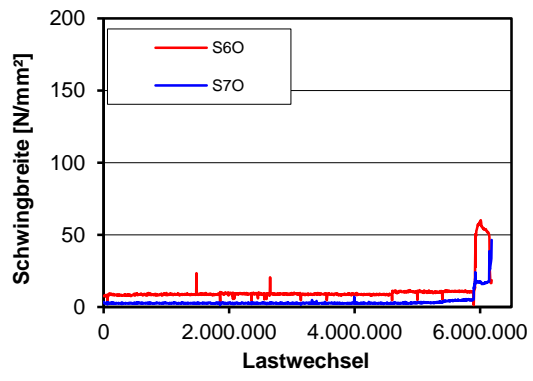
Dehnungen Bügelbewehrung



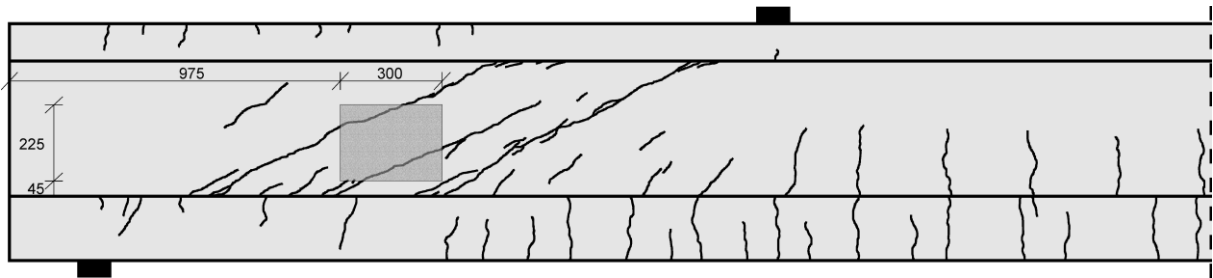


Schwingbreite Bügelspannungen

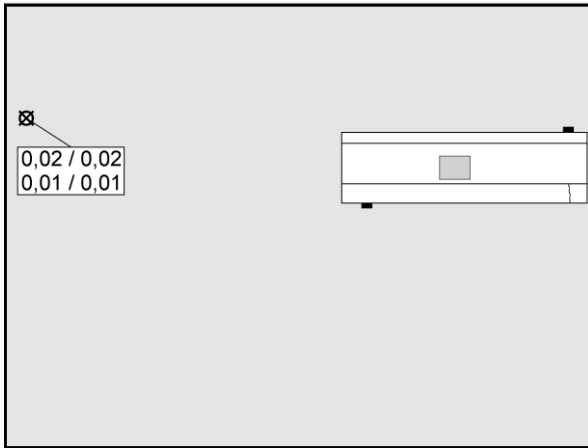




Photooptisches Messverfahren Aramis

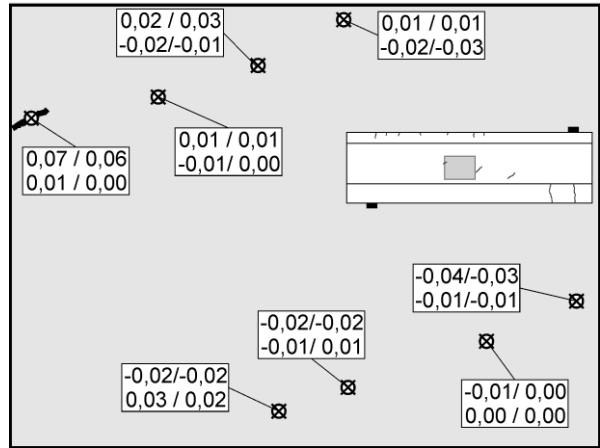


Lastwechsel 0.000.001

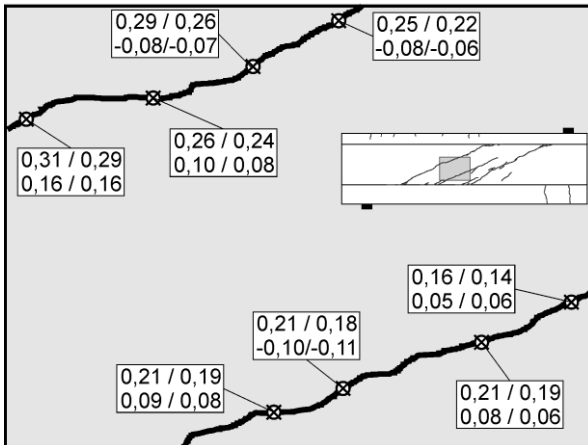


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

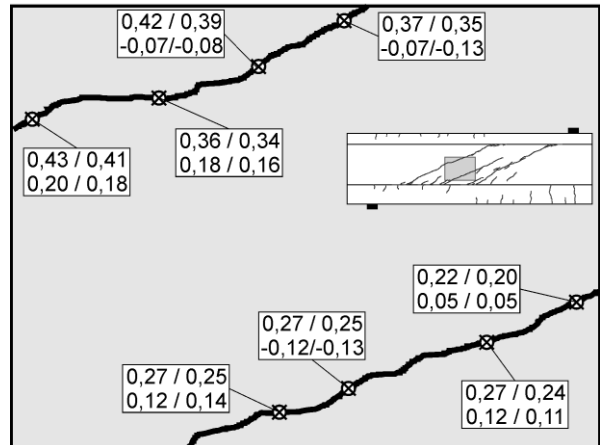
Lastwechsel 1.600.000



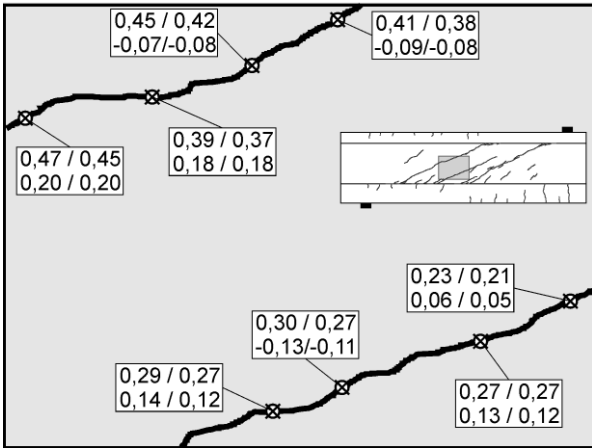
Lastwechsel 2.060.000



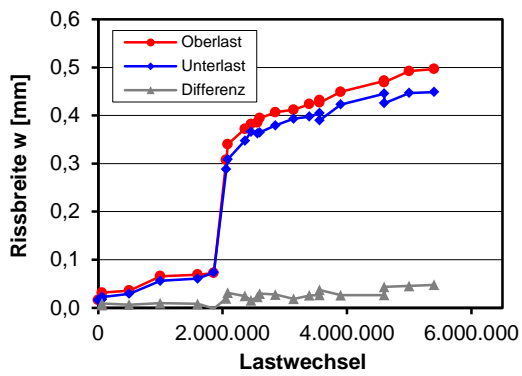
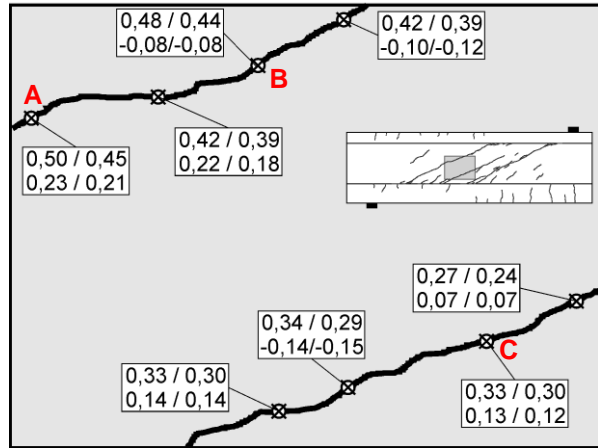
Lastwechsel 3.560.000



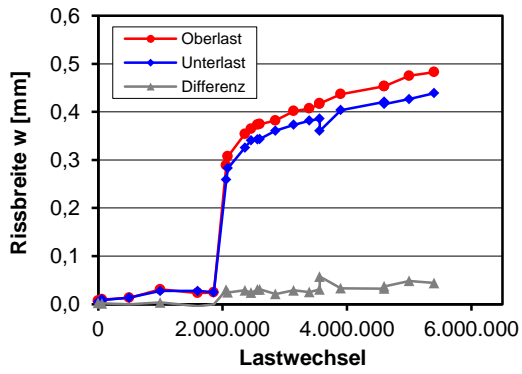
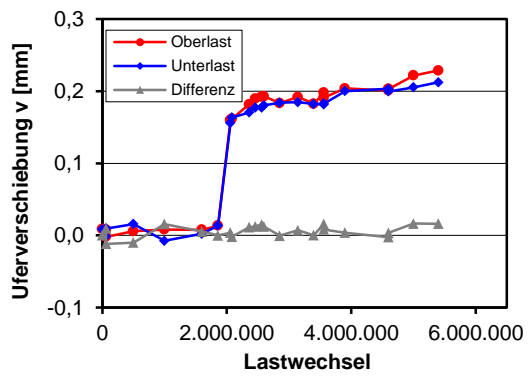
Lastwechsel 4.600.000



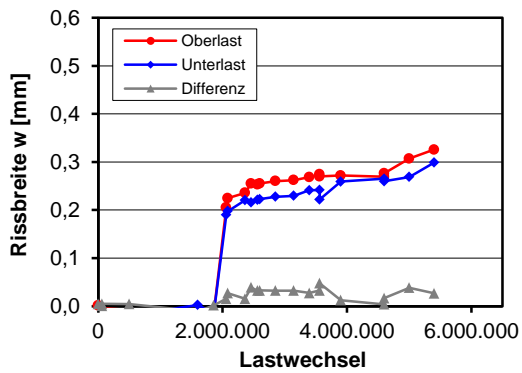
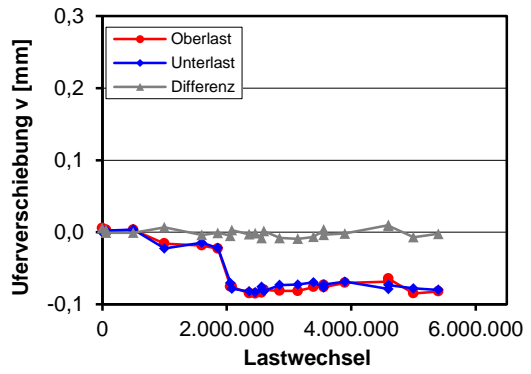
Lastwechsel 5.400.000



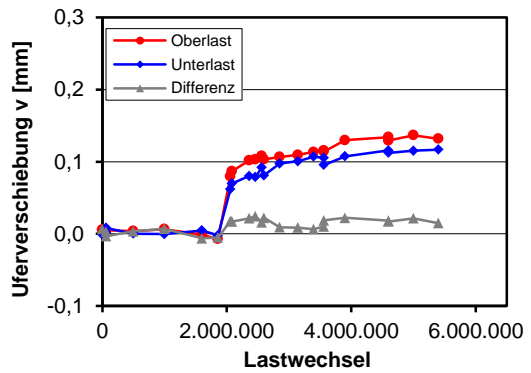
A



B



C



D.6 Träger I-22-3

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 320 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 35,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 2,68 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 24.833 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$ $f_{tm} = 626 \text{ N/mm}^2$ $E_{sm} = 200.777 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubrisslast

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 167 \text{ kN}$

Hegger/Görtz: $V_{Rm,ct} = 181 \text{ kN}$

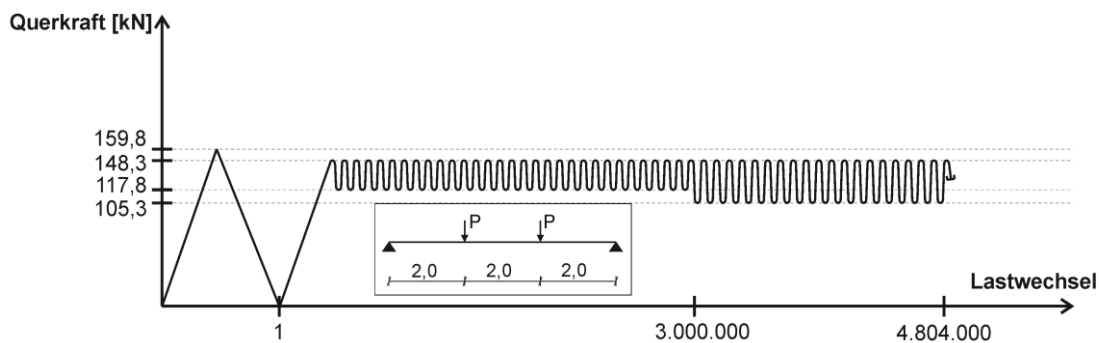
statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 123 \text{ kN}$

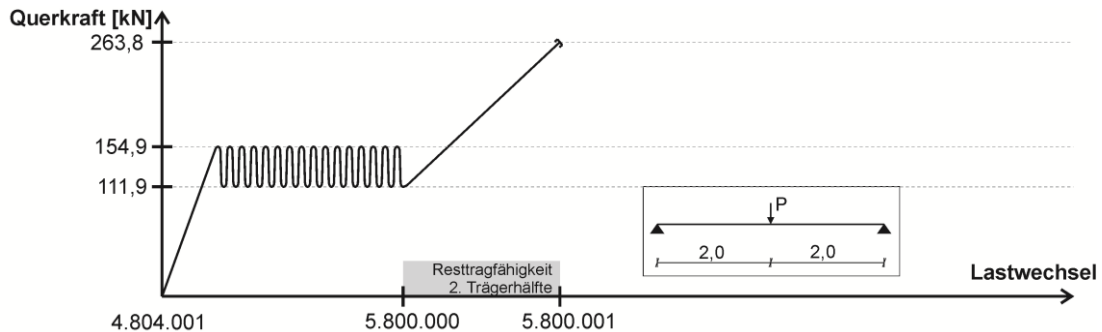
Hegger/Görtz: $V_{Rm,sy} = 212 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



Teilversuch 2

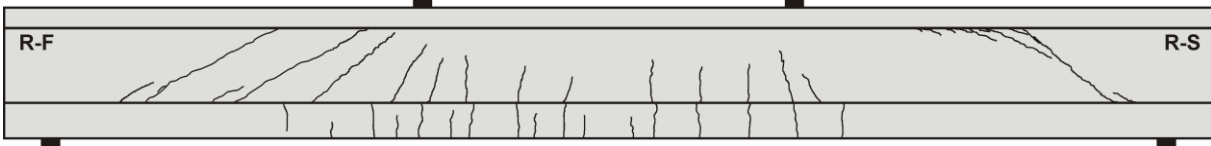


Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubriss	159,8	-	-	-	-
1	3000	3000	nein	148,3	117,8	180 ⁽²⁾	111	131 ⁽¹⁾
1	1805	4805	Abbruch	148,3	105,3	254 ⁽¹⁾	156	185 ⁽¹⁾
2	995	5800	nein	154,9	111,9	254 ⁽²⁾	157	185 ⁽¹⁾
2-R1	0,001	5800	Resttragf.	263,8	-	-	-	-

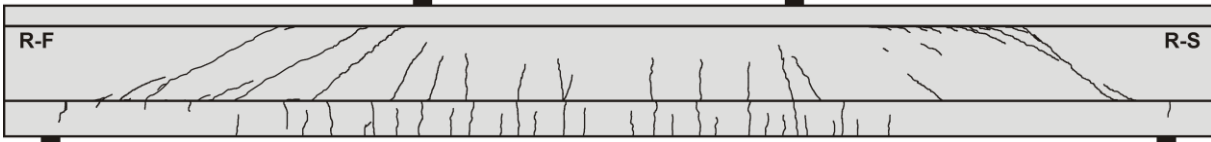
(1) σ_w bei Oberlast $> f_t = 626 \text{ N/mm}^2$ (2) σ_w bei Ober- und Unterlast $> f_t = 626 \text{ N/mm}^2$

Rissbilder

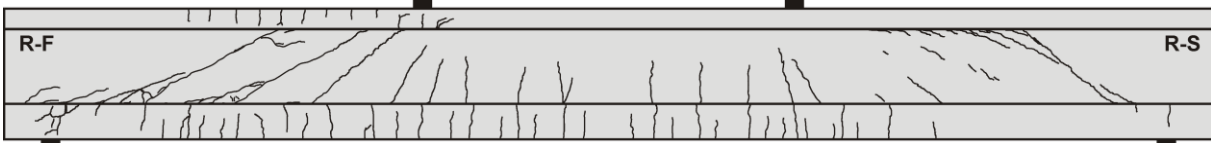
Lastwechsel 1



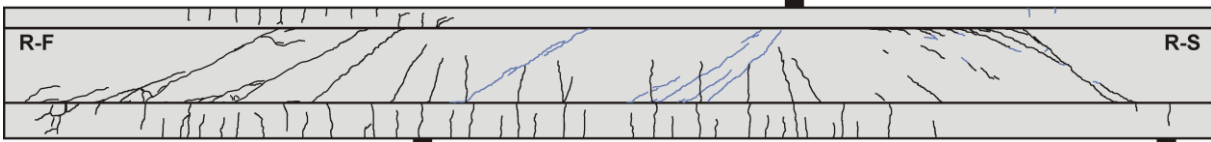
Lastwechsel 3.000.000



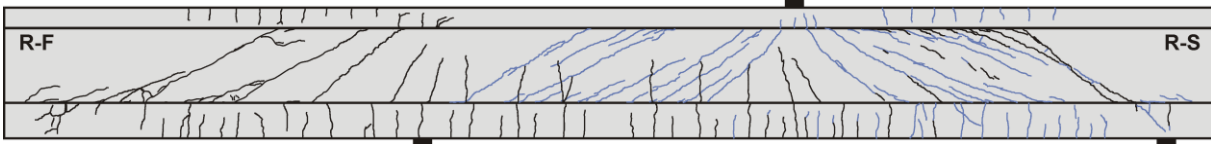
Lastwechsel 4.804.000



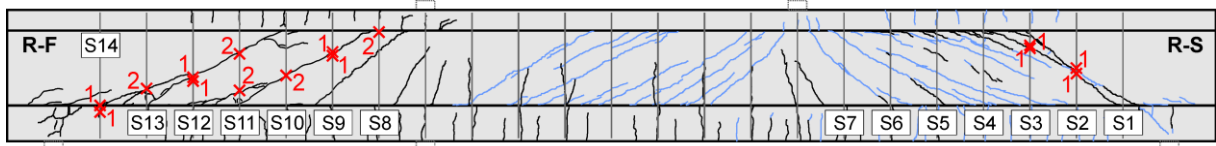
Lastwechsel 5.800.000



Lastwechsel 5.800.001 (Resttragfähigkeit)



Bügelbrüche



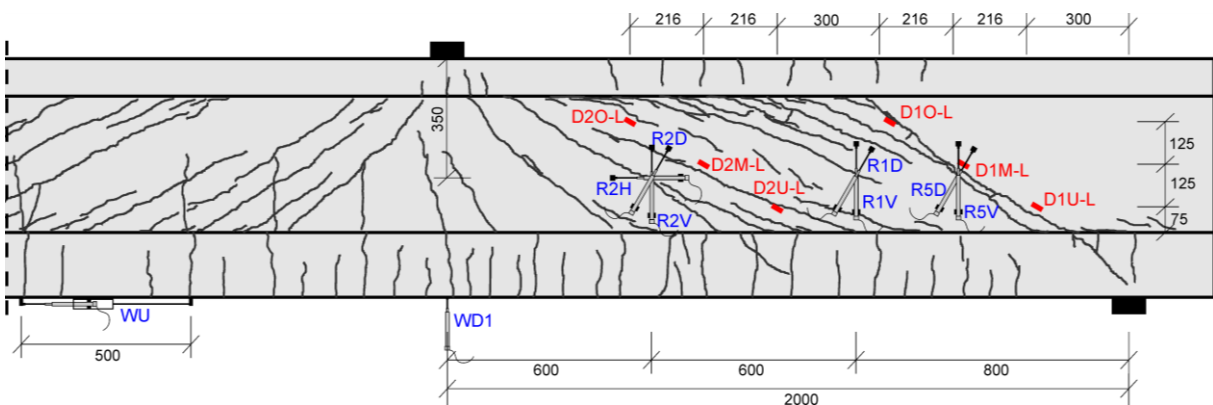
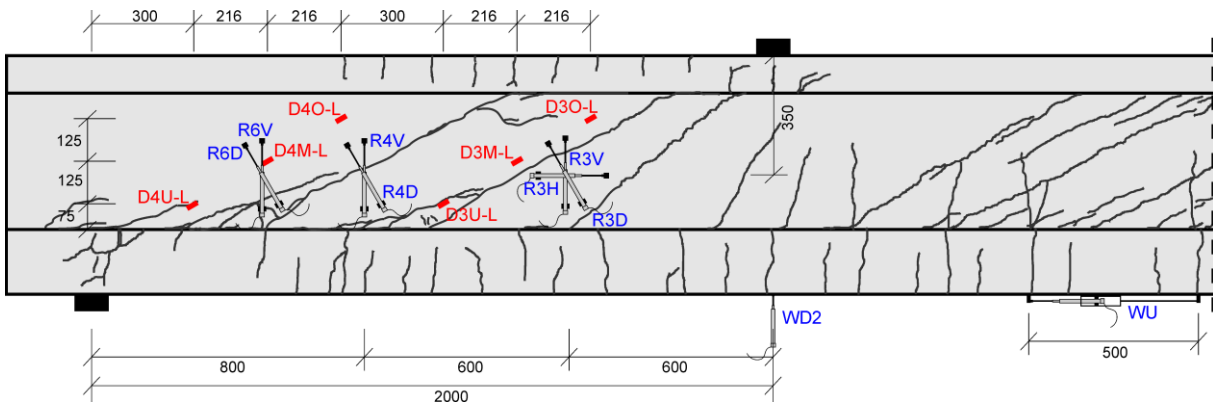
x2 : Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$	
S8	V	4.205.000	
	R	4.185.000	
S9	V	3.425.000	
	R	3.485.000	
S10	V	3.805.000	
	R	4.120.000	
S11	V	4.105.000	4.200.000
	R	4.080.000	4.430.000
S12	V	3.770.000	
	R	4.735.000	
S13	V	4.195.000	
	R	4.240.000	
S14	V	4.420.000	
	R	4.675.000	

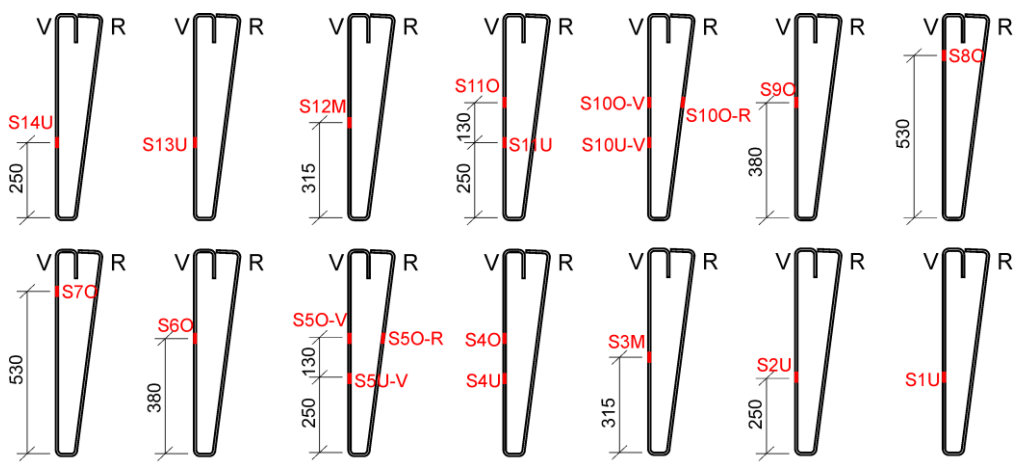
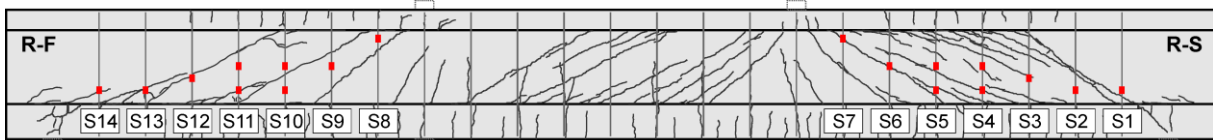
Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S1	V	
	R	
S2	V	3.450.000
	R	3.450.000
S3	V	5.460.000
	R	5.490.000
S4	V	
	R	
S5	V	
	R	
S6	V	
	R	
S7	V	
	R	

Messtechnikpläne

Träger

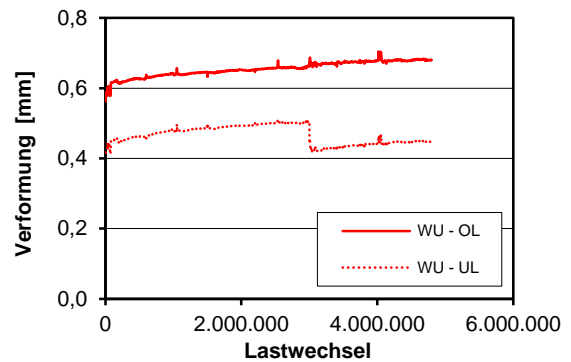
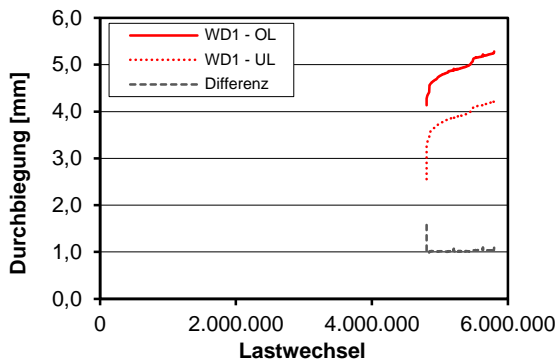
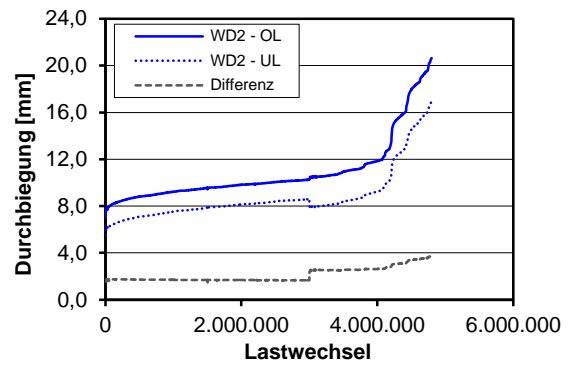
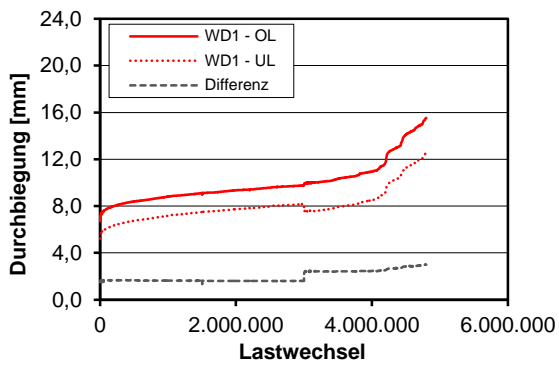


Bügelbewehrung

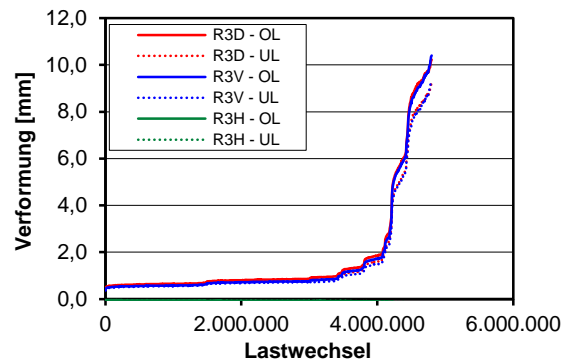
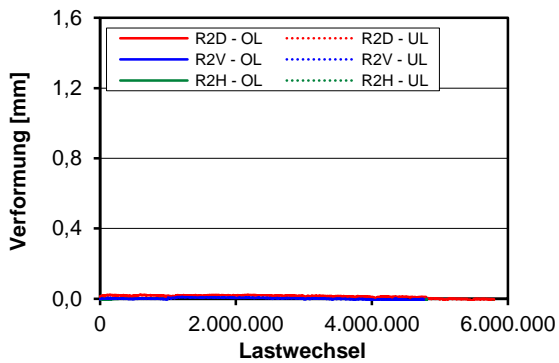
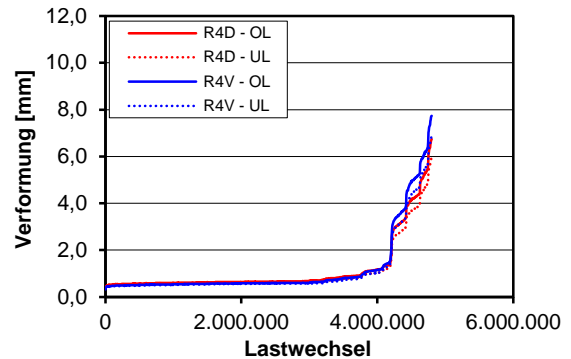
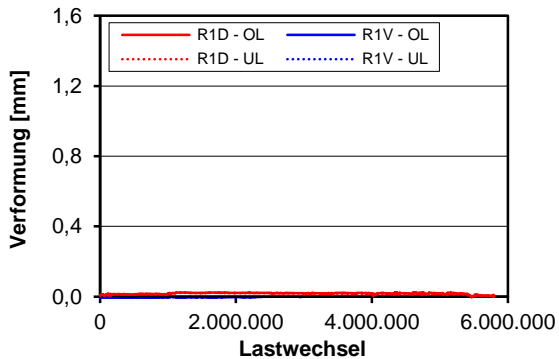


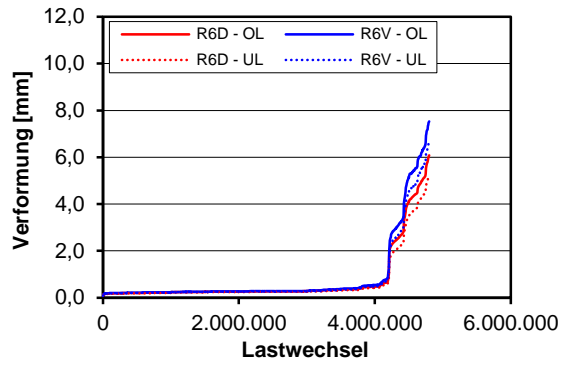
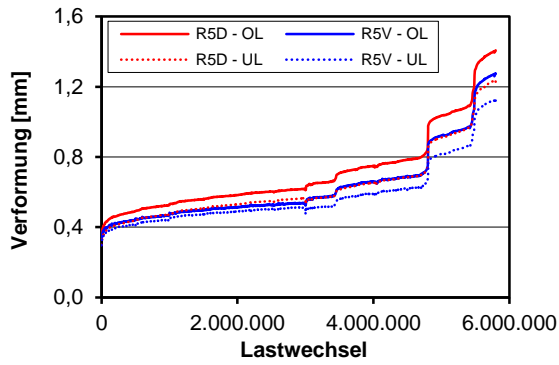
V=Vorderseite R=Rückseite

Durchbiegungen und Verformung Unterseite



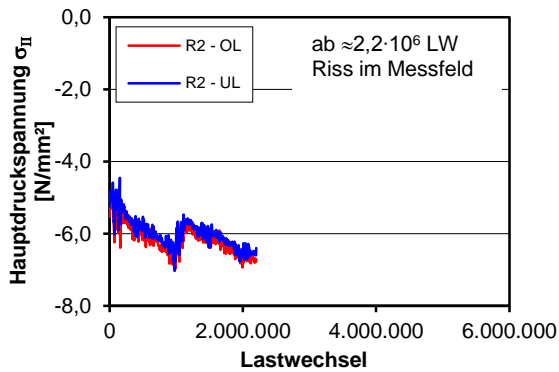
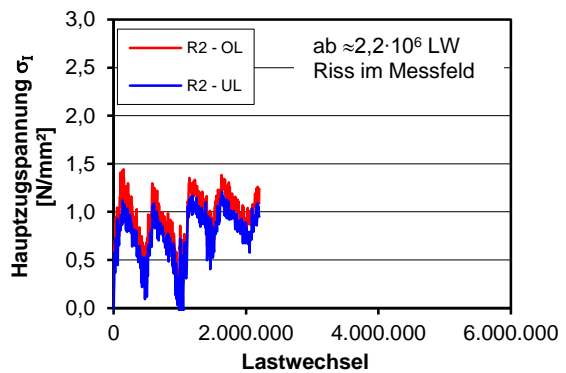
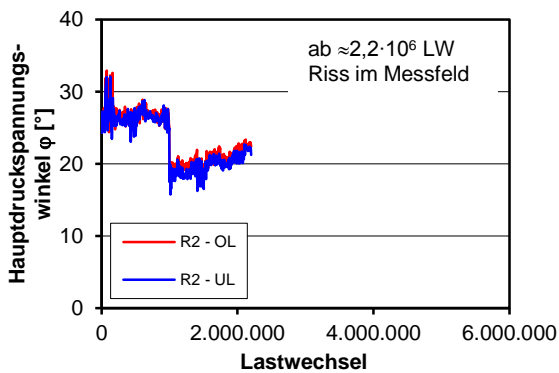
Verformung und Rissbreiten Steg



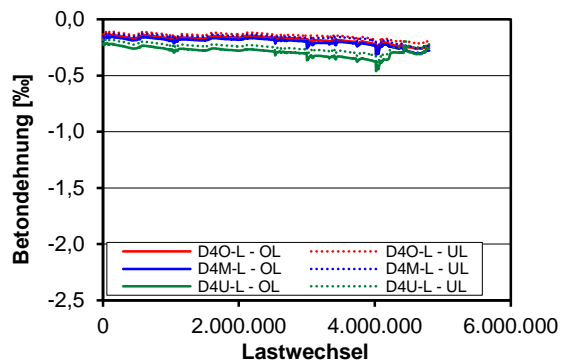
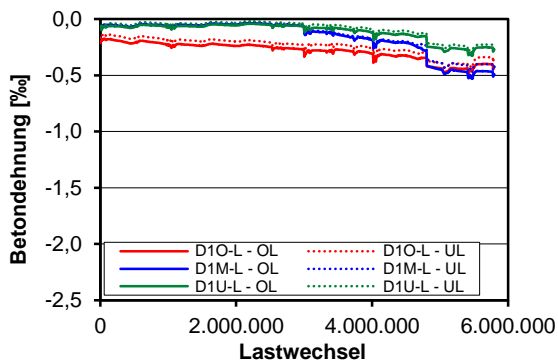


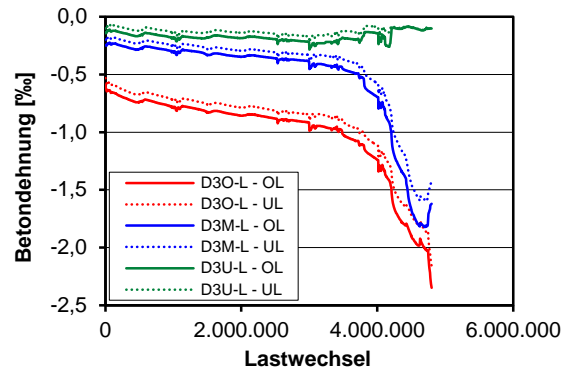
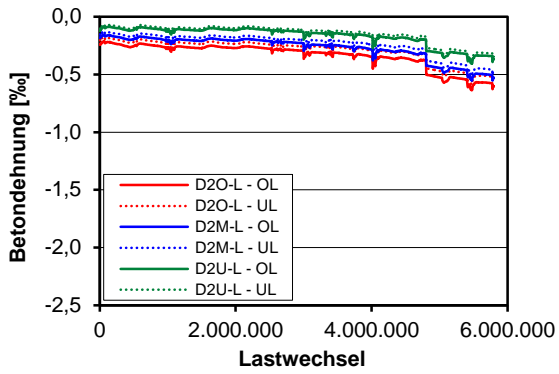
Auswertung Wegaufnehmerrosetten

Rosette R3 nicht auswertbar, da nach statischer Erstbelastung bereits Riss in Messfeld

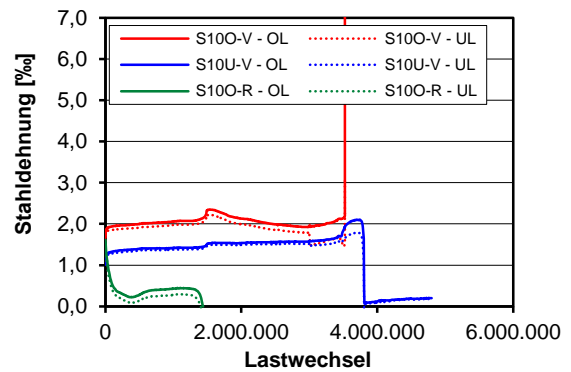
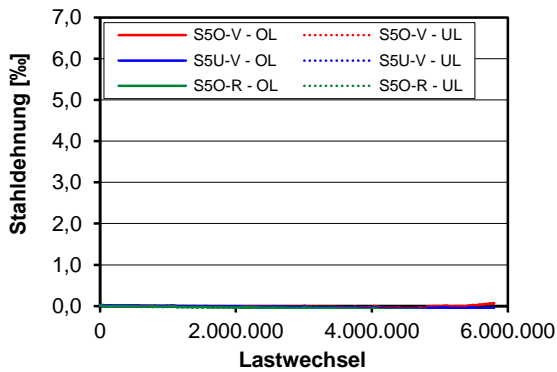
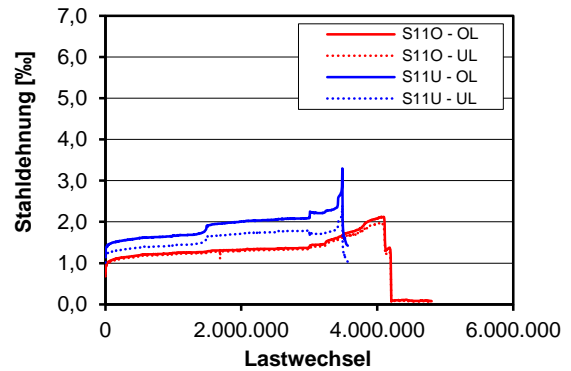
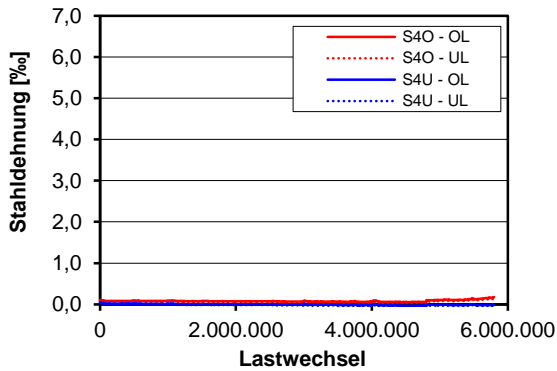
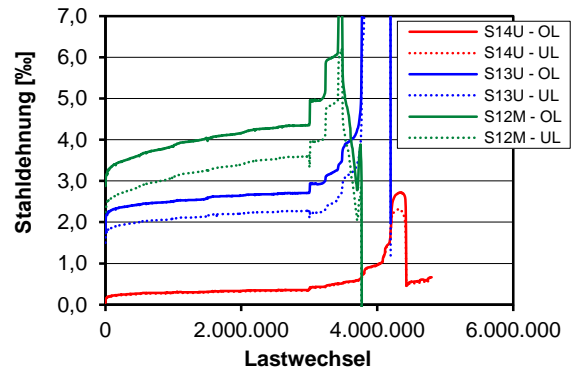
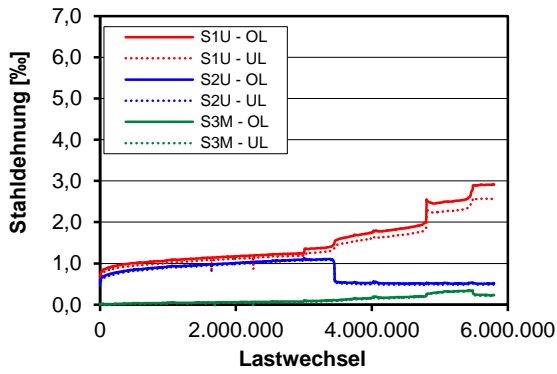


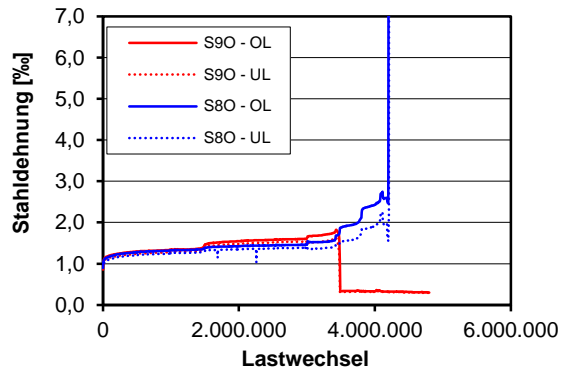
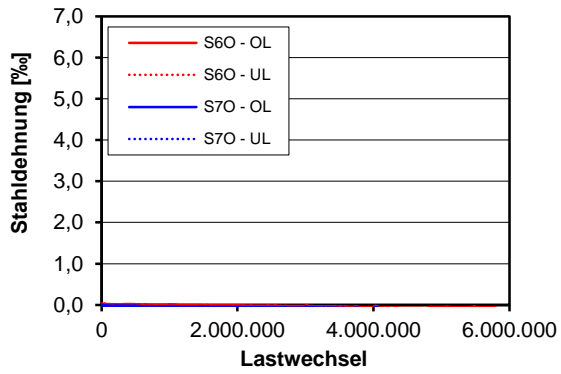
Betondehnungen



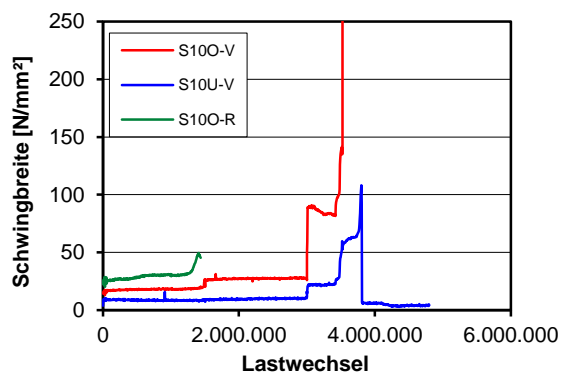
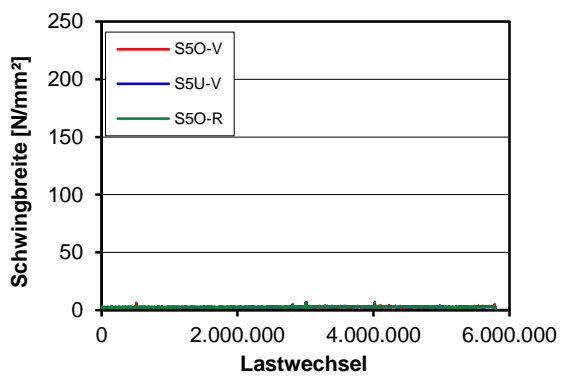
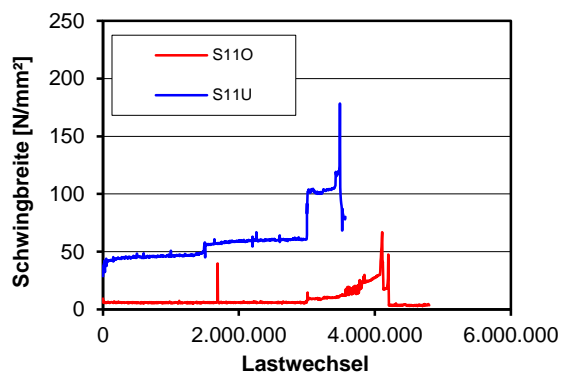
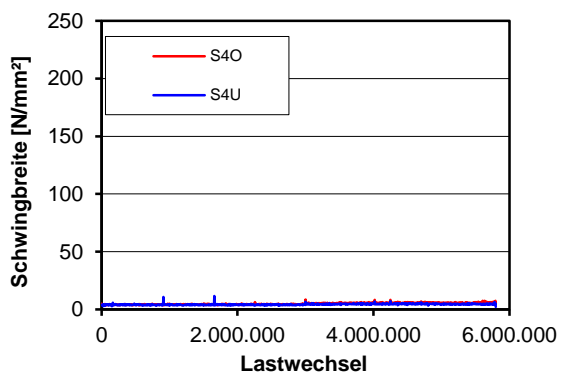
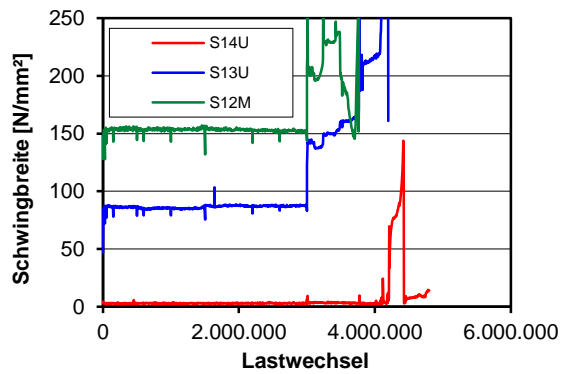
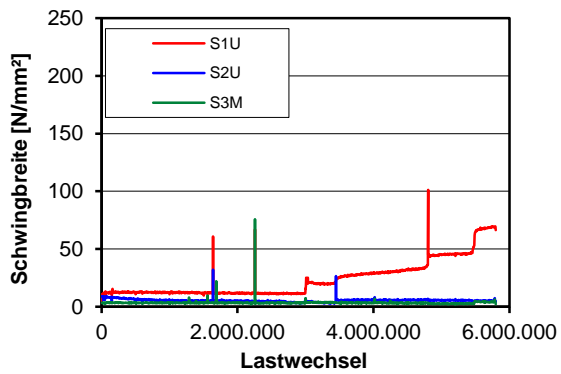


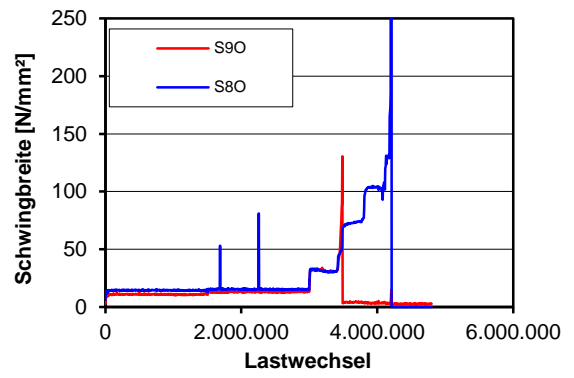
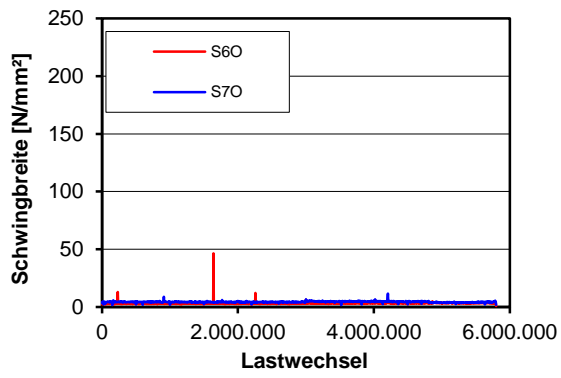
Dehnungen Bügelbewehrung



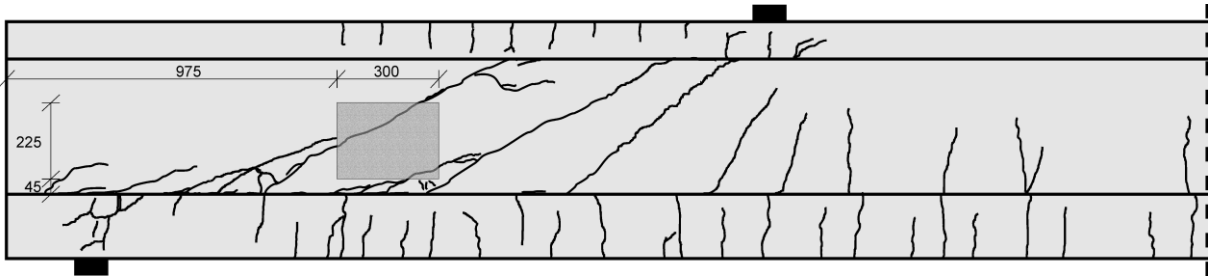


Schwingbreite Bügelspannungen

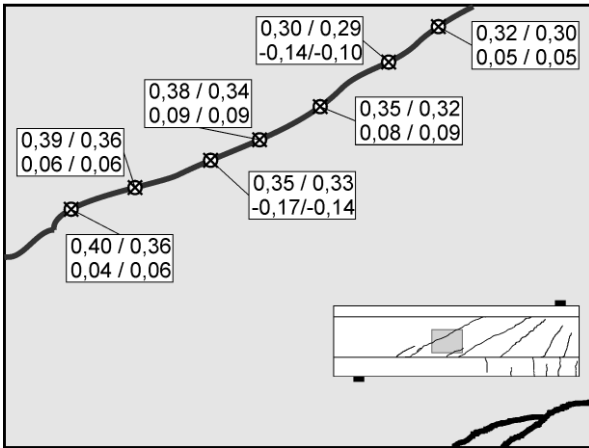




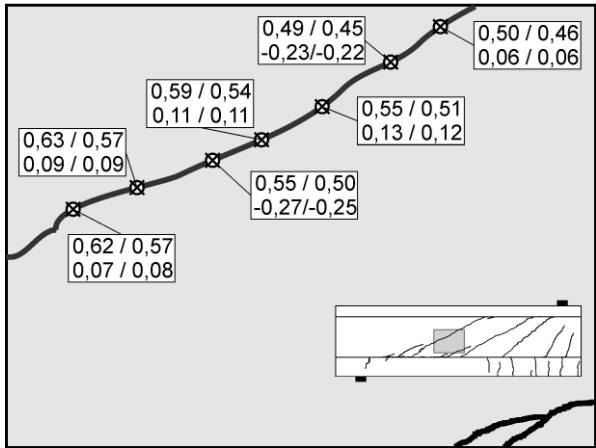
Photooptisches Messverfahren Aramis



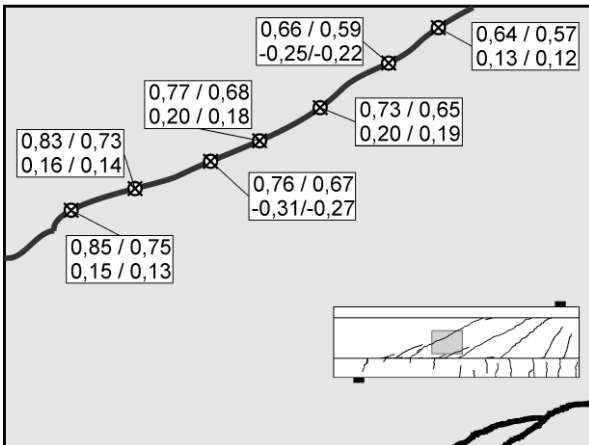
Lastwechsel 0.000.001



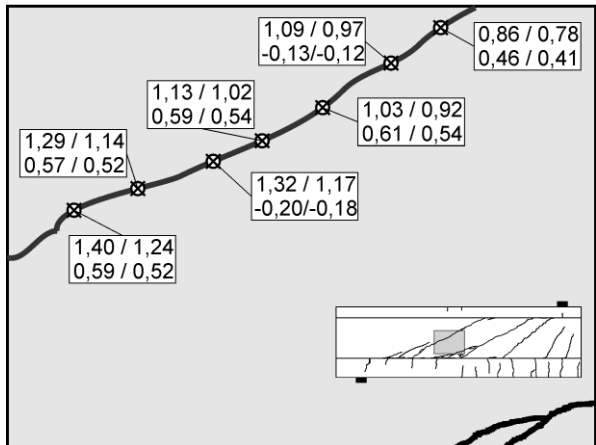
Lastwechsel 1.500.000



Lastwechsel 3.520.000

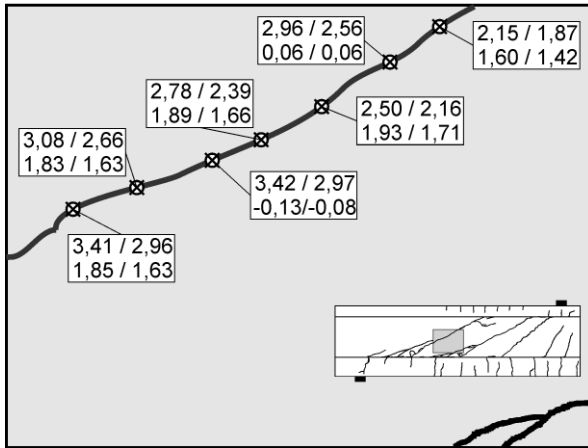


Lastwechsel 4.130.000

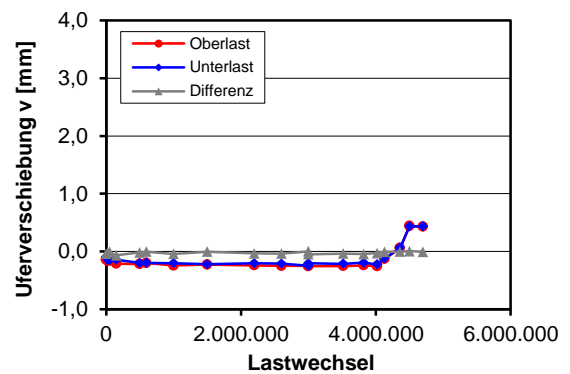
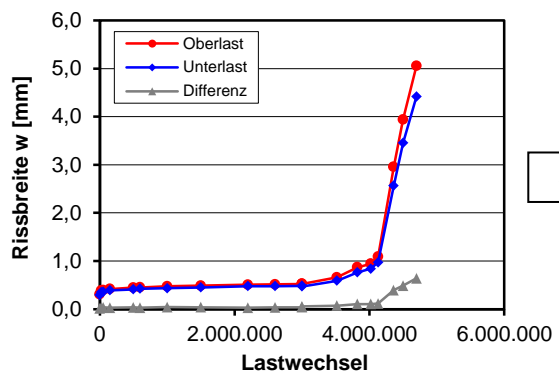
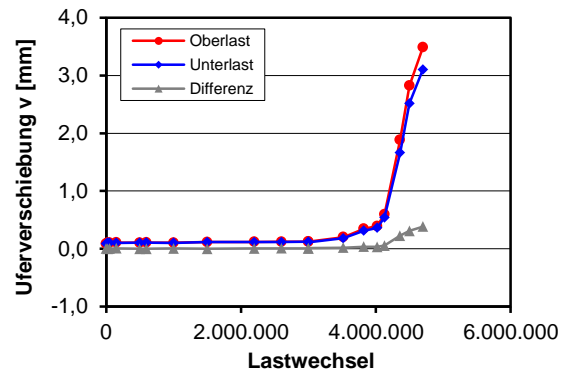
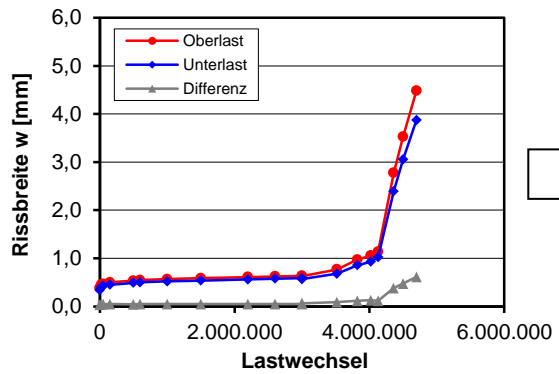
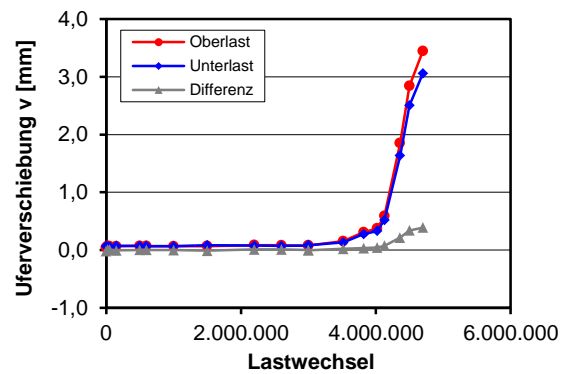
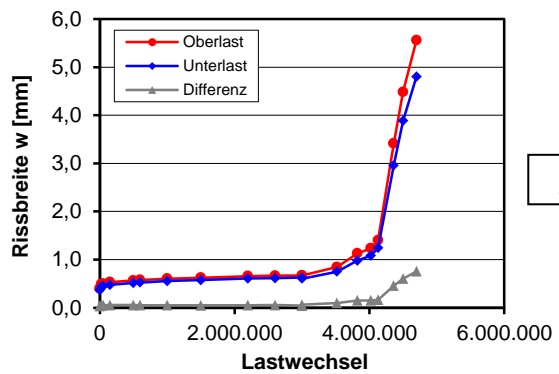
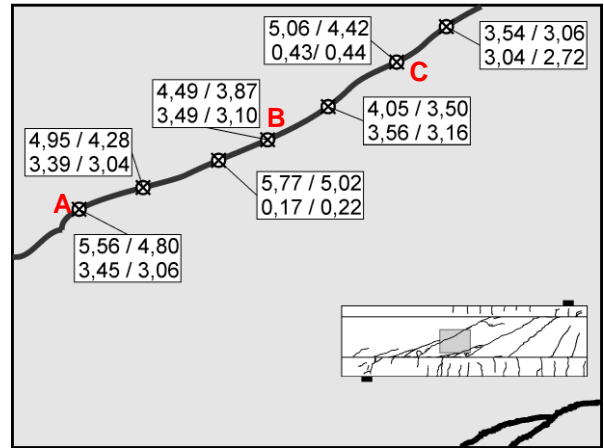


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

Lastwechsel 4.360.000



Lastwechsel 4.700.000



D.7 Träger I-22-4

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 314 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 32,5 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 2,40 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 23.600 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$ $f_{tm} = 633 \text{ N/mm}^2$ $E_{sm} = 203.761 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubbrisslast

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 154 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 177 \text{ kN}$

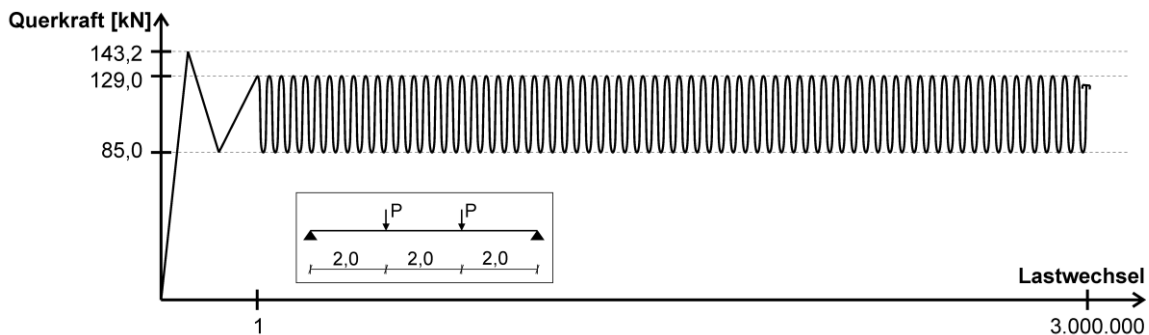
statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 122 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,sy} = 202 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1

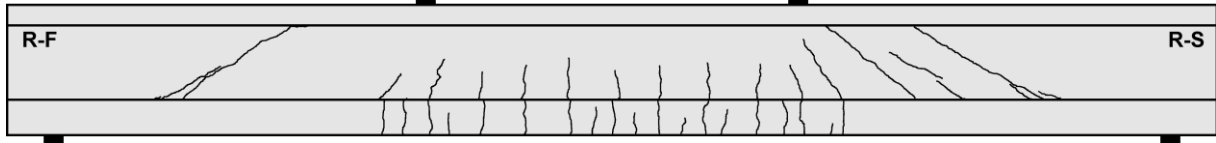


Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubbriss	143,2	-	-	-	-
1	3000	3000	nein	129,0	85,0	261 ⁽¹⁾	160	191

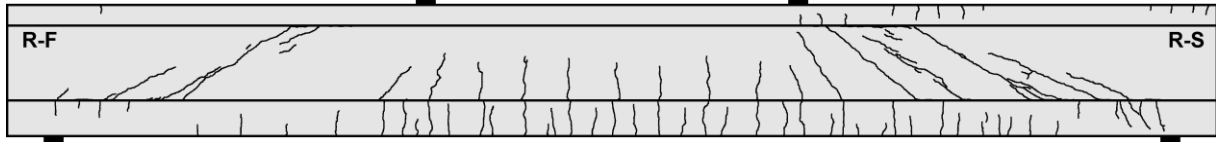
⁽¹⁾ σ_w bei Oberlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$ ⁽²⁾ σ_w bei Ober- und Unterlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$

Rissbilder

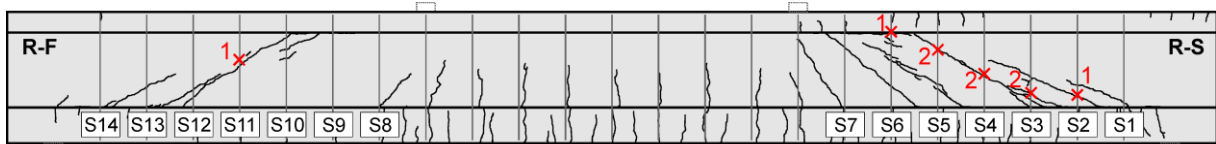
Lastwechsel 1



Lastwechsel 3.000.000



Bügelbrüche



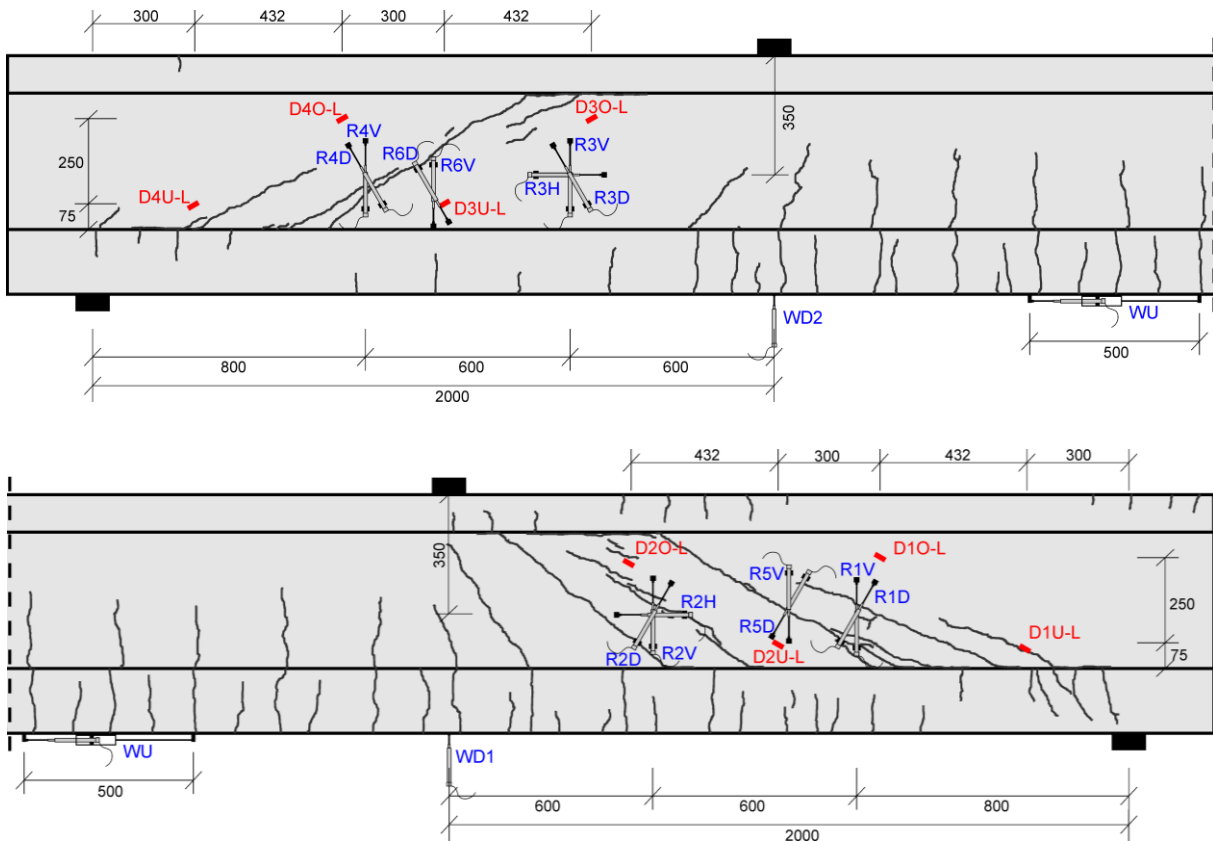
x2: Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S8	V	
	R	
S9	V	
	R	
S10	V	
	R	
S11	V	1.024.000
	R	
S12	V	
	R	
S13	V	
	R	
S14	V	
	R	

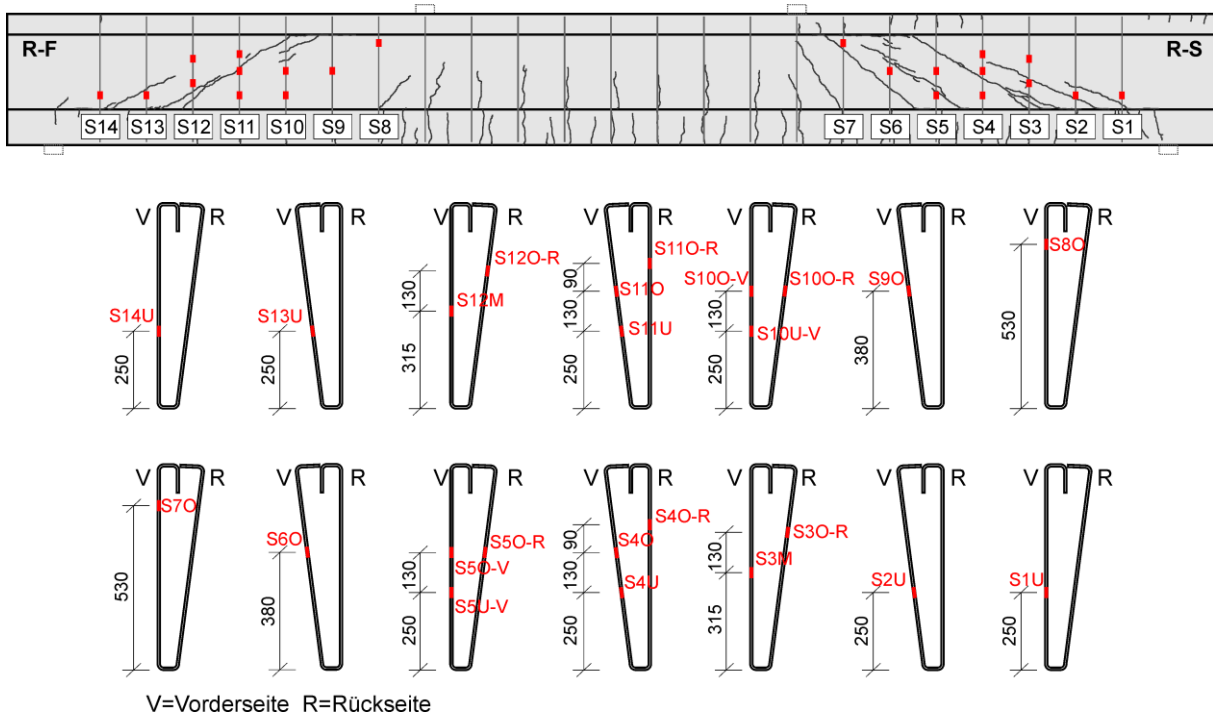
Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S1	V	
	R	
S2	V	2.846.000
	R	
S3	V	2.164.000
	R	2.478.000
S4	V	630.000
	R	666.000
S5	V	1.580.000
	R	1.398.000
S6	V	2.888.000
	R	
S7	V	
	R	

Messtechnikpläne

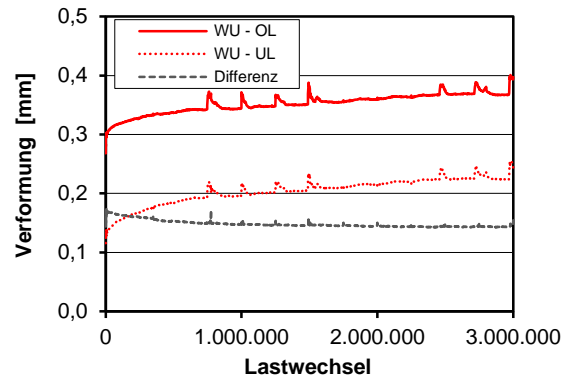
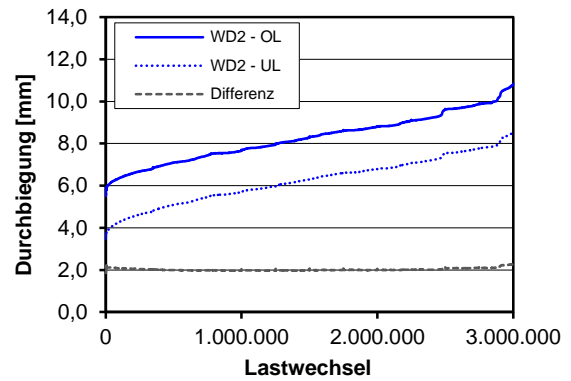
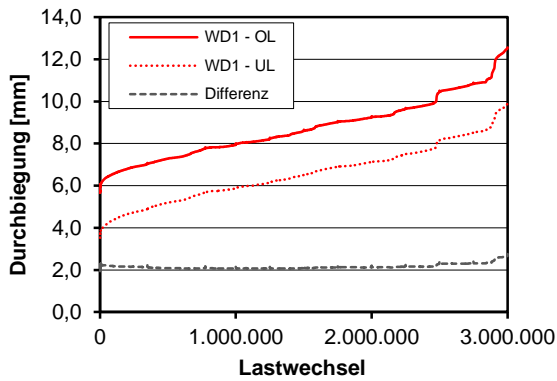
Träger



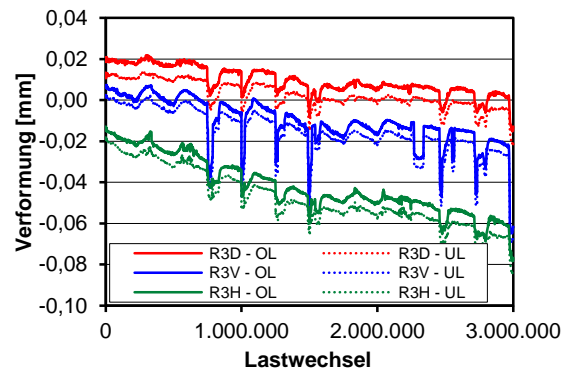
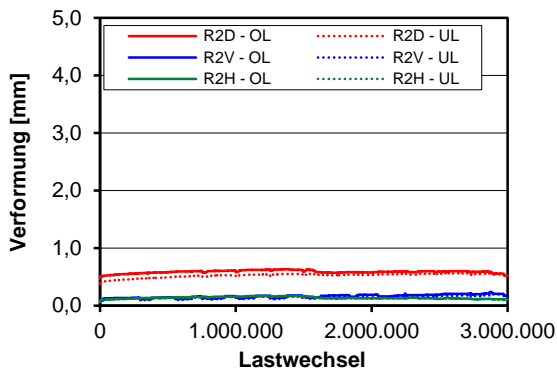
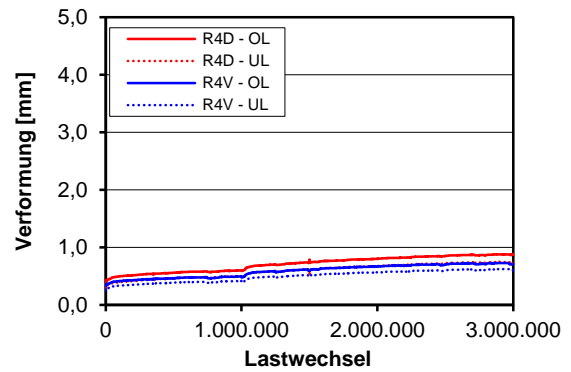
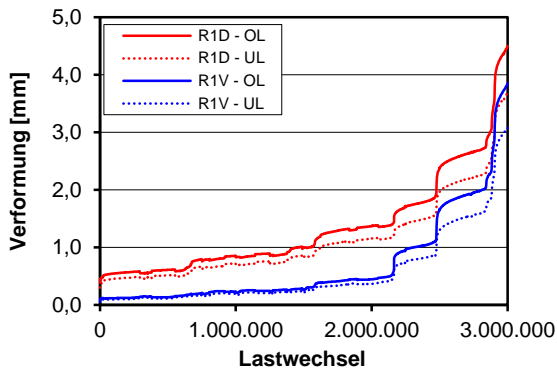
Bügelbewehrung

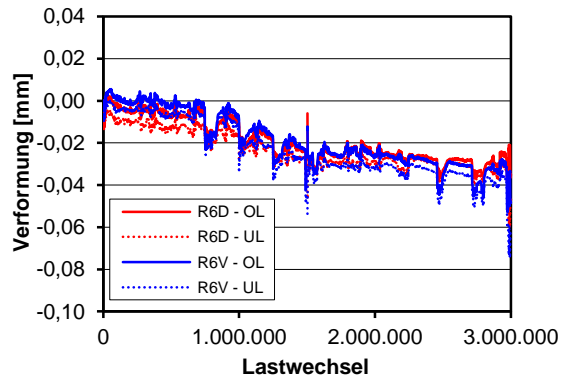
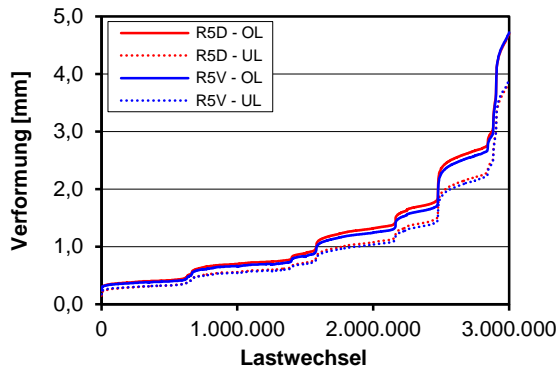


Durchbiegungen und Verformung Unterseite



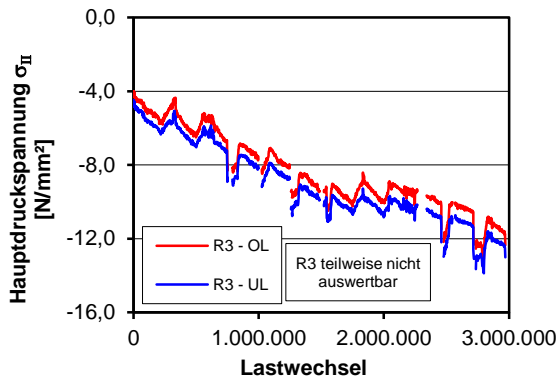
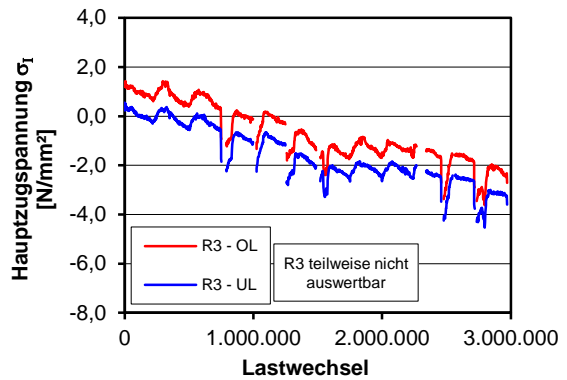
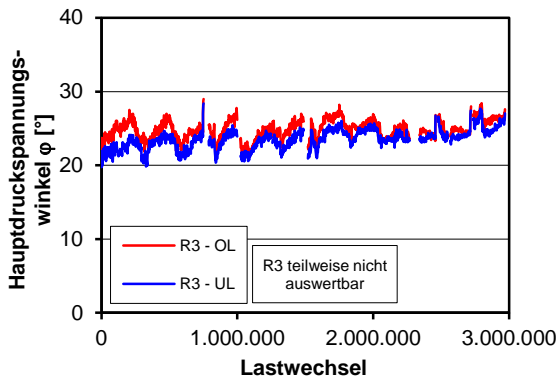
Verformung und Rissbreiten Steg



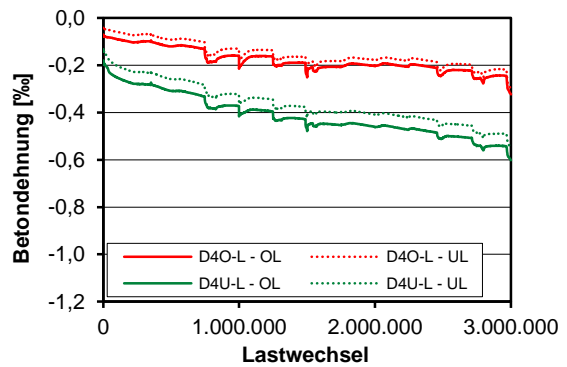
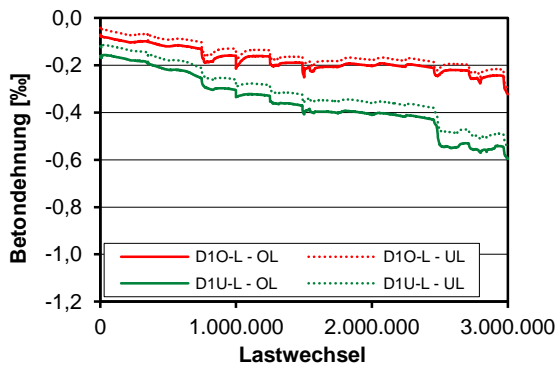


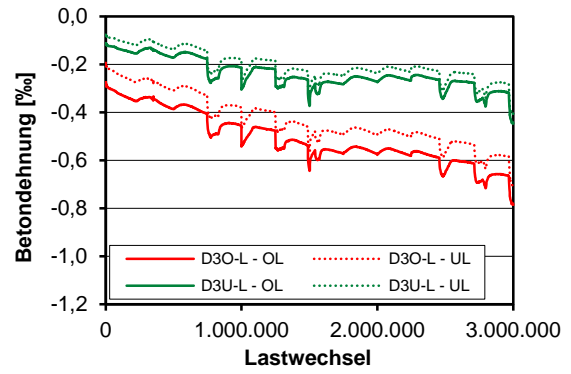
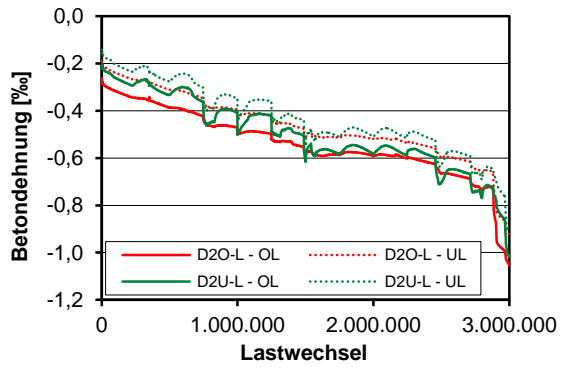
Auswertung Wegaufnehmerrosetten

Rosette R2 nicht auswertbar, da nach statischer Erstbelastung bereits Riss in Messfeld

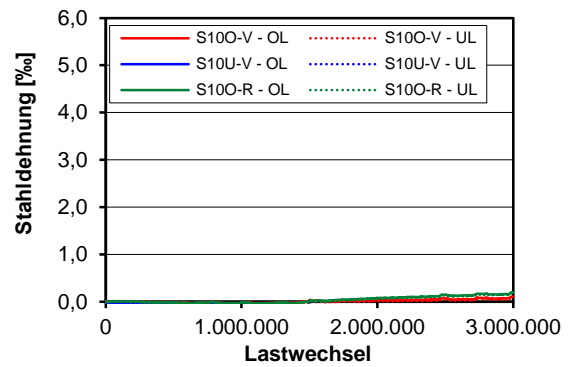
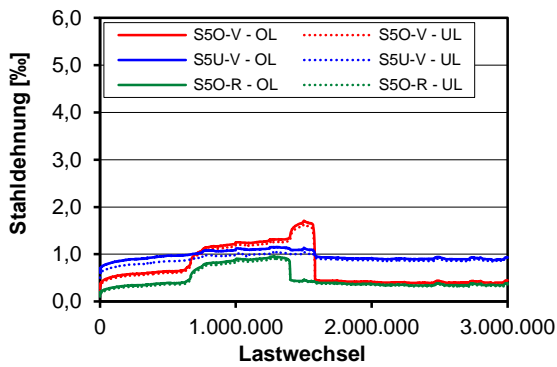
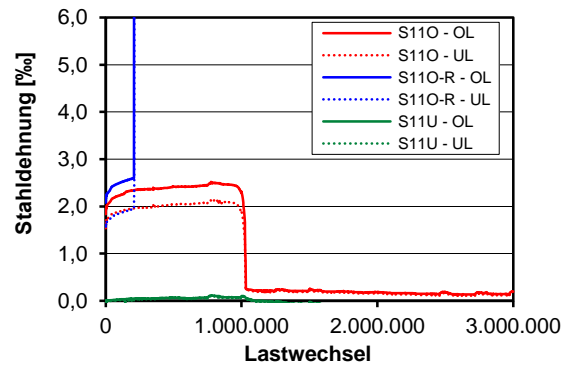
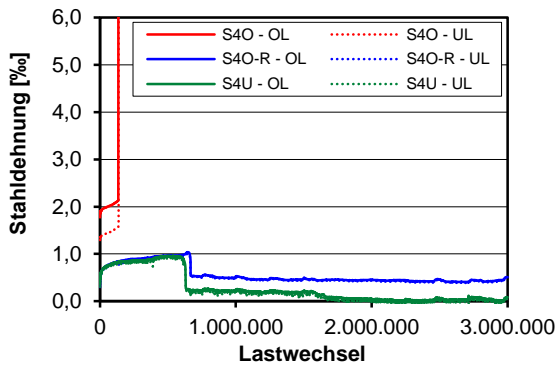
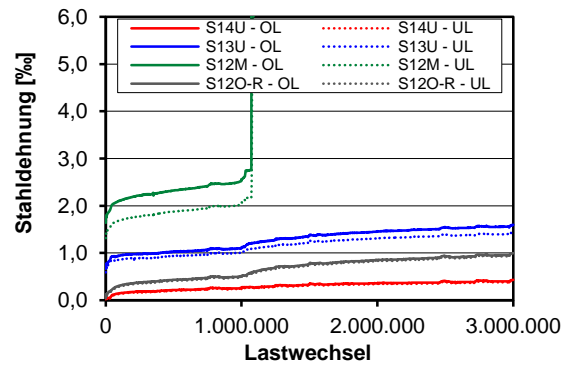
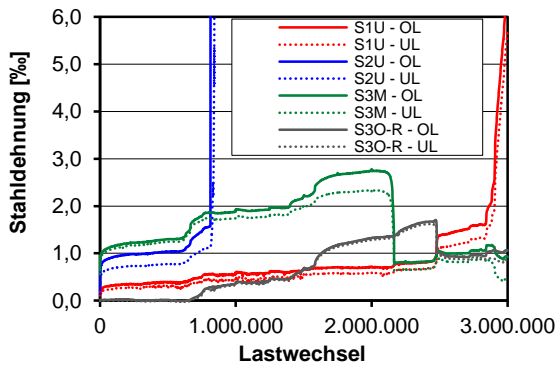


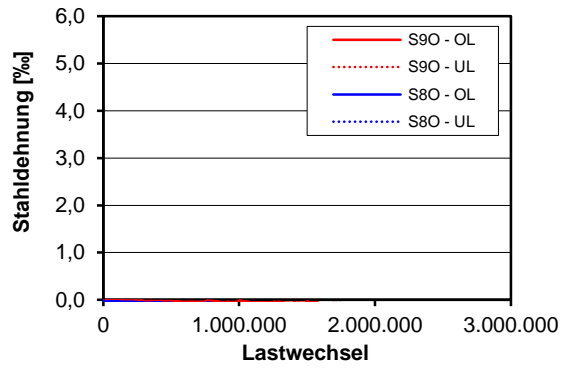
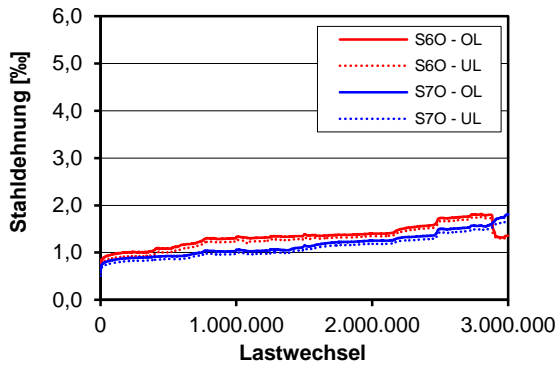
Betondehnungen



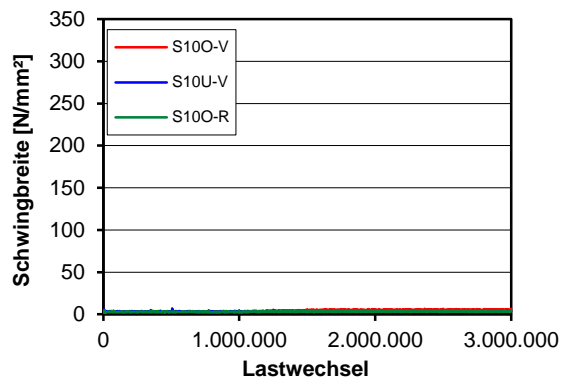
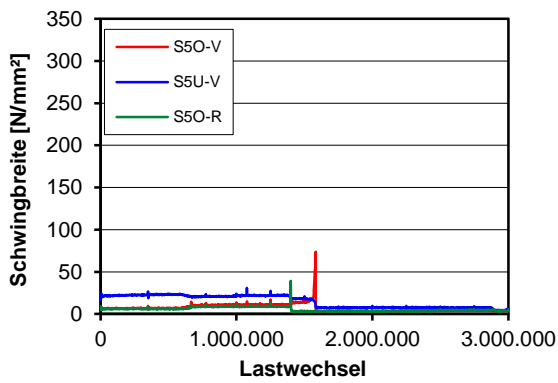
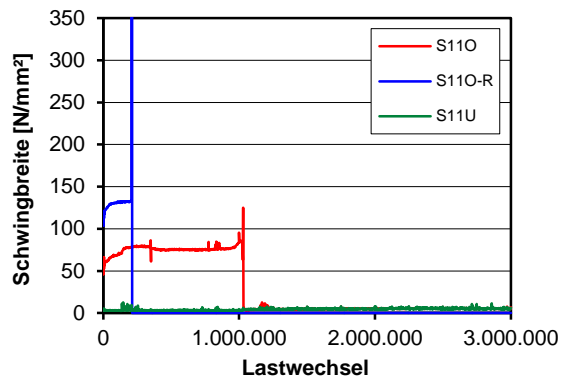
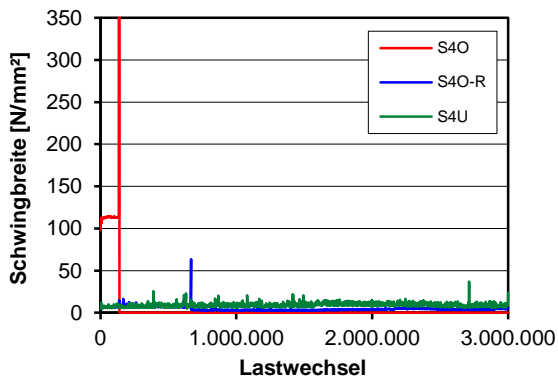
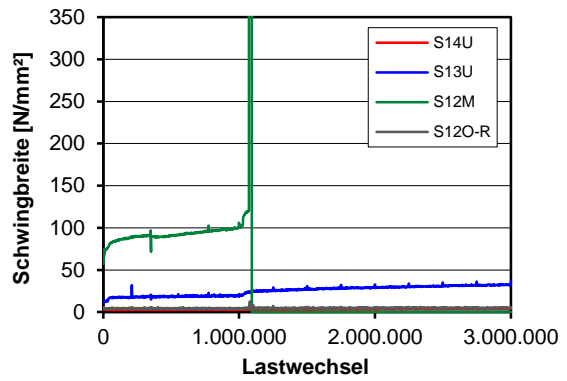
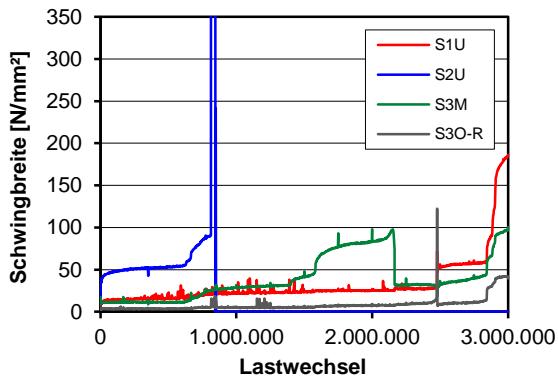


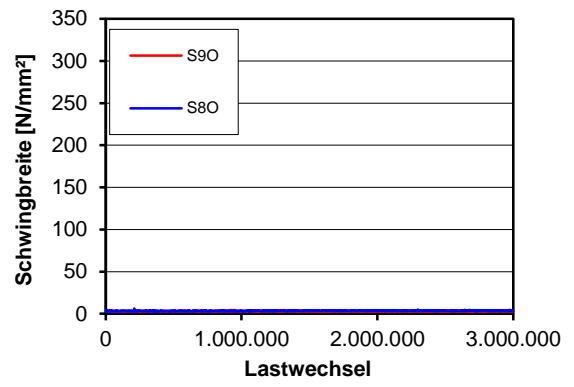
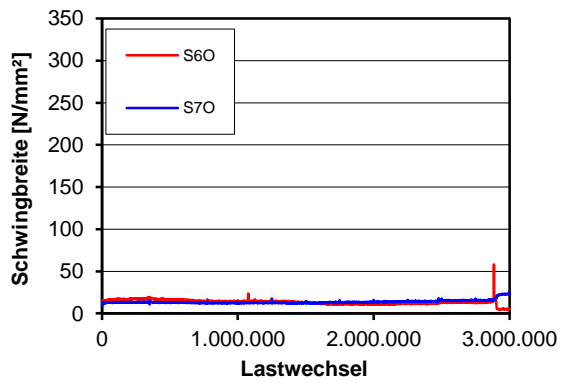
Dehnungen Bügelbewehrung



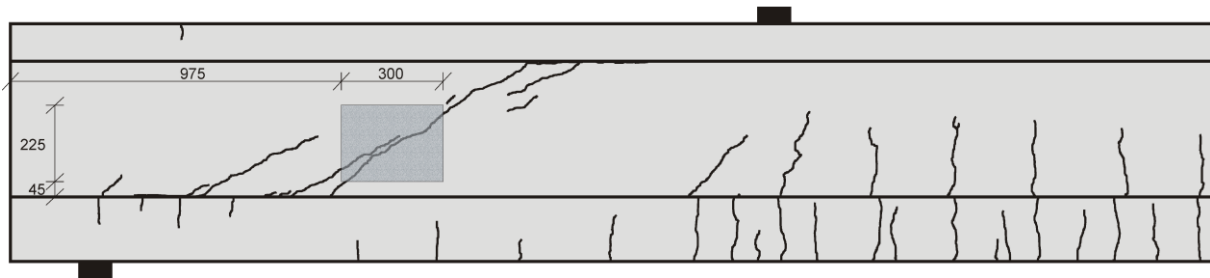


Schwingbreite Bügelspannungen

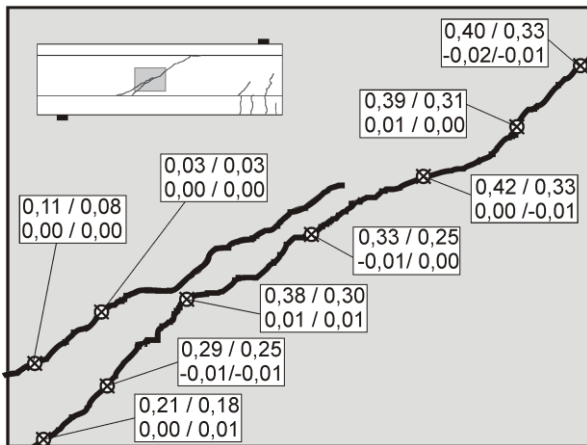




Photooptisches Messverfahren Aramis

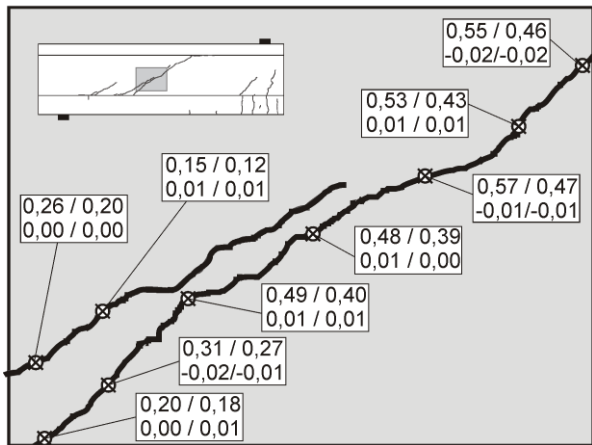


Lastwechsel 0.000.001

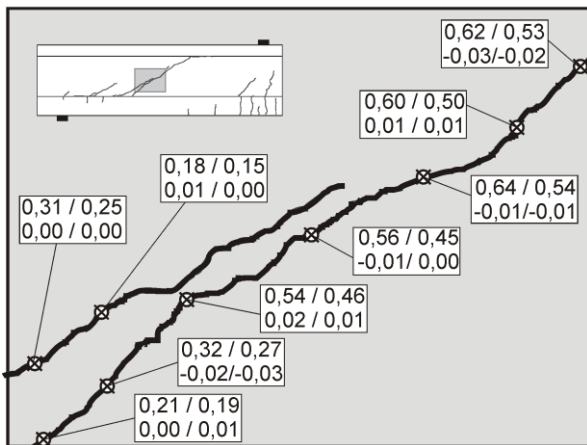


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

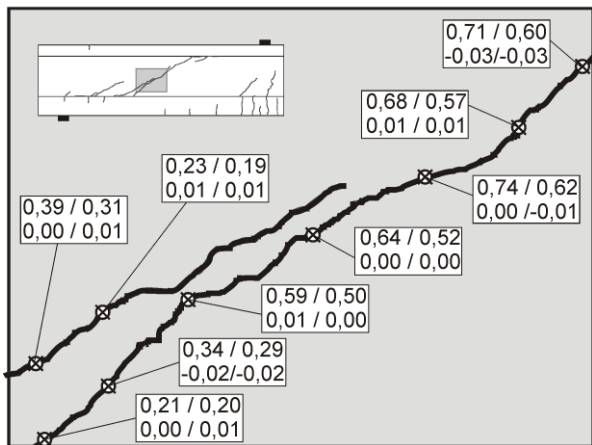
Lastwechsel 0.350.000



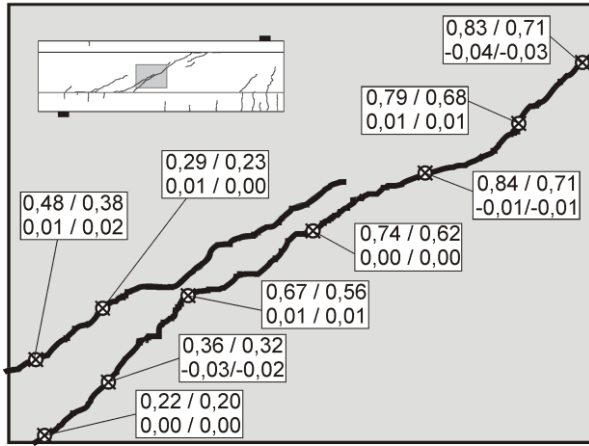
Lastwechsel 1.000.000



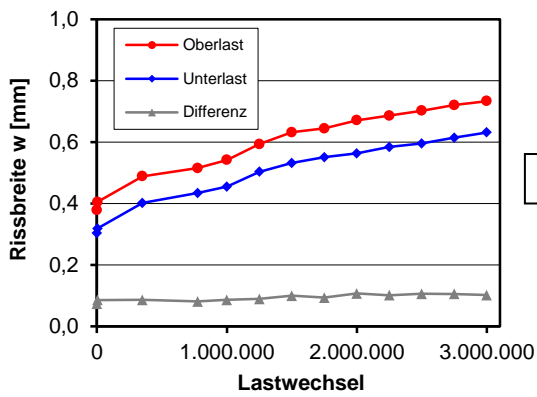
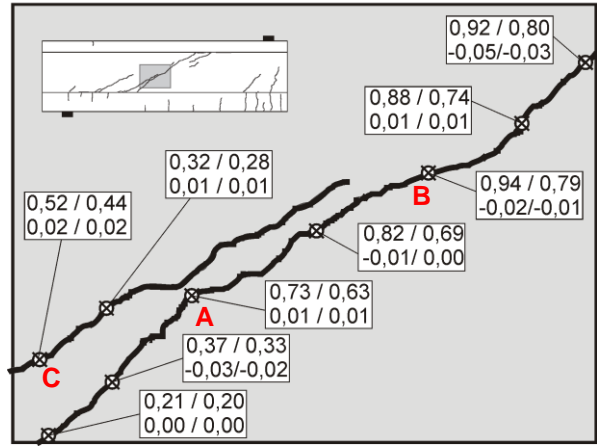
Lastwechsel 1.250.000



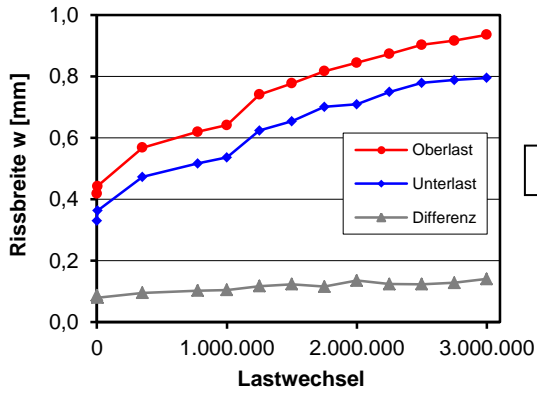
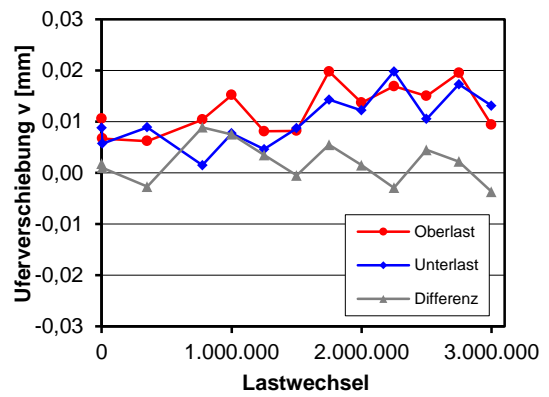
Lastwechsel 2.000.000



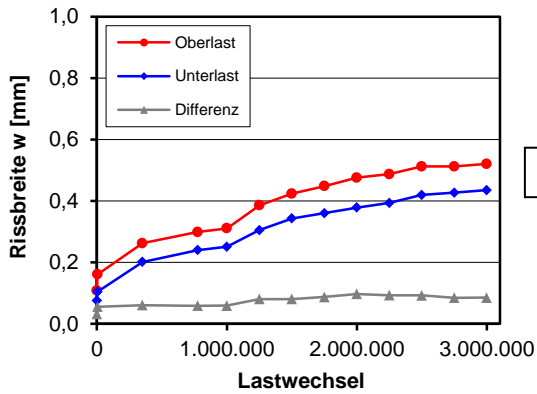
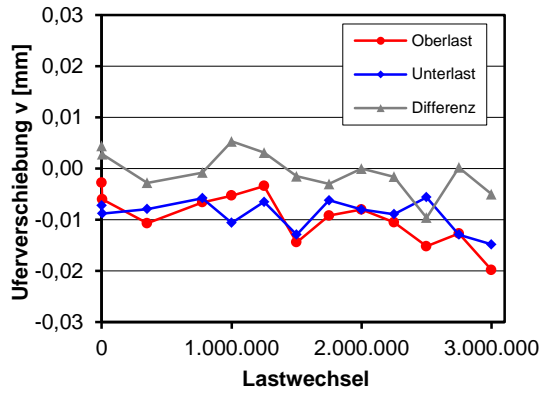
Lastwechsel 3.000.000



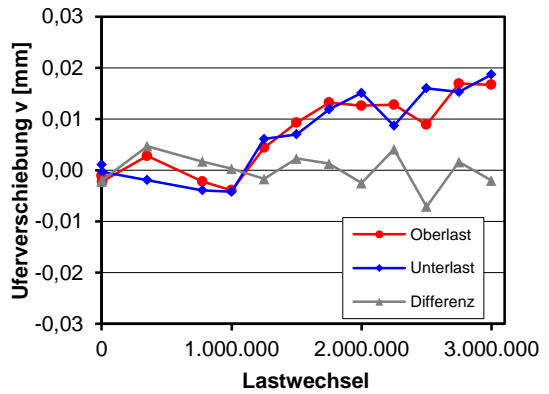
A



B



C



D.8 Träger I-22-5

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 314 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 36,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 2,73 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 25.967 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$ $f_{tm} = 633 \text{ N/mm}^2$ $E_{sm} = 203.761 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubrisslast

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 168 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 180 \text{ kN}$

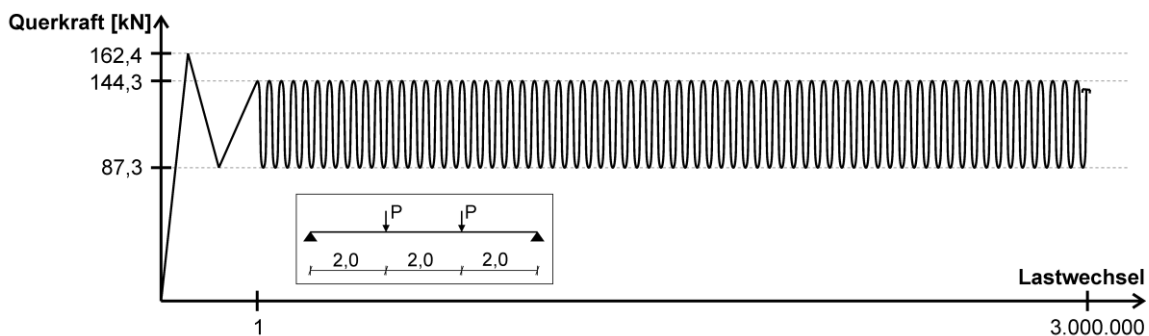
statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 123 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,sy} = 213 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1

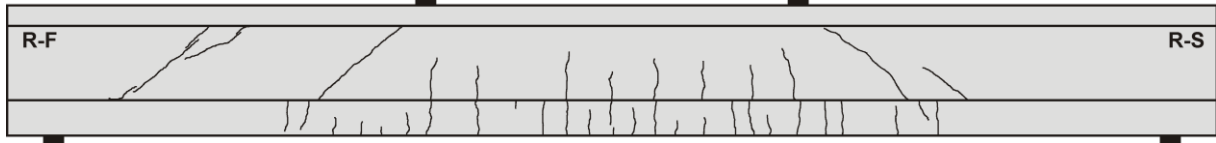


Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	M_i	ΣM_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubriss	162,4	-	-	-	-
1	3000	3000	nein	144,3	87,3	337 ⁽¹⁾	205	245

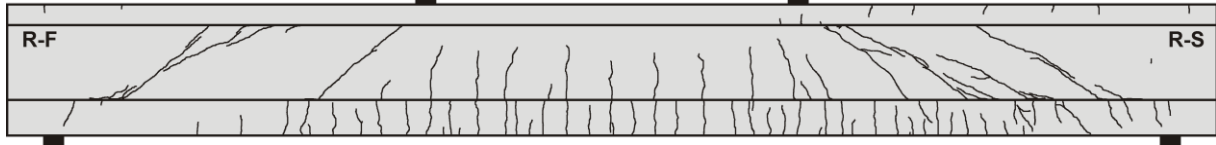
(1) σ_w bei Oberlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$ (2) σ_w bei Ober- und Unterlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$

Rissbilder

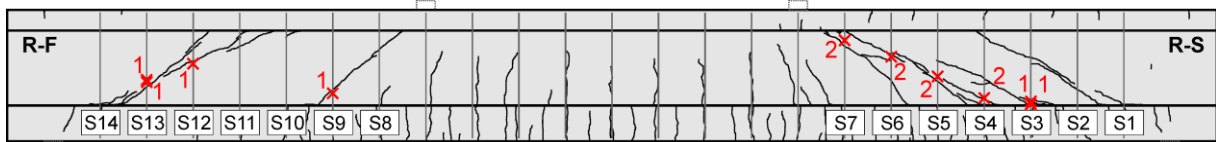
Lastwechsel 1



Lastwechsel 3.000.000



Bügelbrüche



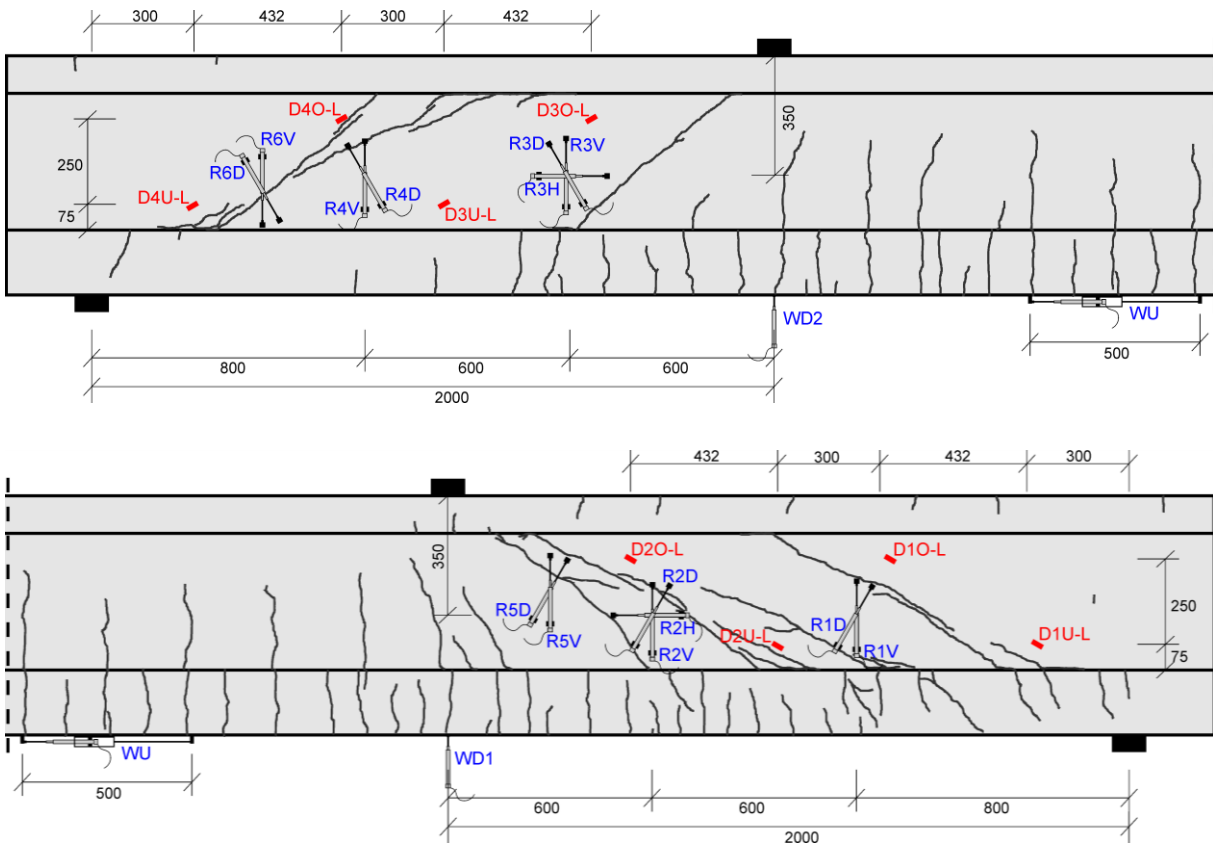
x2 : Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S8	V	
	R	
S9	V	
	R	2.754.000
S10	V	
	R	
S11	V	
	R	
S12	V	2.716.000
	R	
S13	V	2.134.000
	R	1.530.000
S14	V	
	R	

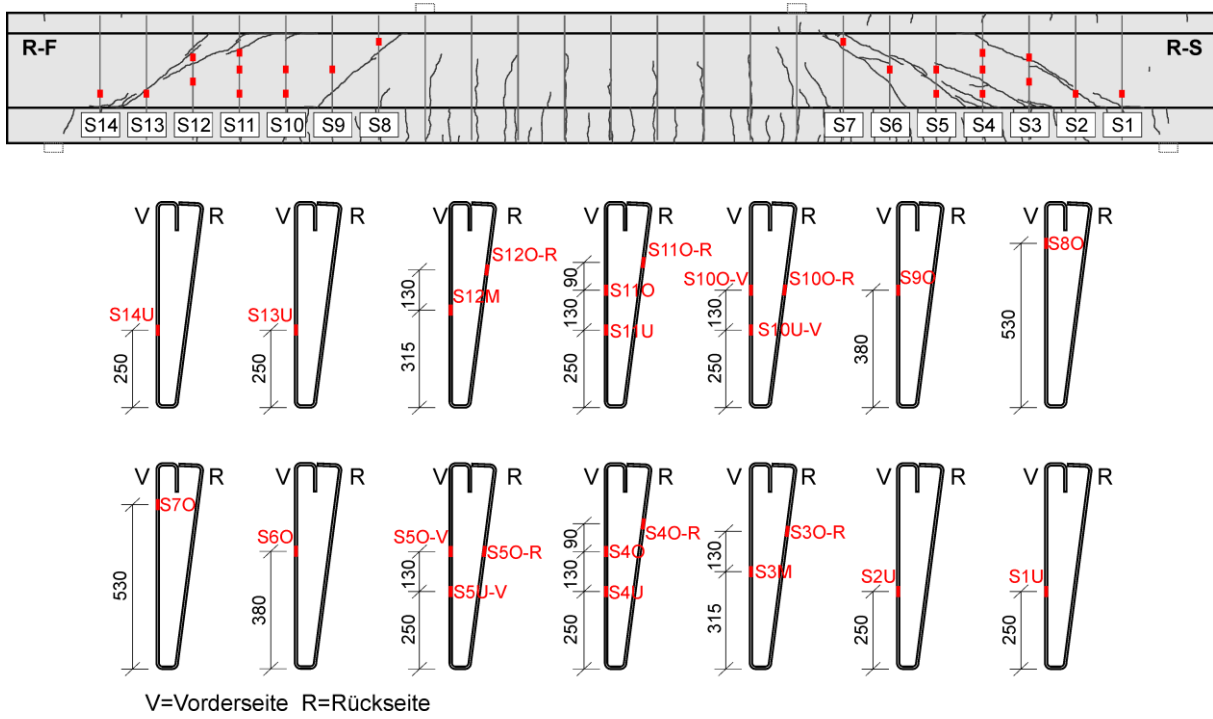
Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S1	V	
	R	
S2	V	
	R	
S3	V	2.623.000
	R	2.641.000
S4	V	1.722.000
	R	1.970.000
S5	V	400.000
	R	572.000
S6	V	946.000
	R	1.113.000
S7	V	2.046.000
	R	2.060.000

Messtechnikpläne

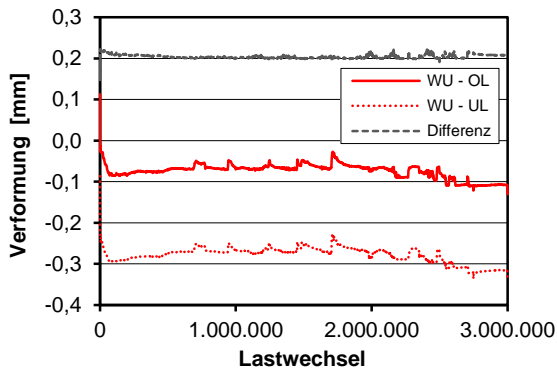
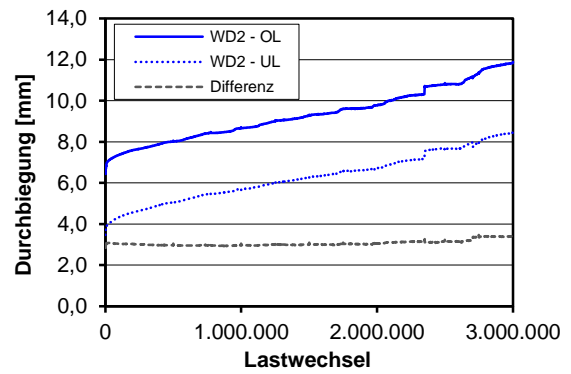
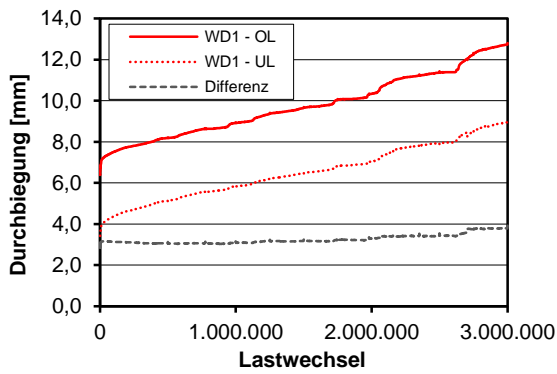
Träger



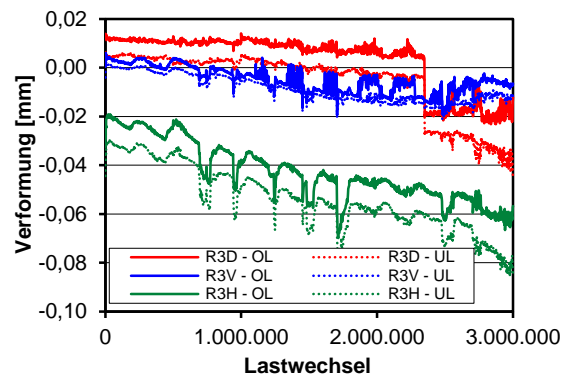
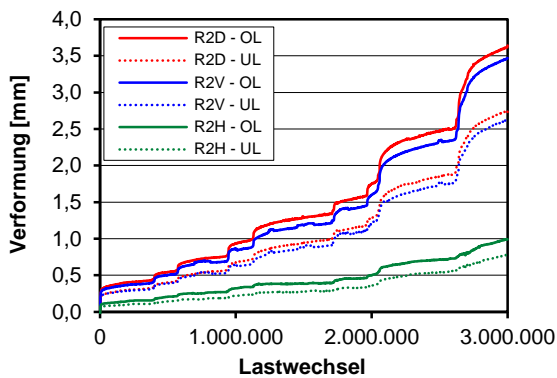
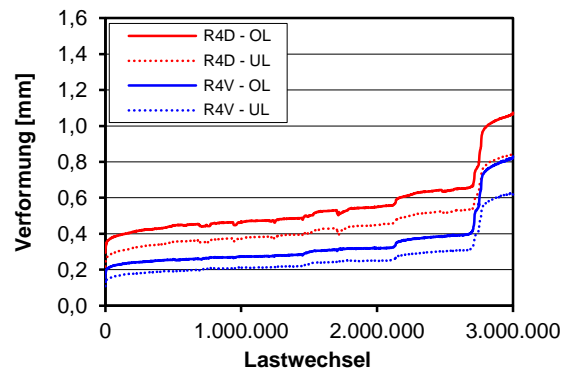
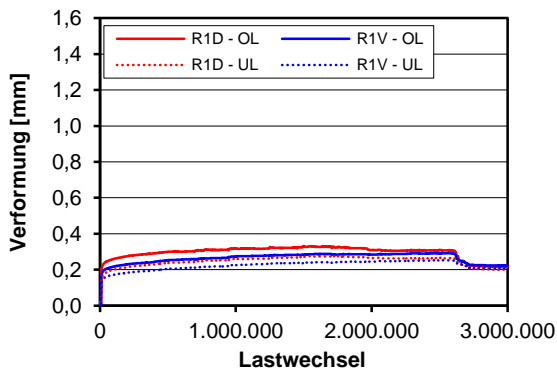
Bügelbewehrung

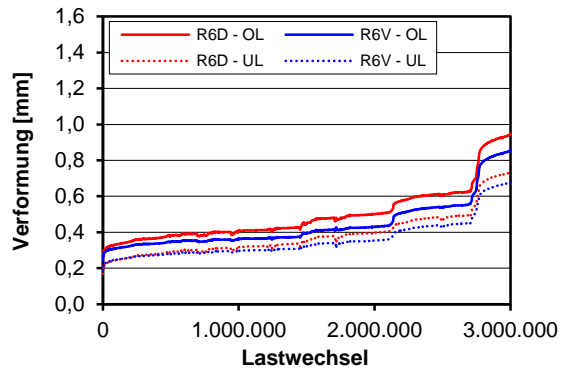
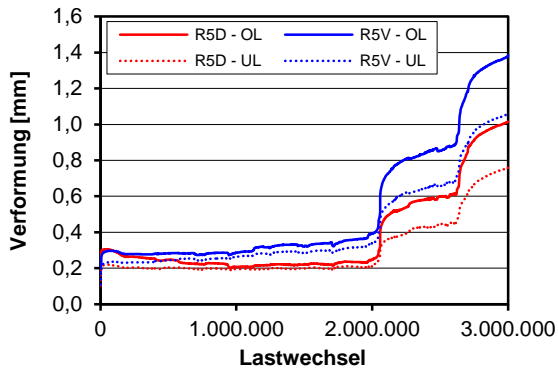


Durchbiegungen und Verformung Unterseite

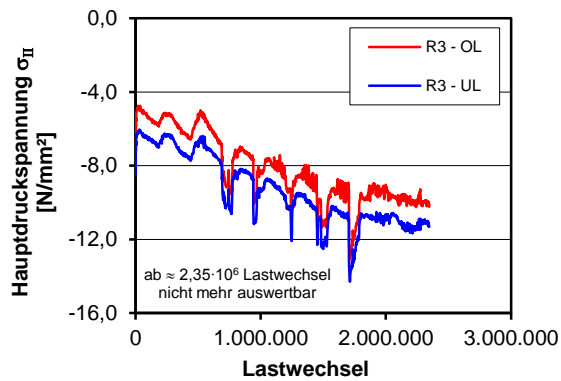
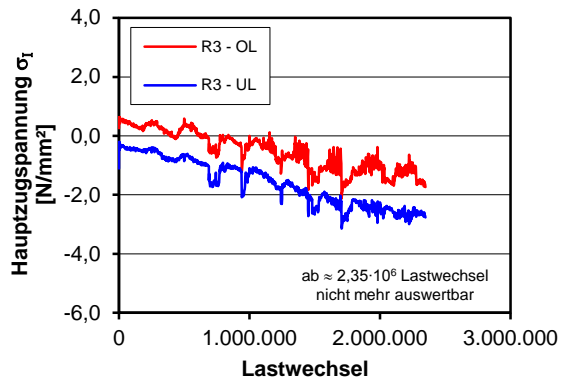
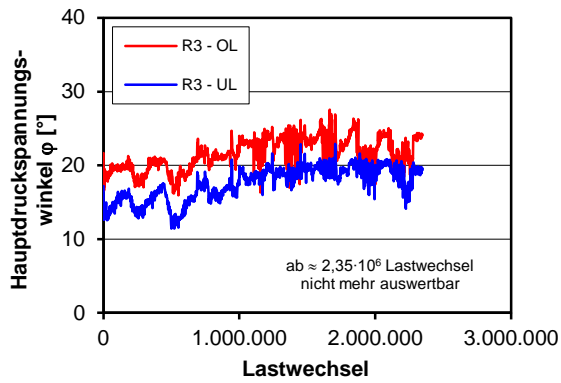


Verformung und Rissbreiten Steg



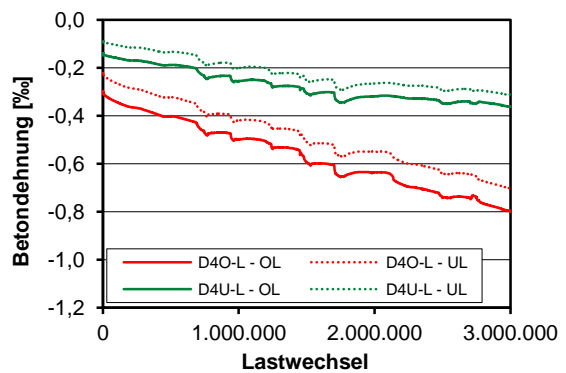
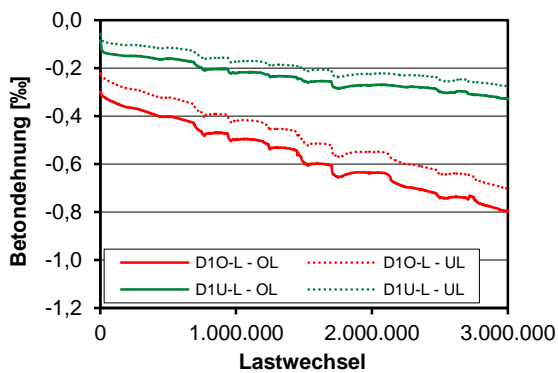


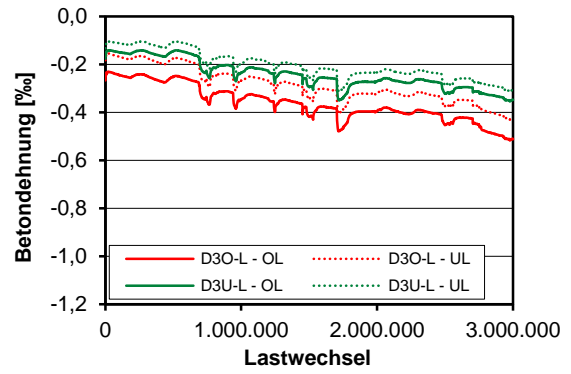
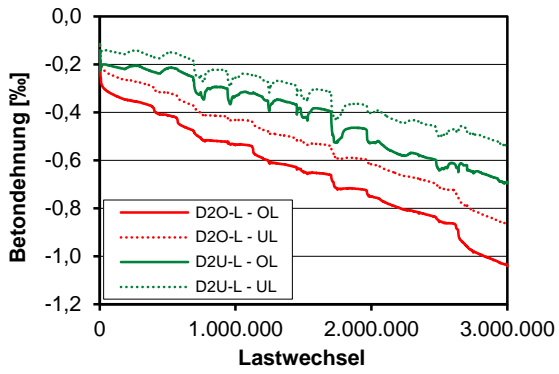
Auswertung Wegaufnahmeerrossetten



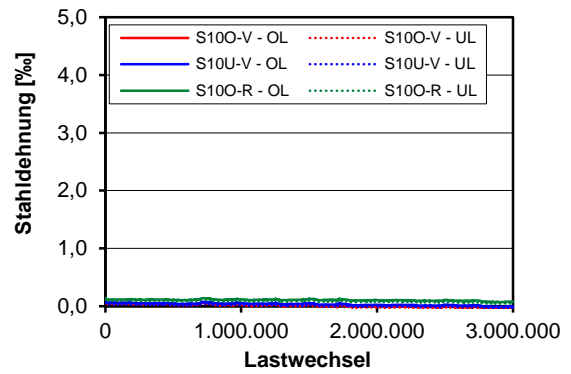
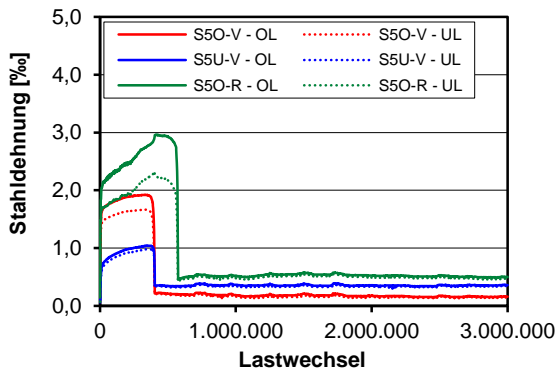
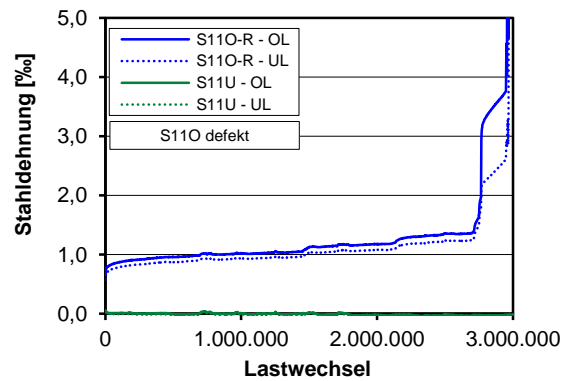
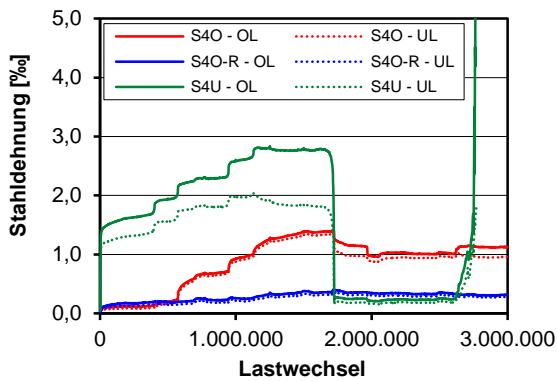
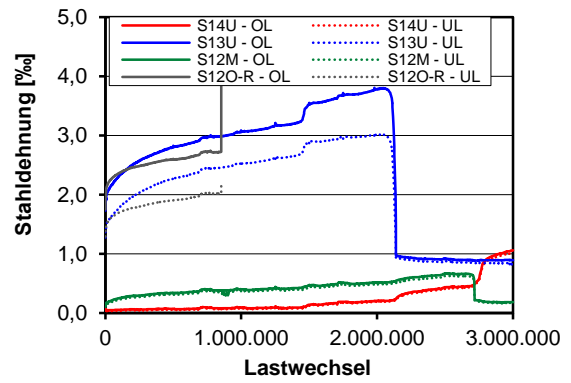
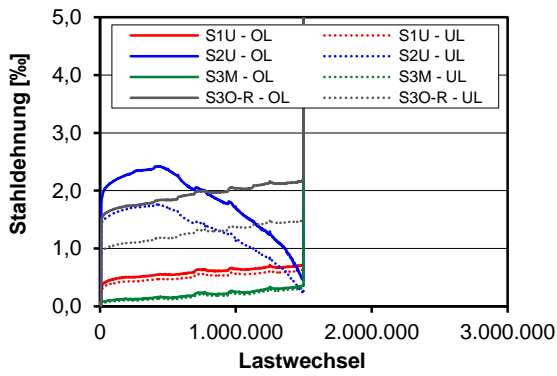
Rosette R2 nicht auswertbar

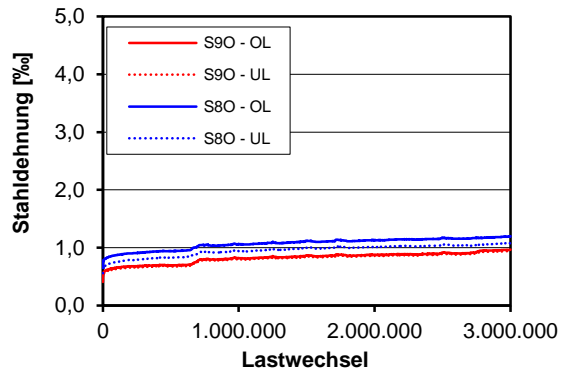
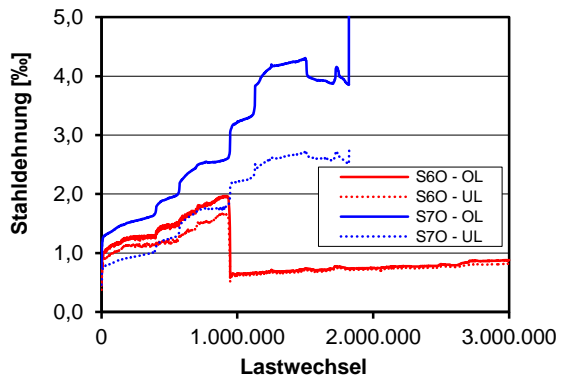
Betondehnungen



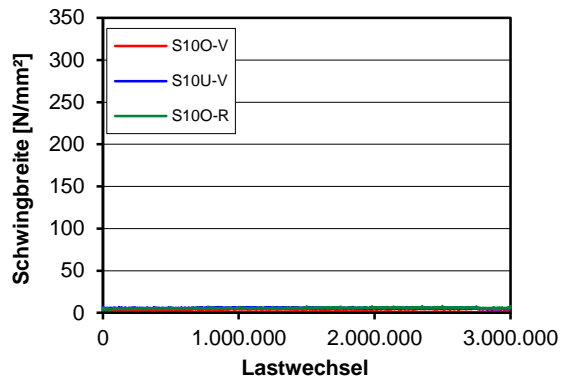
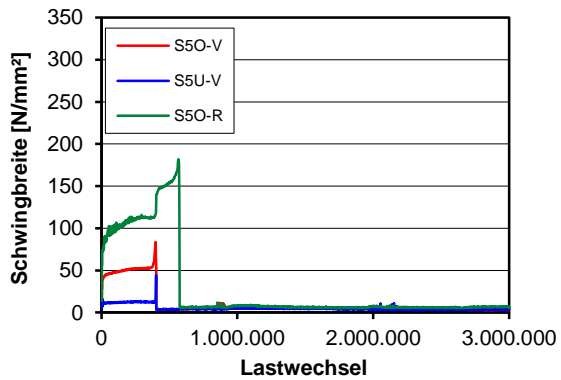
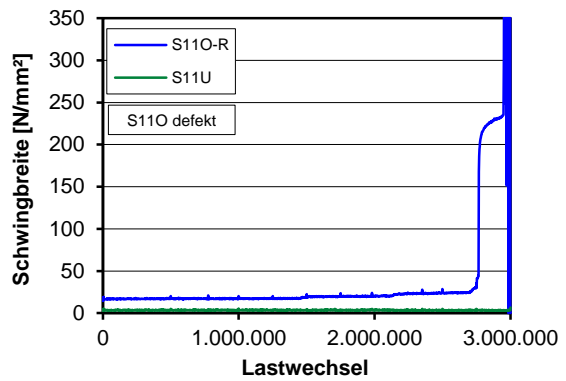
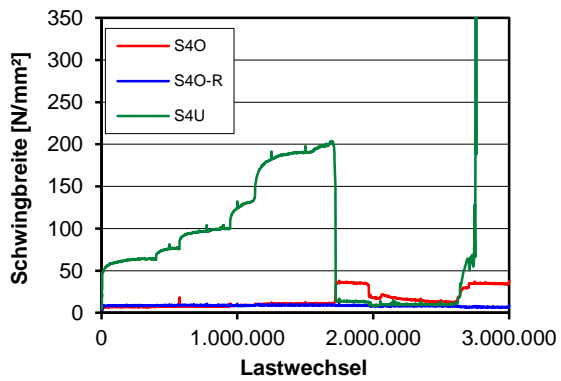
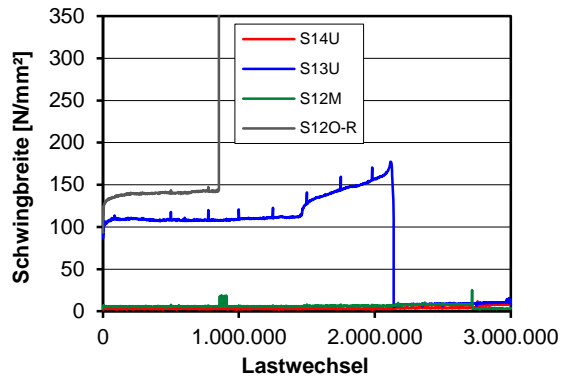
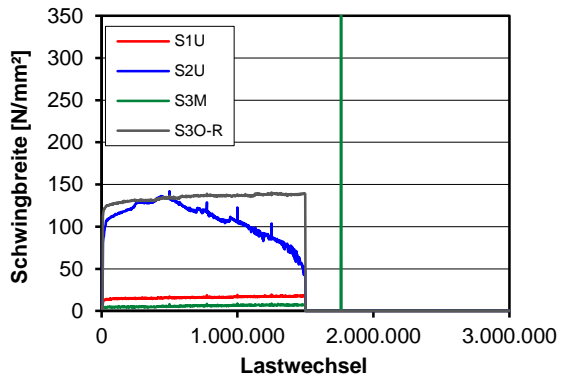


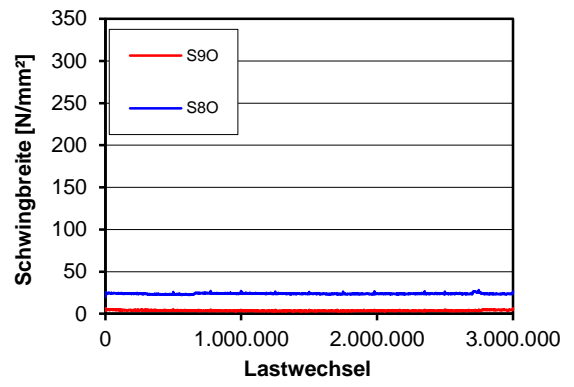
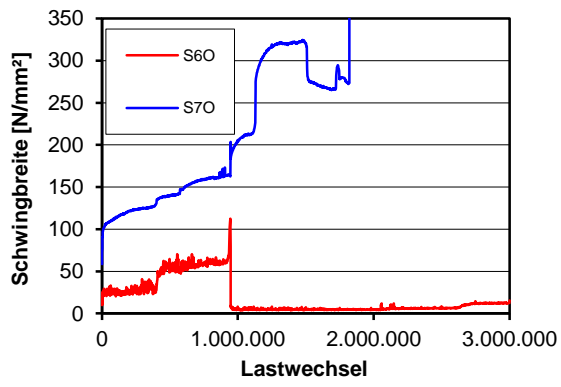
Dehnungen Bügelbewehrung



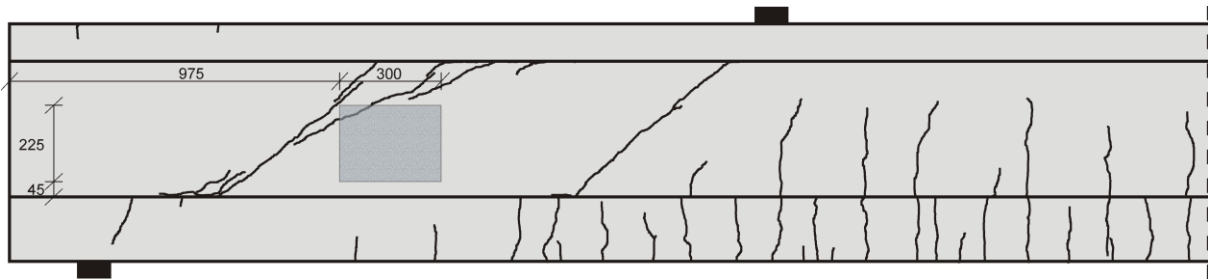


Schwingbreite Bügelspannungen

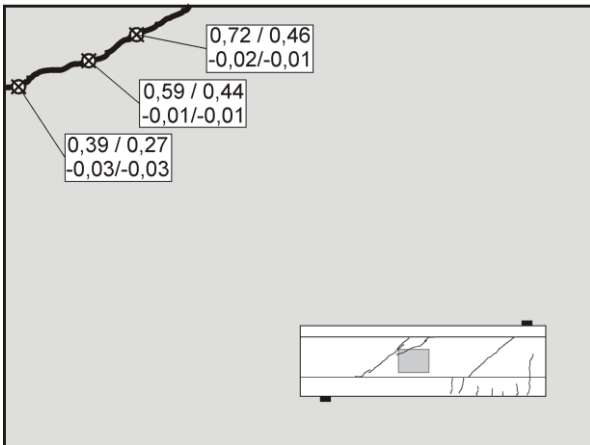




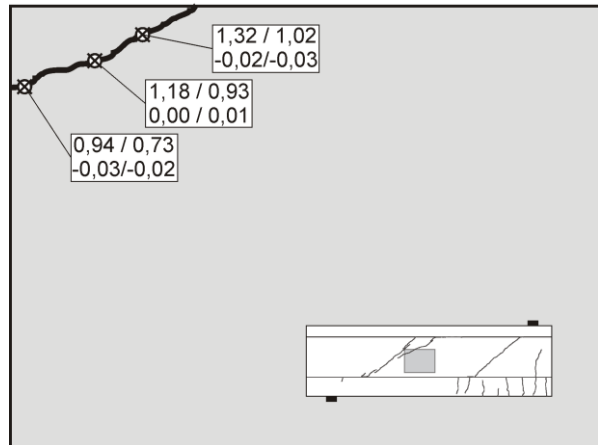
Photooptisches Messverfahren Aramis



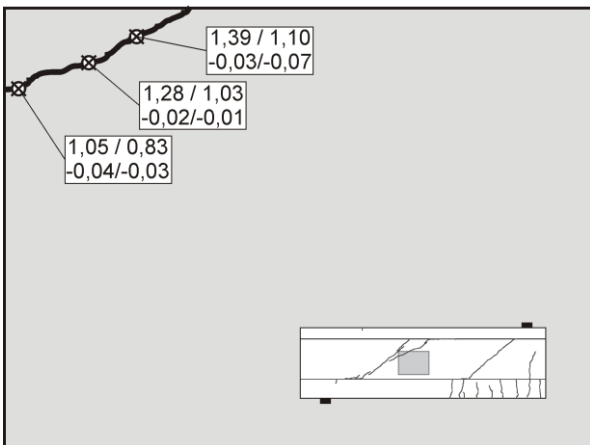
Lastwechsel 0.000.001



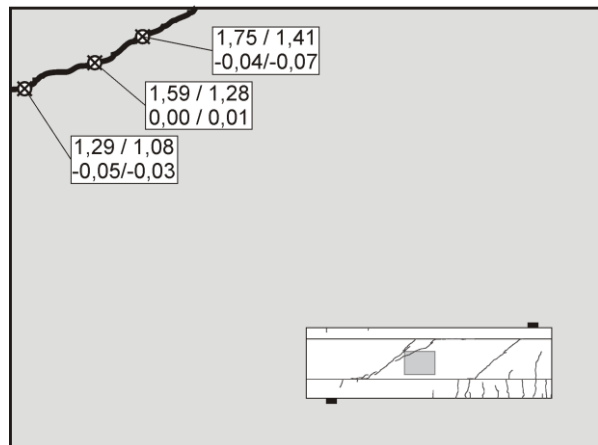
Lastwechsel 0.500.000



Lastwechsel 1.000.000

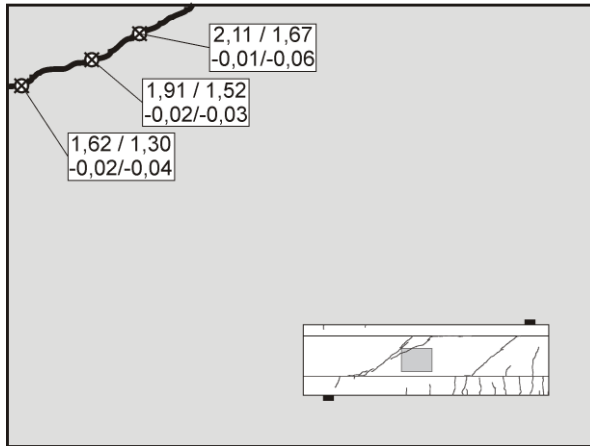


Lastwechsel 1.980.000

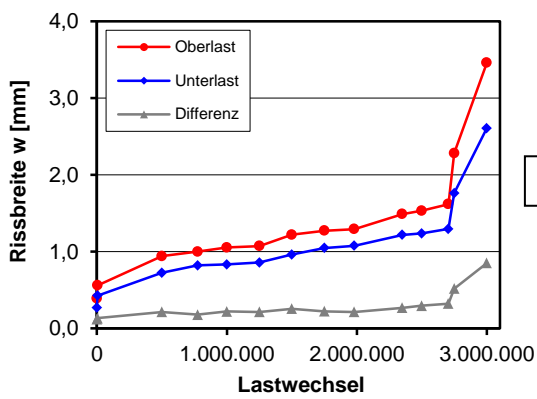
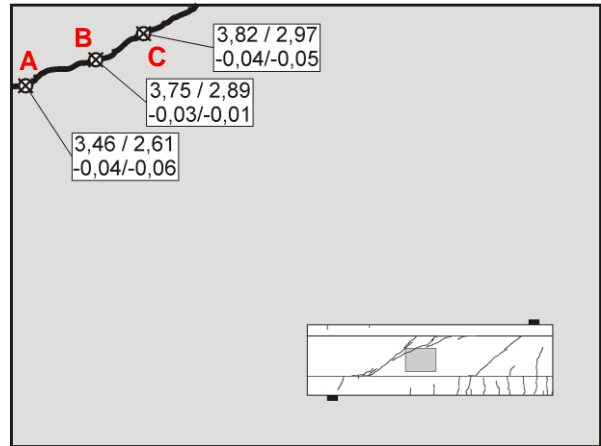


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

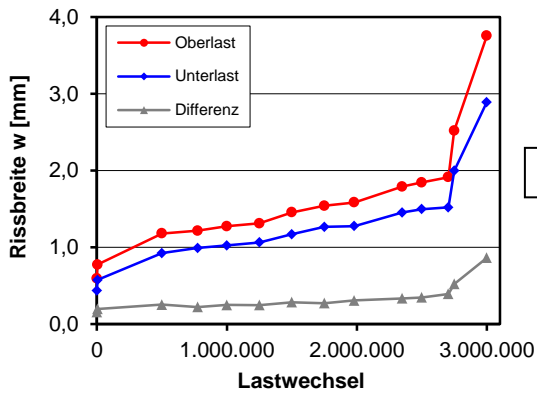
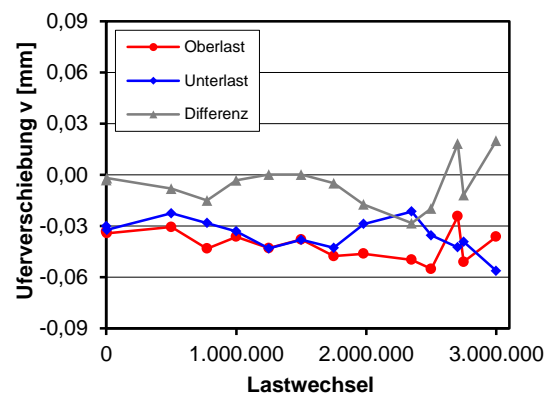
Lastwechsel 2.703.718



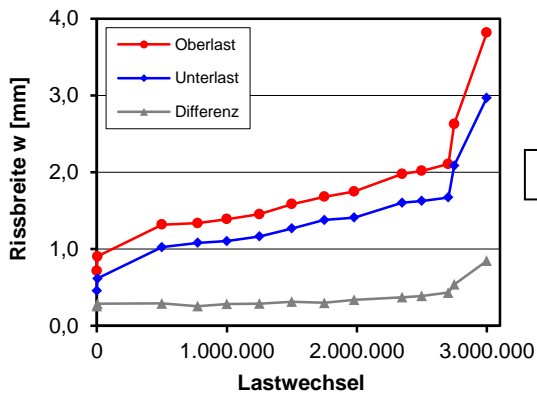
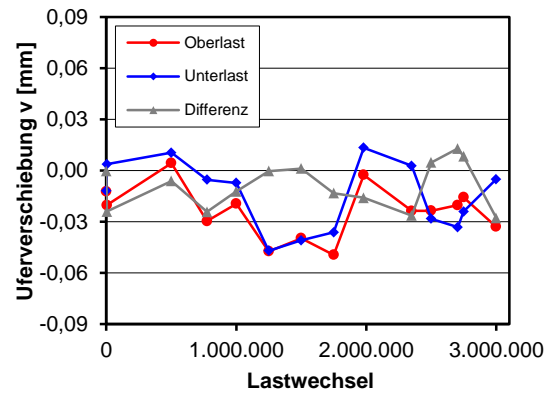
Lastwechsel 3.000.000



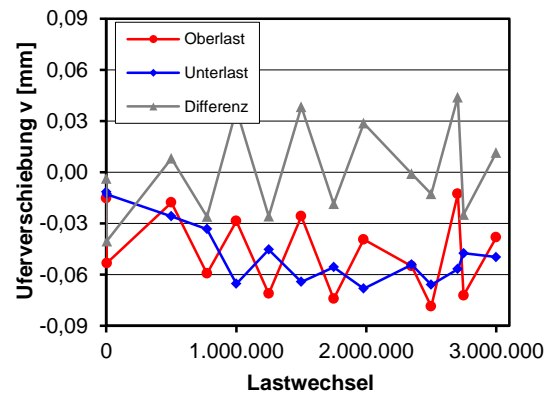
A



B



C



D.9 Träger I-22-6

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 314 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 34,0 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 2,54 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 22.700 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$ $f_{tm} = 633 \text{ N/mm}^2$ $E_{sm} = 203.761 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubrislast

statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 160 \text{ kN}$

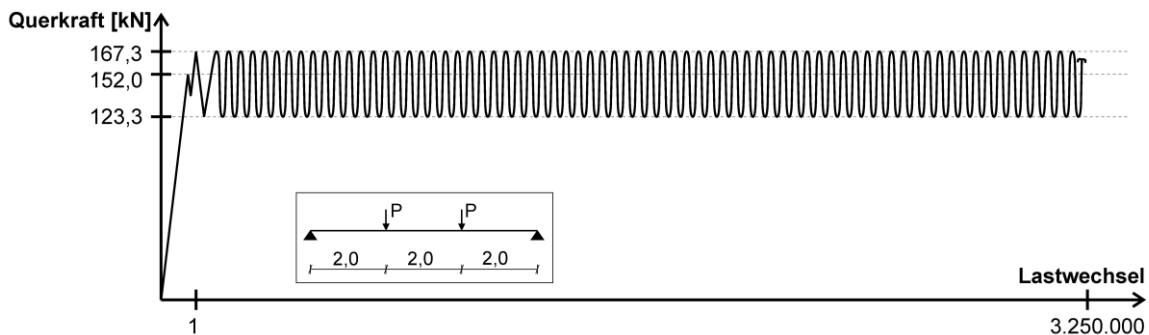
DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 123 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 178 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,sy} = 207 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1

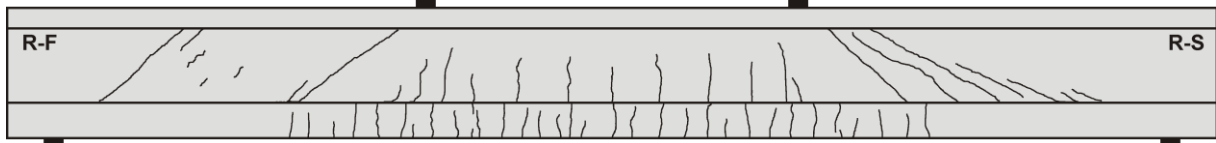


Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubris	152,0	-	-	-	-
1	3250	3250	nein	167,3	123,3	261 ⁽²⁾	163	190 ⁽¹⁾

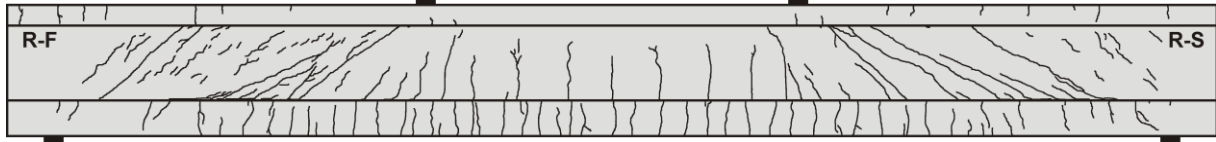
⁽¹⁾ σ_w bei Oberlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$ ⁽²⁾ σ_w bei Ober- und Unterlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$

Rissbilder

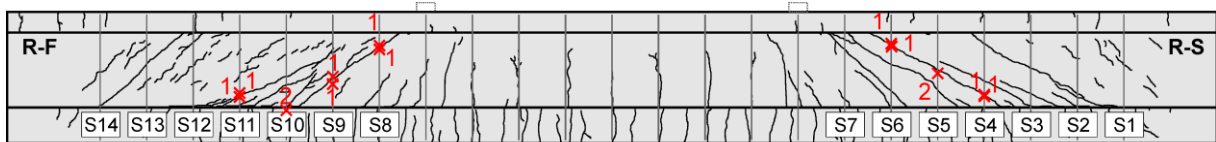
Lastwechsel 1



Lastwechsel 3.250.000



Bügelbrüche



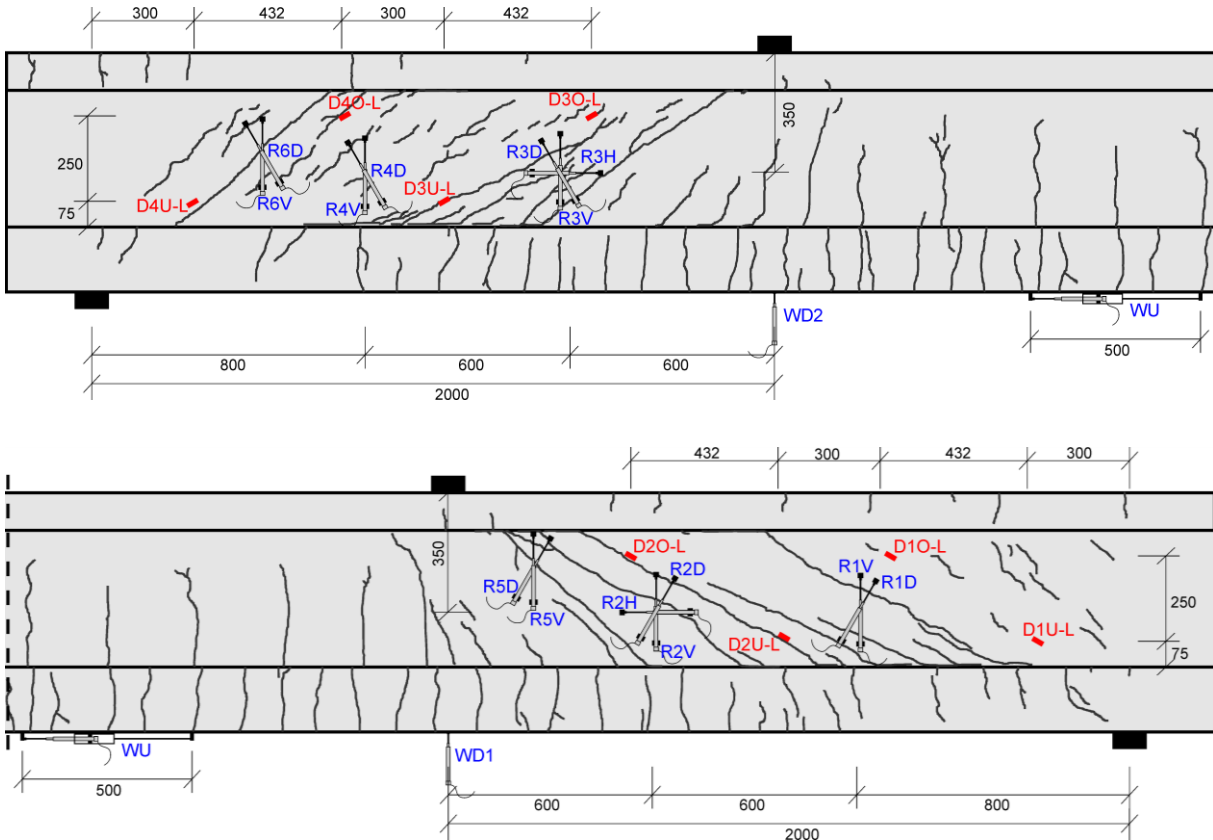
x2: Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S8	V	1.004.000
	R	1.410.000
S9	V	456.000
	R	576.000
S10	V	2.170.000
	R	2.170.000
S11	V	2.972.000
	R	2.768.000
S12	V	
	R	
S13	V	
	R	
S14	V	
	R	

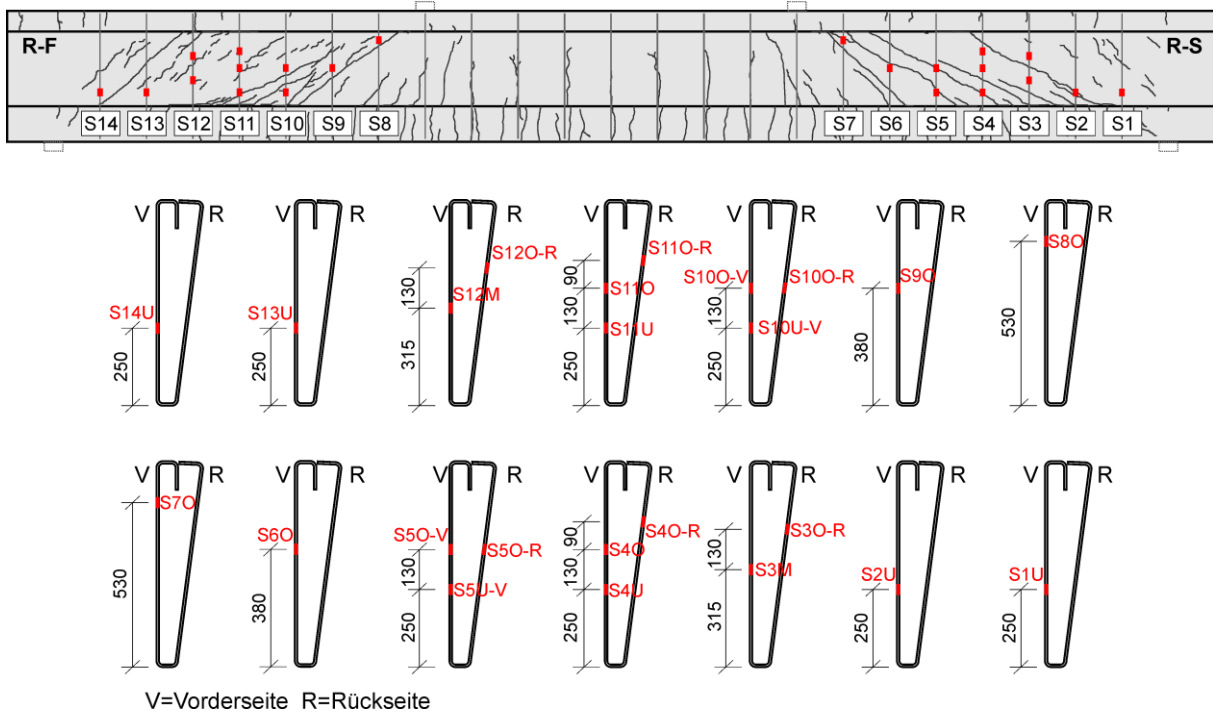
Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S1	V	
	R	
S2	V	
	R	
S3	V	
	R	
S4	V	2.958.000
	R	3.122.000
S5	V	550.000
	R	2.294.000
S6	V	2.634.000
	R	2.060.000
S7	V	
	R	

Messtechnikpläne

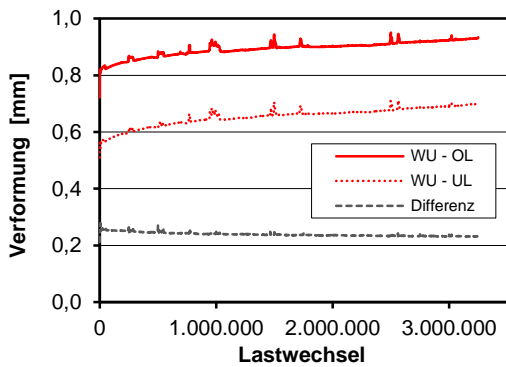
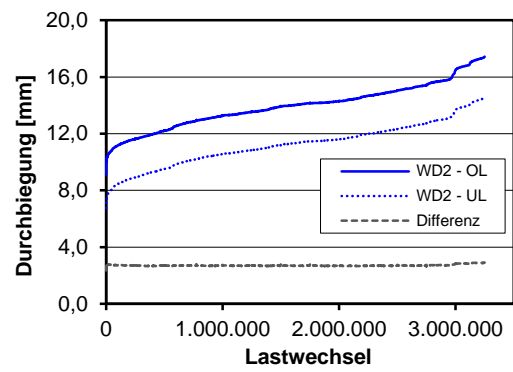
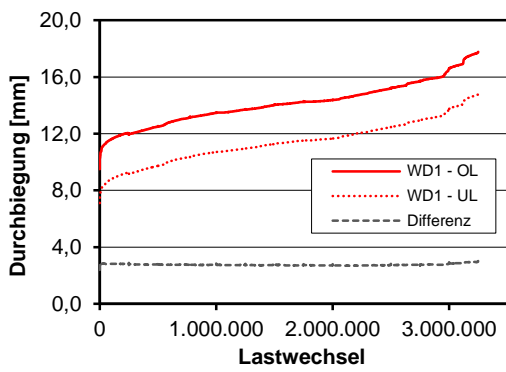
Träger



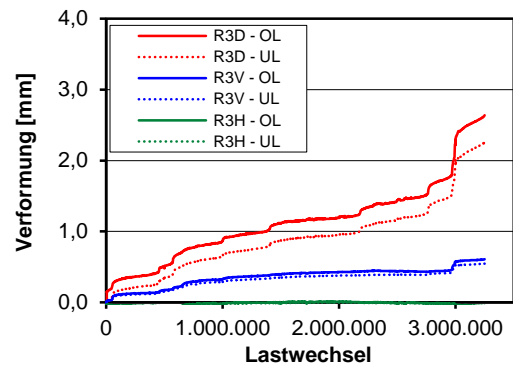
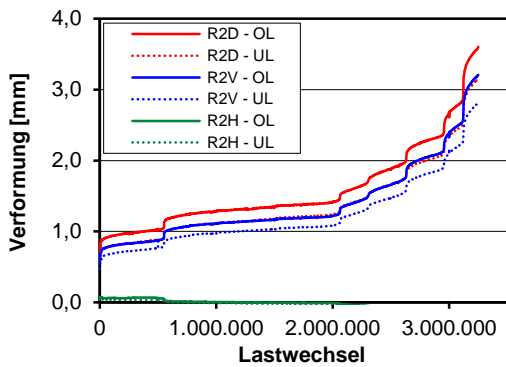
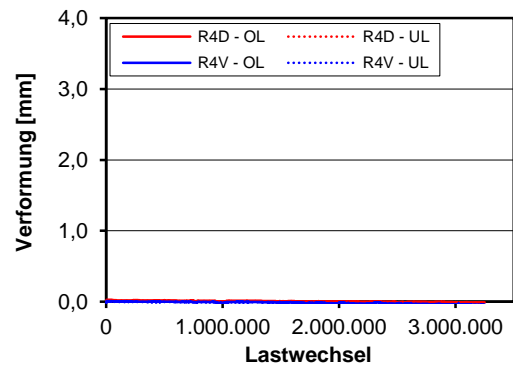
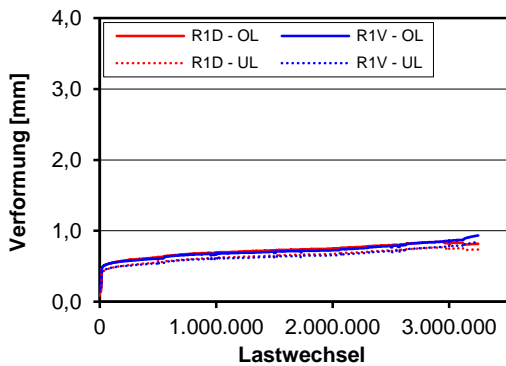
Bügelbewehrung

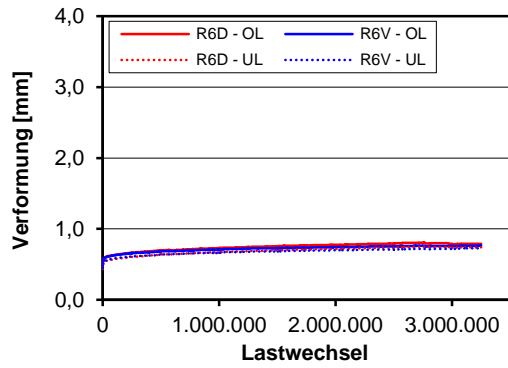
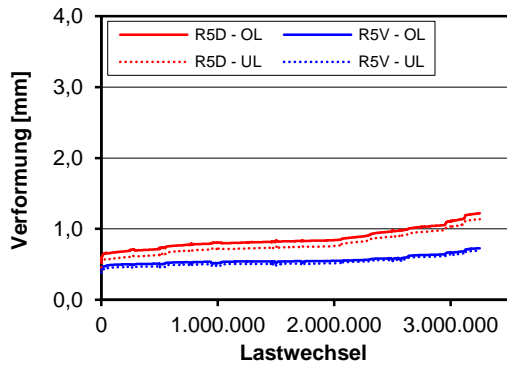


Durchbiegungen und Verformung Unterseite



Verformung und Rissbreiten Steg

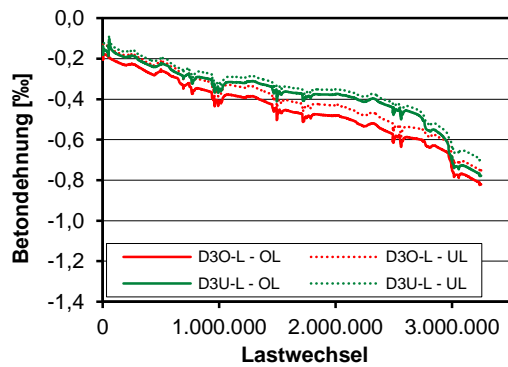
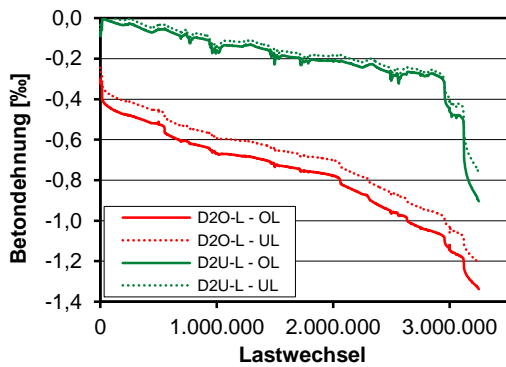
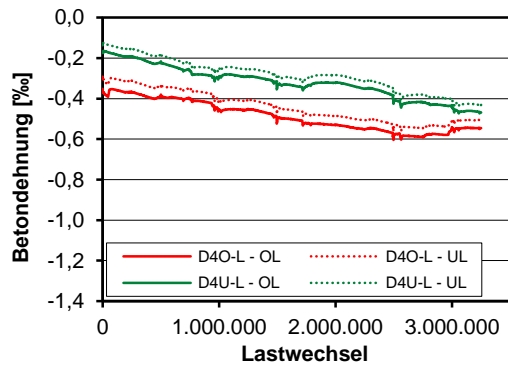
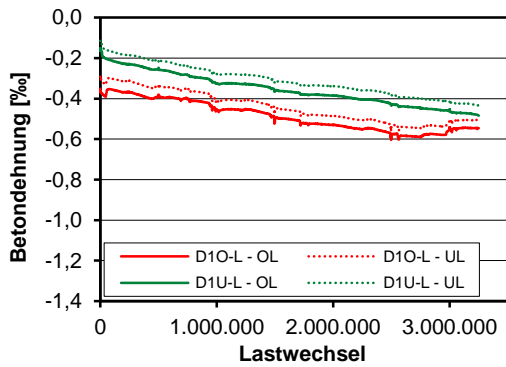




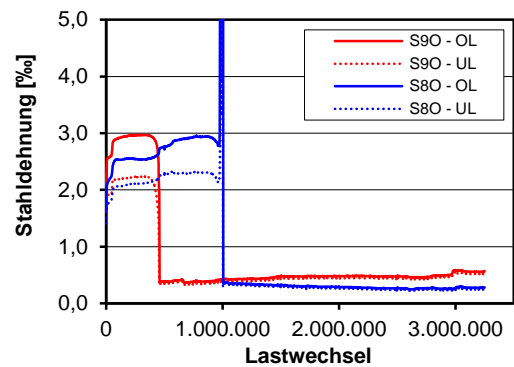
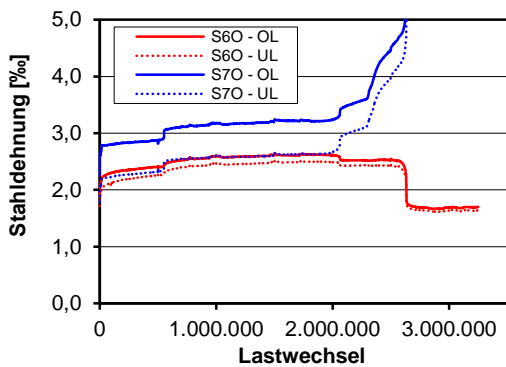
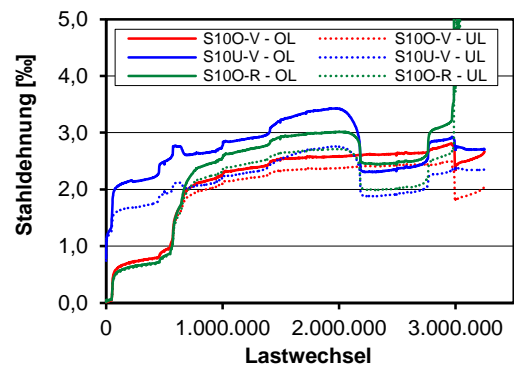
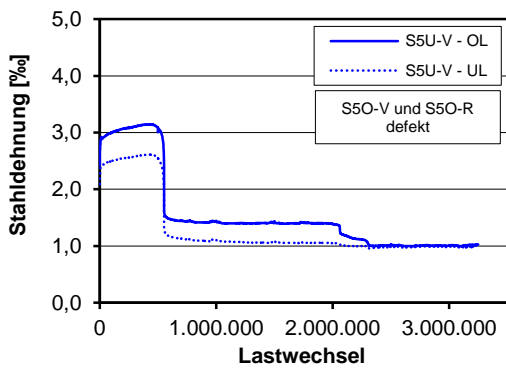
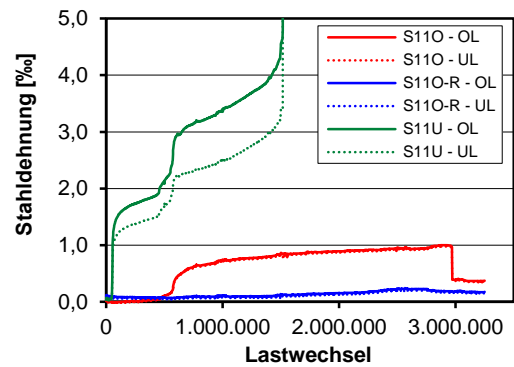
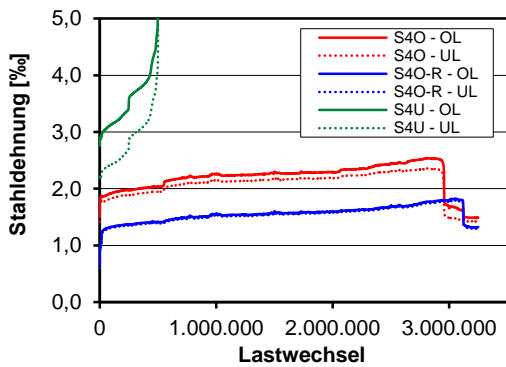
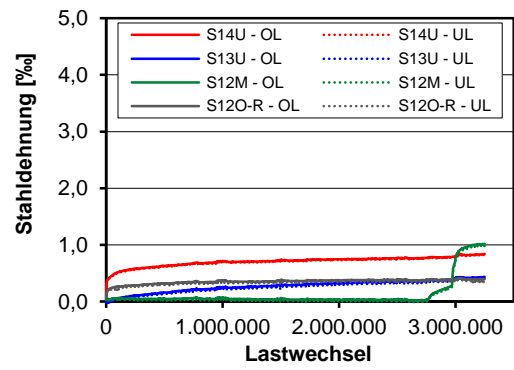
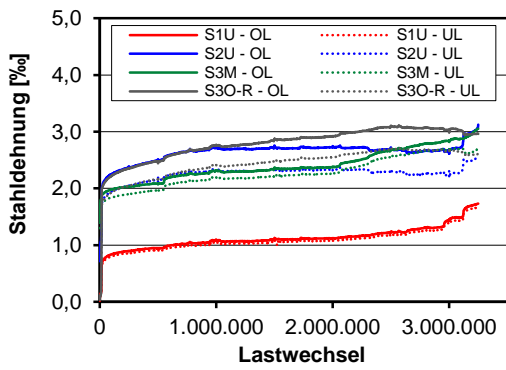
Auswertung Wegaufnahme Rosetten

Rosetten R2 und R3 nicht auswertbar, da nach statischer Erstbelastung bereits Riss in Messfeldern

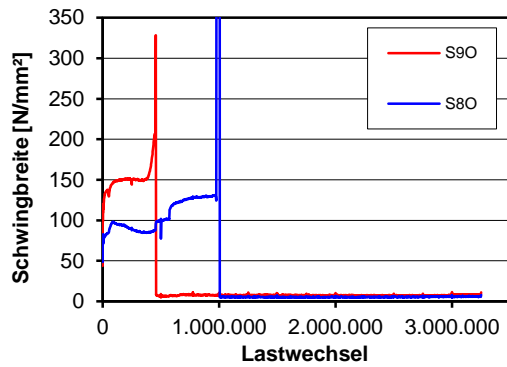
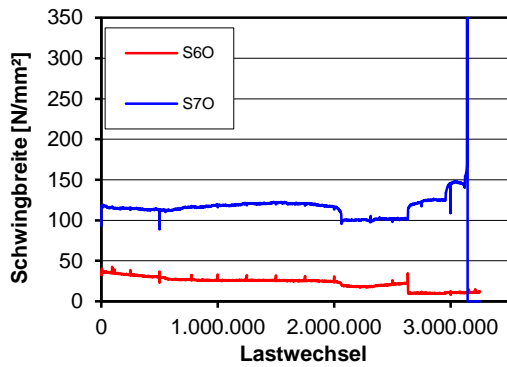
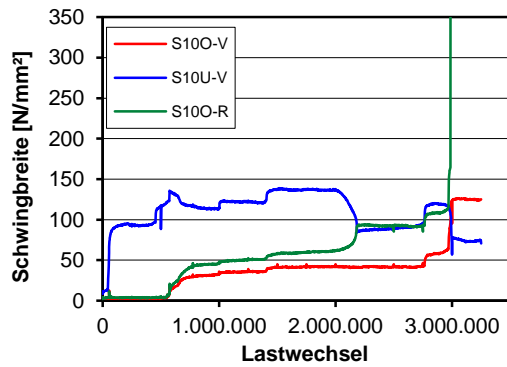
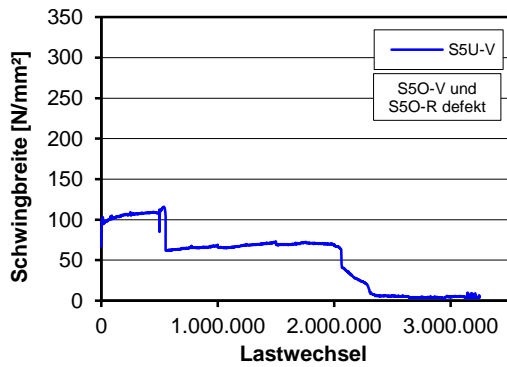
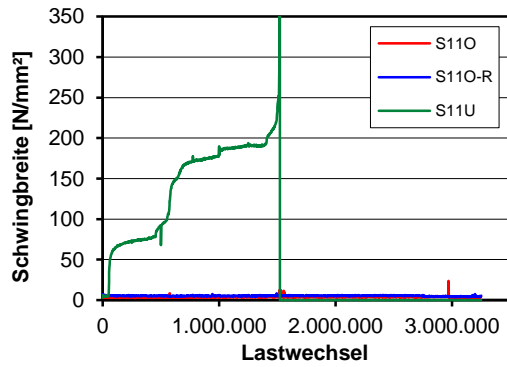
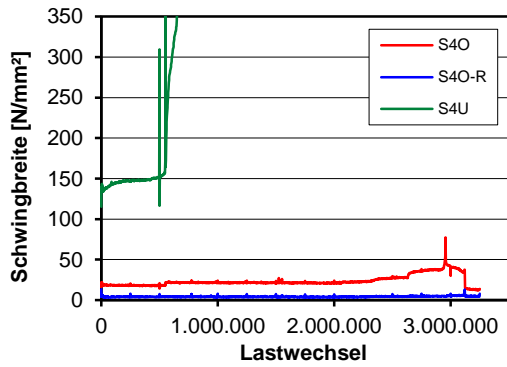
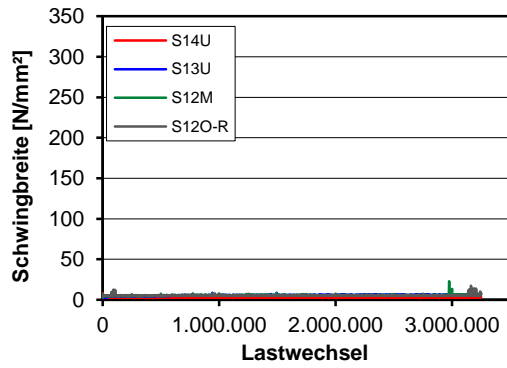
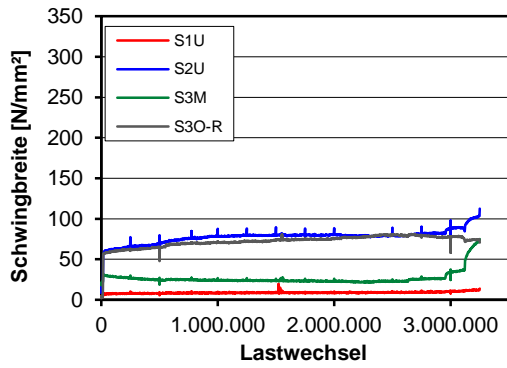
Betondehnungen



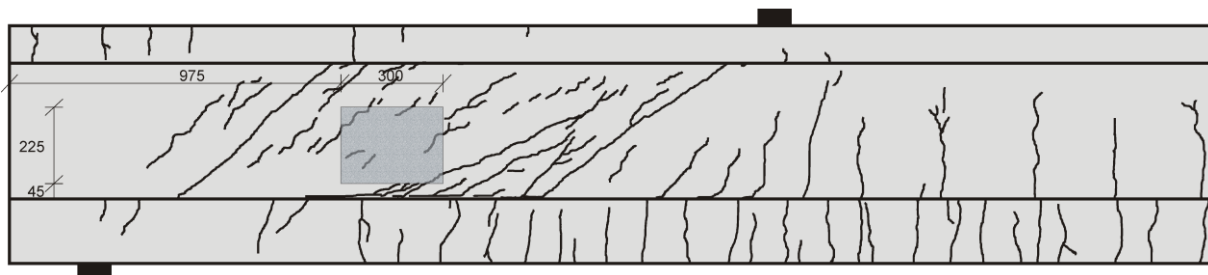
Dehnungen Bügelbewehrung



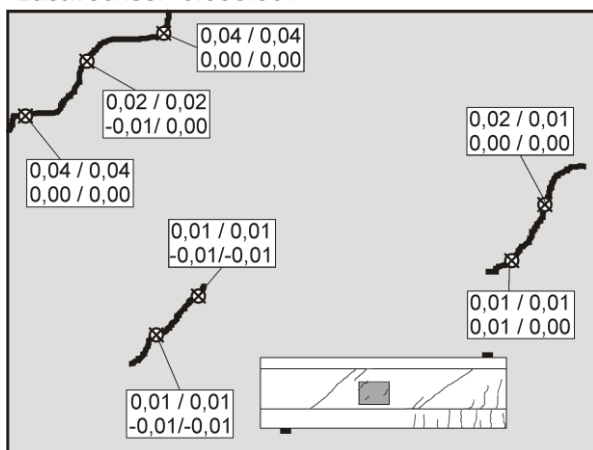
Schwingbreite BÜGELSPANNUNGEN



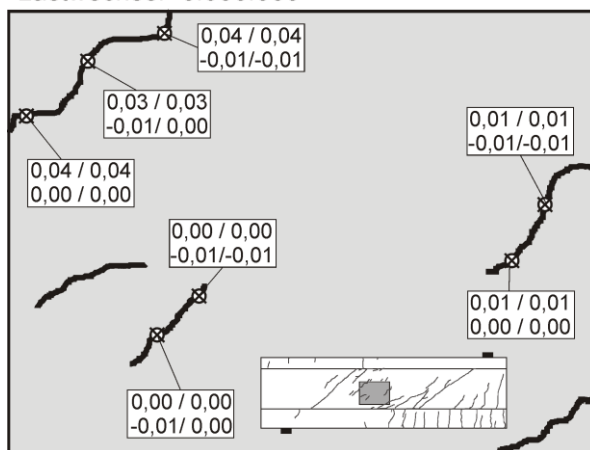
Photooptisches Messverfahren Aramis



Lastwechsel 0.000.001

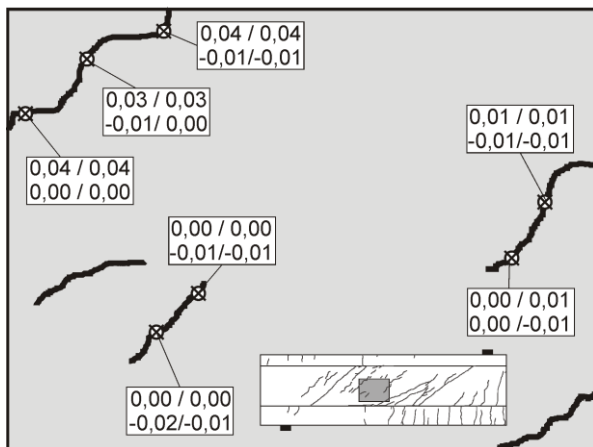


Lastwechsel 0.500.000

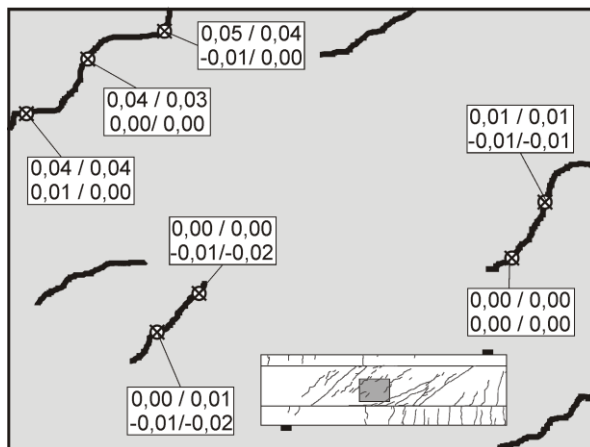


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

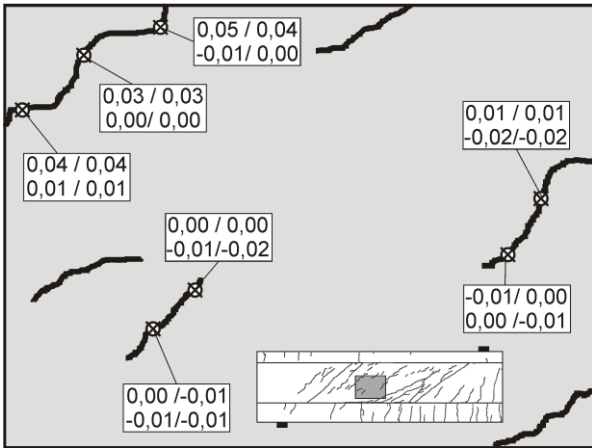
Lastwechsel 1.000.000



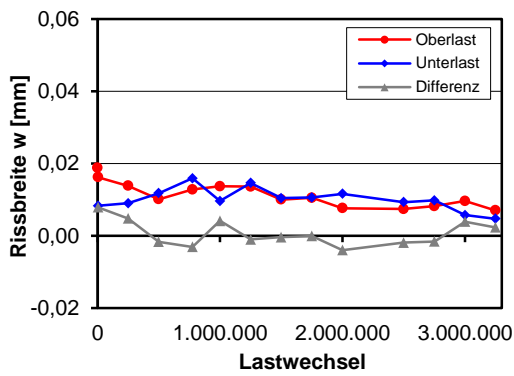
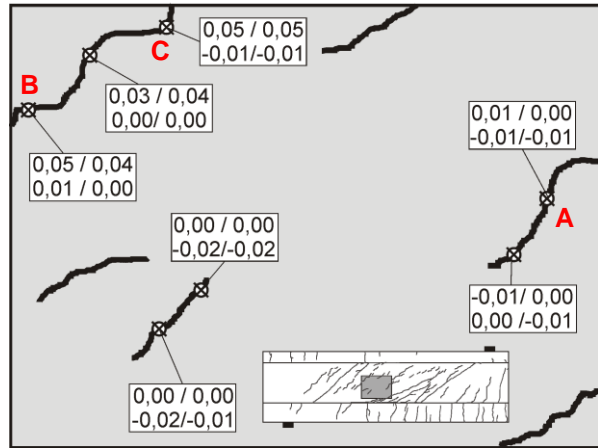
Lastwechsel 2.000.000



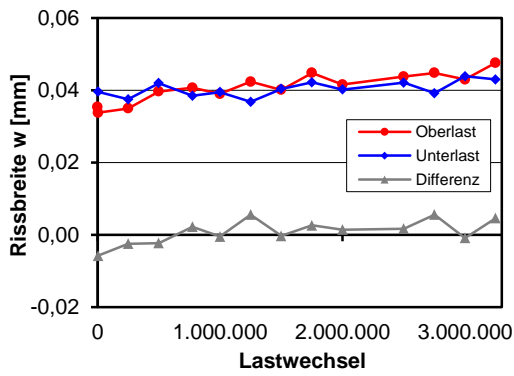
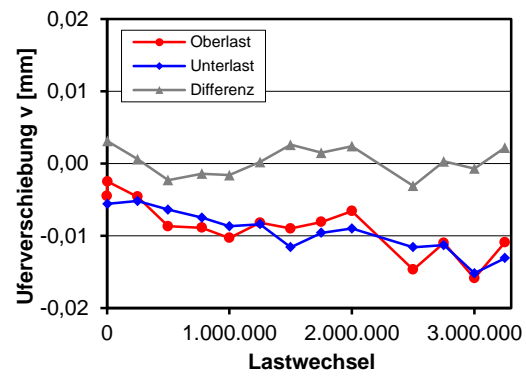
Lastwechsel 3.000.000



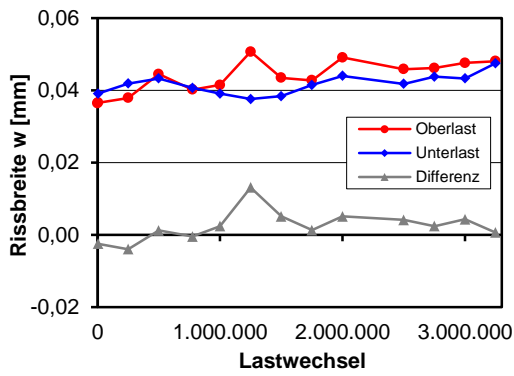
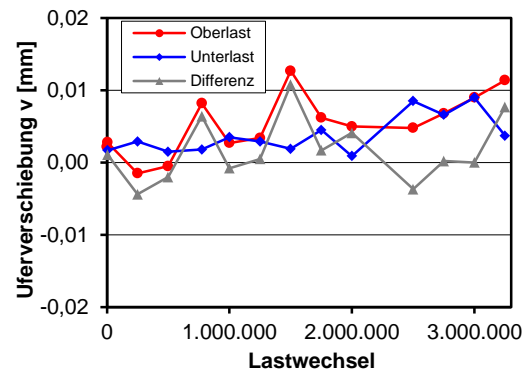
Lastwechsel 3.250.000



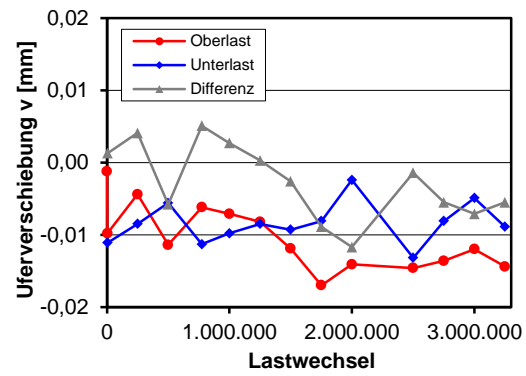
A



B



C



D.10 Träger I-22-7

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 314 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 32,0 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctm,tm} = 2,55 \text{ N/mm}^2$

$E_{cm,tm} = 23.867 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$

$f_{tm} = 633 \text{ N/mm}^2$

$E_{sm} = 203.761 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubrislast

statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 160 \text{ kN}$

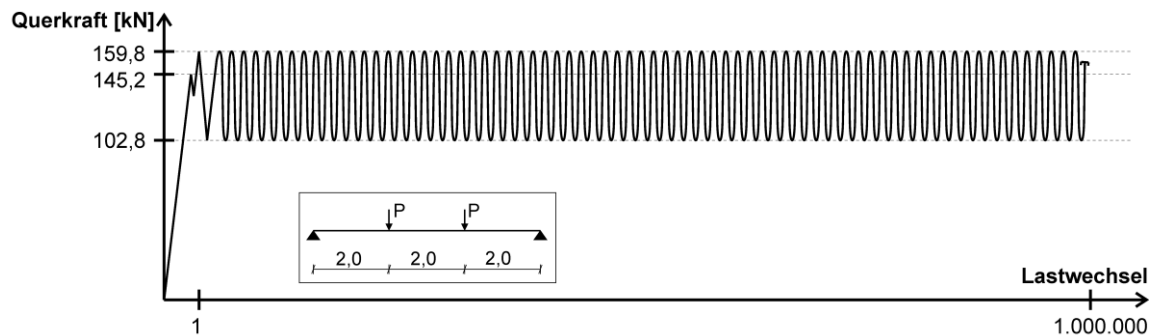
DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 122 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 176 \text{ kN}$

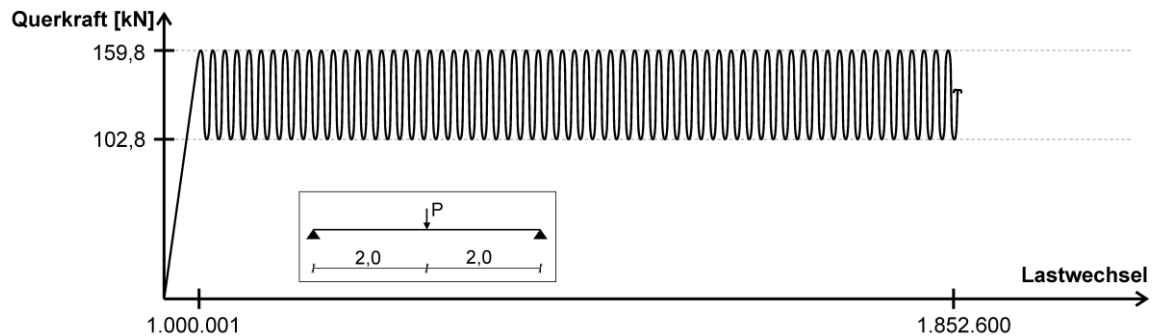
Görtz: $V_{Rm,sy} = 207 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



Teilversuch 2

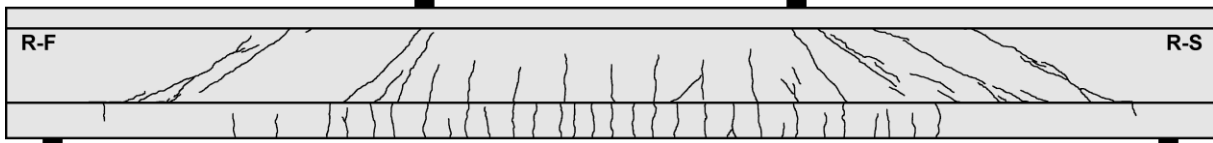


Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubris	145,2	-	-	-	-
1	1000	1000	Abbruch	159,8	102,8	339 ⁽¹⁾	214	248 ⁽¹⁾
2	852,6	1852,6	zyklisch	159,8	102,8	339 ⁽¹⁾	214	248 ⁽¹⁾

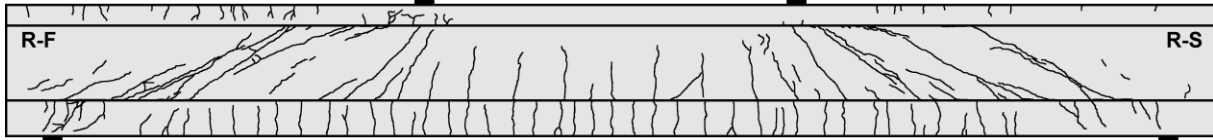
(1) σ_w bei Oberlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$ (2) σ_w bei Ober- und Unterlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$

Rissbilder

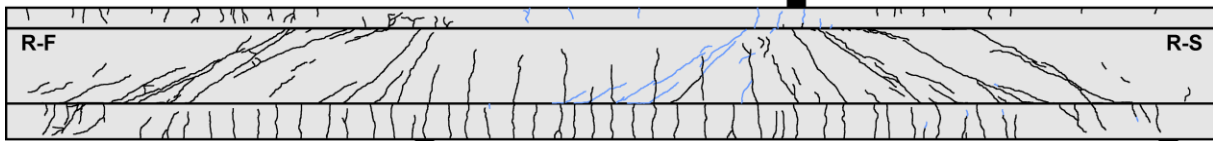
Lastwechsel 1



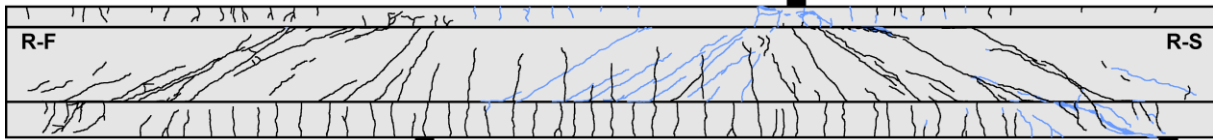
Lastwechsel 1.000.000



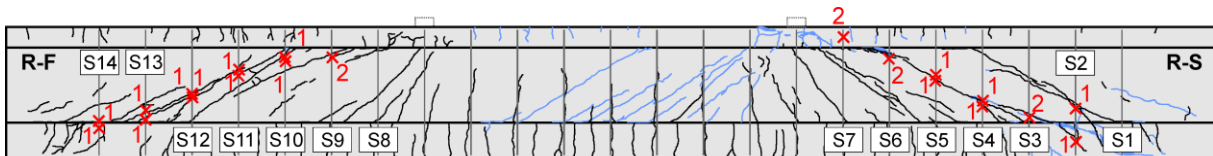
Lastwechsel 1.000.001



Lastwechsel 1.825.600



Bügelbrüche



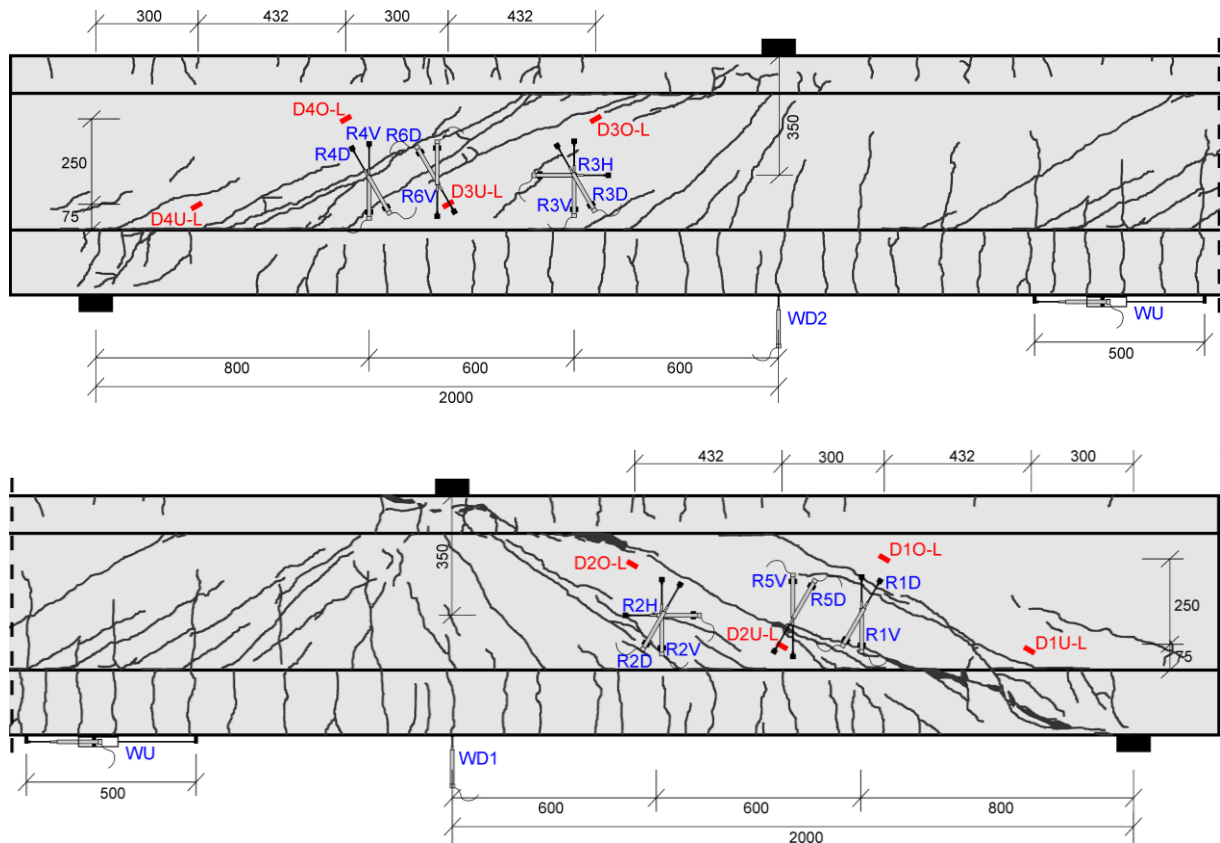
x²: Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	N _{test,frac}
S8	V	
	R	
S9	V	662.000
	R	674.000
S10	V	434.000
	R	466.000
S11	V	656.000
	R	606.000
S12	V	448.000
	R	438.000
S13	V	817.000
	R	724.000
S14	V	804.000
	R	764.000

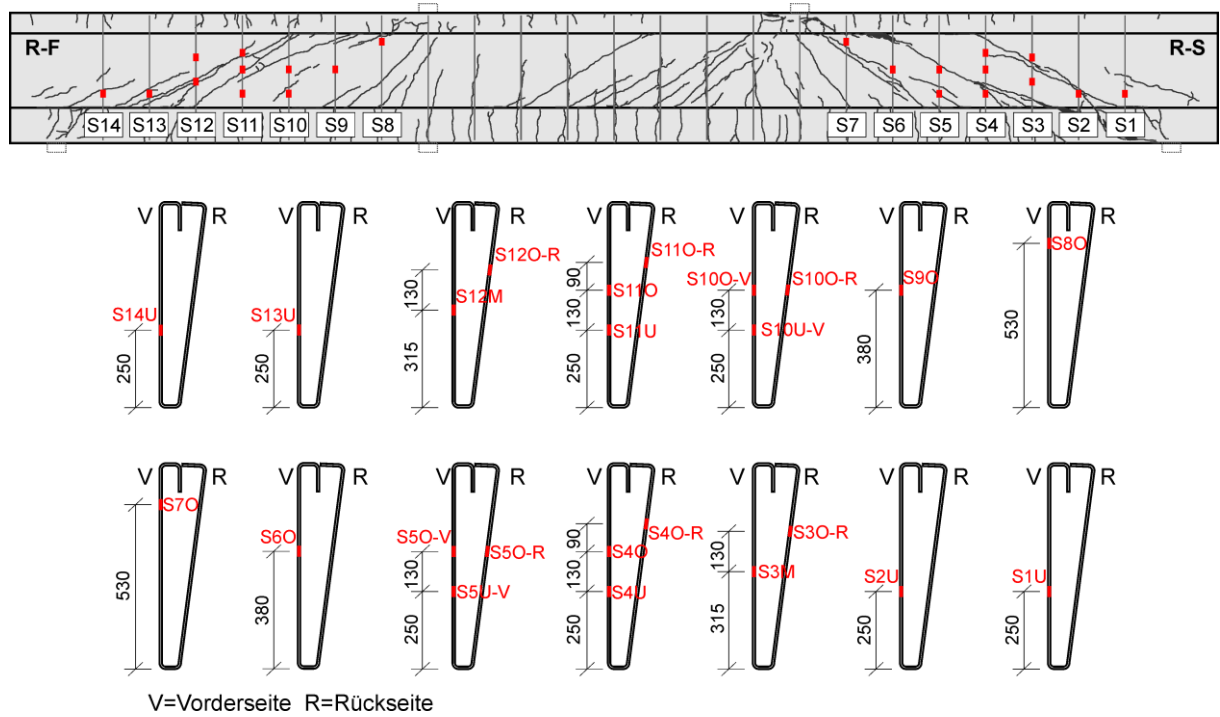
Bügel	Seite	N _{test,frac}
S1	V	
	R	
S2	V	1.680.000
	R	1.698.000
S3	V	1.258.000
	R	1.272.000
S4	V	686.000
	R	686.000
S5	V	366.000
	R	458.000
S6	V	923.000
	R	1.005.000
S7	V	1.610.000
	R	1.626.000

Messtechnikpläne

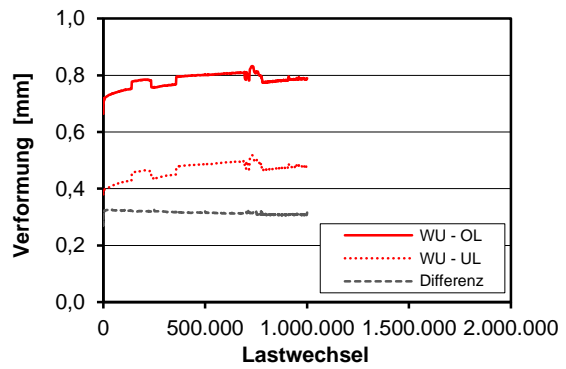
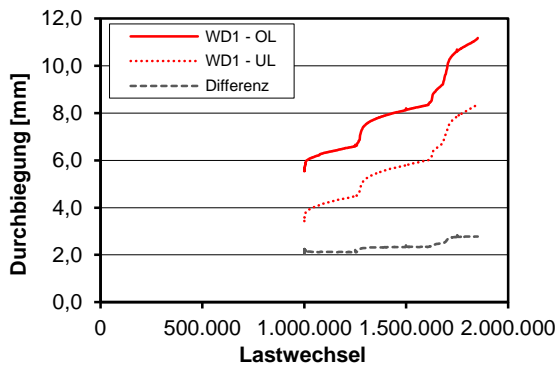
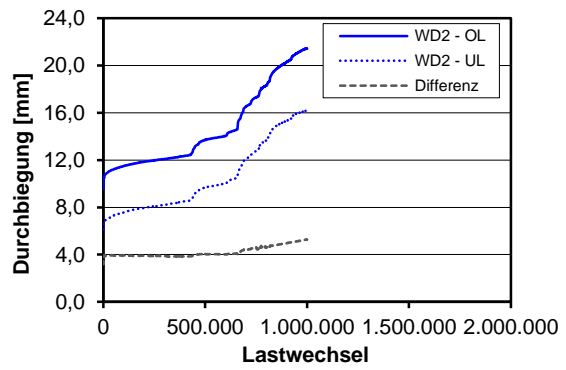
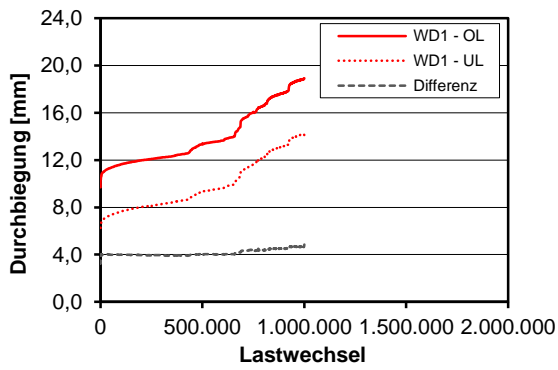
Träger



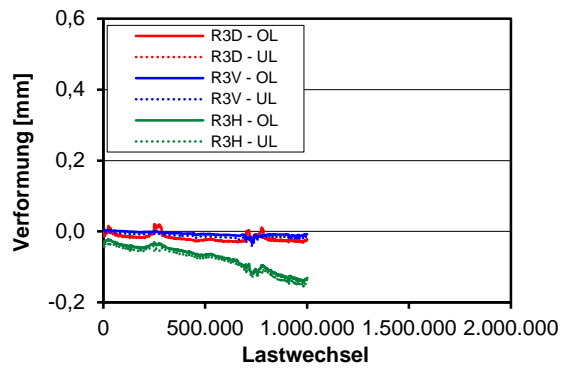
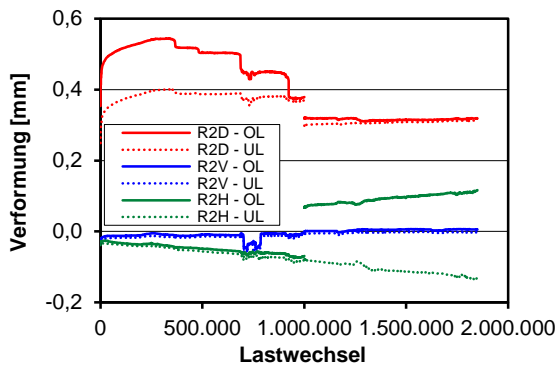
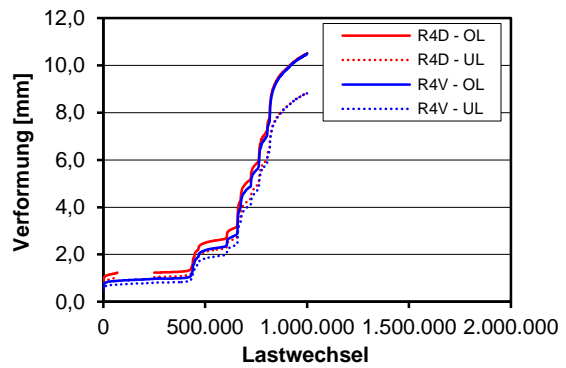
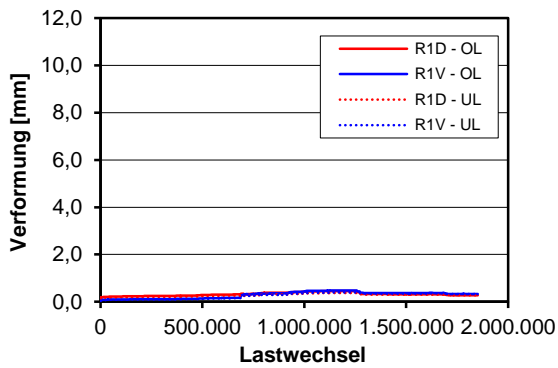
Bügelbewehrung

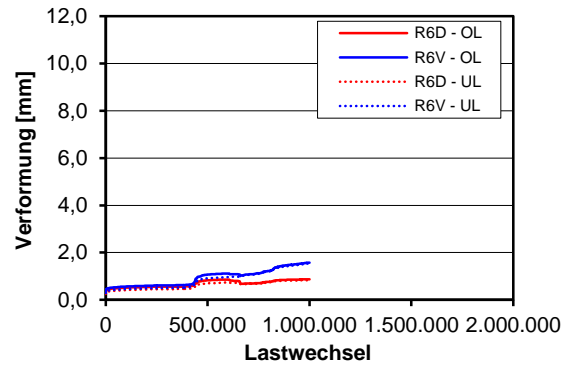
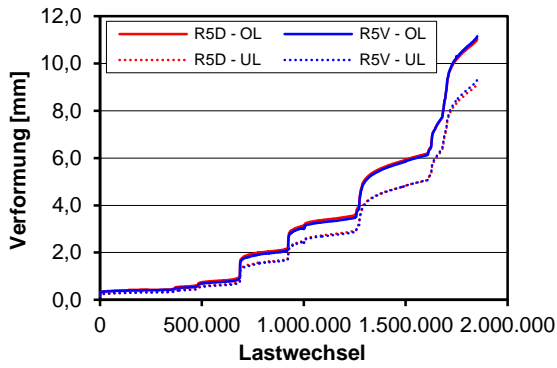


Durchbiegungen und Verformung Unterseite

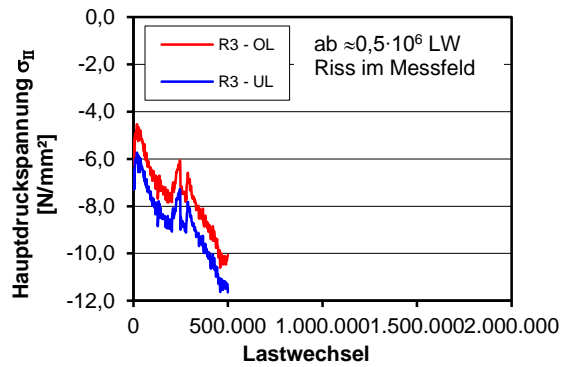
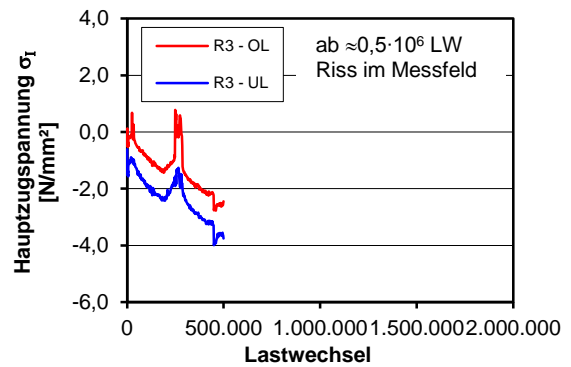
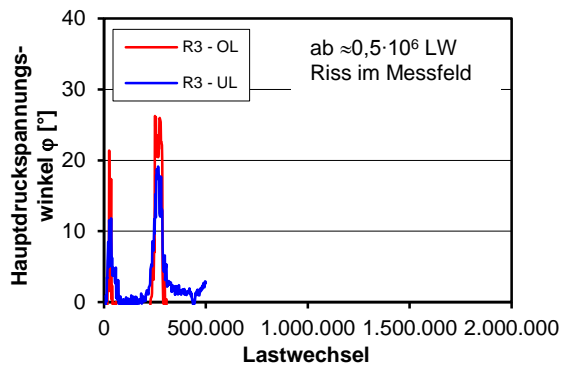


Verformung und Rissbreiten Steg



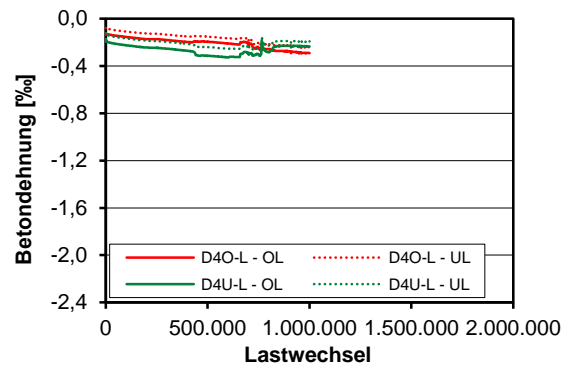
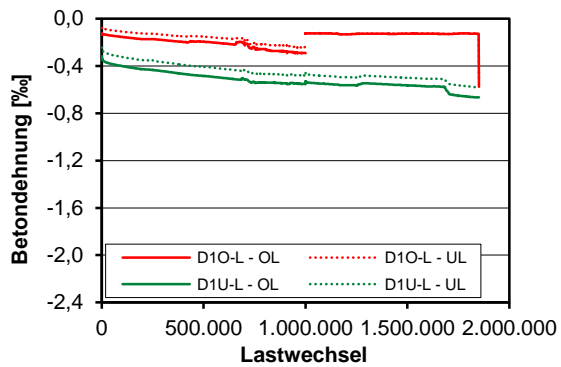


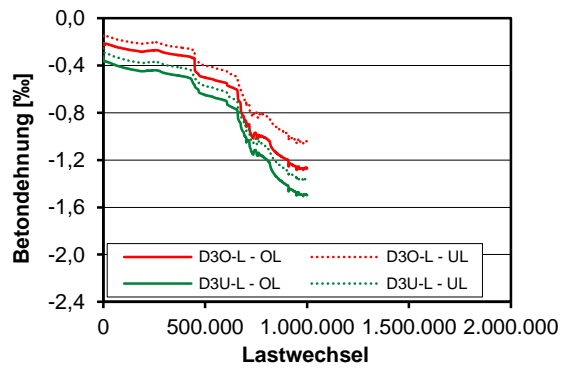
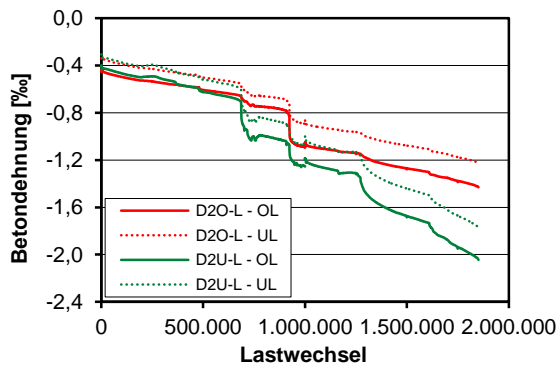
Auswertung Wegaufnehmerrosetten



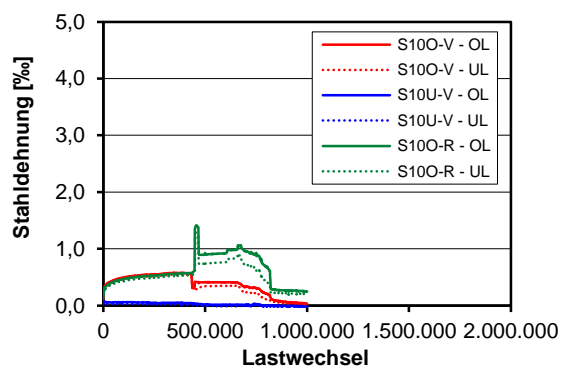
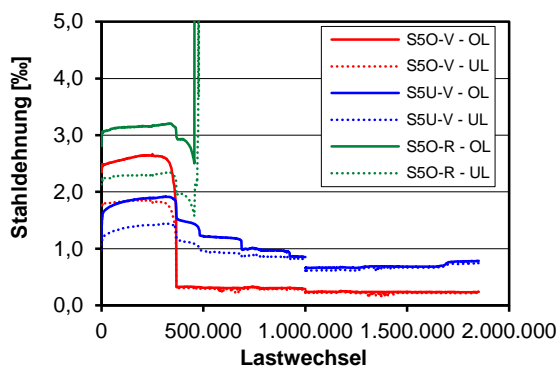
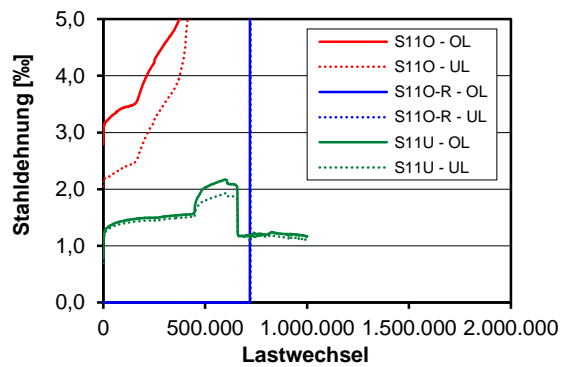
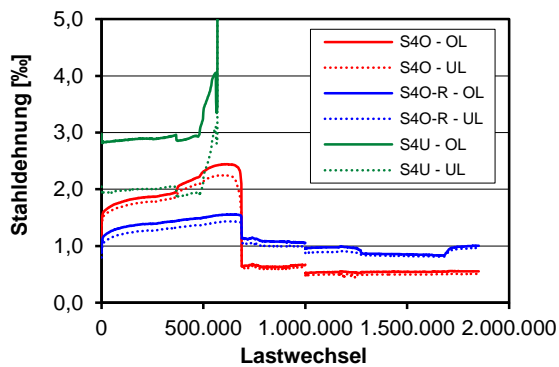
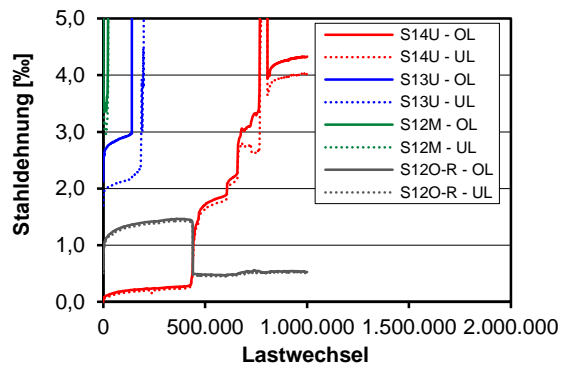
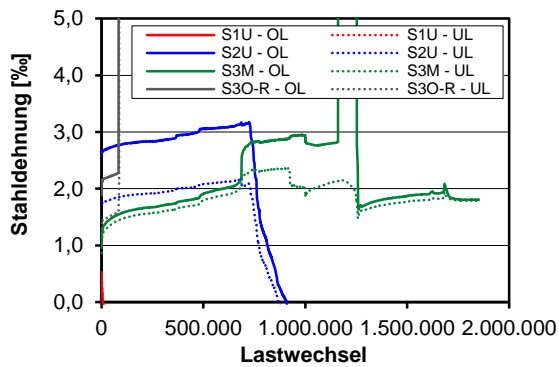
Rosette R2 nicht auswertbar

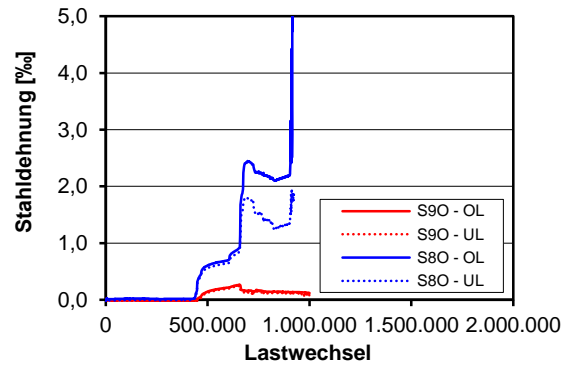
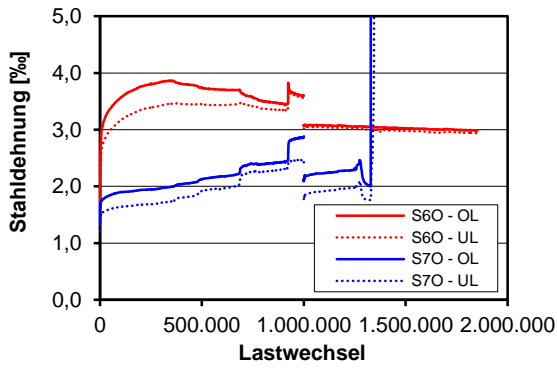
Betondehnungen



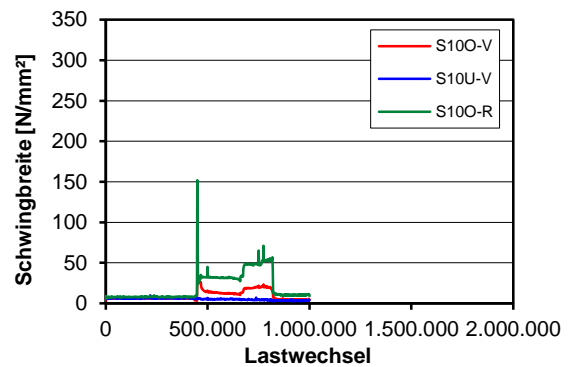
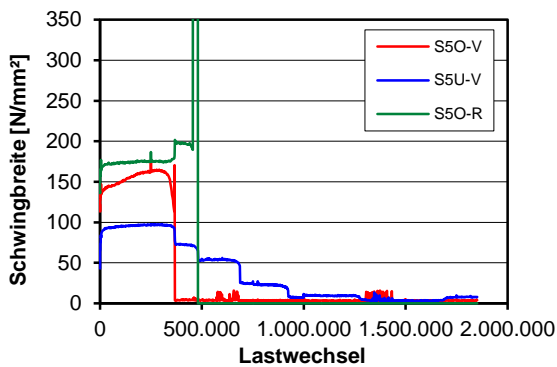
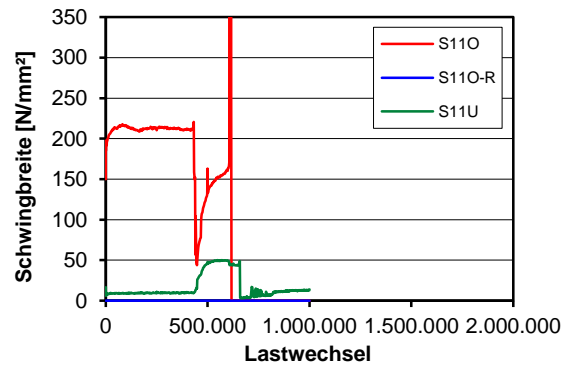
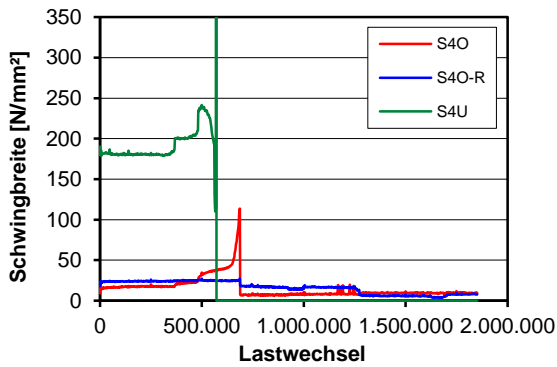
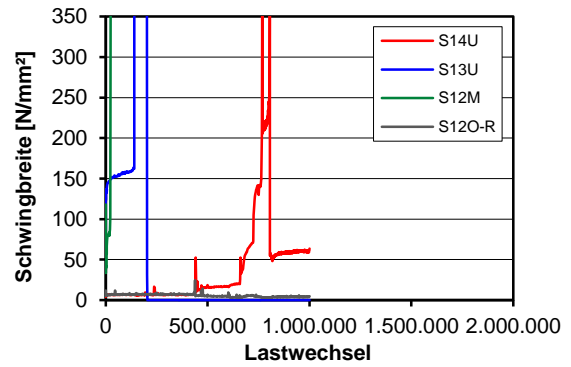
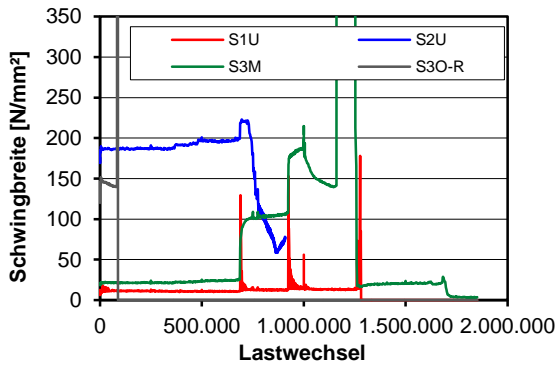


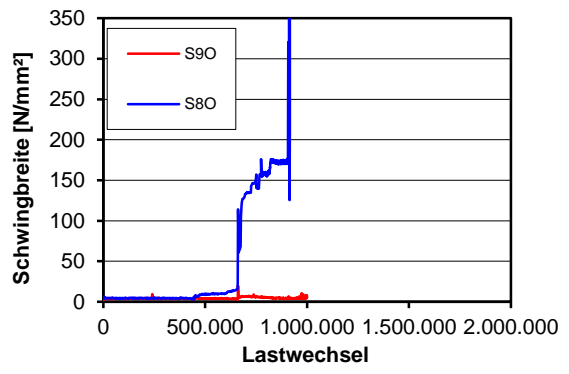
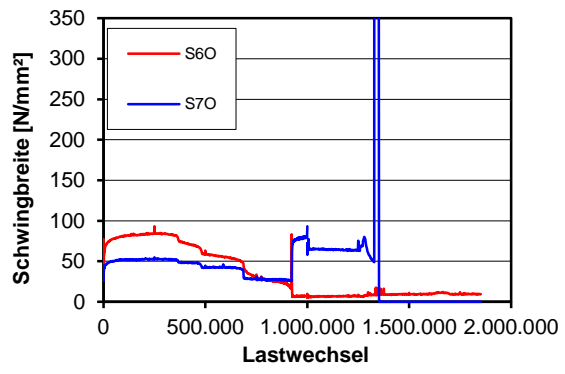
Dehnungen Bügelbewehrung





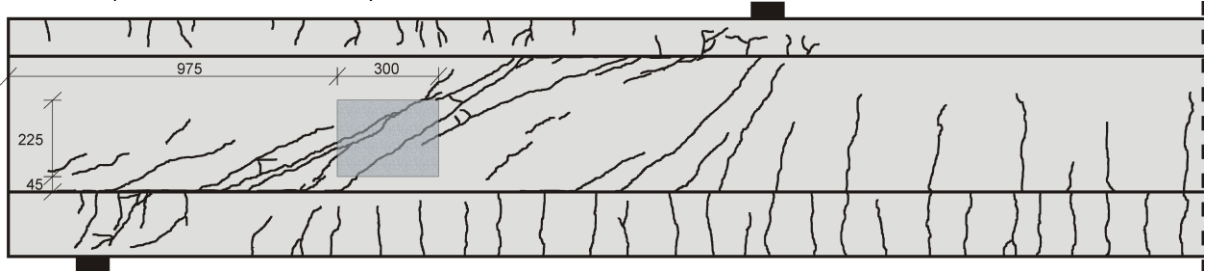
Schwingbreite Bügelspannungen



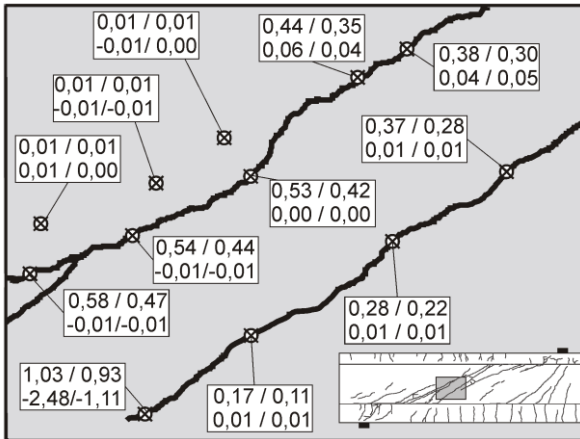


Photooptisches Messverfahren Aramis

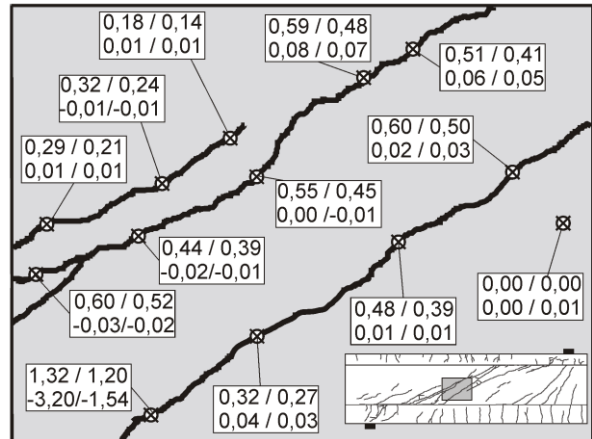
Rissbild (Ende Teilversuch 1)



Lastwechsel 0.000.001

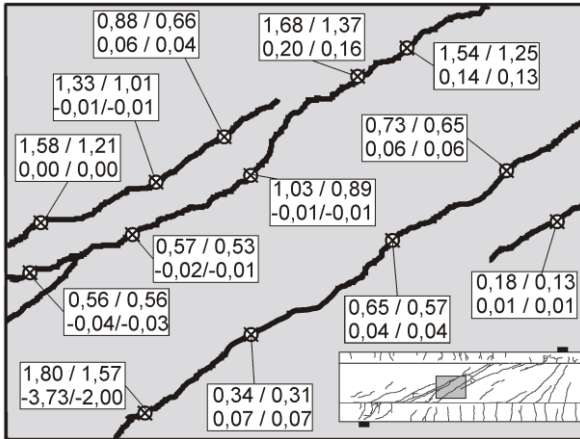


Lastwechsel 0.250.000

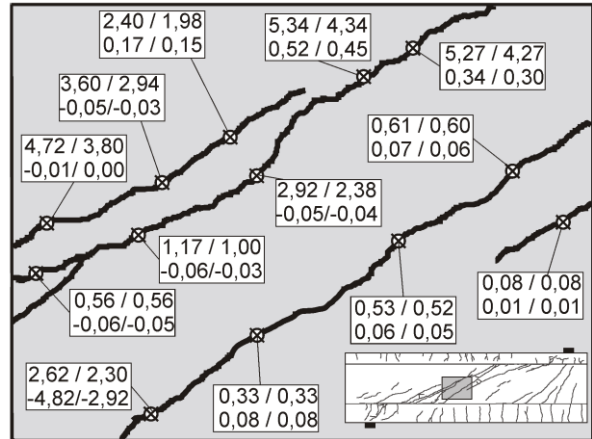


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

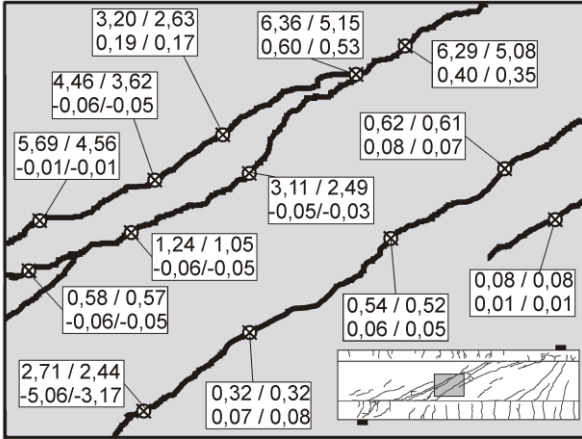
Lastwechsel 0.500.000



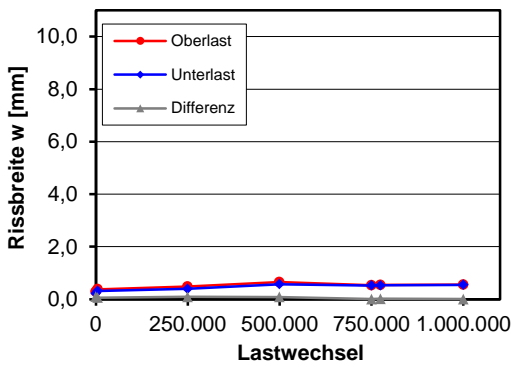
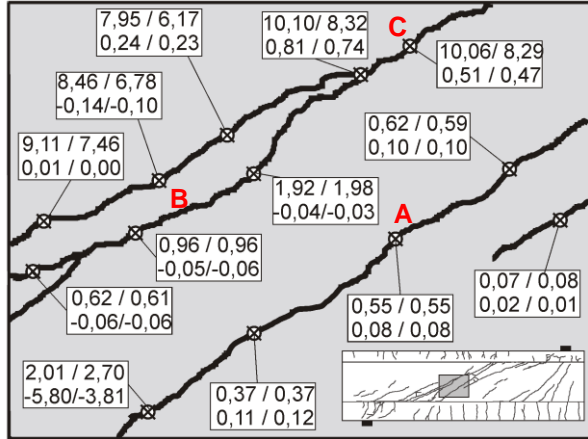
Lastwechsel 0.750.000



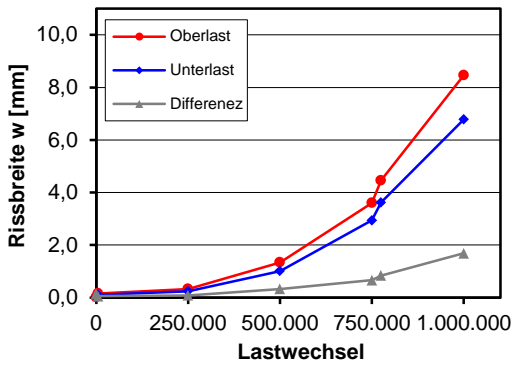
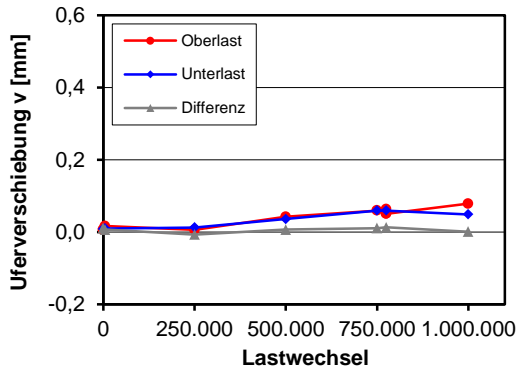
Lastwechsel 0.775.000



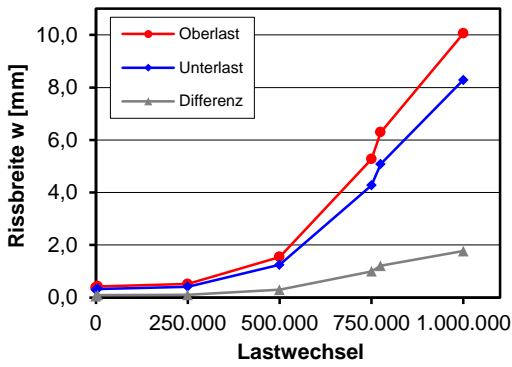
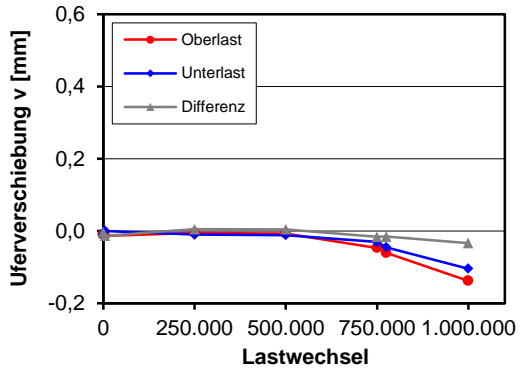
Lastwechsel 1.000.000



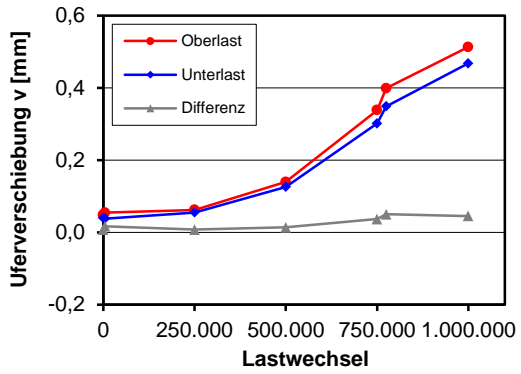
A



B



C



D.11 Träger I-33-1

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 314 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 37,8 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 3,11 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 25.733 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$ $f_{tm} = 633 \text{ N/mm}^2$ $E_{sm} = 203.761 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubrisslast

statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 184 \text{ kN}$

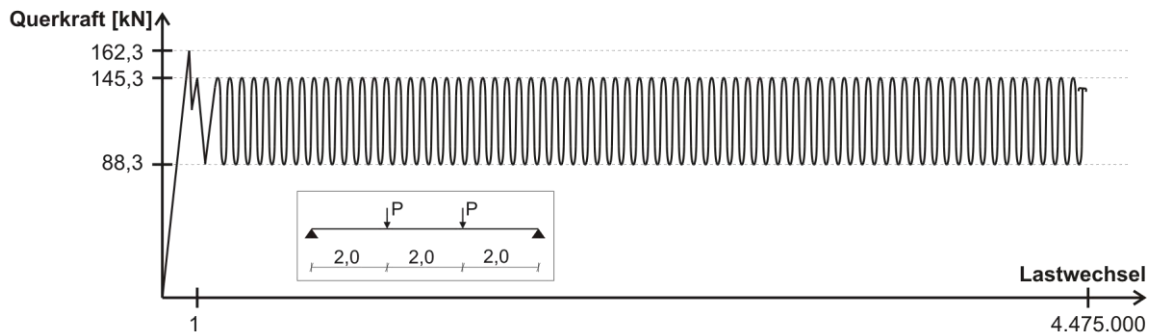
DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 160 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 182 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,sy} = 253 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1

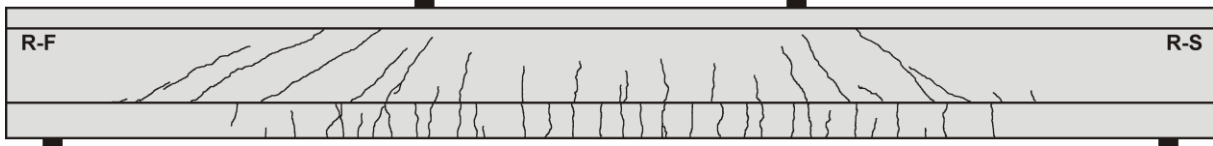


Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubriss	162,3	-	-	-	-
1	4475	4475	Abbruch	145,3	88,3	247	154	189

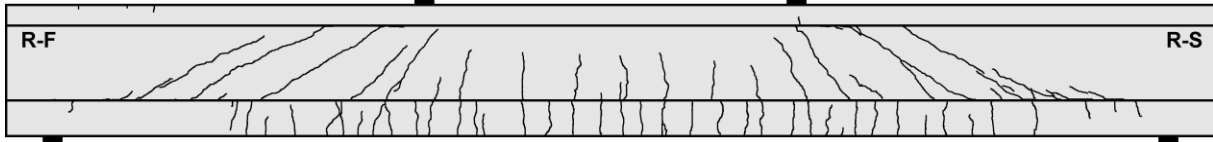
(1) σ_w bei Oberlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$ (2) σ_w bei Ober- und Unterlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$

Rissbilder

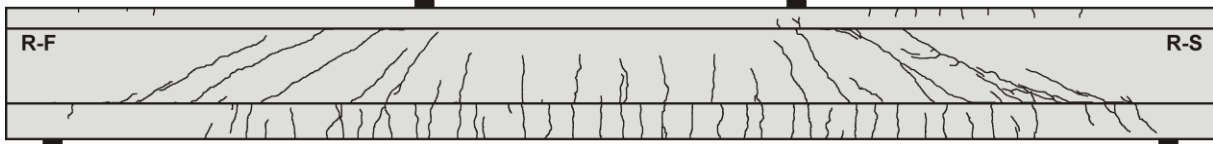
Lastwechsel 1



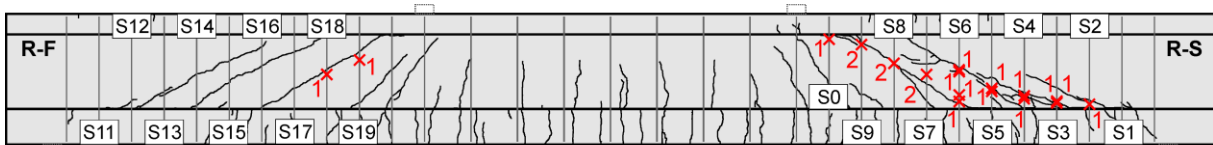
Lastwechsel 3.000.000



Lastwechsel 4.775.000



Bügelbrüche



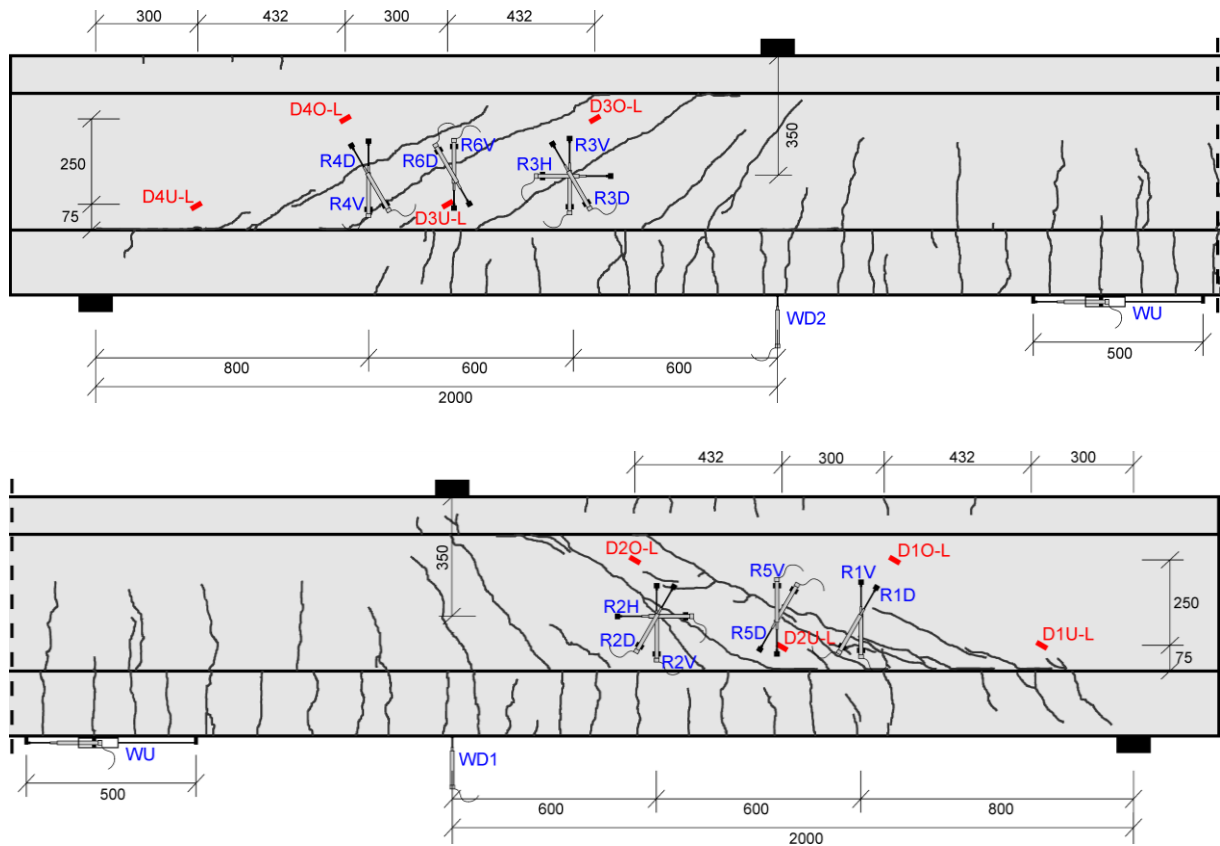
x2: Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S11	V	
S11	R	
S12	V	
S12	R	
S13	V	
S13	R	
S14	V	
S14	R	
S15	V	
S15	R	
S16	V	
S16	R	
S17	V	
S17	R	
S18	V	
S18	R	4.410.000
S19	V	1.336.000
S19	R	
S0	V	
S0	R	

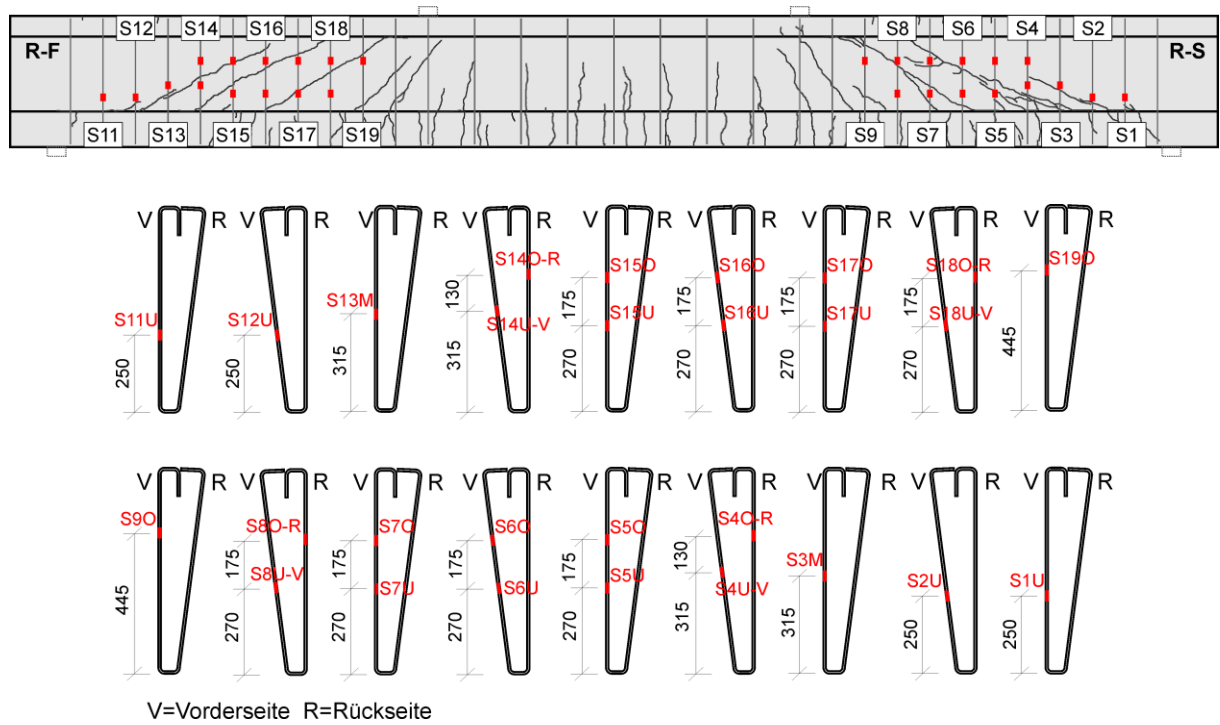
Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$	
S1	V		
S1	R		
S2	V	4.294.000	
S2	R		
S3	V	4.376.000	
S3	R	4.166.000	
S4	V	3.352.000	
S4	R	3.690.000	
S5	V	2.272.000	
S5	R	3.212.000	
S6	V	2.518.000	4.406.000
S6	R	2.786.000	3.858.000
S7	V	2.252.000	
S7	R	2.588.000	
S8	V	2.534.000	
S8	R	1.794.000	
S9	V	2.812.000	
S9	R	1.840.000	
S0	V	4.452.000	
S0	R		

Messtechnikpläne

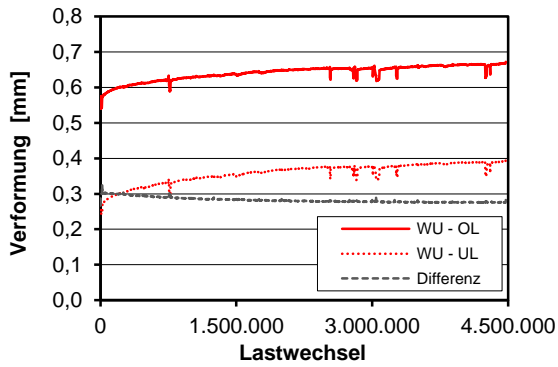
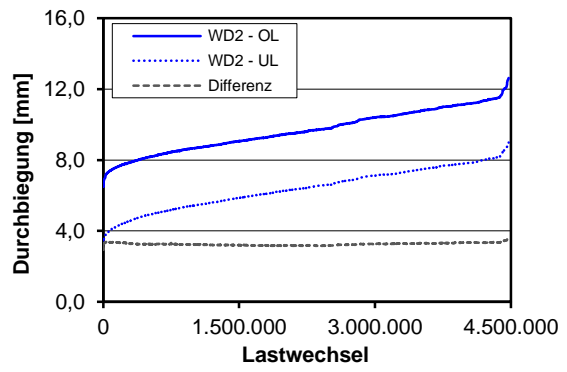
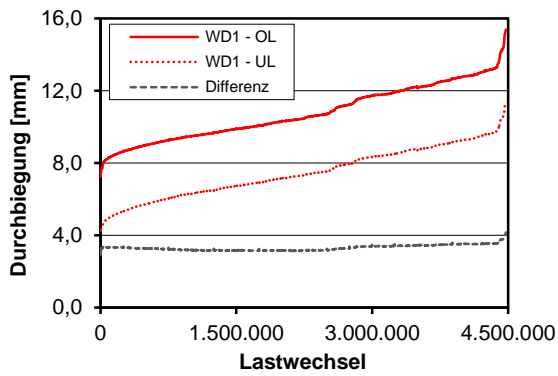
Träger



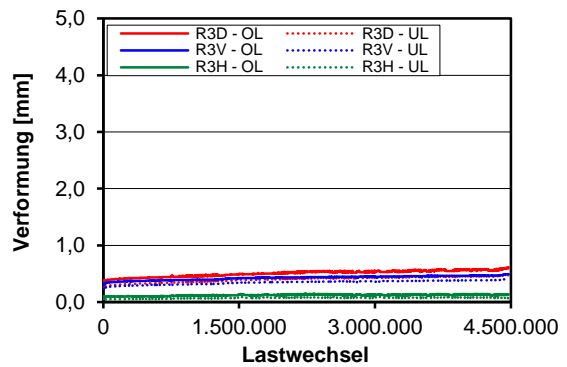
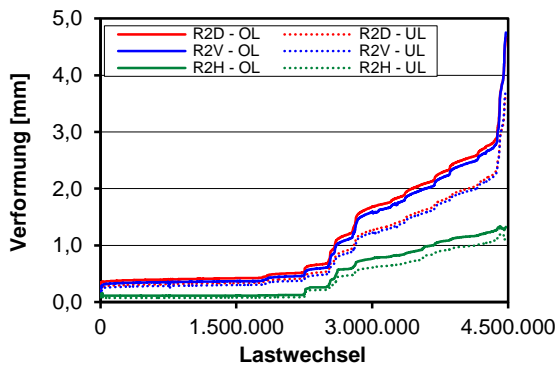
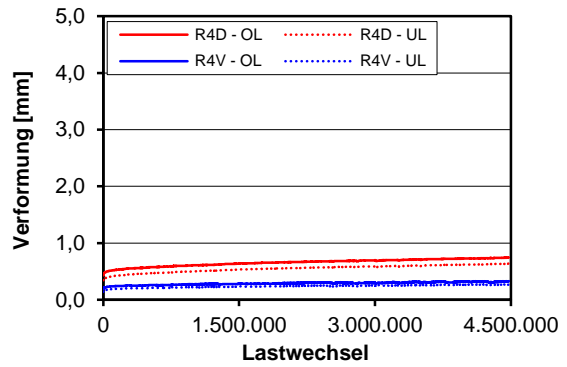
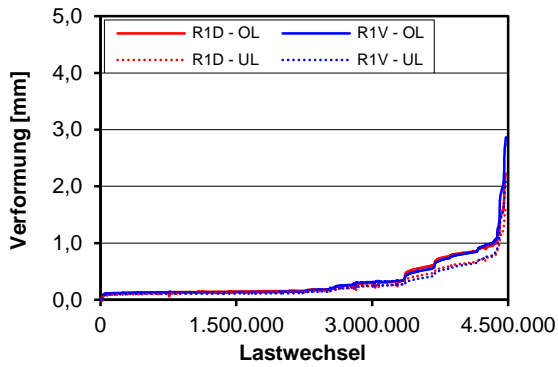
Bügelbewehrung

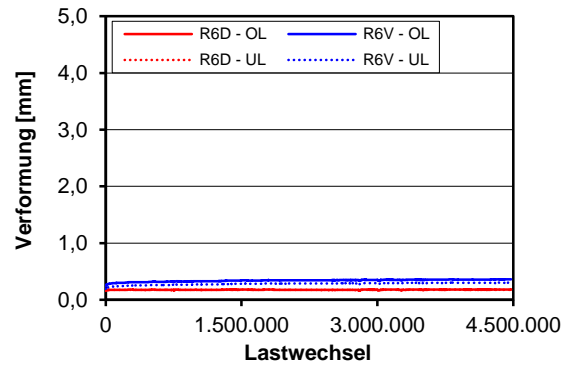
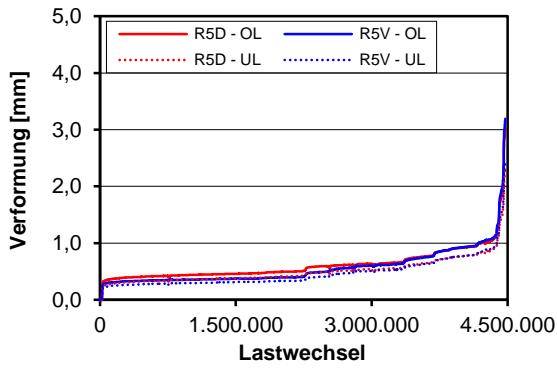


Durchbiegungen und Verformung Unterseite



Verformung und Rissbreiten Steg

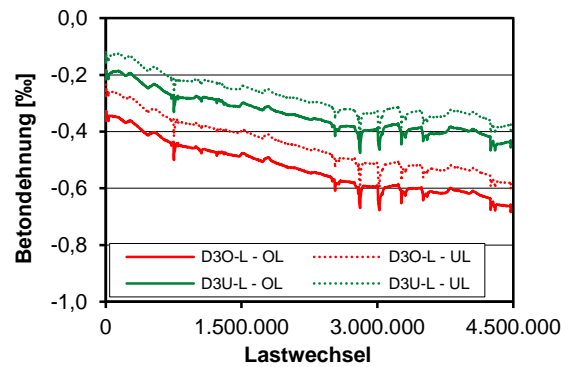
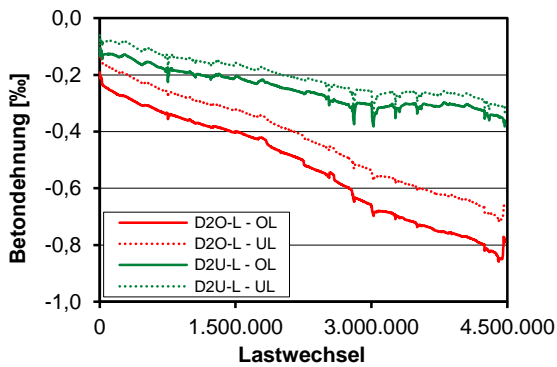
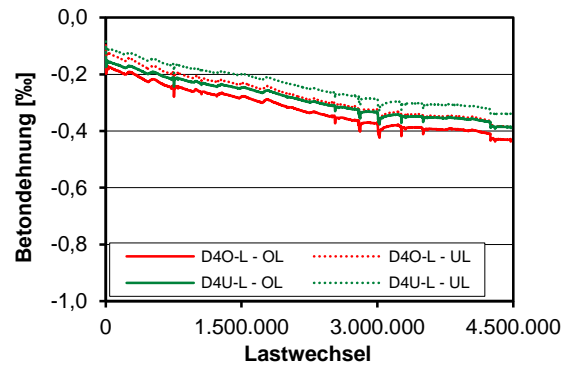
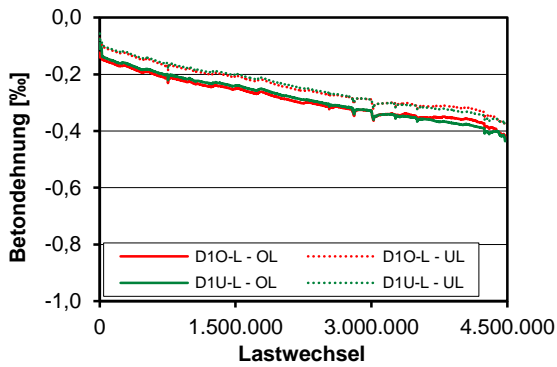




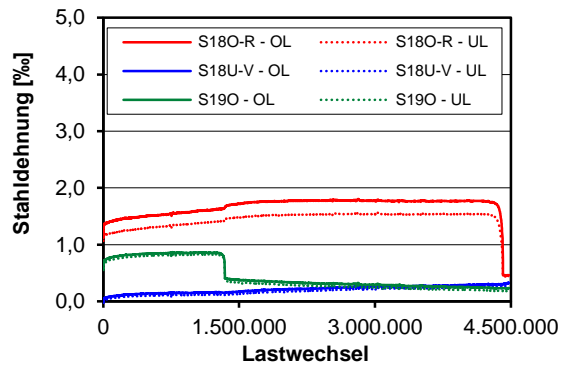
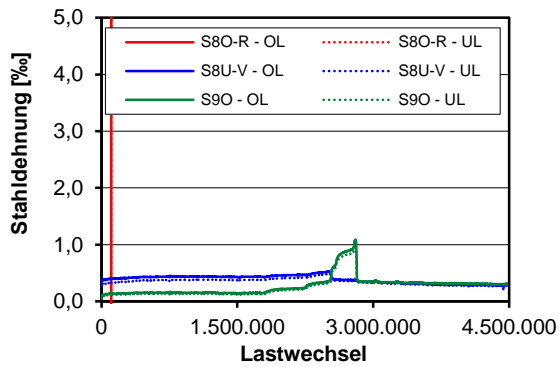
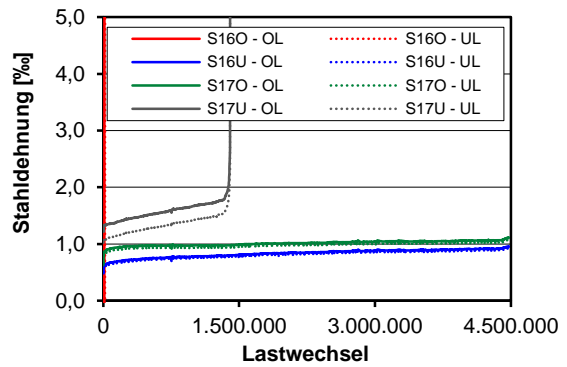
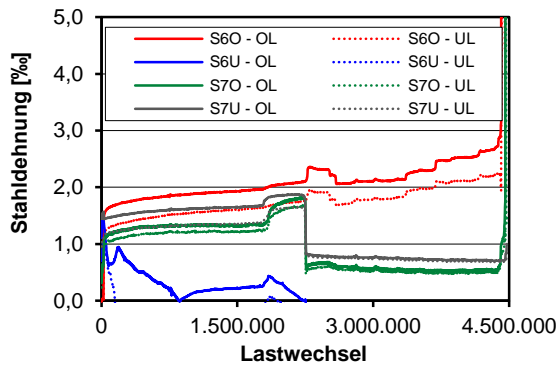
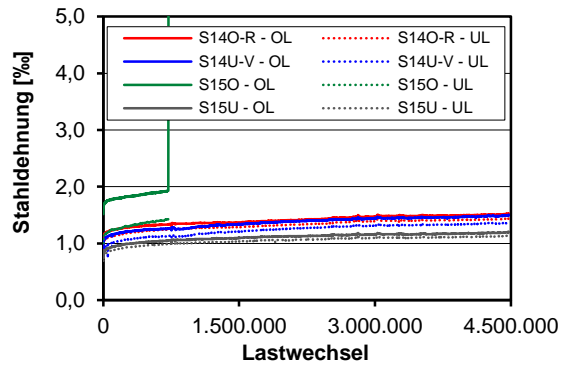
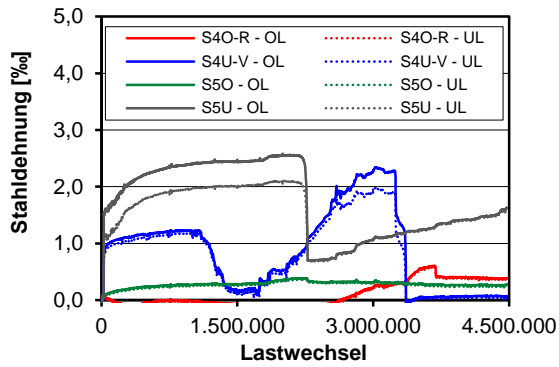
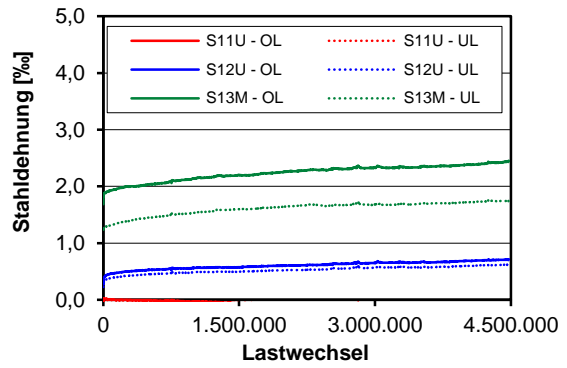
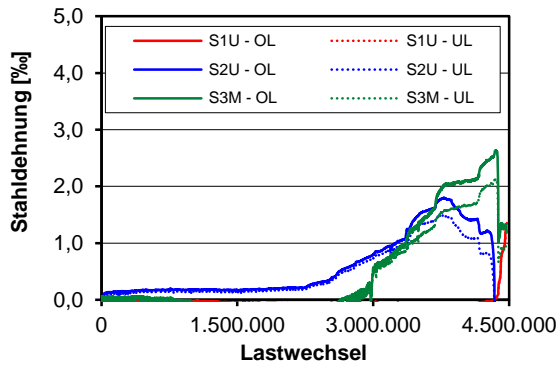
Auswertung Wegaufnehmerrosetten

Rosetten R2 und R3 nicht auswertbar, da nach statischer Erstbelastung bereits Riss in Messfeldern

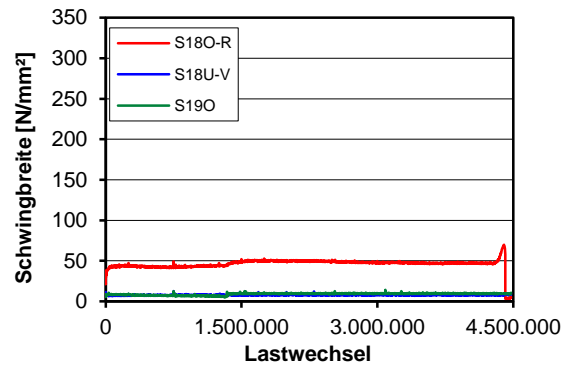
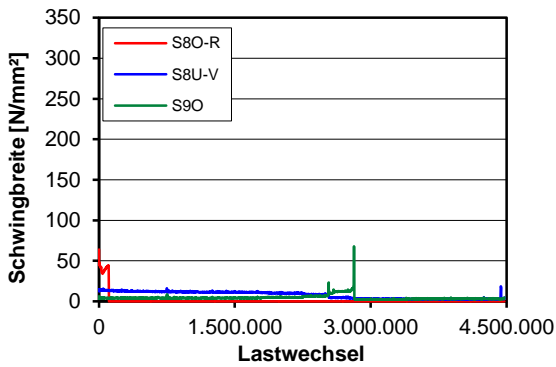
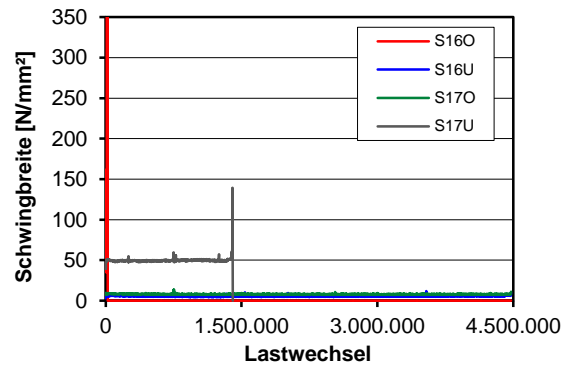
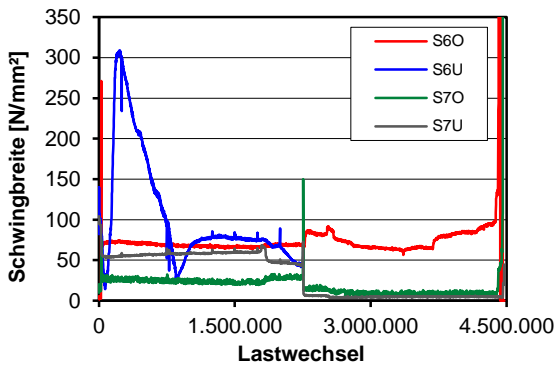
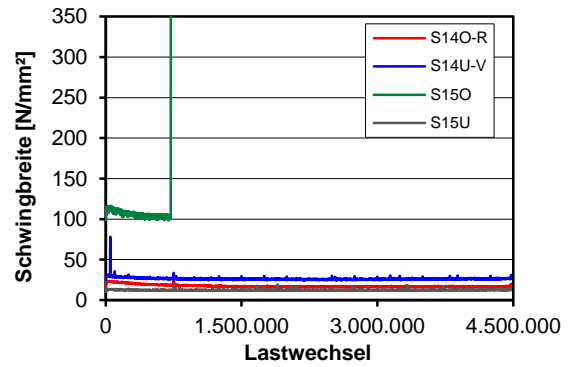
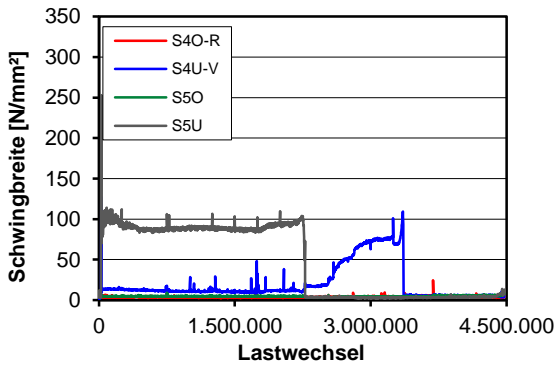
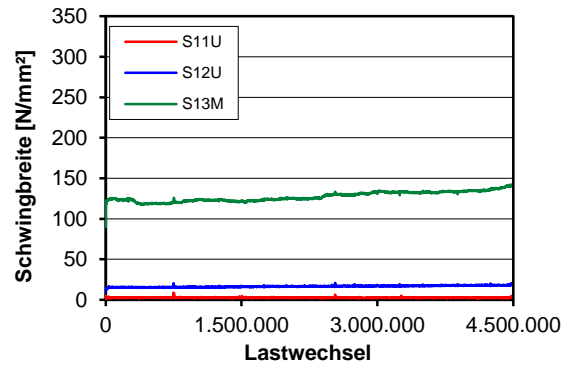
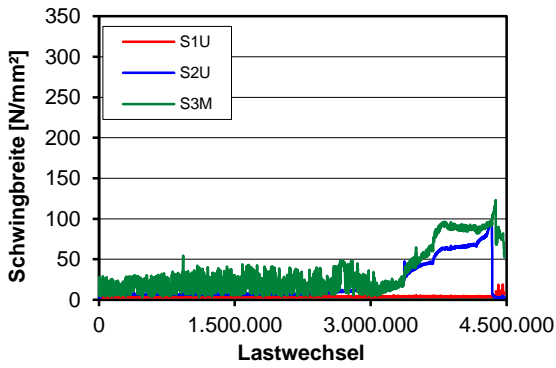
Betondehnungen



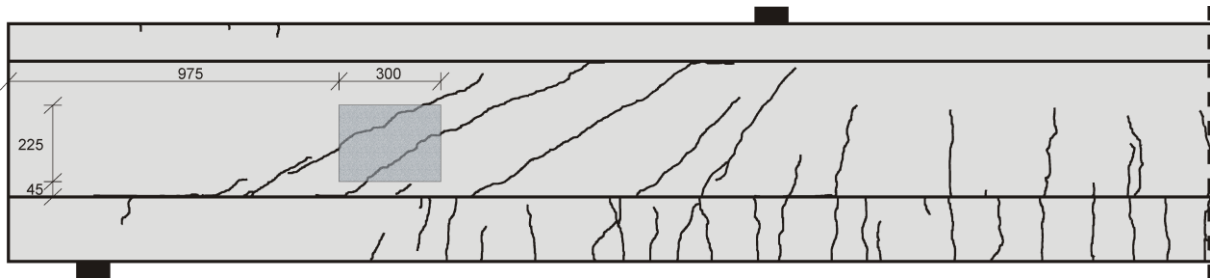
Dehnungen Bügelbewehrung



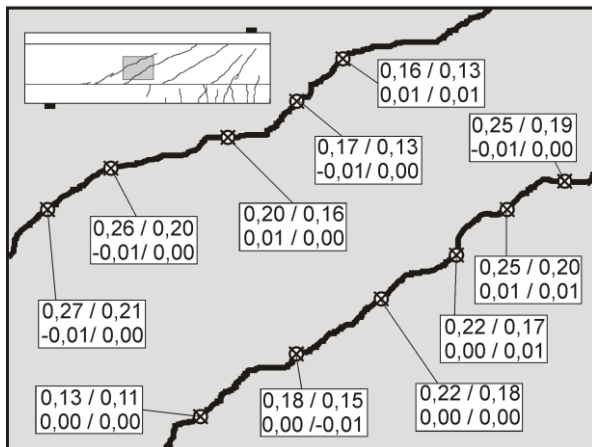
Schwingbreite BÜGELSPANNUNGEN



Photooptisches Messverfahren Aramis

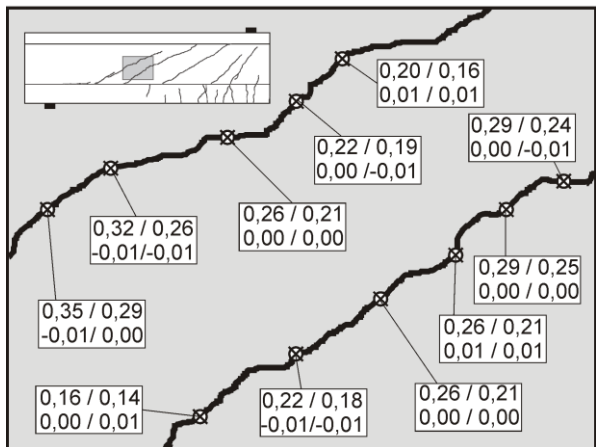


Lastwechsel 0.000.001

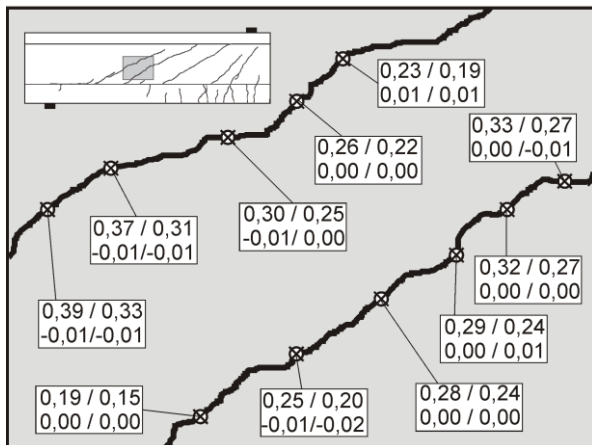


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

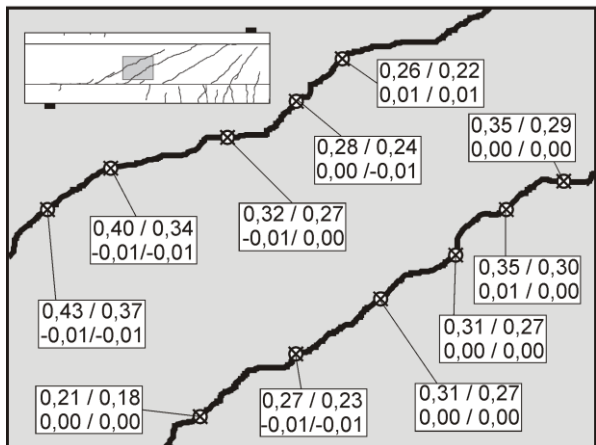
Lastwechsel 0.250.000



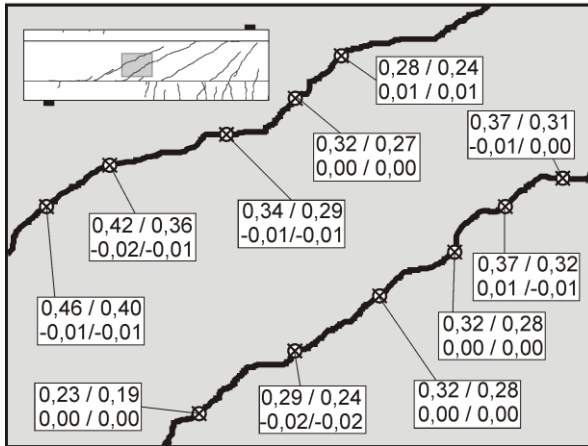
Lastwechsel 1.000.000



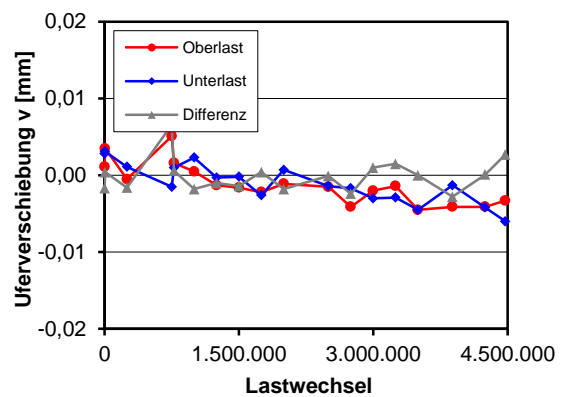
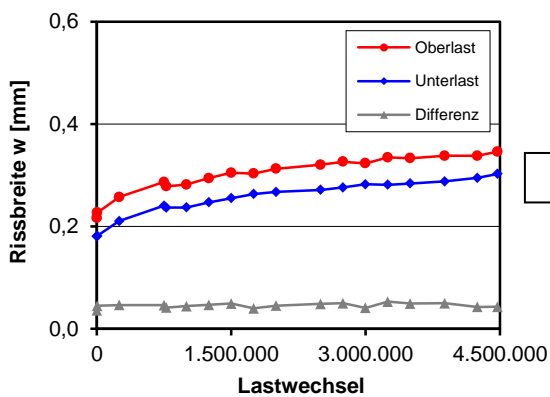
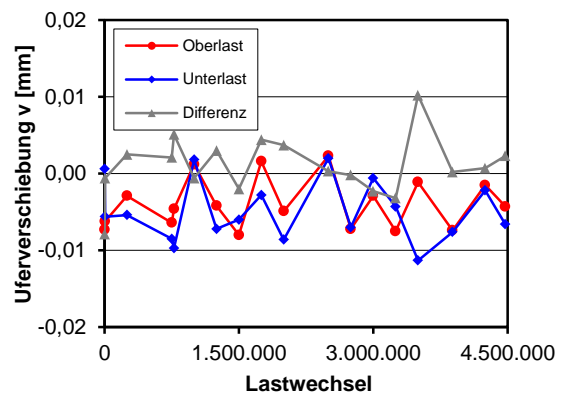
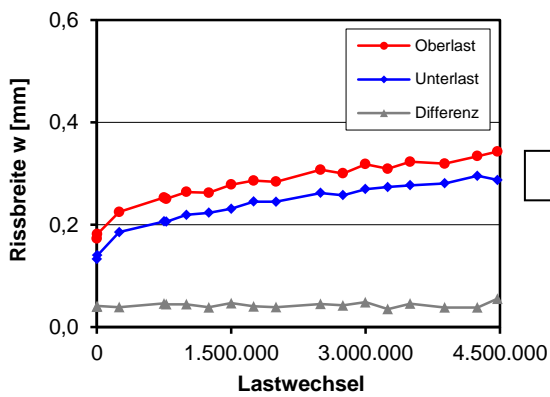
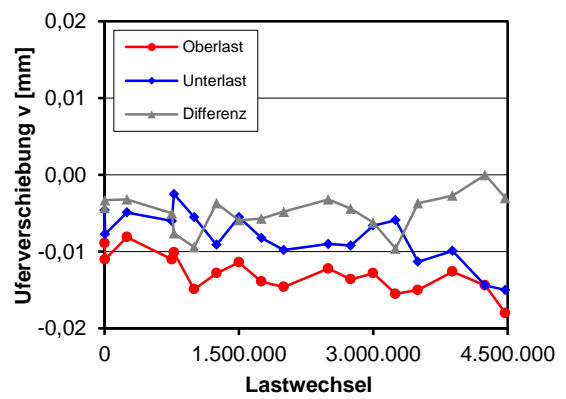
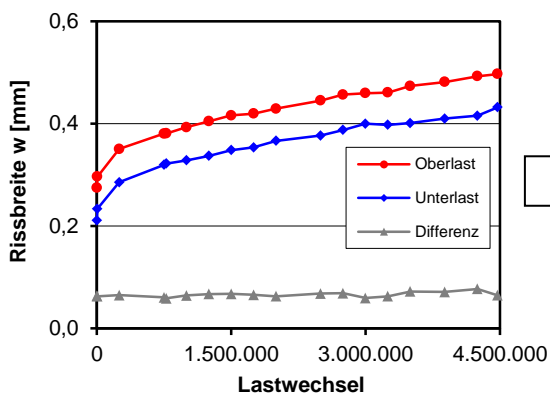
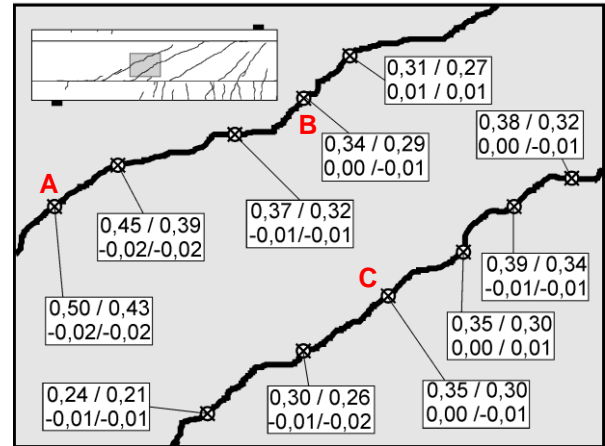
Lastwechsel 2.000.000



Lastwechsel 3.000.000



Lastwechsel 4.475.000



D.12 Träger I-33-2

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 314 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 39,2 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 2,82 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 26.667 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$ $f_{tm} = 633 \text{ N/mm}^2$ $E_{sm} = 203.761 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubbrisslast

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 172 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 183 \text{ kN}$

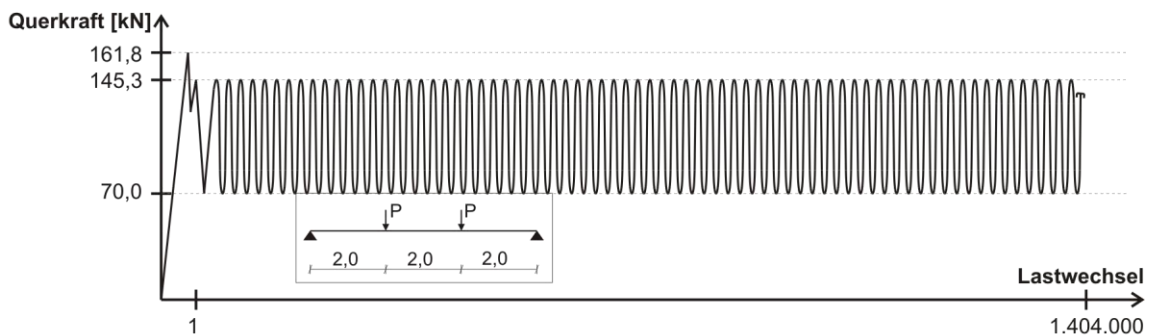
statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 160 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,sy} = 243 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1

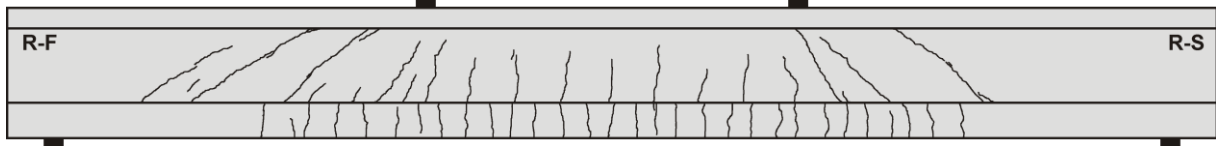


Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubbriss	161,8	-	-	-	-
1	1404	1404	Abbruch	145,3	70,0	326	202	249

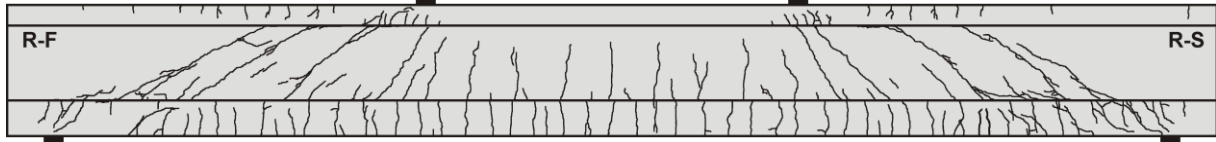
(¹) σ_w bei Oberlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$ (²) σ_w bei Ober- und Unterlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$

Rissbilder

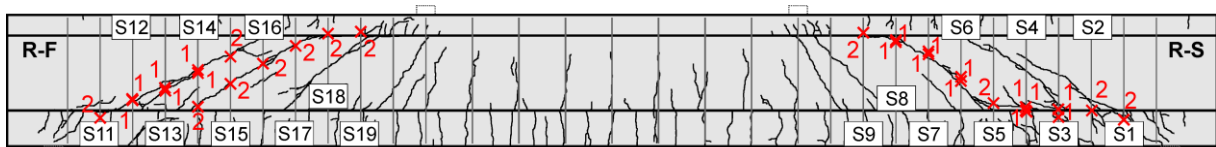
Lastwechsel 1



Lastwechsel 1.404.000



Bügelbrüche



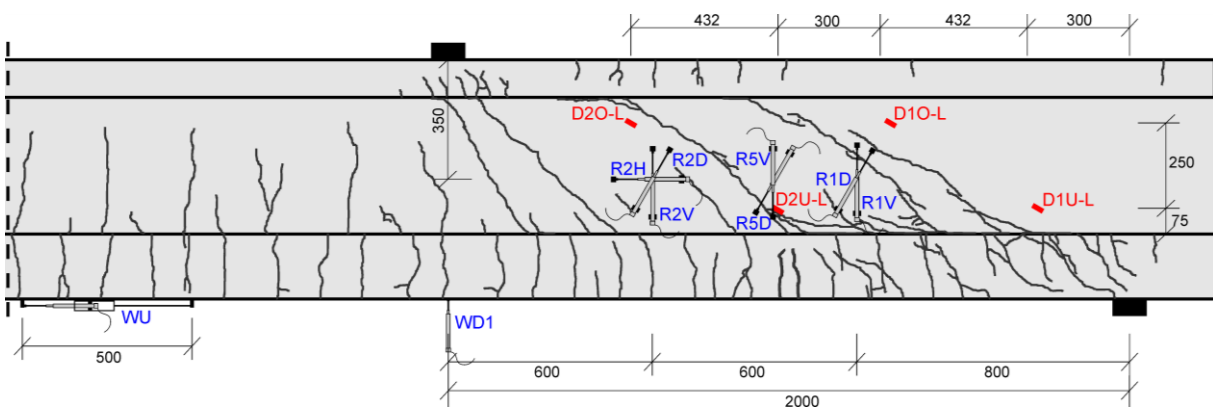
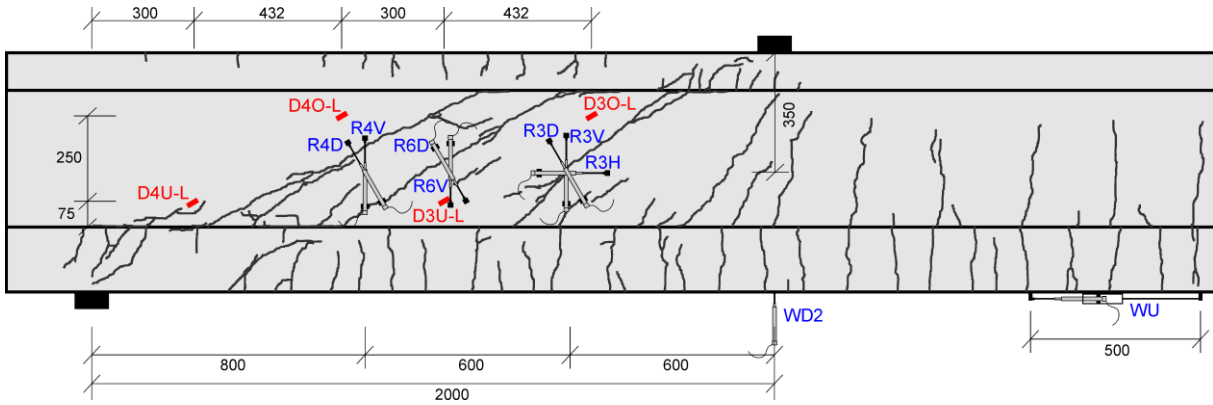
x2: Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$	
S11	V	1.238.500	
	R	1.342.000	
S12	V	1.108.000	
	R	1.259.000	
S13	V	1.118.000	
	R	1.256.000	
S14	V	1.028.000	1.237.000
	R	1.056.000	1.174.000
S15	V	794.000	1.150.000
	R	678.000	1.218.000
S16	V	298.000	
	R	900.000	
S17	V	1.144.000	
	R	1.268.100	
S18	V	1.391.000	
	R	1.310.000	
S19	V	1.337.000	
	R	1.404.000	
S0	V		
	R		

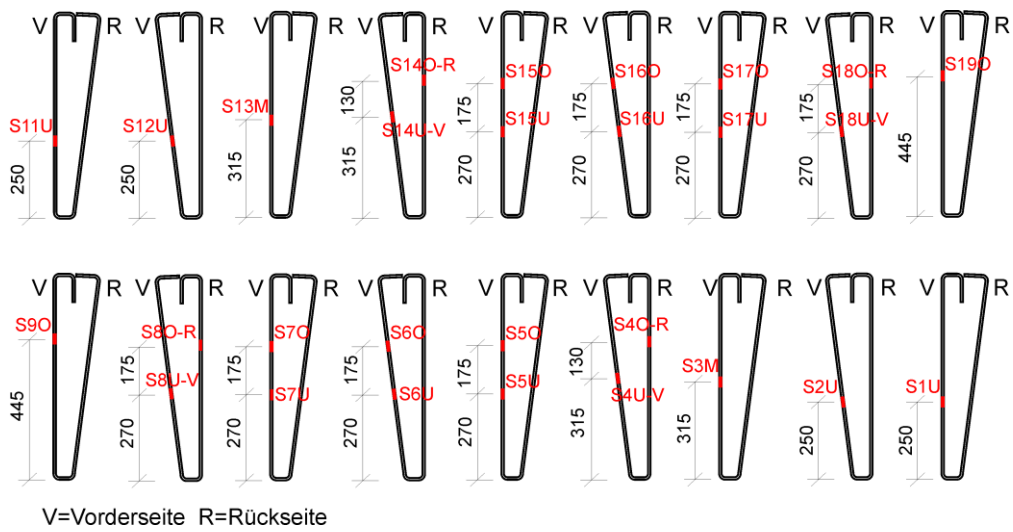
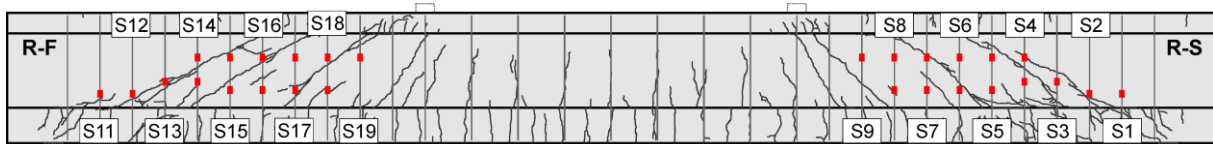
Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$	
S1	V	1.281.500	
	R	1.342.000	
S2	V	1.219.000	
	R	1.268.000	
S3	V	1.210.000	
	R	1.200.000	
S4	V	1.124.000	1.210.000
	R	1.138.000	
S5	V	472.000	
	R	1.141.000	
S6	V	972.000	
	R	1.106.000	
S7	V	778.000	
	R	1.347.500	
S8	V	442.000	
	R	1.088.000	
S9	V	1.196.000	
	R	1.359.000	
S0	V		
	R		

Messtechnikpläne

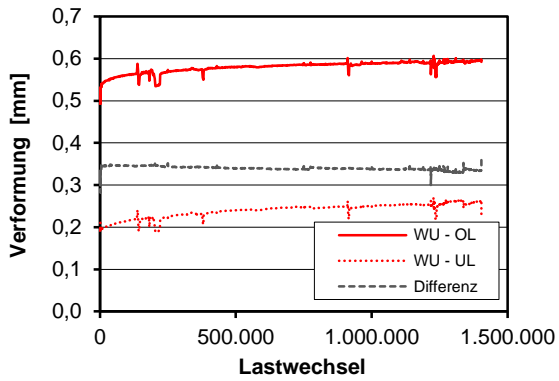
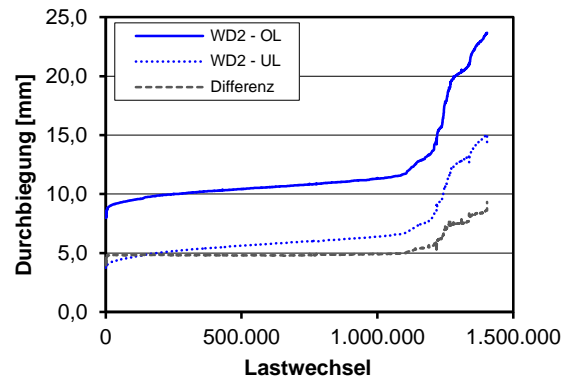
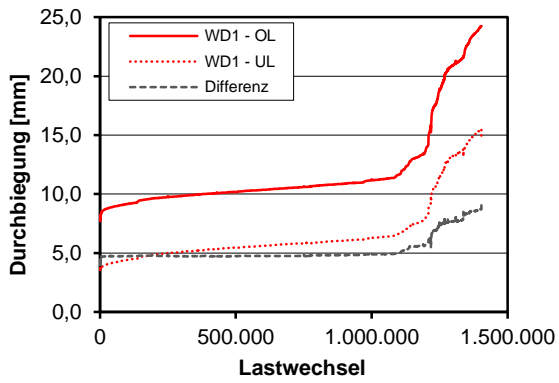
Träger



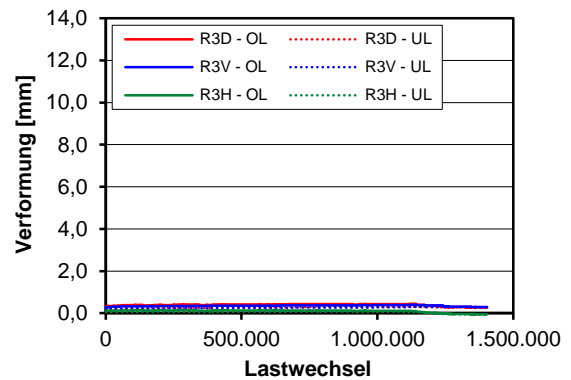
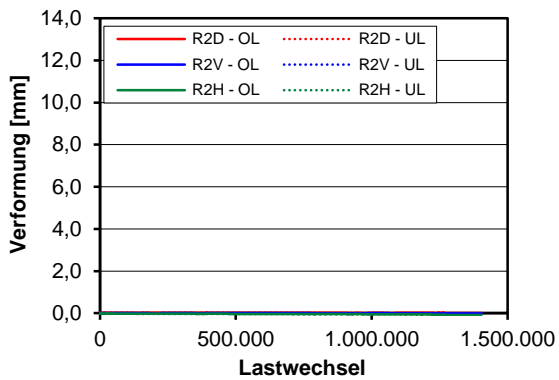
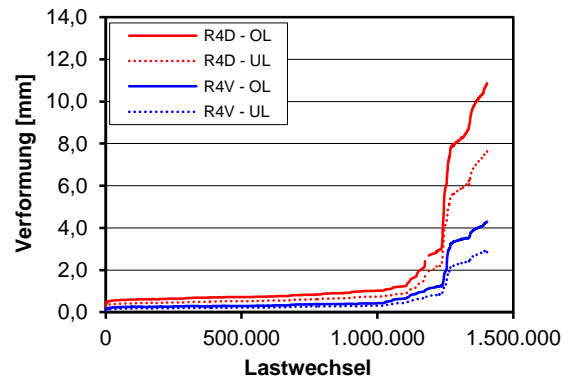
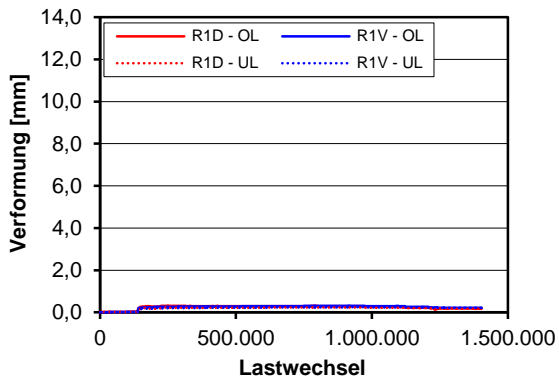
Bügelbewehrung

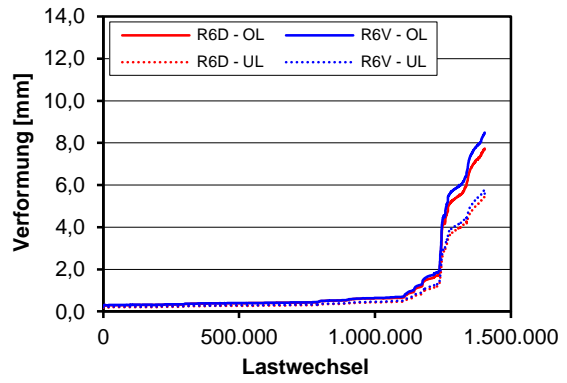
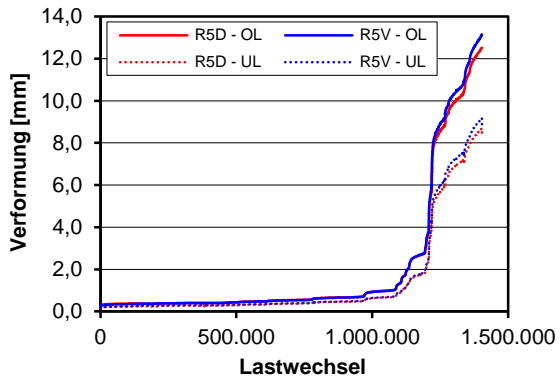


Durchbiegungen und Verformung Unterseite

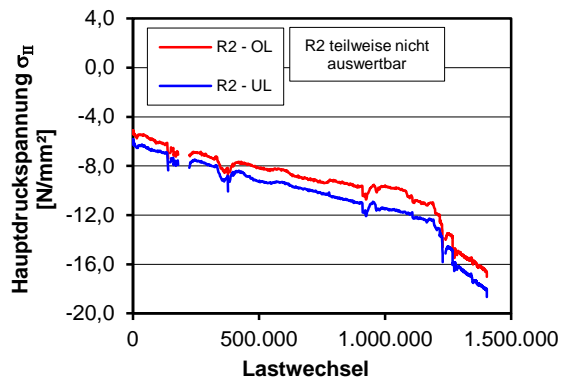
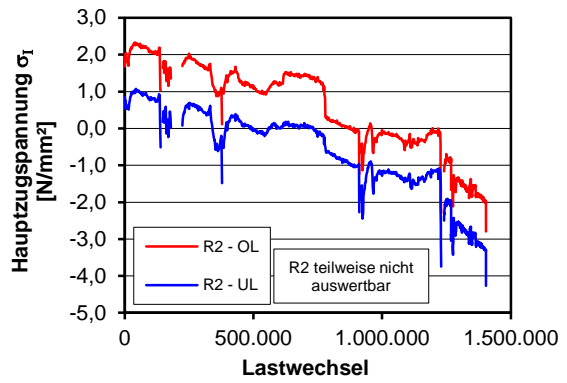
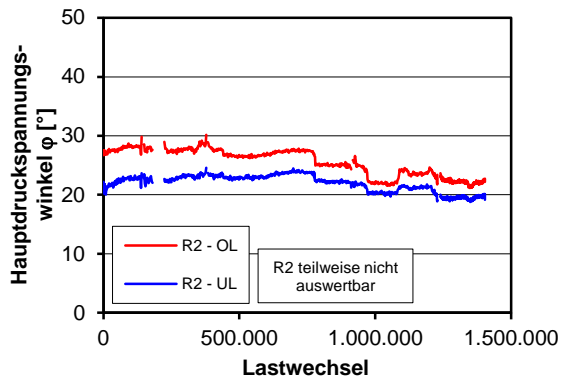


Verformung und Rissbreiten Steg



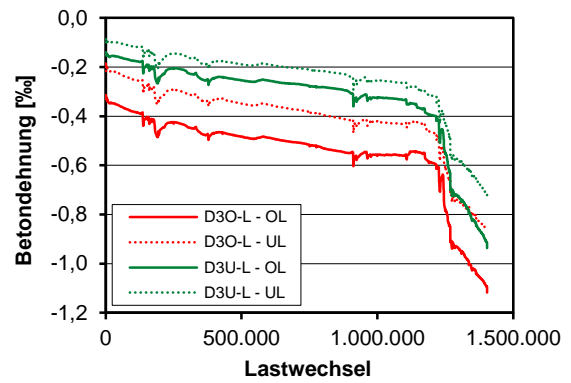
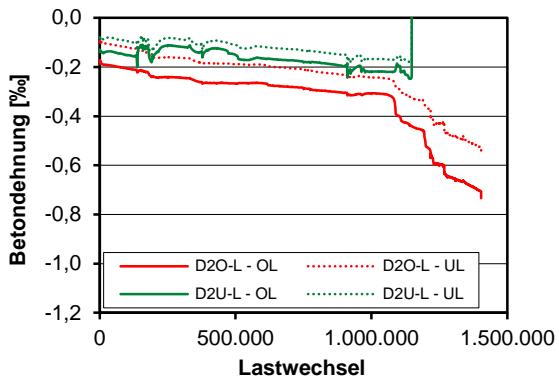
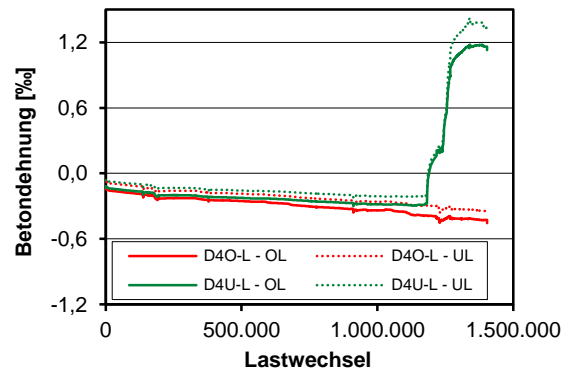
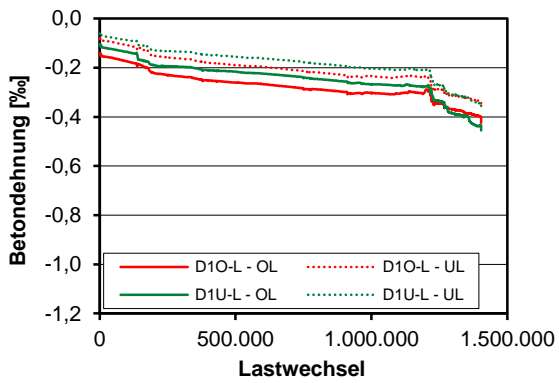


Auswertung Wegaufnehmerrosetten

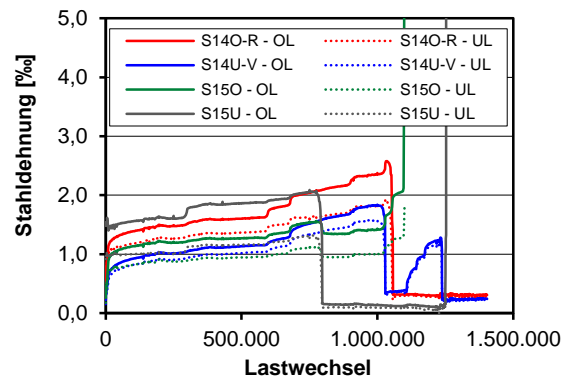
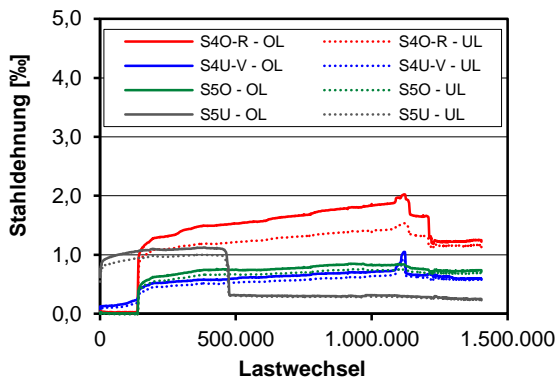
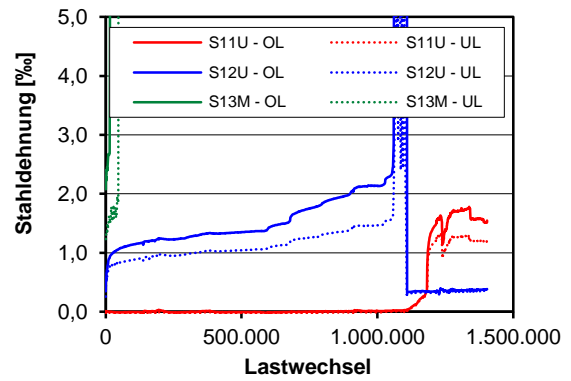
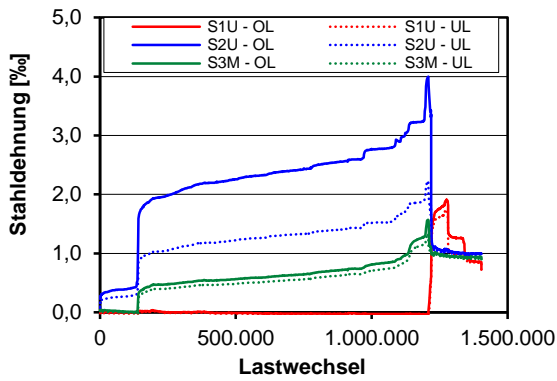


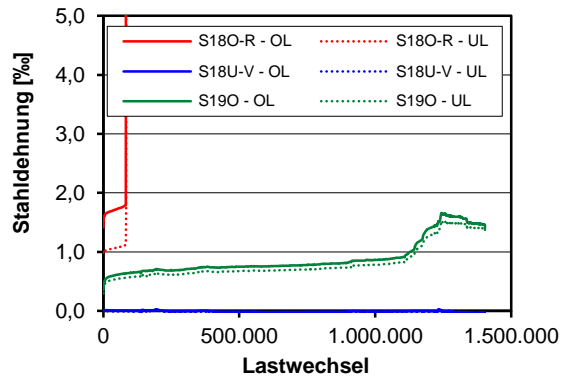
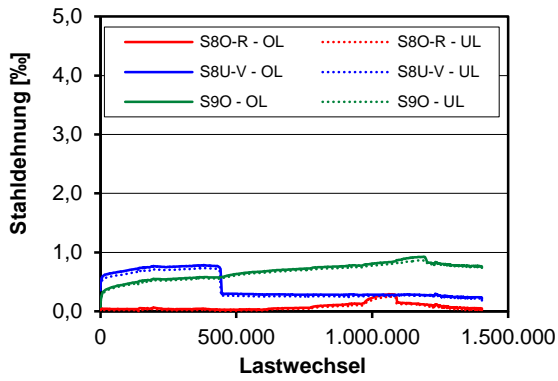
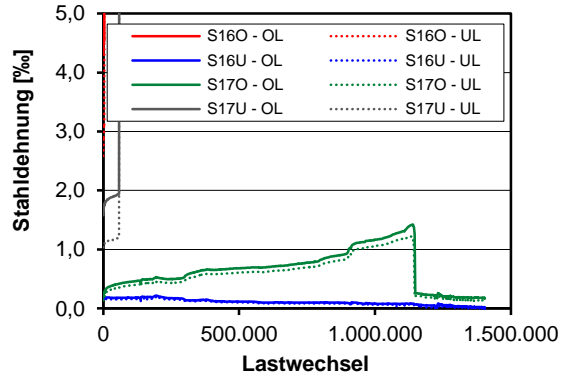
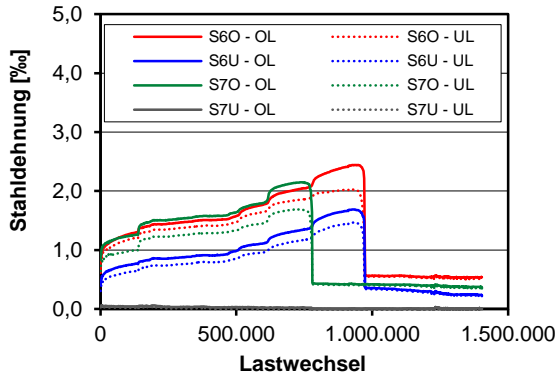
Rosette R2 nicht auswertbar

Betondehnungen

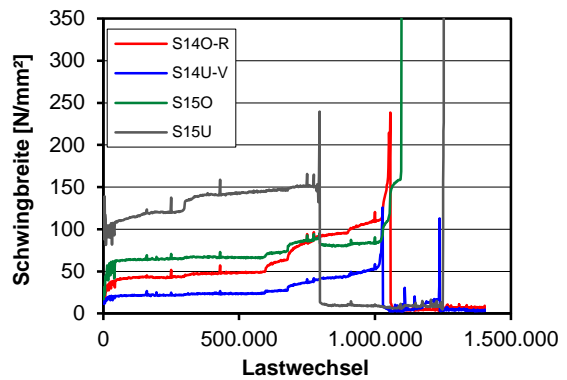
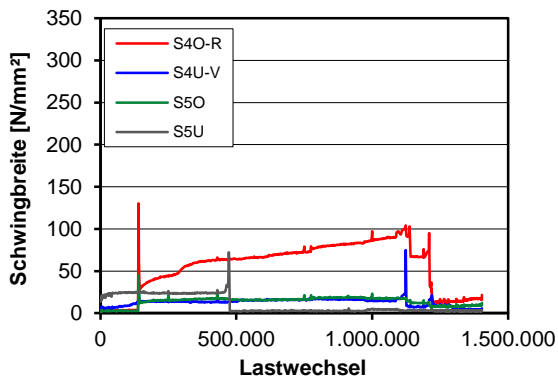
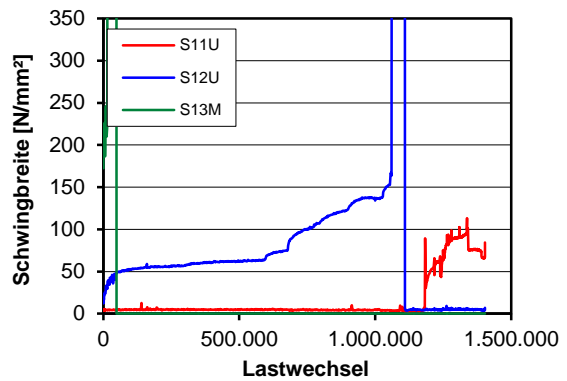
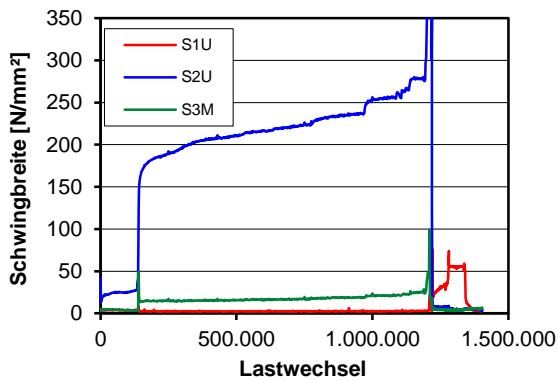


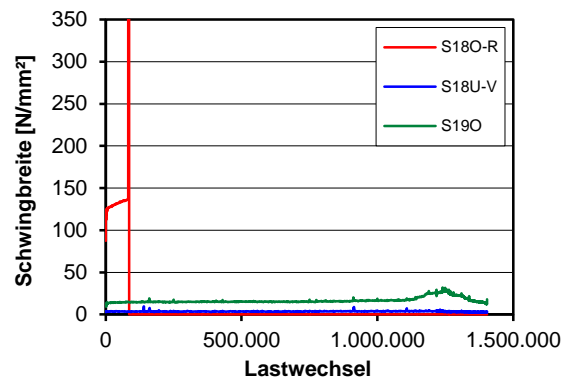
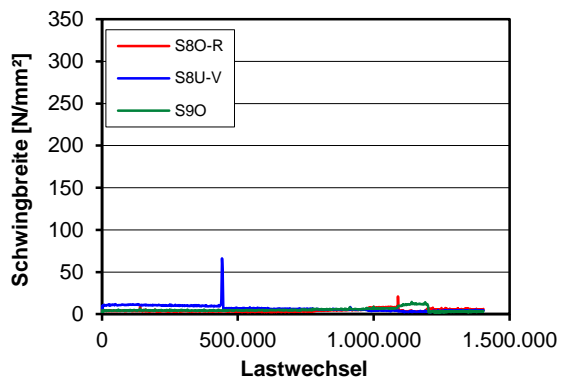
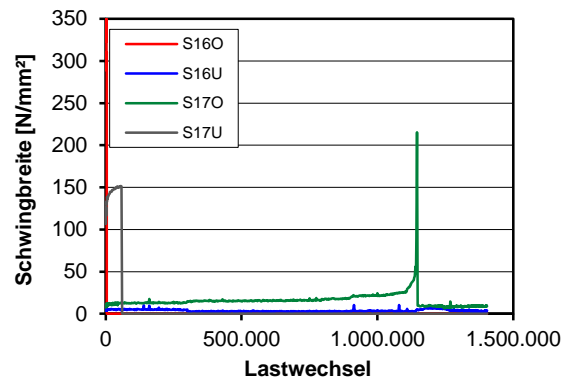
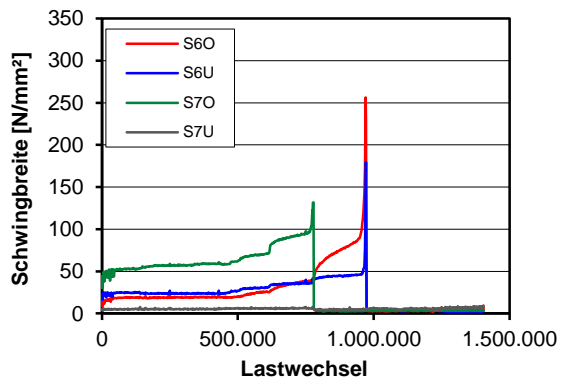
Dehnungen Bügelbewehrung



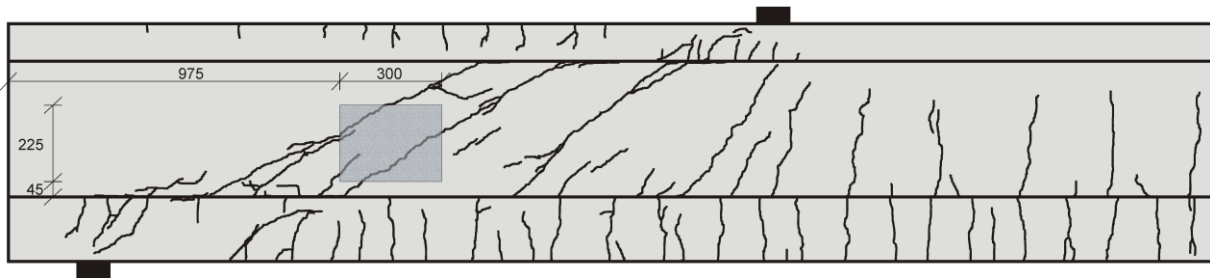


Schwingbreite Bügelspannungen

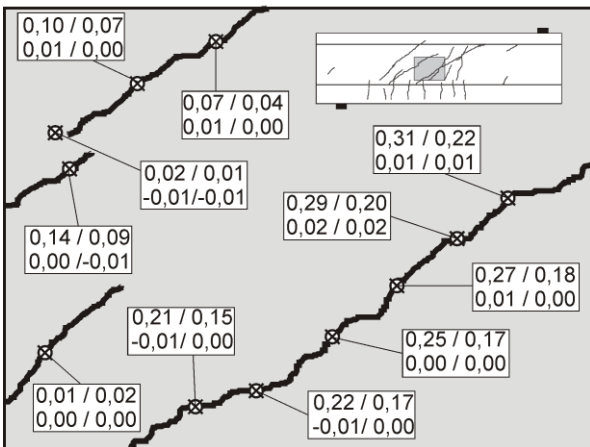




Photooptisches Messverfahren Aramis

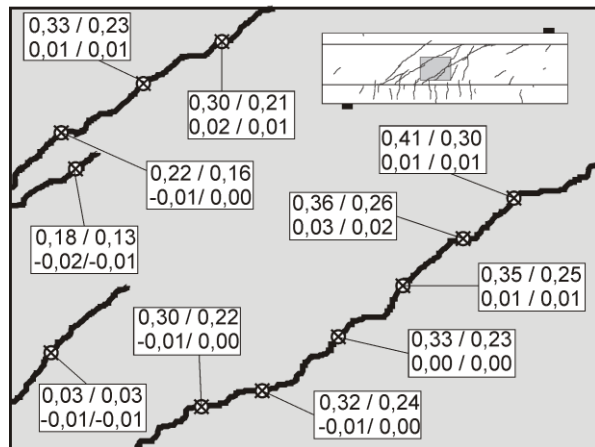


Lastwechsel 0.000.001

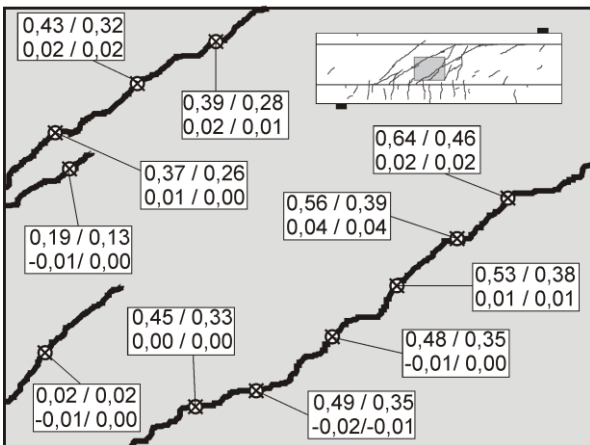


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

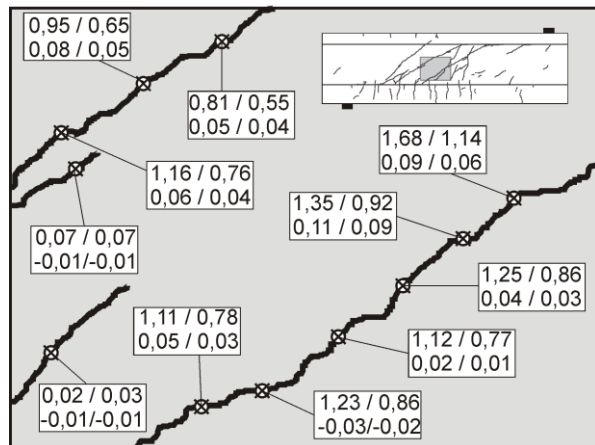
Lastwechsel 0.430.000



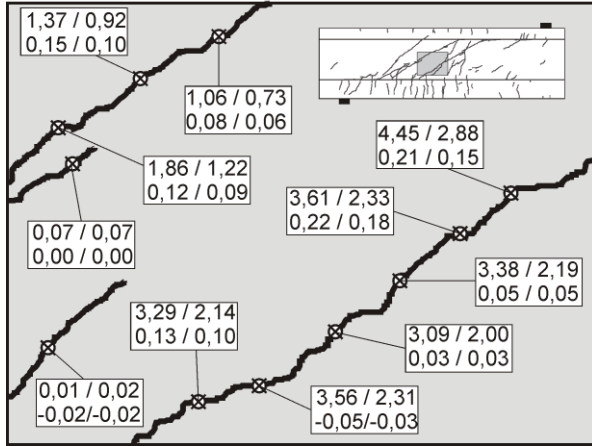
Lastwechsel 1.000.000



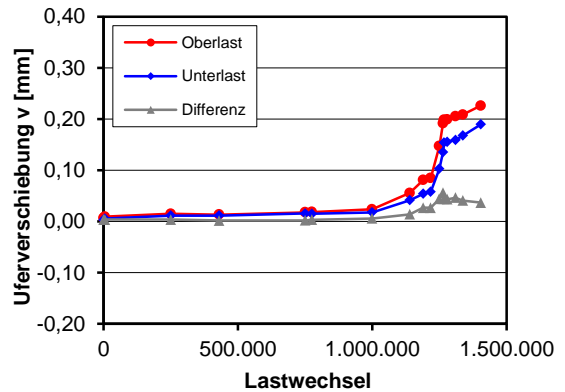
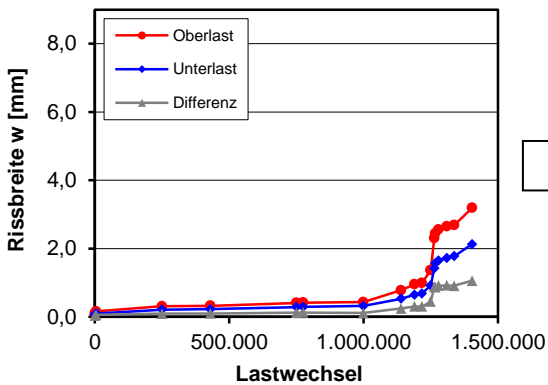
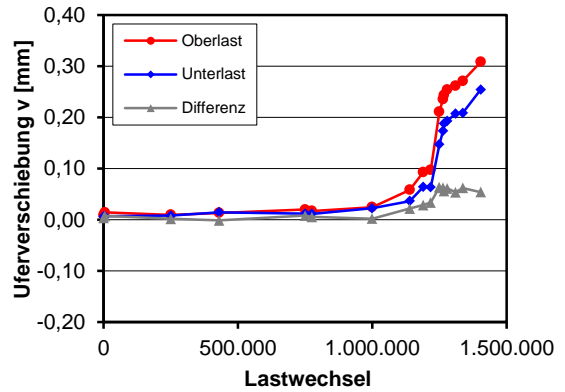
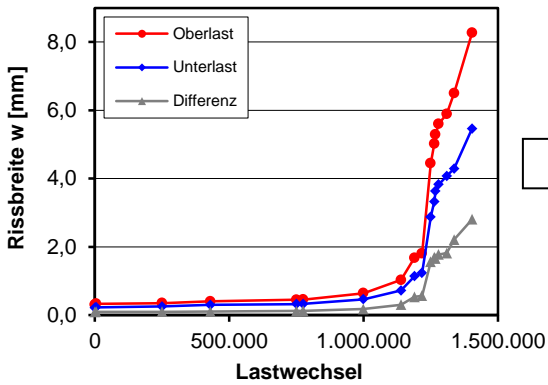
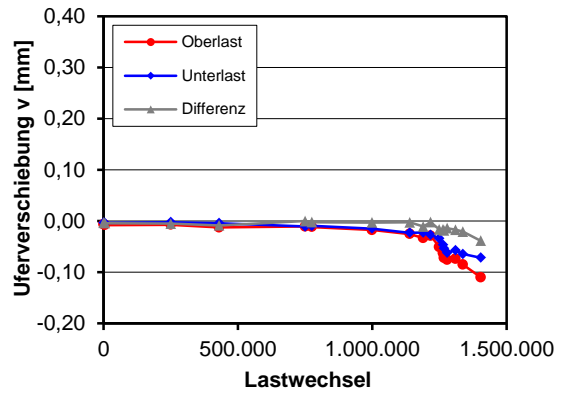
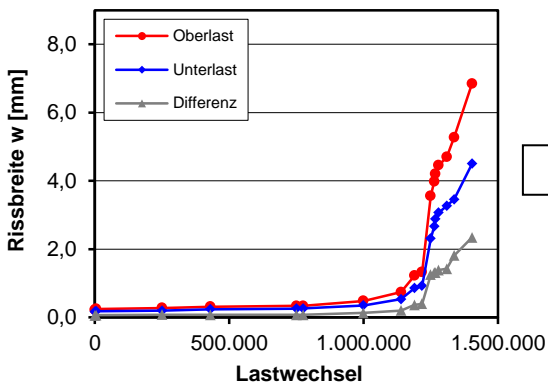
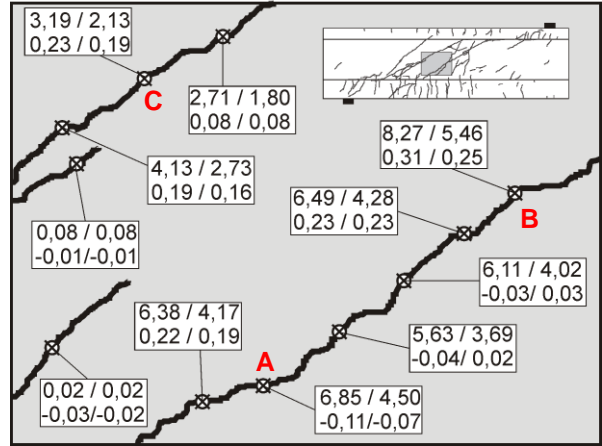
Lastwechsel 1.190.000



Lastwechsel 1.250.000



Lastwechsel 1.404.000



D.13 Träger I-33-3

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 314 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 29,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 2,65 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 23.667 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$ $f_{tm} = 633 \text{ N/mm}^2$ $E_{sm} = 203.761 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubrisslast

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 165 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 174 \text{ kN}$

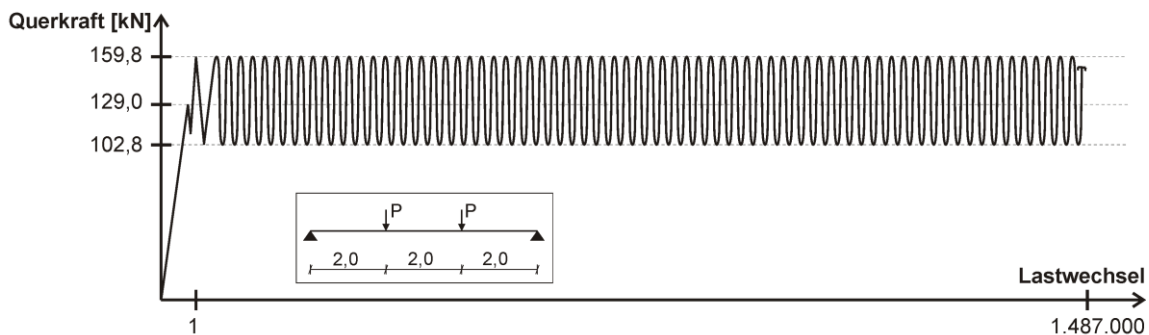
statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 158 \text{ kN}$

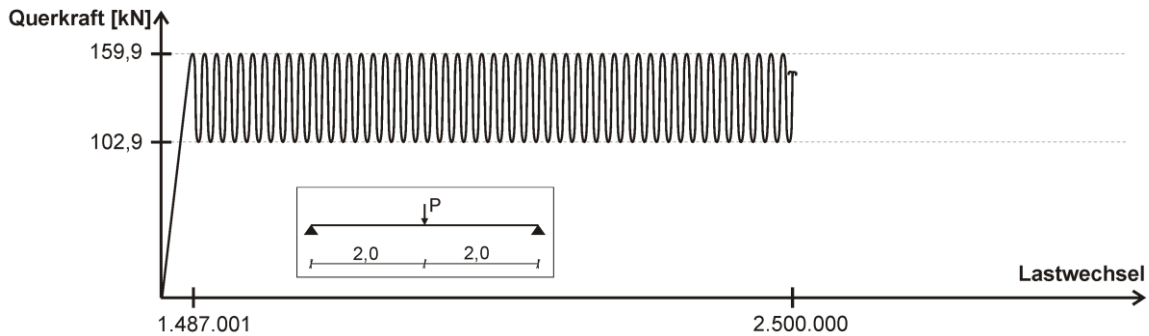
Görtz: $V_{Rm,sy} = 236 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



Teilversuch 2

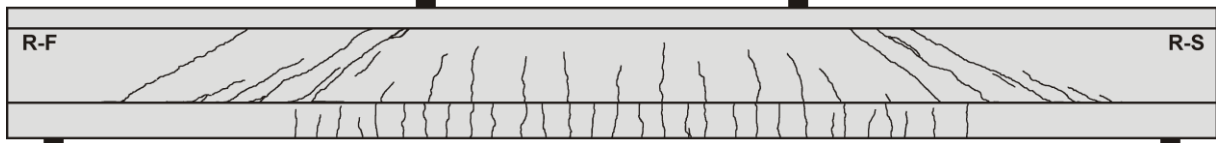


Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	M_i	ΣM_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubriss	129,0	-	-	-	-
1	1487	1487	zyklisch	159,8	102,8	249 ⁽¹⁾	164	192
2	1013	2500	Abbruch	159,9	102,9	249 ⁽¹⁾	164	192

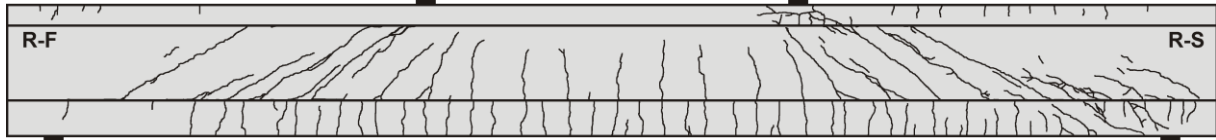
(¹) σ_w bei Oberlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$ (²) σ_w bei Ober- und Unterlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$

Rissbilder

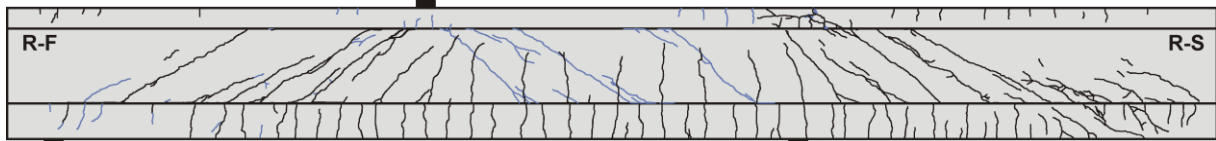
Lastwechsel 1



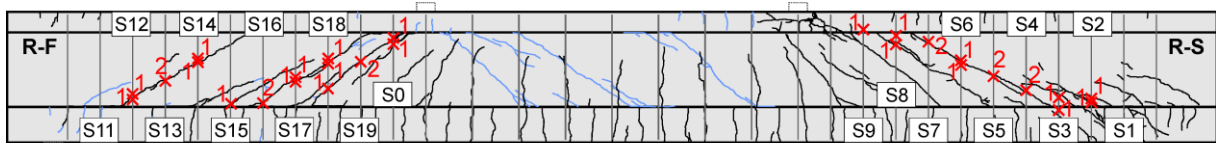
Lastwechsel 1.487.000



Lastwechsel 2.500.000



Bügelbrüche



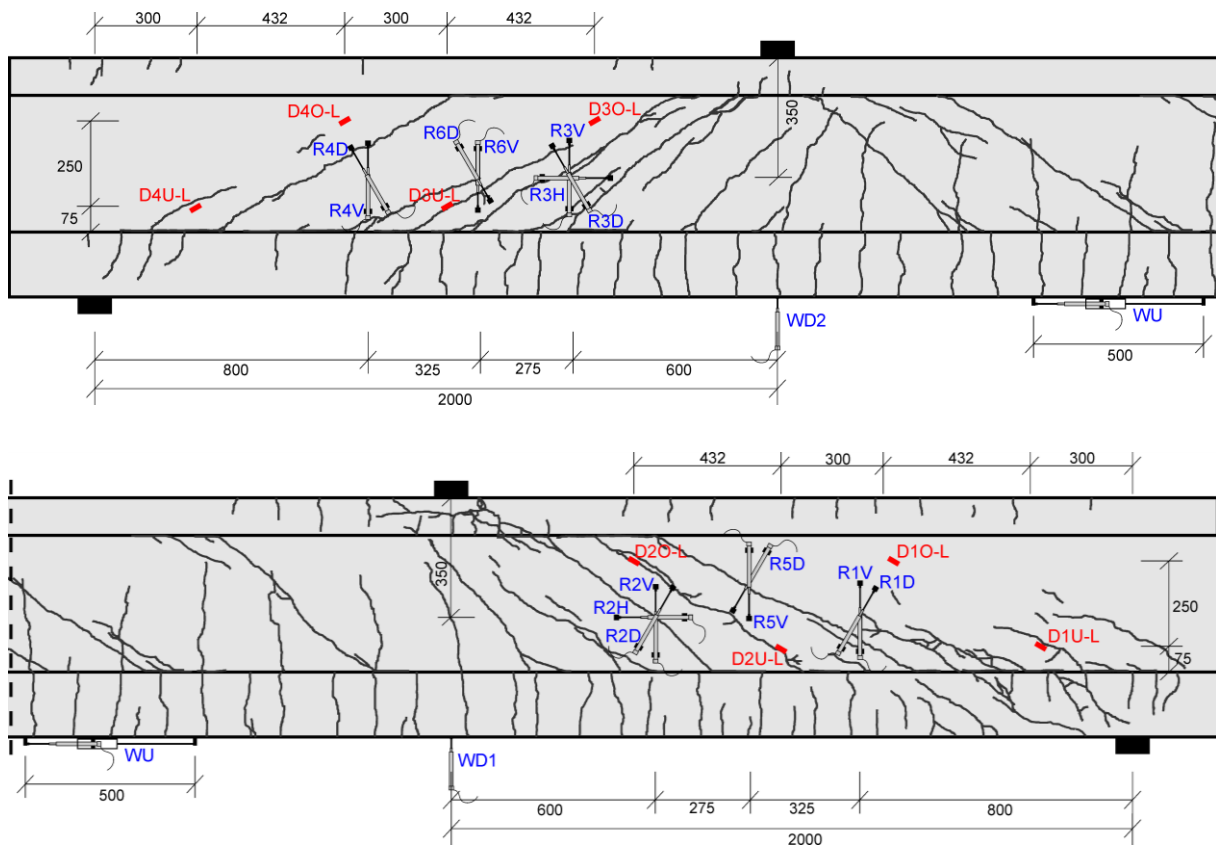
x2: Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S11	V	
	R	
S12	V	2.478.000
	R	2.362.000
S13	V	1.994.000
	R	1.418.000
S14	V	2.492.000
	R	1.310.000
S15	V	2.384.000
	R	
S16	V	1.672.000
	R	1.710.000
S17	V	786.000
	R	1.302.000
S18	V	1.328.000
	R	750.000
S19	V	1.786.000
	R	1.710.000
S0	V	1.866.000
	R	2.128.000

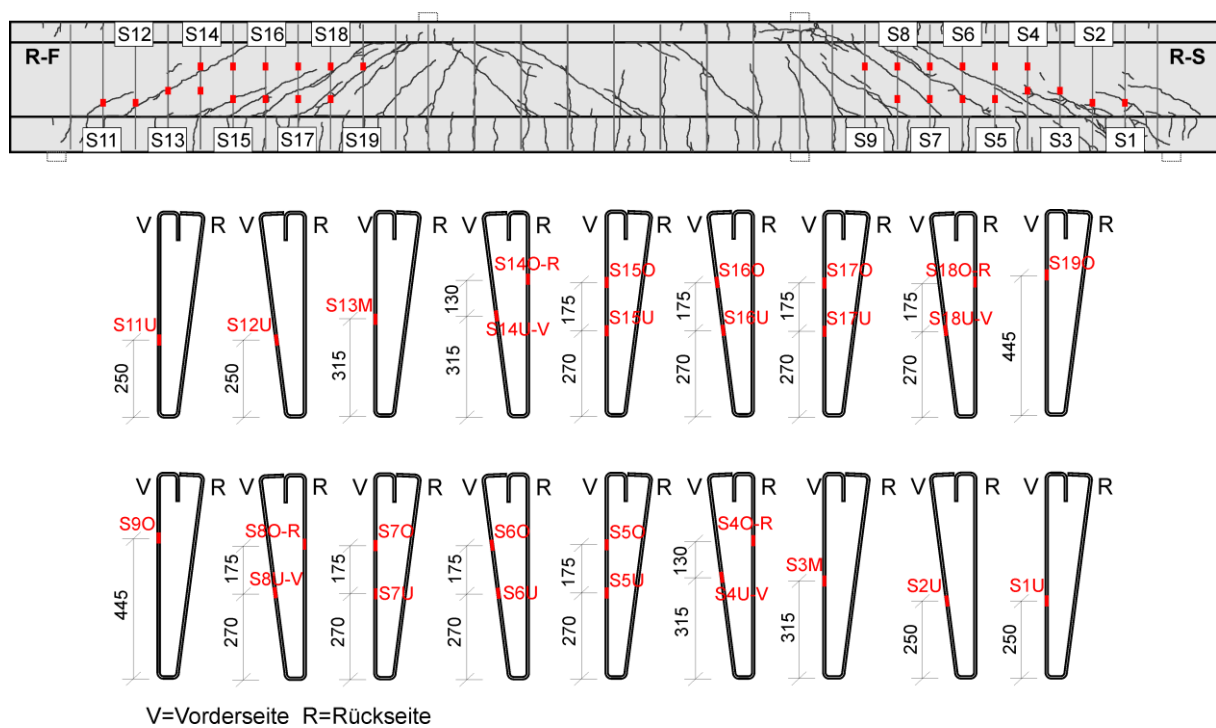
Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$
S1	V	
	R	
S2	V	1.454.000
	R	1.372.000
S3	V	1.244.000
	R	1.310.000
S4	V	570.000
	R	594.000
S5	V	786.000
	R	1.066.000
S6	V	928.000
	R	914.000
S7	V	1.090.000
	R	1.358.000
S8	V	1.250.000
	R	1.334.000
S9	V	
	R	1.478.000
S0	V	
	R	

Messtechnikpläne

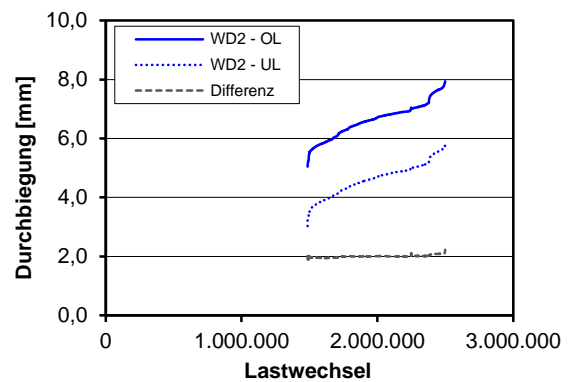
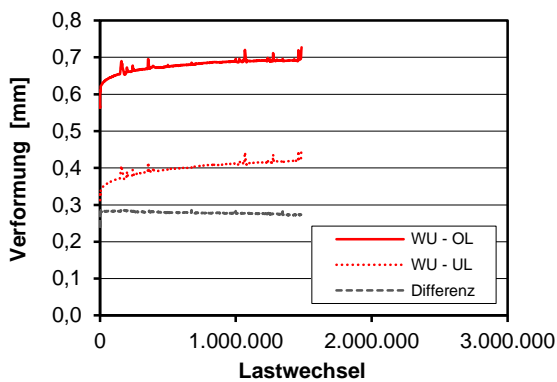
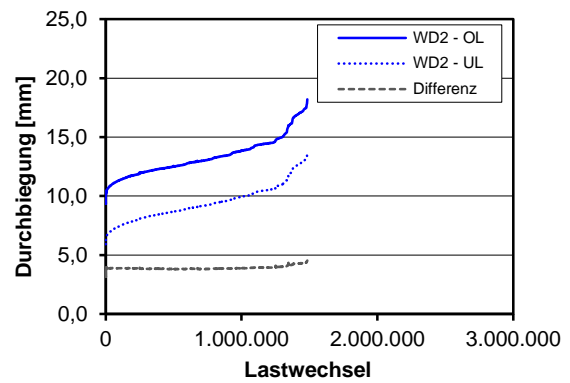
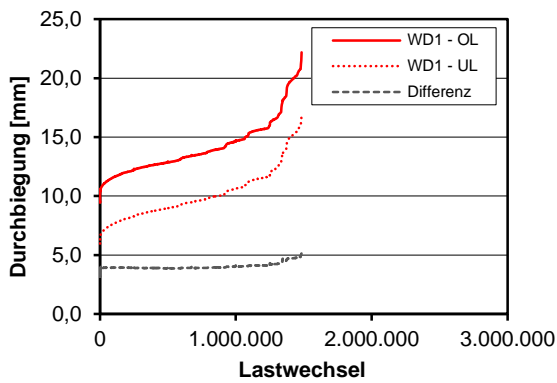
Träger



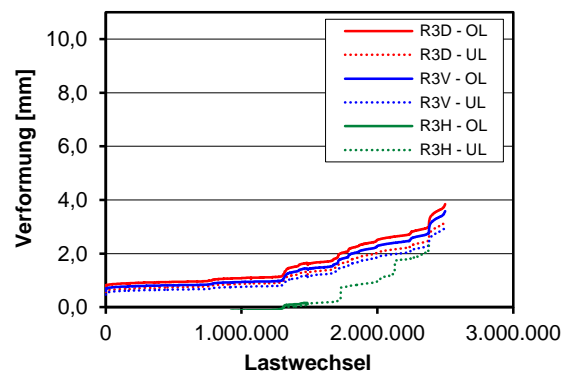
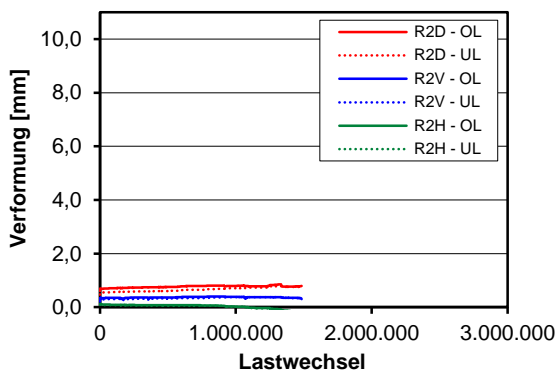
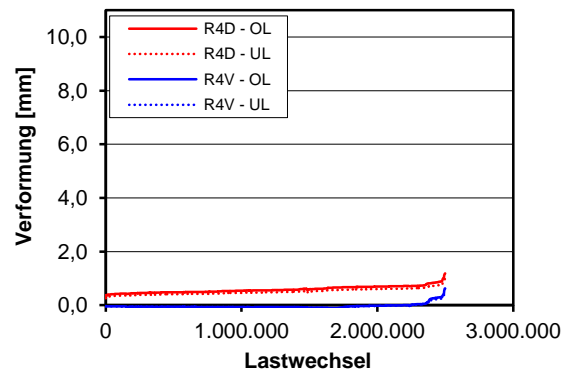
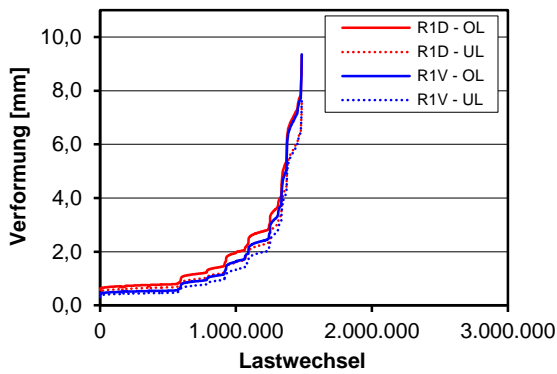
Bügelbewehrung

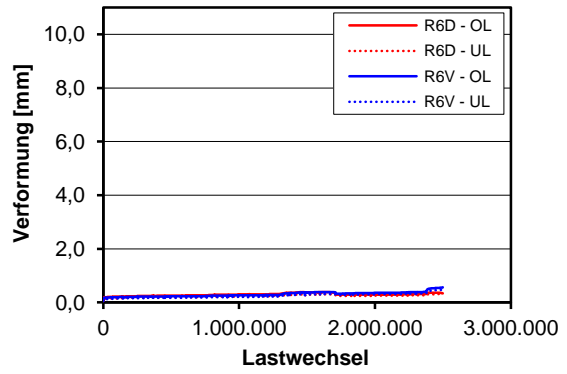
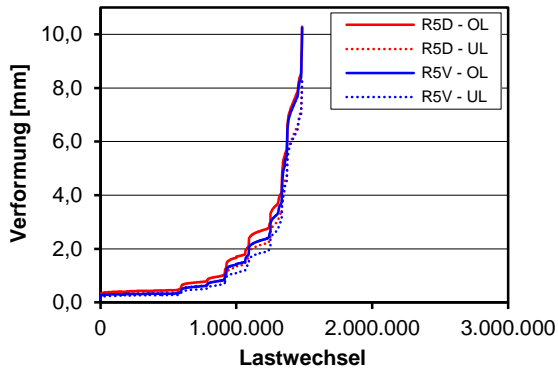


Durchbiegungen und Verformungen Unterseite



Verformung und Rissbreiten Steg

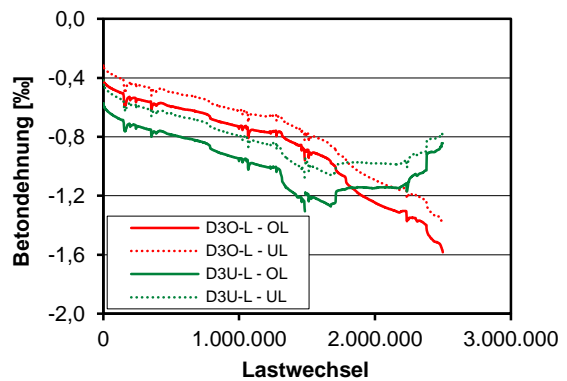
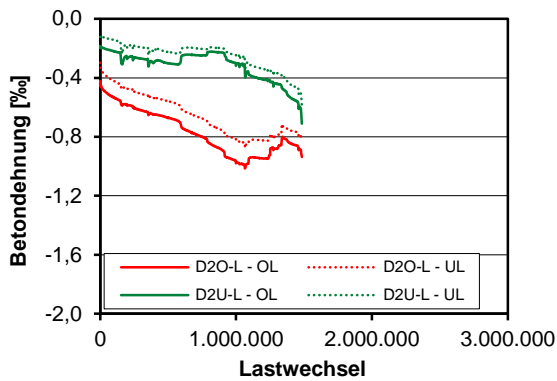
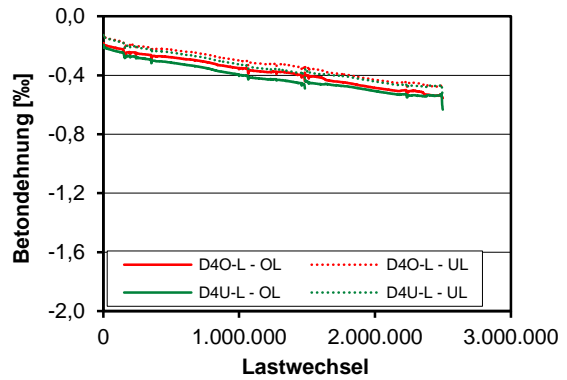
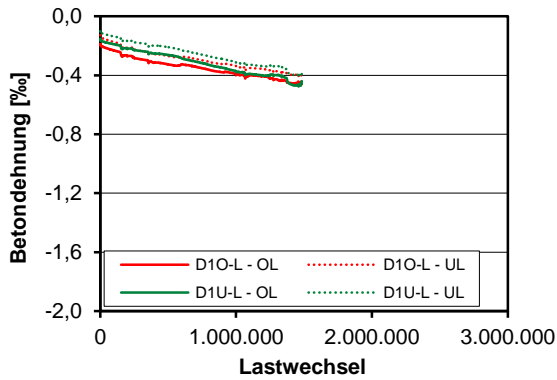




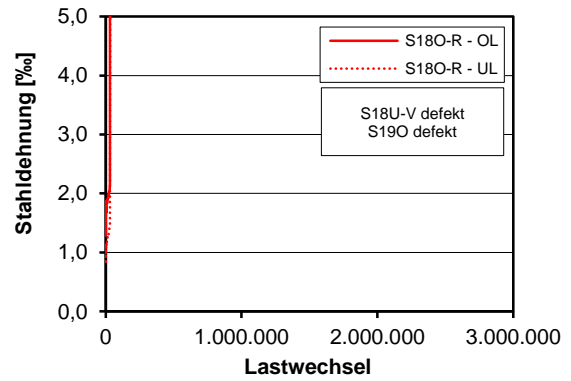
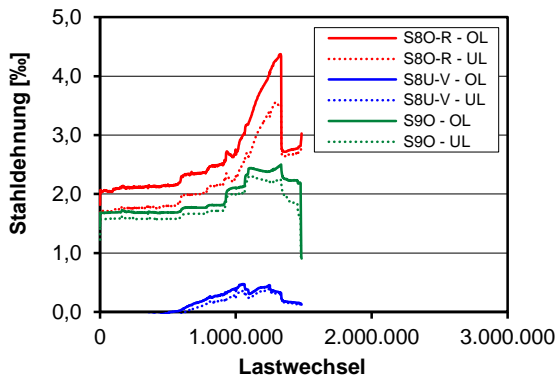
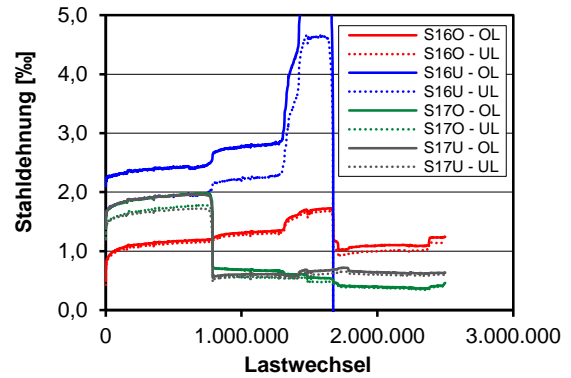
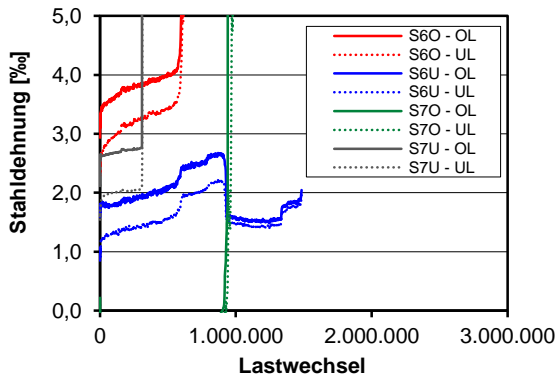
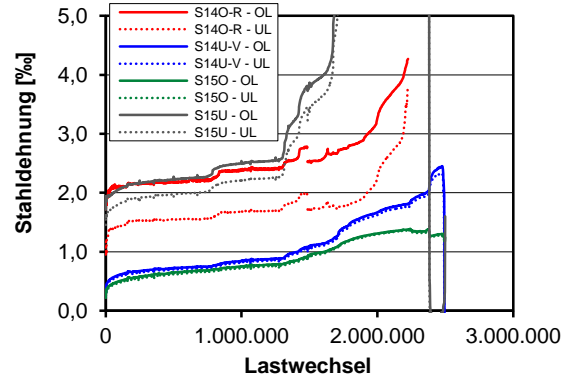
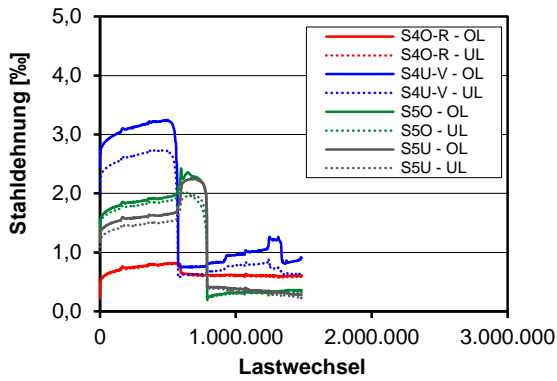
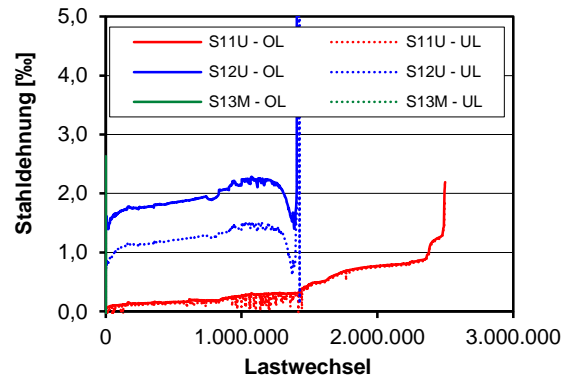
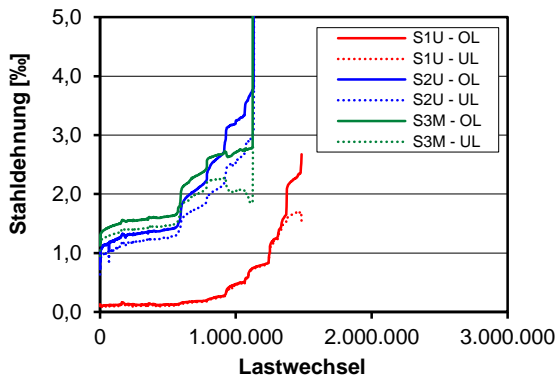
Auswertung Wegaufnehmerrosetten

Rosetten R2 und R3 nicht auswertbar, da nach statischer Erstbelastung bereits Riss in Messfeldern

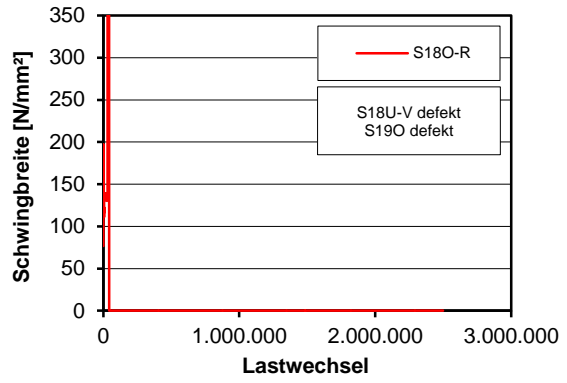
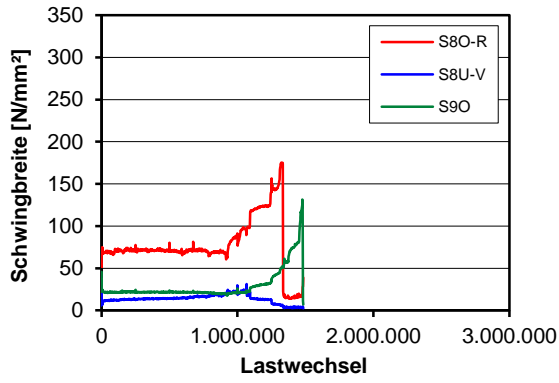
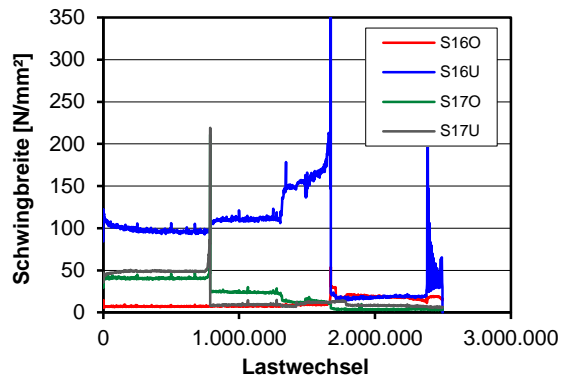
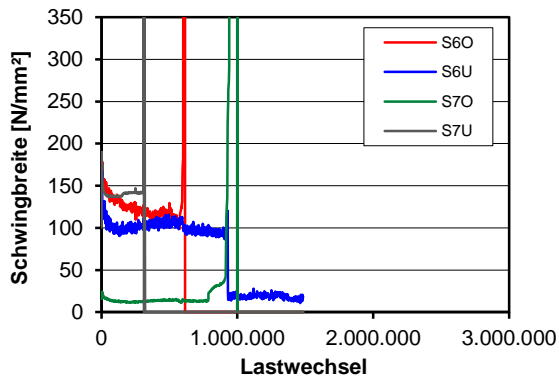
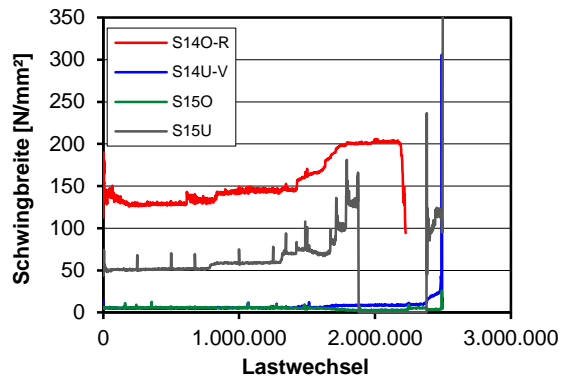
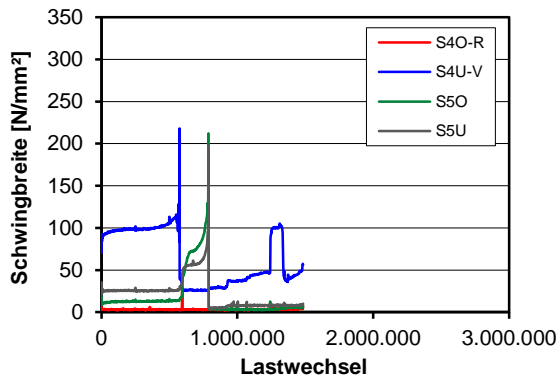
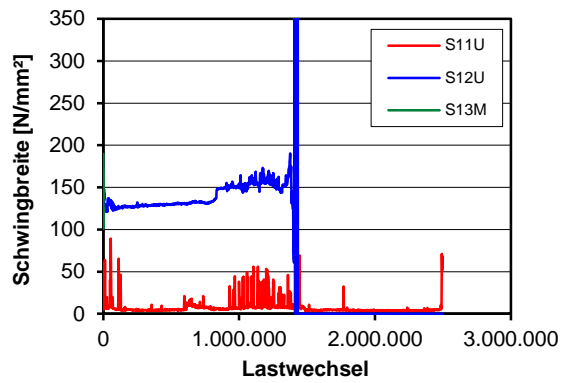
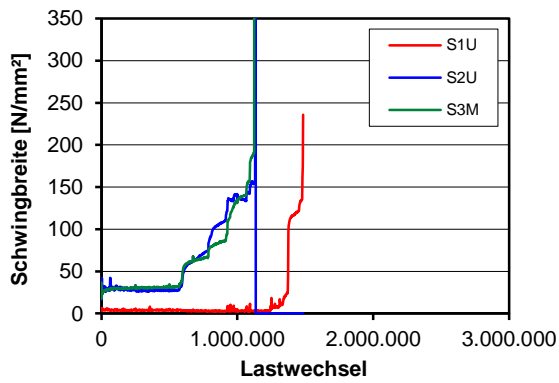
Betondehnungen



Dehnungen Bügelbewehrung

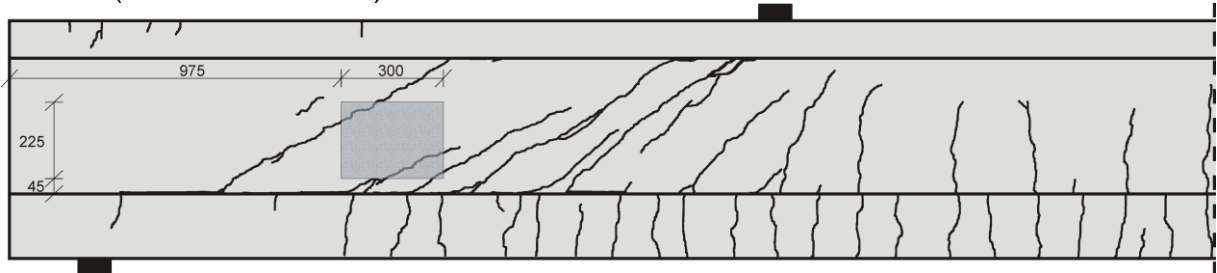


Schwingbreite Bügelspannungen

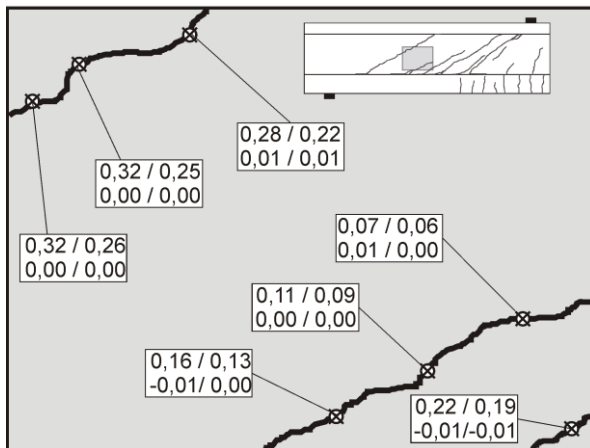


Photooptisches Messverfahren Aramis

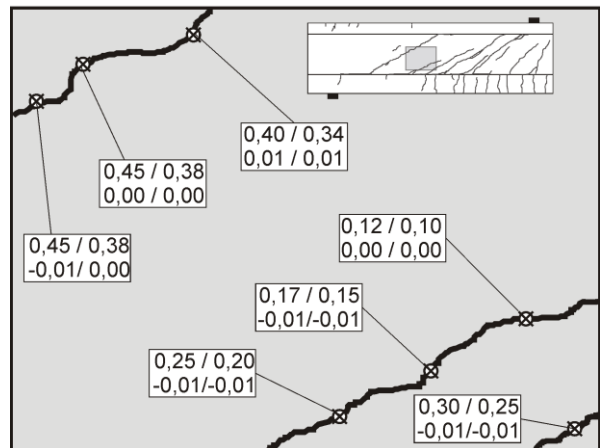
Rissbild (Ende Teilversuch 1)



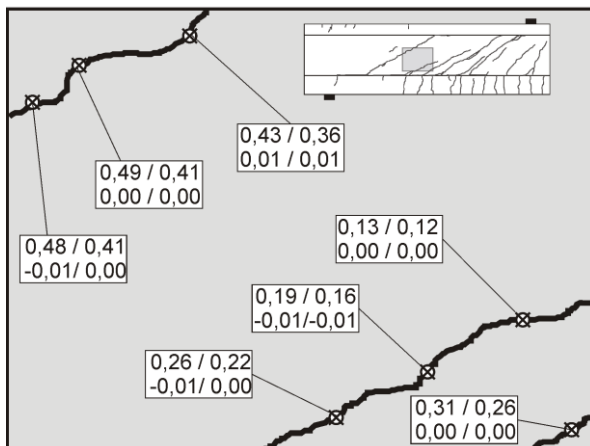
Lastwechsel 0.000.001



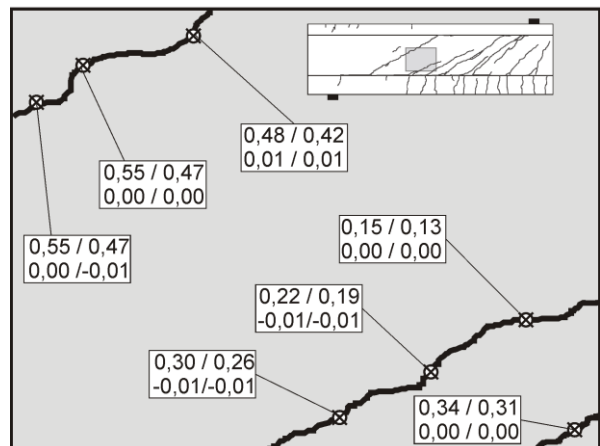
Lastwechsel 0.250.000



Lastwechsel 0.500.000

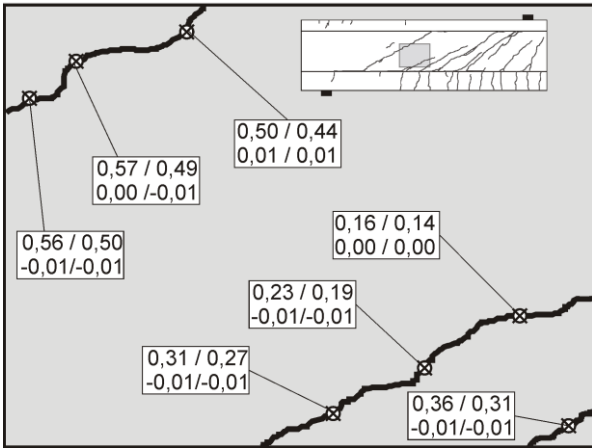


Lastwechsel 1.000.000

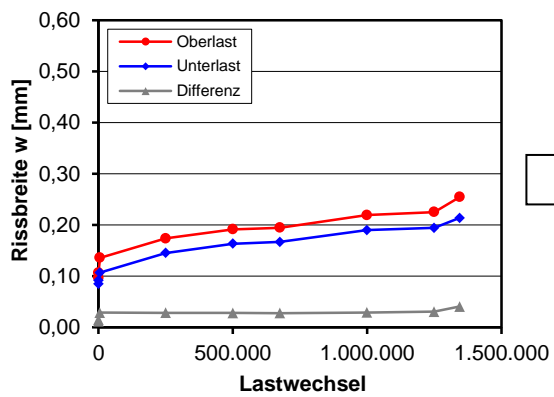
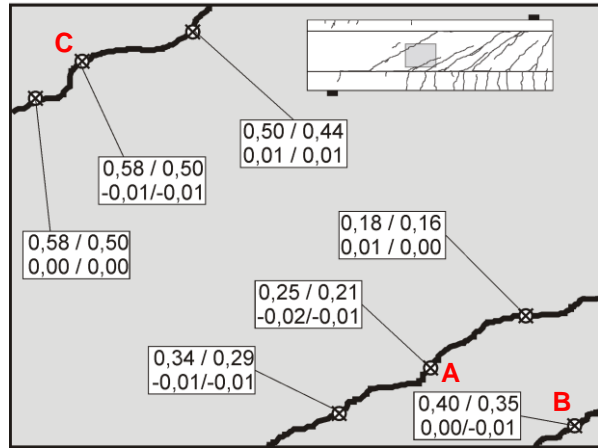


Rissbreite OL / UL
Rissuferverschiebung OL / UL

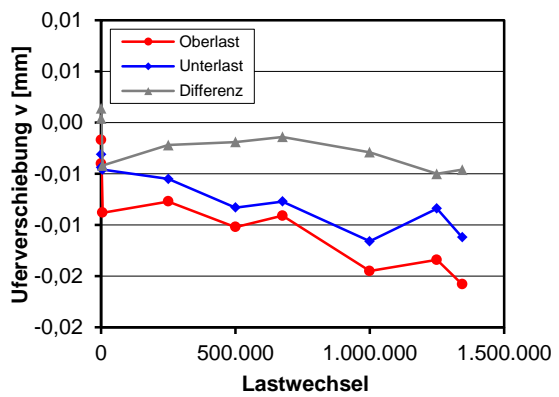
Lastwechsel 1.250.000



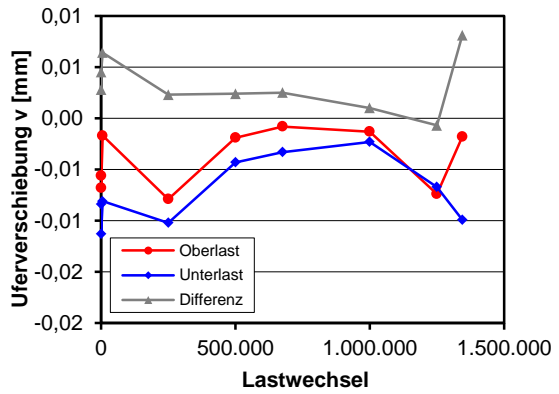
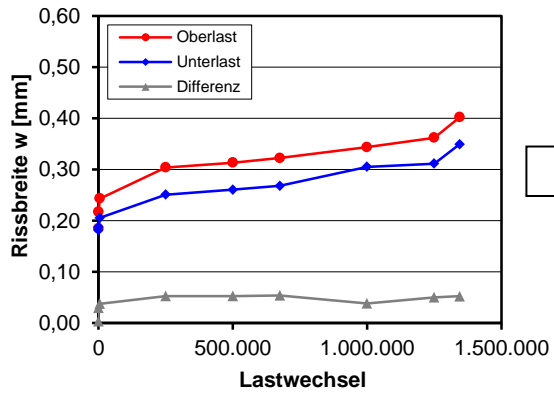
Lastwechsel 1.345.000



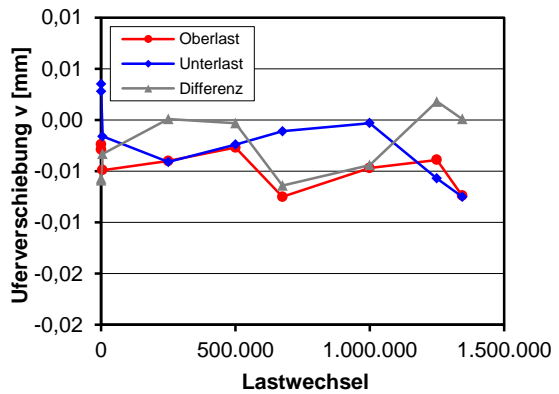
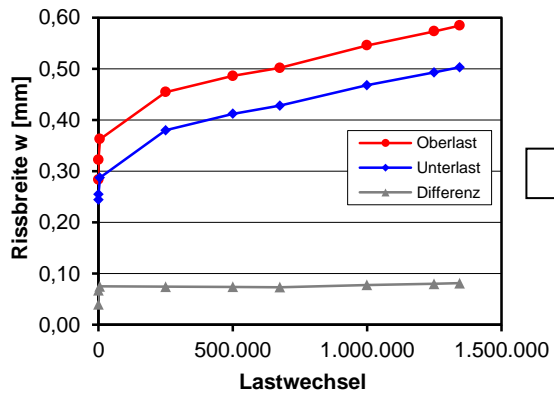
A



B



C



D.14 Träger I-33-4

Trägerkennwerte

Vorspannung: $P_{m,tm} = 314 \text{ kN}$

Beton: $f_{cm,cyl,tm} = 45,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,tm} = 3,43 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,tm} = 28.700 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: $f_{ym} = 530 \text{ N/mm}^2$ $f_{tm} = 633 \text{ N/mm}^2$ $E_{sm} = 203.761 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Tragfähigkeiten

Schubrislast

statische Querkrafttragfähigkeit

DIN FB 102 (Gl. 4.119): $V_{Rm,ct} = 197 \text{ kN}$

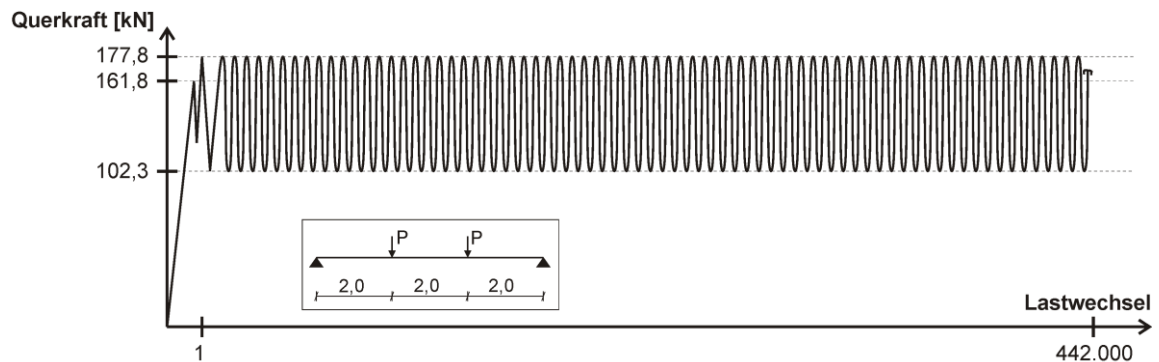
DIN FB 102 (Gl. 4.27): $V_{Rm,sy} = 162 \text{ kN}$

Görtz: $V_{Rm,ct} = 188 \text{ kN}$

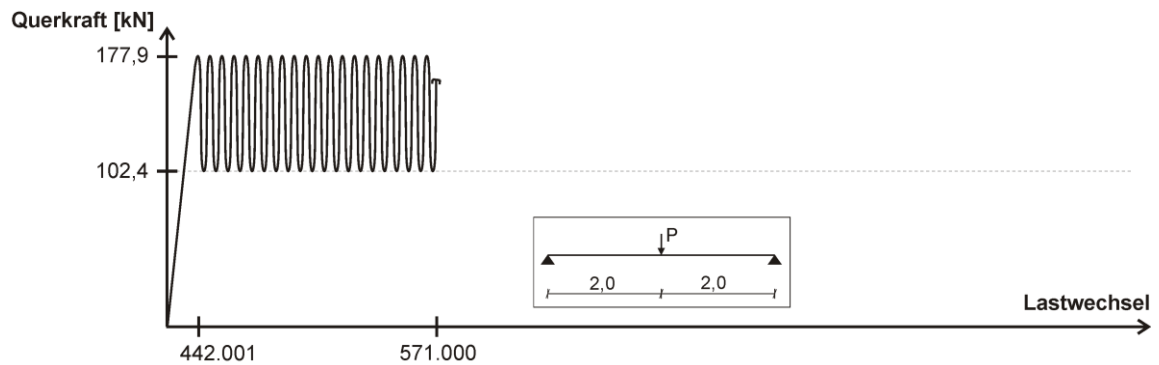
Görtz: $V_{Rm,sy} = 263 \text{ kN}$

Belastung

Teilversuch 1



Teilversuch 2

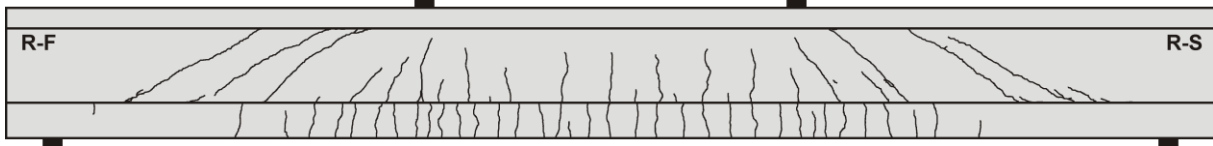


Teilversuch	Lastwechsel $\cdot 10^3$		Versagen	Belastung				
	N_i	ΣN_i		V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$\Delta\sigma_{FB,fat}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Frey}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{FB,stat}$ [N/mm ²]
1	0,001	0,001	Schubris	161,8	-	-	-	-
1	442	442	zyklisch	177,8	102,3	325 ⁽¹⁾	200	247
2	129	571	zyklisch	177,9	102,4	325 ⁽¹⁾	200	247

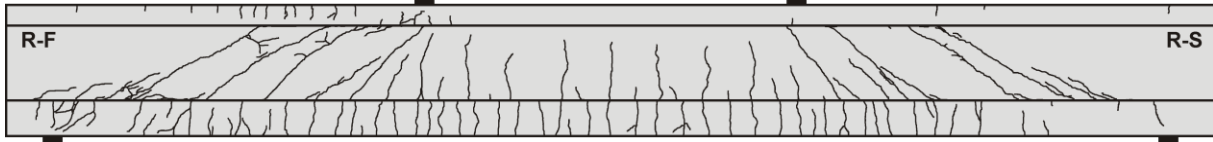
⁽¹⁾ σ_w bei Oberlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$ ⁽²⁾ σ_w bei Ober- und Unterlast $> f_t = 633 \text{ N/mm}^2$

Rissbilder

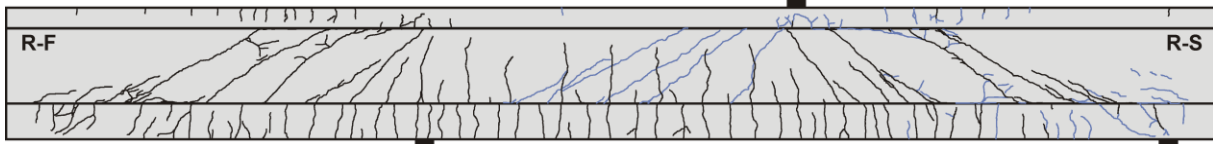
Lastwechsel 1



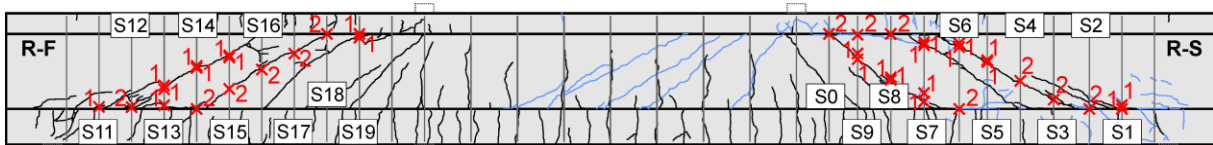
Lastwechsel 442.000



Lastwechsel 571.000



Bügelbrüche



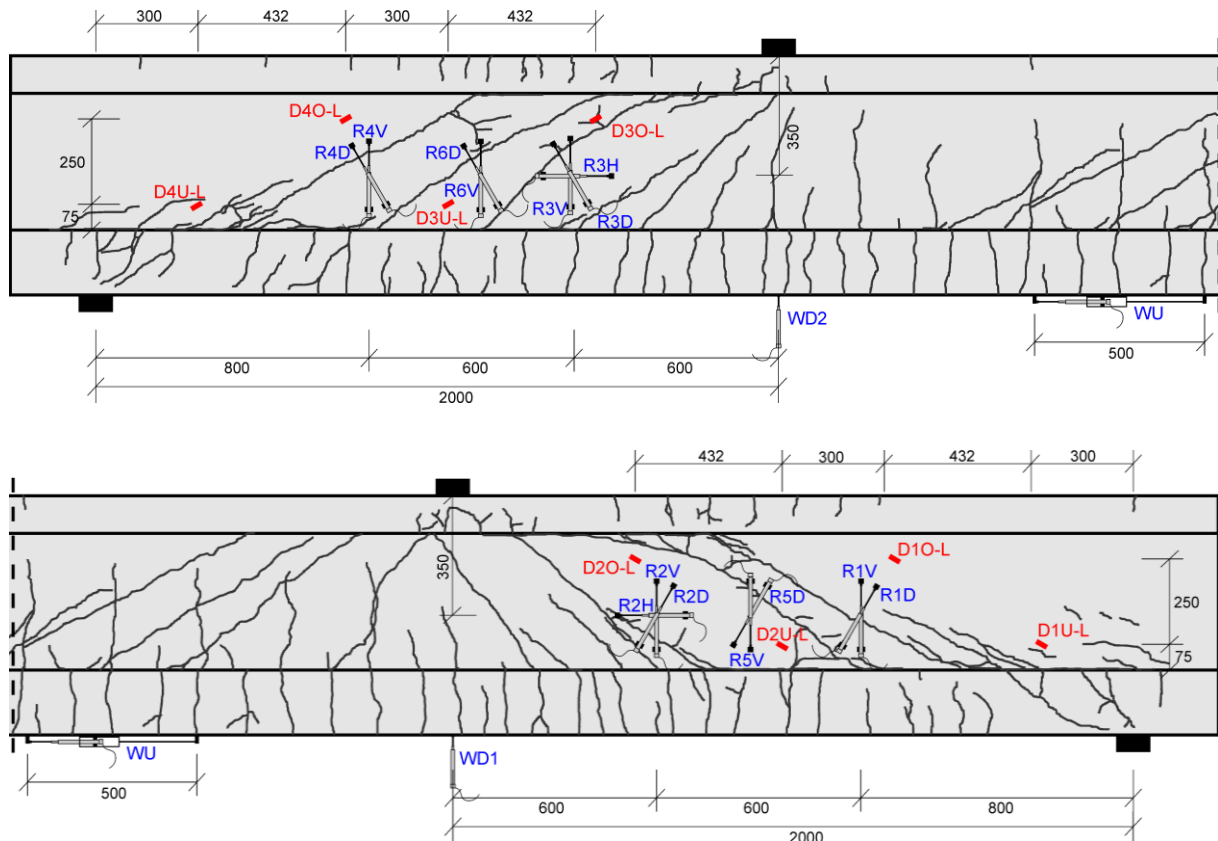
×2: Versagensort und Anzahl der gerissenen Schenkel

Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$	
S11	V	428.000	
	R		
S12	V	412.000	
	R	362.000	
S13	V	302.000	398.000
	R	362.000	
S14	V	324.000	400.000
	R	306.000	344.000
S15	V	398.000	416.000
	R	344.000	374.000
S16	V	338.000	
	R	412.000	
S17	V	320.000	
	R	422.000	
S18	V	406.000	
	R	424.000	
S19	V	424.000	
	R	362.000	
S0	V		
	R		

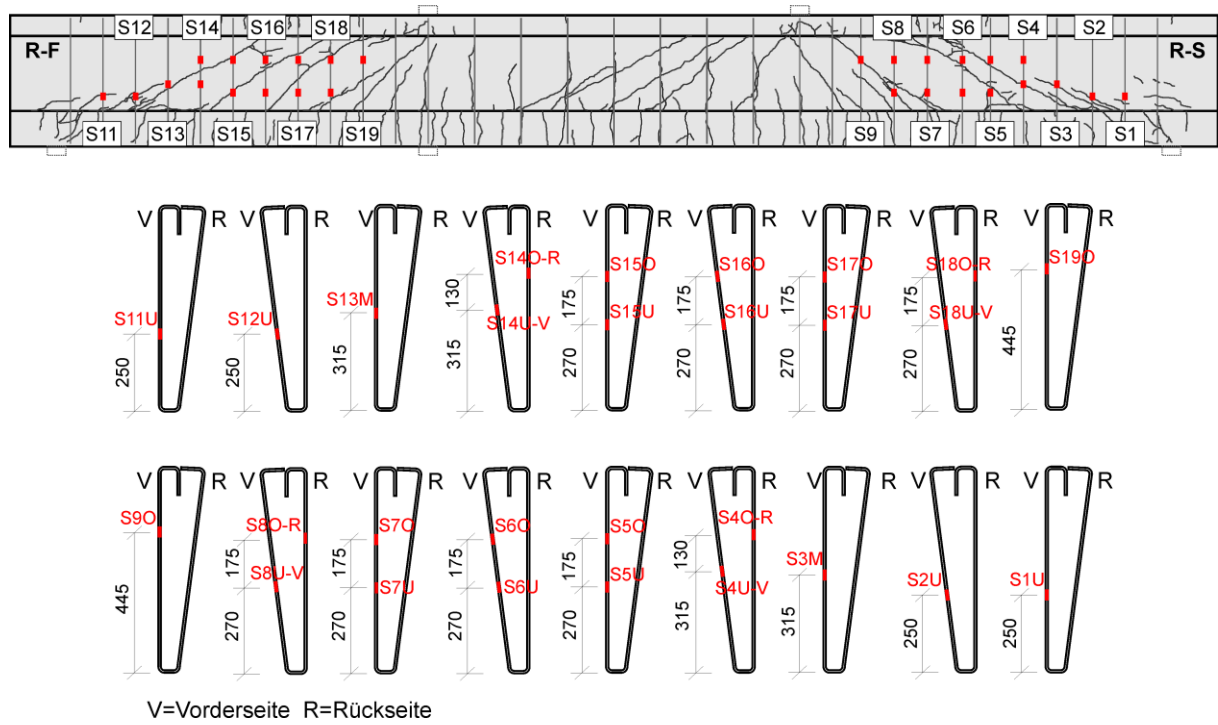
Bügel	Seite	$N_{\text{test,frac}}$	
S1	V	468.000	
	R	520.000	
S2	V	454.000	
	R	476.000	
S3	V	310.000	
	R	274.000	
S4	V	252.000	
	R	230.000	
S5	V	374.000	
	R	526.000	
S6	V	402.000	454.000
	R	386.000	482.000
S7	V	480.000	492.000
	R	302.000	571.000
S8	V	5.500	366.000
	R	332.000	502.000
S9	V	12.000	258.000
	R	472.000	502.000
S0	V	566.000	
	R	484.000	

Messtechnikpläne

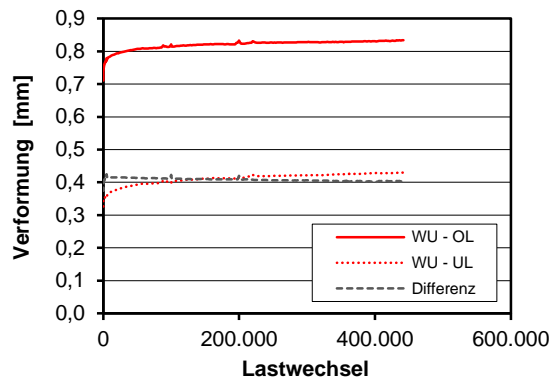
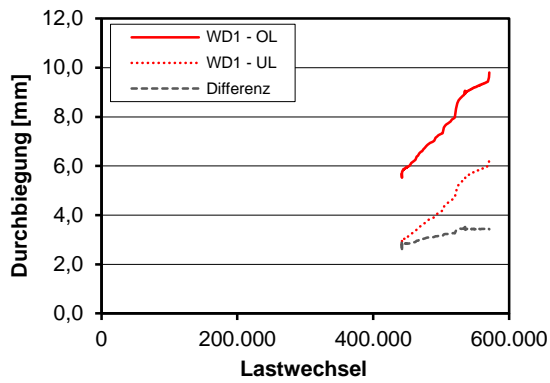
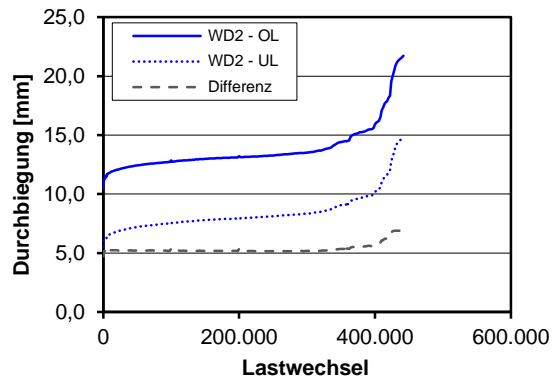
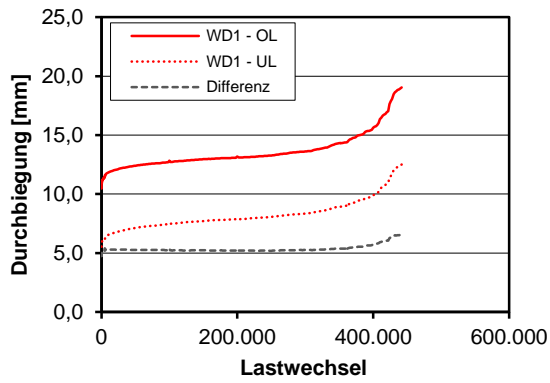
Träger



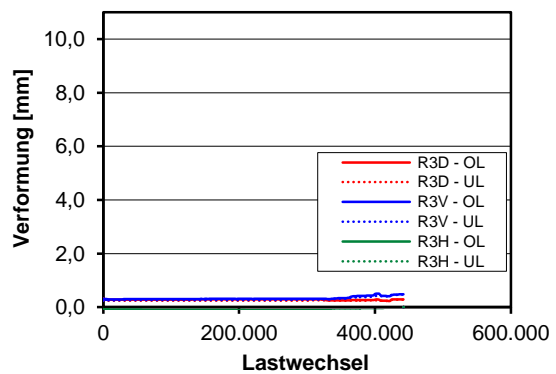
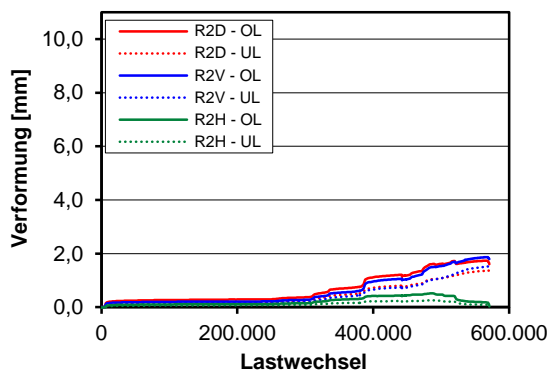
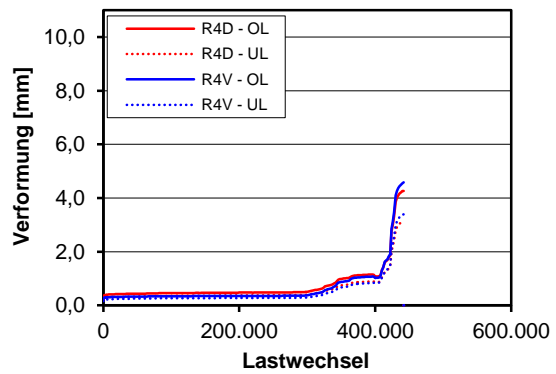
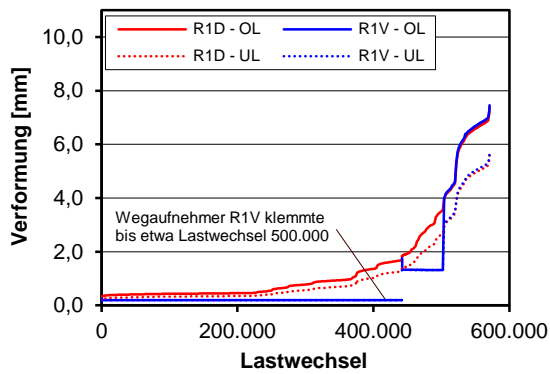
Bügelbewehrung

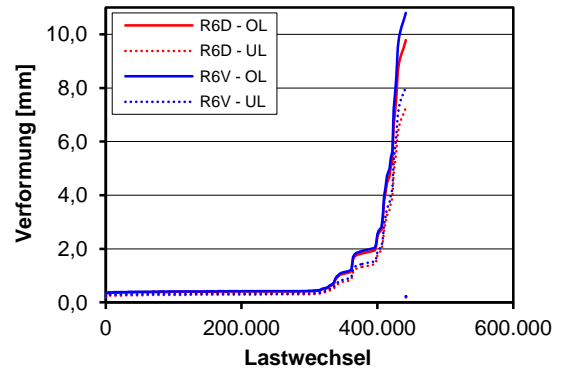
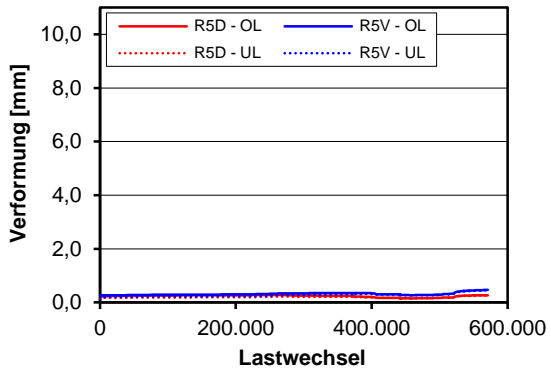


Durchbiegungen und Verformungen Unterseite



Verformung und Rissbreiten Steg

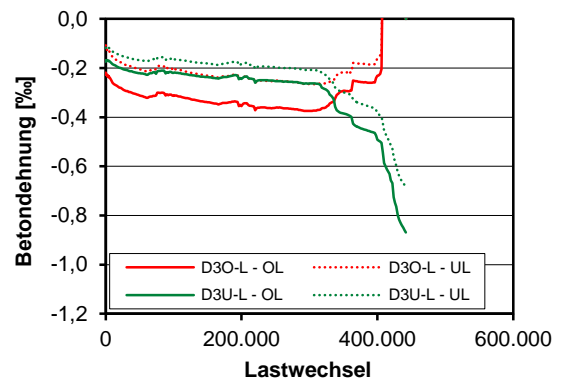
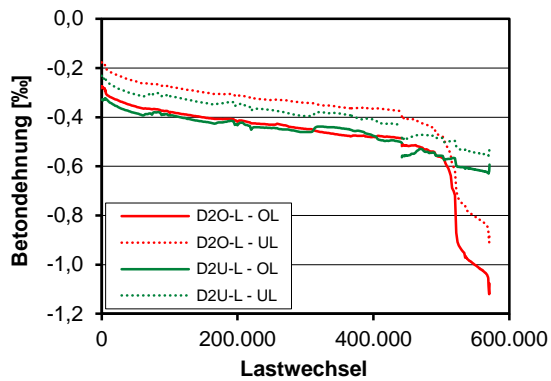
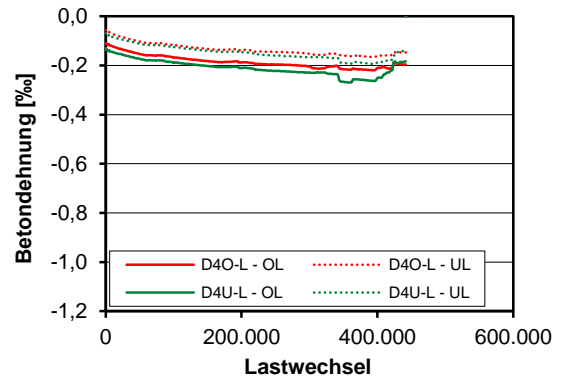
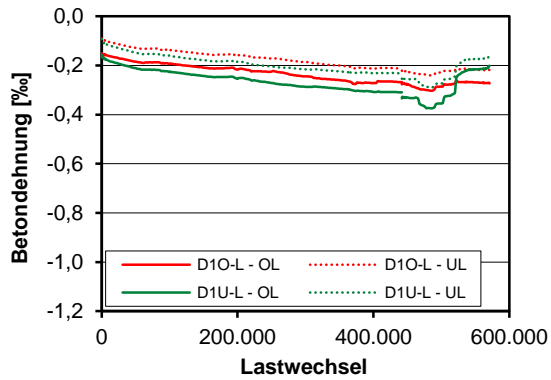




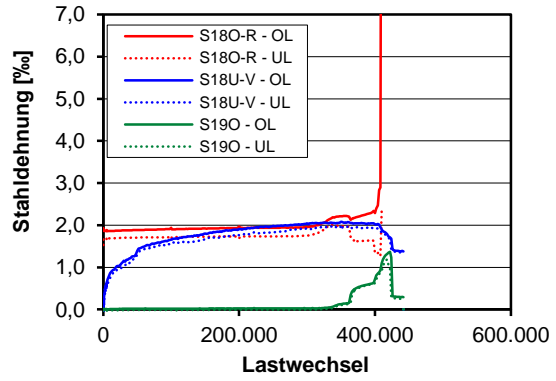
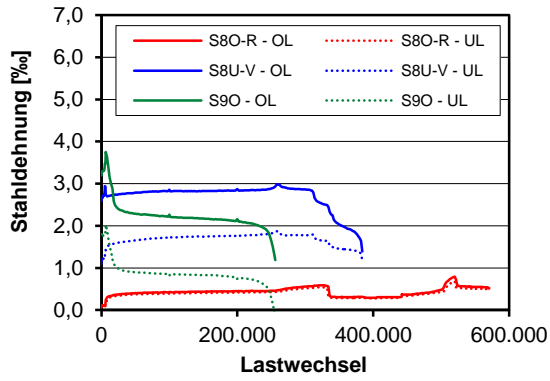
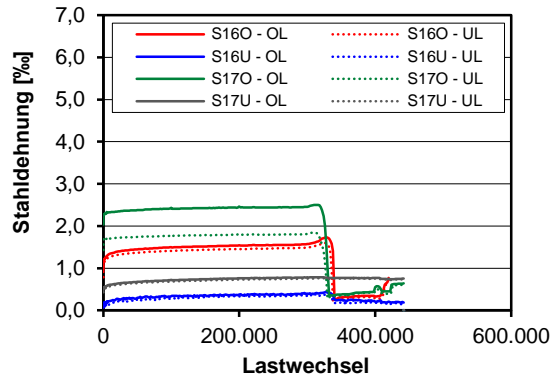
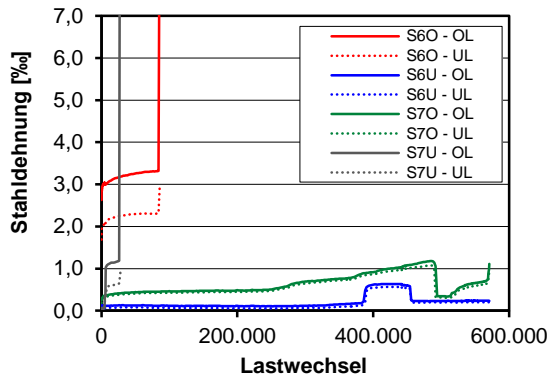
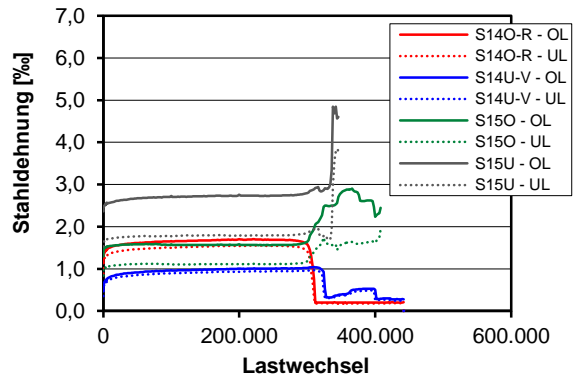
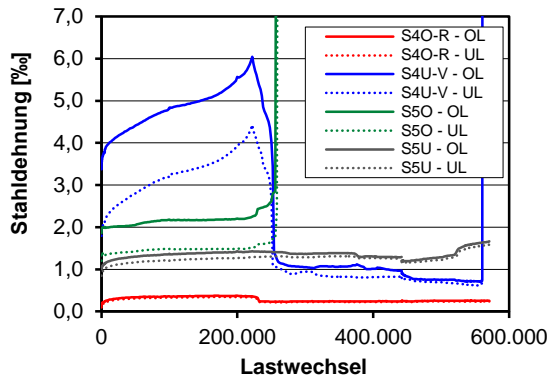
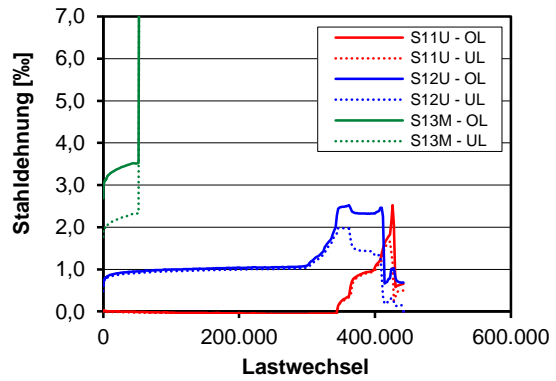
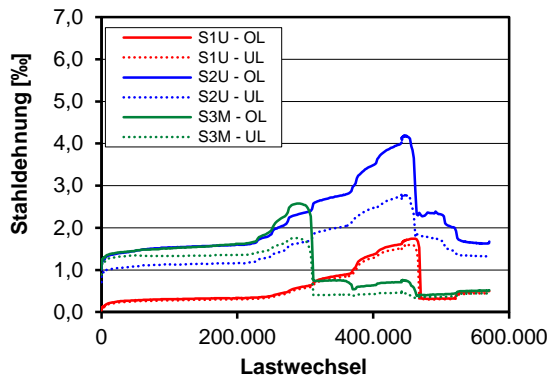
Auswertung WegaufnahmeRosetten

Rosetten R2 und R3 nicht auswertbar, da nach statischer Erstbelastung bereits Riss in Messfeldern

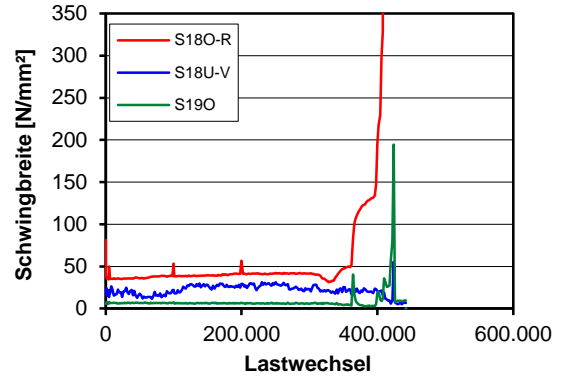
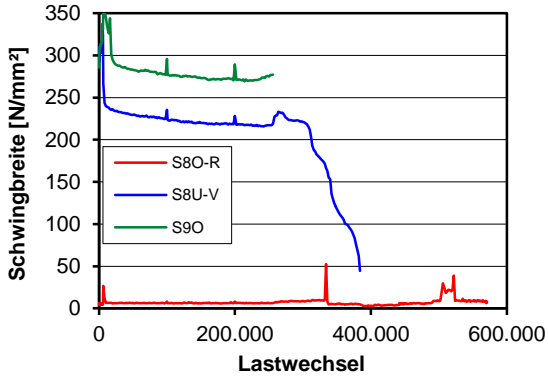
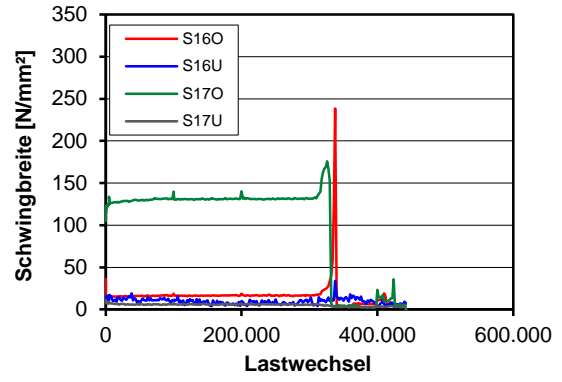
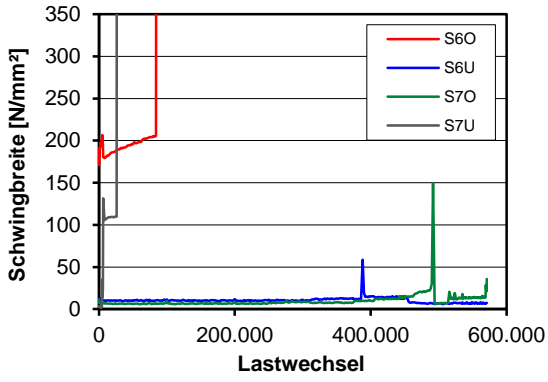
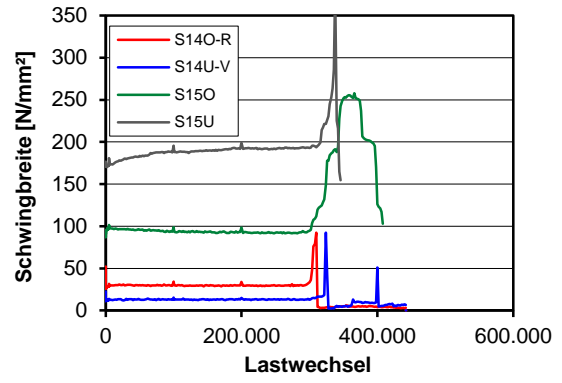
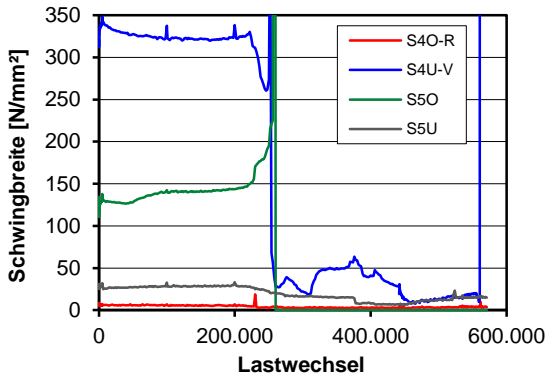
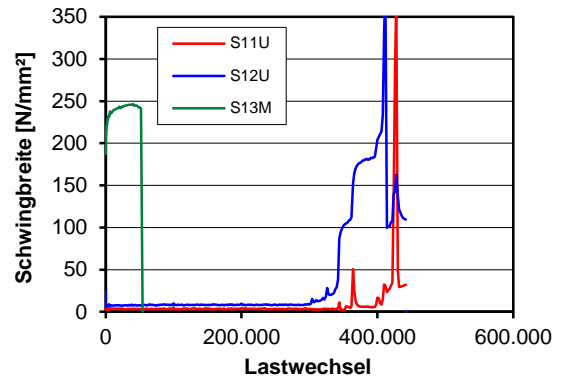
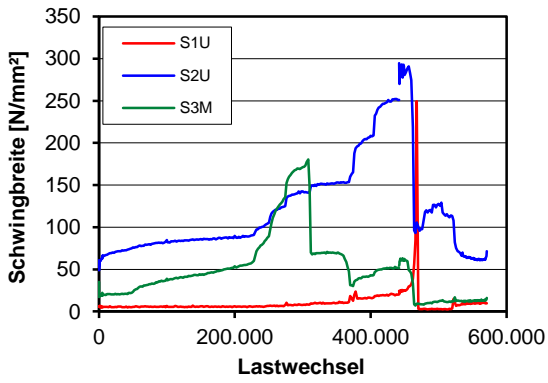
Betondehnungen



Dehnungen Bügelbewehrung

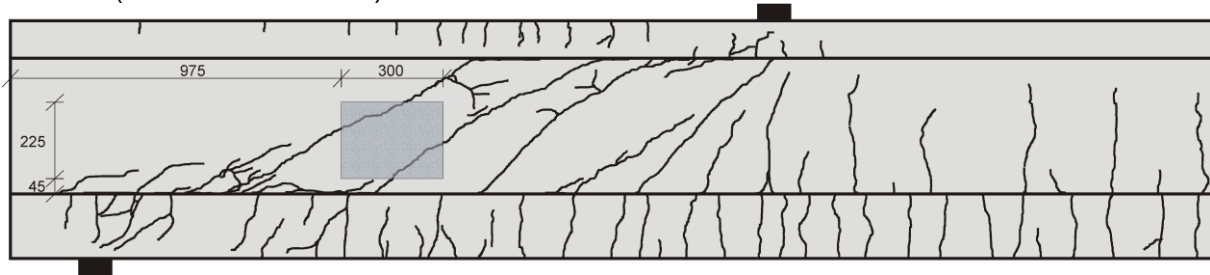


Schwingbreite Bügelspannungen

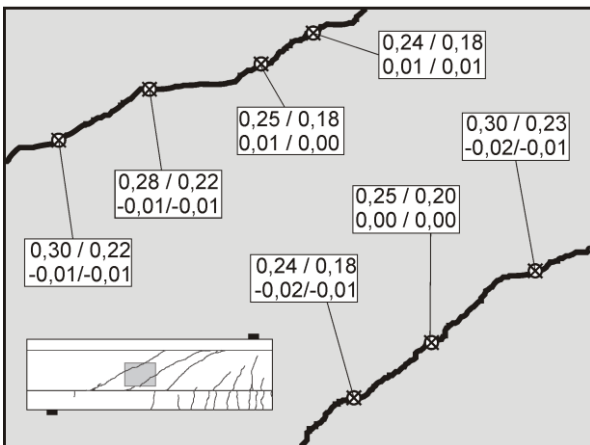


Photooptisches Messverfahren Aramis

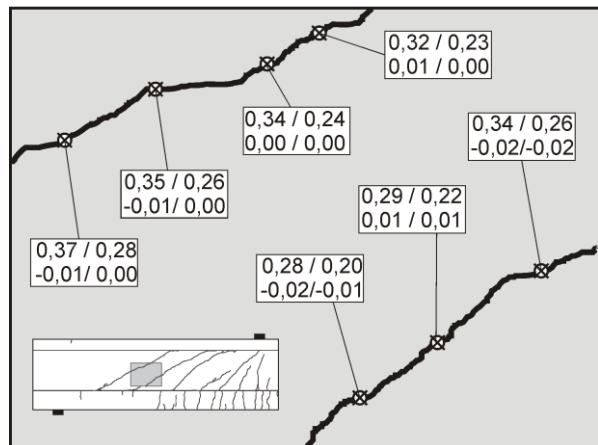
Rissbild (Ende Teilversuch 1)



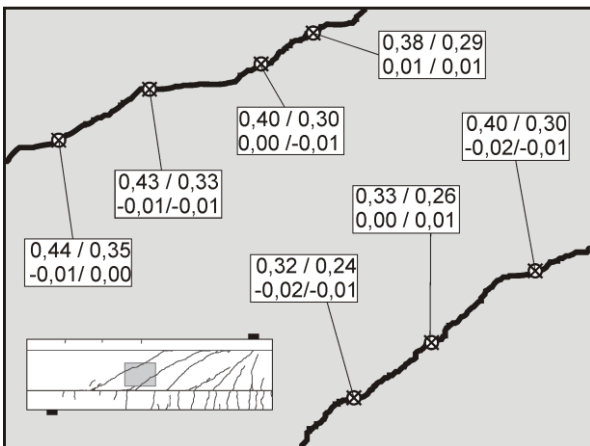
Lastwechsel 0.000.001



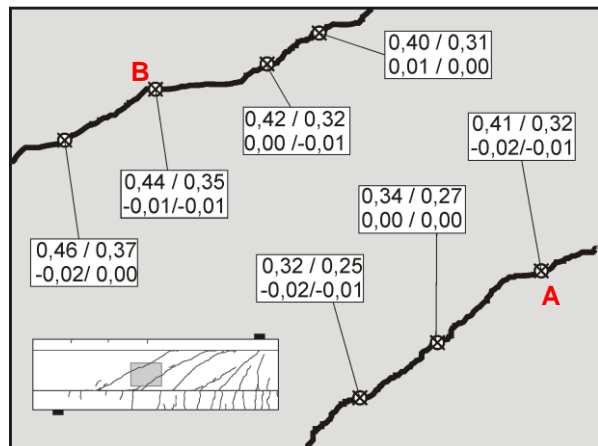
Lastwechsel 0.005.000

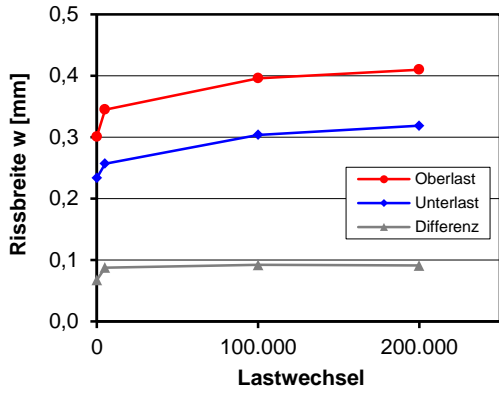


Lastwechsel 0.100.000

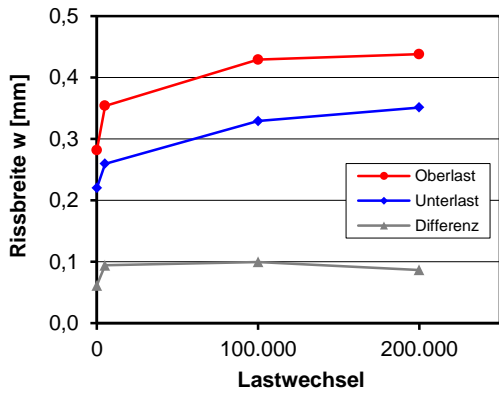
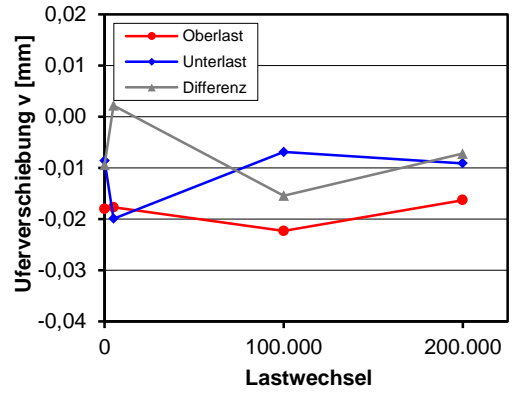


Lastwechsel 0.200.000

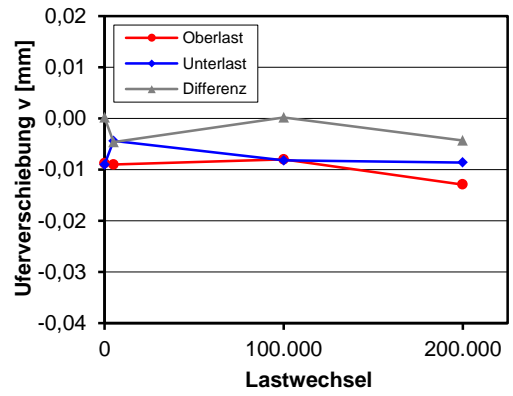




A



B



E Anwendungsbeispiel

E.1 Ermittlung Betondruckfestigkeit am Bauwerk nach /BMVBS11/

Parameter	Überbau I		Überbau II	
	Ost	West	Ost	West
gemessene Betondruckfestigkeit [N/mm ²]	46	42	51	43
	56	44	50	58
	45	48	55	49
	59	64	53	58
	54	57	54	54
	60	50	64	53
	47	55	53	46
	41	50	48	47
	51	50	50	48
Mittelwert	51,0	51,1	53,1	50,7
Standardabweichung	6,67	6,74	4,65	5,34
k_n	2,0	2,0	2,0	2,0
V (unbekannt)	0,131	0,132	0,088	0,105
X_k	37,66	37,64	43,81	39,99
maßgebend:	$f_{ck,BW} = 37,66 \text{ N/mm}^2$			
Druckfestigkeitsklasse	$f_{ck} = 44,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (C40/50)}$			

E.2 Berechnung Korrekturbeiwert λ_s nach /DIN09b/ und /BMVBS12/

Annahmen:	LKW pro Jahr	$N_{\text{obs}} = 2 \cdot 10^6$ (Verkehrskategorie 1)
	Beiwert für die Verkehrsart	$\bar{Q} = 1,0$ (große Entfernung)
	Oberflächenrauigkeit	$\varphi_{\text{fat}} = 1,2$ (normal)
	Exponent Wöhlerlinie	$k_2 = 9$ (Betonstahl)
	Nutzungsdauer	$N_{\text{years}} = 100$ Jahre

$$\lambda_s = \varphi_{\text{fat}} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} = 1,58$$

mit: $\lambda_{s,1} = 1,22$ (Kurve 4a nach Abbildung A.106.2 aus /DIN09b/)

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} \cdot k_2 \sqrt{\frac{N_{\text{obs}}}{2,0}} = 1,0 \cdot 9 \sqrt{\frac{2,0}{2,0}} = 1,0$$

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{\text{years}}}{100}} = 9 \sqrt{\frac{100}{100}} = 1,0$$

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt{\frac{\sum N_{\text{obs},i}}{N_{\text{obs},1}}} = 9 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{10^6}} = 1,08$$

In der Schriftenreihe des IMB (ISSN 0949-7331) sind bisher erschienen:

In der Schriftenreihe „Lehrstuhl und Institut für Massivbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen“ sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Lehrstuhl und Institut für Massivbau
RWTH Aachen
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen

oder über jede Buchhandlung.

Heft 1:

Hegger, J.; Führer, W.; Knaack, U.: Hochhäuser – Entwerfen Planen Konstruieren. RWTH Aachen, Tagung 30.-31.03.1995, Tagungsband, ISBN 3-00-000193-X.

Heft 2:

Empelmann, M.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1995; Dissertation, RWTH Aachen, 1995, ISBN 3-9804729-0-6.

Heft 3:

Bick, D.: Zur Dichtheit von Trennrissen in Beton bei Einwirken umweltgefährdender Flüssigkeiten. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1995; Dissertation, RWTH Aachen, 1995, ISBN 3-9804729-1-4.

Heft 4:

Abel, M.: Zur Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1996; Dissertation, RWTH Aachen, 1996, ISBN 3-9804729-2-2.

Heft 5:

Hegger, J.; Führer, W.: Höher – Leichter – Weiter? Neue Entwicklungen im Hochbau. RWTH Aachen, Tagung 09.-10.10.1997, Tagungsband, 1997, ISBN 3-9804729-3-0.

Heft 6:

Will, N.: Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1997; Dissertation, RWTH Aachen, 1997, ISBN 3-9804729-4-9.

Heft 7:

Rudlof, M.: Zur Spannungsumlagerung zwischen Spannstahl und Betonstahl bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1997; Dissertation, RWTH Aachen, 1997, ISBN 3-9804729-5-7.

Heft 8:

Nowak, D.: Zur Eintragung der planmäßigen Vorspannung in Brückentragwerken unter besonderer Berücksichtigung der Spanngliedreibung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1998; Dissertation, RWTH Aachen, 1998, ISBN 3-9804729-6-5.

Heft 9:

Hegger, J.; Führer, W.: Ertüchtigen und Umnutzen, Bauen im Bestand. RWTH Aachen, Tagung 25.-26.03.1999, Tagungsband, 1999, ISBN 3-9804729-7-3.

Heft 10:

Burkhardt, J.: Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2000; Dissertation, RWTH Aachen, 2000, ISBN 3-9804729-9-x.

Heft 11:

Kerkeni, N.: Zur Anwendung der FE-Methode bei spritzbetonverstärkten Stützen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2000; Dissertation, RWTH Aachen, 2000, ISBN 3-9804729-8-1.

Heft 12:

Hegger, J.; Führer, W.: Vom Baukasten zum intelligenten System - Individuelles Bauen durch Vorfertigung. RWTH Aachen, Tagung 10-11.10.2000, Tagungsband, 2000, ISBN 3-9807302-0-4.

Heft 13:

Nitsch, A.: Spannbetonfertigteile mit teilweiser Vorspannung aus hochfestem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2001; Dissertation, RWTH Aachen, 2001, ISBN 3-9807302-2-0.

Heft 14:

Roeser, W.: Zur Bemessung von Rahmenknoten aus Stahlbeton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2002; Dissertation, RWTH Aachen, 2002, ISBN 3-9807302-3-9.

Heft 15:

Doeinghaus, P.: Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2002; Dissertation, RWTH Aachen, 2002, ISBN 3-9807302-4-7.

Heft 16:

Beutel, R.: Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innensäulen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2003; Dissertation, RWTH Aachen, 2003, ISBN 3-9807302-5-5.

Heft 17:

Neuser, J.-U.: Zur Krafteinleitung bei externer Vorspannung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2003; Dissertation, RWTH Aachen, 2003, ISBN 3-9807302-6-3.

Heft 18:

Görtz, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2004; Dissertation, RWTH Aachen, 2004, ISBN 3-9807302-8-X.

Heft 19:

Tuchlinski, D.: Zum Durchstanzen von Flachdecken unter Berücksichtigung der Momenten-Querkraft Interaktion und der Vorspannung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2004; Dissertation, RWTH Aachen, 2004, ISBN 3-9807302-9-8.

Heft 20:

Molter, M.: Zum Tragverhalten von textildbewehrtem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2005; Dissertation, RWTH Aachen, 2005, ISBN 3-9807302-7-1.

Heft 21:

Hegger, J.; Carpus, G.: Bauen in Deutschland auf kooperativen Wegen – Potentiale neuer Planungs- und Ausführungsvarianten. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2005, ISBN 3-9390510-0-4.

Heft 22:

Goralski, C.: Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2006; Dissertation, RWTH Aachen, 2006, ISBN 3-939051-01-2.

Heft 23:

Bruckermann, O.: Zur Modellierung des Zugtragverhaltens von textildbewehrtem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2007; Dissertation, RWTH Aachen, 2007, ISBN 3-939051-02-0.

Heft 24:

Voss, S.: Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textildbewehrtem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2008; Dissertation, RWTH Aachen, 2008, ISBN 3-939051-03-9.

Heft 25:

Bülte, S.: Zum Verbundverhalten von Spannstahl mit sofortigem Verbund unter Betriebsbeanspruchung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2008; Dissertation, RWTH Aachen, 2008, ISBN 3-939051-04-7.

Heft 26:

Niewels, J.: Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2008; Dissertation, RWTH Aachen, 2008, ISBN 3-939051-05-5.

Heft 27:

Häusler, F.: Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2009; Dissertation, RWTH Aachen, 2009, ISBN 3-939051-06-3.

Heft 28:

Ricker, M.: Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzel-fundamenten. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2009; Dissertation, RWTH Aachen, 2009, ISBN 3-939051-07-1.

Heft 29:

Kommer, B.: Zur Verbundverankerung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund in Hochleistungsbetonen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2010; Dissertation, RWTH Aachen, 2010, ISBN 3-939051-08-X.

Heft 30:

Roggendorf, T.: Zum Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biege-weicher Lagerung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2010; Dissertation, RWTH Aachen, 2010, ISBN 3-939051-09-8.

Heft 31:

Horstmann, M.: Zum Tragverhalten von Sandwichkonstruktionen aus textilbe-wehrtem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2010; Dissertation, RWTH Aachen, 2010, ISBN 3-939051-10-1.

Heft 32:

Heinemeyer, S.: Zum Trag- und Verfor-mungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleis-ten. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2011; Dissertation, RWTH Aachen, 2011, ISBN 3-939051-11-X.

Heft 33:

Dreßen, T.: Deckensysteme für flexible Nutzung als Beitrag zur Nachhaltigkeit von Gebäudestrukturen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2011; Dissertation, RWTH Aachen, 2011, ISBN 3-939051-12-8.

Heft 34:

Karakas, A.: Expertensystem zur Ver-stärkung von Betonbrücken. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2011; Dissertation, RWTH Aachen, 2011, ISBN 3-939051-13-6.

Heft 35:

Ibrahim, W.: Stress Redistribution in Steel Reinforced Concrete Members Strengthened with CFRP Strips. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2011; Dissertation, RWTH Aachen, 2011, ISBN 3-939051-14-4.

Heft 36:

Bertram, G.: Verbund- und Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern aus Ultra-hochfestem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2012; Dissertation, RWTH Aachen, 2012, ISBN 3-939051-15-2.

Heft 37:

Kurth, M.: Zum Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2012; Dissertation, RWTH Aachen, 2012, ISBN 3-939051-16-0.

Heft 38:

Kulas, C.: Zum Tragverhalten getränkter textiler Bewehrungselemente für Betonbauteile. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2013; Dissertation, RWTH Aachen, 2013, ISBN 3-939051-17-9.

Heft 39:

Teworte, F.: Zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern unter Ermüdungsbeanspruchung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2014; Dissertation, RWTH Aachen, 2014, ISBN 3-939051-18-7.

