

Spannbetonbauteile mit nachträglichem Verbund aus hochfestem Beton

Untersuchungen zu den Auswirkungen
des unterschiedlichen Verbundverhaltens
von gemischter Bewehrung aus Betonstahl
und Spannglied

T 2995

T 2995

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2002, ISBN 3-8167-6498-3

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail info@irb.fhg.de

URL <http://www.IRBbuch.de>

LEHRSTUHL UND INSTITUT
FÜR MASSIVBAU
UNIV.-PROF. DR.-ING.
JOSEF HEGGER
MIES-VAN-DER-ROHE-STR. 1
D-52074 AACHEN
TELEFON 0241/80 25170
TELEFAX 0241/80 22335
www.imb.rwth-aachen.de
imb@imb.rwth-aachen.de

Bericht Nr. 72/02

(DIBt-Az.: IV 1-5-862/97)

des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen

Gegenstand: „Spannbetonbauteile mit nachträglichem Verbund aus hochfestem Beton -
Untersuchungen zu den Auswirkungen des unterschiedlichen Verbund-
verhaltens von gemischter Bewehrung aus Betonstahl und Spannglied“

Auftraggeber: Deutsches Institut für Bautechnik
Kolonnenstraße 30
10829 Berlin

erstattet von: Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Dr.-Ing. Norbert Will

Aachen, den 28.06.2002

Dieser Bericht umfasst 106 Seiten Text und 2 Anhänge.

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
Bezeichnungen und Begriffe	III
1 Veranlassung und Zielsetzung	1
1.1 Veranlassung	1
1.2 Zielsetzung	2
2 Stand der Forschung	3
2.1 Allgemeines	3
2.2 Verbundverhalten von hochfestem Beton	3
2.2.1 Allgemeines	3
2.2.2 Zusammenhang zwischen Verbund- und Druckfestigkeit	5
2.2.3 Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen	5
2.3 Längsrissbildung	9
2.3.1 Verbundmechanismus	9
2.3.2 Einfluss der Betonzugfestigkeit	11
2.3.3 Einfluss der Verbundfestigkeit	11
2.3.4 Einfluss der Betondeckung auf die Längsrissbildung	13
2.4 Verbundverhalten von Spannstählen mit nachträglichem Verbund	13
2.5 Spannungsumlagerungen	14
2.5.1 Spannungsverhältnisse in Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund	14
2.5.2 Einflussfaktoren	16
2.5.3 Berechnungsmodelle für Spannungsumlagerungen	17
2.5.4 Erfassung des unterschiedlichen Verbundverhaltens in Nachweisen – Verbundkennwerte	19
2.6 Theorien zur Bestimmung der Rissbreiten	21
2.6.1 Einführung	21
2.6.2 Beschreibung der Rissbildung in einem Stahlbetonzugstab	22
2.6.3 Erweiterung für Spannbetonbauteile	25
3 Planung und Durchführung der Versuche zur Längsrissbildung	28
3.1 Versuchsprogramm und Versuchskörper	28
3.2 Baustoffe	29
3.2.1 Beton	29
3.2.2 Betonstahl	30
3.3 Herstellung, Messtechnik und Versuchsdurchführung	31
4 Ergebnisse und Auswertung der Versuche zur Längsrissbildung	33
4.1 Allgemeines	33
4.2 Längsrissbildung in hochfestem Beton	33
4.3 Betonstahlspannungen und Verbundspannungen der Erstbelastung	36
4.3.1 Allgemeines	36
4.3.2 Maximal übertragbare Verbundspannung	39
4.3.3 Verbundspannungsverteilung	39
4.3.4 Einfluss der Längsrissbildung	40

4.4	Auswirkungen von Lastwechseln	40
4.5	Erforderliche Betondeckung	42
5	Planung und Durchführung der zentrischen Zugversuche	46
5.1	Versuchsprogramm und Versuchskörper	46
5.2	Baustoffe	48
5.2.1	Beton	48
5.2.2	Einpressmörtel	49
5.2.3	Beton- und Spannstahl	50
5.2.4	Hüllrohre	51
5.3	Herstellung	51
5.4	Versuchsdurchführung	52
5.5	Messtechnik	54
6	Ergebnisse und Folgerungen der zentrischen Zugversuche	56
6.1	Allgemeines	56
6.2	Last-Verformungsverhalten	56
6.3	Versuchsergebnisse zu den Spannungsumlagerungen	58
6.3.1	Entwicklung der Spannungsumlagerungen in den Versuchsphasen	58
6.3.2	Einfluss der Spanngliedart	63
6.3.3	Einfluss der Verhältnisses Spannstahlfläche zu Betonstahlfläche	64
6.3.4	Einfluss von statischen und dynamischen Dauerbeanspruchungen	66
6.3.5	Zusammenfassung der Ergebnisse	68
6.4	Versuchsergebnisse zu den Rissbreiten und Rissabständen	71
6.4.1	Rissentwicklung und Gesamtverformung	71
6.4.2	Einfluss der Verhältnisses Spannstahlfläche zu Betonstahlfläche	76
6.4.3	Einfluss von statischen und dynamischen Dauerbeanspruchungen	78
6.4.4	Zusammenfassung der Ergebnisse zu den Rissbreiten	81
6.5	Wertung der Versuchsergebnisse und Empfehlungen für die Bemessung	83
6.5.1	Bestimmung der Verbundkennwerte	83
6.6	Berechnung von Rissbreiten	86
6.6.1	Allgemeines	86
6.6.2	Ermittlung der mittleren Verbundspannungen	87
6.6.3	Einflüsse auf die Rechenwerte der Rissbreite	88
6.6.4	Vergleich der gemessenen Rissbreiten mit den Rechenergebnissen	90
6.6.5	Entwicklung der Rissbreiten bei Dauerbeanspruchung	93
7	Zusammenfassung	95
8	Literatur	97
Anhang		
Anhang A: Dokumentation der Versuchsergebnisse zur Längsrissbildung		
Anhang B: Dokumentation der Ergebnisse der zentrischen Zugversuche		

BEZEICHNUNGEN UND BEGRIFFE

Einheiten:

Dehnung:	‰ bzw. $\mu\text{m}/\text{m}$
Kraft:	kN
Spannung:	N/mm^2 , MN/m^2
Verformung:	mm, μm
Zeit:	h bzw d

Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche
A_c	Querschnittsfläche des Betons
A_p	Querschnittsfläche der Spannglieder
A_s	Querschnittsfläche des Betonstahls
E	Elastizitätsmodul
E_c	Elastizitätsmodul des Betons
$E_{c,m}$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
E_g	Elastizitätsmodul des Einpressmörtels
E_p	Elastizitätsmodul des Spannstahls
E_s	Elastizitätsmodul des Betonstahls
F	Einwirkung, Kraft, Last
F_R	Risskraft

Kleine lateinische Buchstaben

c	Betondeckung
c_1	Beiwert zur Berücksichtigung unterschiedlicher Stabdurchmesser
c_2	Beiwert zur Berücksichtigung der Beton- und Einpressmörtelfestigkeiten
c_3	Beiwert zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Verbundverhaltens
d	Durchmesser, Alter der Versuchskörper bzw. Versuchsdauer in Tagen
d_p	Durchmesser des Spannstahls
d_s	Durchmesser des Betonstahls
f	Längenzunahme der Versuchskörper
f_c	Druckfestigkeit des Betons
f_{ck}	charakteristische Druckfestigkeit des Betons
f_{cm}	mittlere Druckfestigkeit des Betons
f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons
f_{ctm}	mittlere Zugfestigkeit des Betons
f_g	Druckfestigkeit des Einpressmörtels
f_R	bezogene Rippenfläche
f_{up}	auf Zustand II bezogene Spannstahlspannungen
f_{us}	auf Zustand II bezogene Betonstahlspannungen
l	Länge, Stützweite

l_e	Krafteinleitungslänge
l_{ep}	Krafteinleitungslänge des Spannstahls
l_{es}	Krafteinleitungslänge des Betonstahls
s_r	Rissabstand
s_{rm}	mittlerer Rissabstand
t	Zeit, Wandstärke von Hüllrohren
u	Verbundumfang
w	Rissbreite an der Solrrisstelle
w_m	mittlere Rissbreite

Griechische Buchstaben

α_s	Verhältnis der Elastizitätsmoduli von Betonstahl zu Beton
ε	Dehnung
ε_c	Betondehnung
ε_p	Spannstahldehnung
ε_{pm}	mittlere Spannstahldehnung
$\Delta\varepsilon$	Dehnungsdifferenz infolge Mitwirkung des Betons auf Zug
η	Beiwert zur Berücksichtigung des Verbundumfangs von Bündelspanngliedern
ξ	Verbundkennwert
ρ_p	geometrischer Bewehrungsgrad des Spannstahls
ρ_s	geometrischer Bewehrungsgrad des Betonstahls
ρ_{tot}	gesamter geometrischer Bewehrungsgrad
σ	Spannung
σ_c	Betondruckspannung
σ^{II}	Spannung im reinen Zustand II
σ_p	Spannstahlspannung
σ_s	Betonstahlspannung
$\Delta\sigma_{pR}$	Zunahme der Spannstahlspannung im Rissquerschnitt
$\Delta\sigma_{sR}$	Zunahme der Betonstahlspannung im Rissquerschnitt
τ	Verbundspannung
τ_m	mittlere Verbundspannung
τ_{mp}	mittlere Verbundspannung des Spannstahls
τ_{ms}	mittlere Verbundspannung des Betonstahls

Indizes

95%	95%-Fraktilwert
<i>I</i>	Zustand I
<i>II</i>	Zustand II
<i>c</i>	Beton
<i>g</i>	Einpressmörtel
<i>m</i>	mittel
<i>p</i>	Spannstahl
<i>R</i>	Riss, Rippenfläche des Stahls
<i>s</i>	Betonstahl
<i>t</i>	Zug

1 VERANLASSUNG UND ZIELSETZUNG

1.1 Veranlassung

Die Entwicklungen in der Betontechnologie wie der Einsatz hochleistungsfähiger Fließmittel ermöglichen die Herstellung hochfester Betone. Neben der Steigerung der Festigkeit sind weitere verbesserte Eigenschaften vorhanden. Die Erhärtung vollzieht sich schneller, die Dauerhaftigkeit wird infolge des dichteren Betongefüges verbessert, der Verschleißwiderstand und der E-Modul werden vergrößert. Die Vielzahl der verbesserten Betoneigenschaften haben dazu geführt, dass man nicht mehr nur von hochfestem Beton sondern von Hochleistungsbeton spricht. Ein Einsatz ist deshalb nicht nur in Bereichen sinnvoll, in denen die Betonfestigkeit die Bauteilabmessungen bestimmt, sondern auch dort, wo die anderen Eigenschaften eine signifikante Verbesserung des Gebrauchsverhaltens und der Dauerhaftigkeit des Bauteils sicherstellen.

Hochfester Beton ist in den vergangenen Jahren baustofftechnologisch eingehend untersucht [38], [40] und bereits mehrfach für hoch belastete Innenstützen [26], Rahmenknoten [27] sowie aussteifende Wandscheiben erfolgreich eingesetzt worden. Trotzdem hinkt der Einsatz hochfester Betone in Deutschland im internationalen Vergleich hinterher. Erst mit [38] und der Richtlinie für hochfesten Beton [11] ist die Anwendung von hochfestem Beton der Festigkeitsklassen B 65 bis B 115 im Bereich des Stahlbetons auf der Basis der DIN 1045, Ausgabe 7/1988 [12] geregelt. Erste eigene Untersuchungen am Institut für Massivbau in Aachen [28] haben gezeigt, dass hochfester Beton auch für biegebeanspruchte Spannbetonbauteile mit nachträglichem Verbund technisch und wirtschaftlich sinnvoll einsetzbar ist.

Eine planmäßige Anwendung von hochfestem Beton für Spannbetonbauteile mit nachträglichem Verbund war auf der Grundlage der 1997 gültigen technischen Regelwerke (EC 2-1 [20], DIN 4227 [15]) nicht möglich. Auch im Model Code 90 [5] sind die Bemessung und Konstruktion von vorgespannten Bauteilen mit einer Betonfestigkeit von maximal 80 N/mm² geregelt. In den zusätzlichen Empfehlungen zum MC 90 für die Anwendung von hochfestem Beton [7] wird aufgezeigt, dass speziell zur Verbundkraftübertragung in hochfestem Beton und zum Nachweis zur Beschränkung der Rissbreite ergänzende Untersuchungen fehlten.

Erst die Neufassung der DIN 1045-1 [13] lässt die Verwendung hochfester Betone für Spannbetonbauteile zu. Die dort für hochfeste Betone angegebenen Bemessungswerte der Verbundspannung der Betonstähle basieren auf den Angaben der DAfStb-Richtlinie für hochfesten Beton. Zur Erfassung der unterschiedlichen Verbundeigenschaften von Spannstahl und Betonstahl fehlten aber experimentell abgesicherte Verbundkennwerte. Werden hier die gleichen Werte wie für normalfesten Beton verwendet, so kann dies bei dem in der Norm verwendeten Konzept der Rissbreitenbeschränkung zu einer Unterschätzung der Betonstahlspannungen und damit der Rissbreiten führen.

1.2 Zielsetzung

Untersuchungen zum Verbundverhalten in [45] zeigen, dass im Vergleich zu normalfestem Beton wesentlich höhere Verbundfestigkeiten bei gleichzeitig deutlich geringeren Verschiebungen vorhanden sind. Da die Zugfestigkeit des hochfesten Betons nicht in gleichem Maße wie die Verbundfestigkeit zunimmt, besteht die Gefahr der Längsrissbildung infolge von Ringzugkräften. In den bisherigen Untersuchungen ([3], [25], [34]) wurde diese Versagensform entweder gezielt ausgeschlossen, indem die Versuchskörper größere Betondeckungen aufwiesen, als in der Praxis üblich sind, oder es werden keine konkreten konstruktiven Maßnahmen (Betondeckung, Ausbildung einer Querbewehrung) angegeben, um ein Versagen infolge Längsrissbildung auszuschließen ([3], [50], [59]). Die in den genannten Quellen angegebenen Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen sind somit nur eingeschränkt auf Bauteile übertragbar.

Im ersten Untersuchungsabschnitt wird deshalb der Einfluss der Betondeckung auf die Längsrissbildung an Dehnkörpern mit reiner Betonstahlbewehrung ermittelt. Durch die experimentellen Verbunduntersuchungen an Versuchskörpern mit praxisüblichen Betondeckungen soll das Phänomen der Längsrissbildung abgebildet werden, um daraus abgesicherte Werte für die Betondeckung von Betonstählen in hochfestem Beton abzuleiten.

Der zweite Untersuchungsabschnitt behandelt dann die Besonderheiten der Spannungumlagerungen und Rissbildung in gemischt bewehrten vorgespannten Bauteilen mit nachträglichem Verbund. In diesen Bauteilen ergeben sich bei der Rissbildung Stahlspannungen, die erheblich von den für den Zustand II errechneten Werten abweichen können. Die Betonstahlbewehrung erhält im Rissquerschnitt aufgrund der besseren Verbundeigenschaften einen höheren Spannungszuwachs als der Spannstahl.

Diese Spannungumlagerungen beeinflussen die Gebrauchstauglichkeit von Spannbetonbauteilen, da die Rissbreiten und Rissabstände vom unterschiedlichen Verbundverhalten der Betonstähle und der Spannglieder abhängen. In den normativen Regelungen wird dies durch Verbundkennwerte ξ berücksichtigt. Aufgrund des leistungsfähigeren Verbundverhaltens der Betonstahlbewehrung ist in hochfestem Beton mit größeren Spannungumlagerungen zu rechnen. Es ist zu ermitteln, welche Verbundkennwerte ξ für Spannbetonbauteile aus hochfestem Beton angewendet werden können. Den Schwerpunkt des Forschungsvorhabens bilden deshalb Versuche an zentrischen Zugkörpern mit gemischter Bewehrung aus Betonstahl und Spannstahl unter statischer und dynamischer Dauerlast entsprechend den am IMB durchgeführten Untersuchungen in [49], um die Mitwirkung der Spannglieder an der Aufnahme von Risskräften zu bestimmen.

Mit den Ergebnissen des vorliegenden Forschungsvorhabens sollen die beschriebenen Kenntnislücken geschlossen, Werkstoffkennwerte für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erarbeitet und Konstruktionsregeln für Spannbetonbauteile aus hochfestem Beton abgeleitet werden. Hieraus werden abschließend Empfehlungen für die Berücksichtigung des Einflusses von hochfestem Beton auf die Nachweise zur Beschränkung der Rissbreite erarbeitet.

2 STAND DER FORSCHUNG

2.1 Allgemeines

Die Bedeutung des Verbundverhaltens der Bewehrung für den Verbundbaustoffes Stahl- und Spannbeton ist aus der Vielzahl der dokumentierten Forschungsergebnisse abzuleiten. Materialtechnologische Angaben zum Hochleistungsbeton sind finden sich z. B. in [32] und [40]. In Bezug auf die Untersuchungsschwerpunkte des Forschungsvorhabens Längsrisssbildung und Spannungsumlagerung sind als maßgebende Einflussfaktoren die Betonzugfestigkeit, die Verbundfestigkeit und die Betondeckung des Bauteils im Verbundbereich zu nennen. Nachfolgend werden die wesentlichen Ergebnisse der Literaturrecherche

- zum Verbundverhalten von Betonstahl in hochfestem Beton,
- zur Längsrisssbildung und
- zu den Spannungsumlagerungen und der Rissentwicklung in gemischt bewehrten Spannbetonbauteilen

zusammenfassend dargestellt.

2.2 Verbundverhalten von hochfestem Beton

2.2.1 Allgemeines

Das Verbundverhalten von hochfestem Beton wird qualitativ von den gleichen Faktoren wie der normalfeste Beton beeinflusst. Dazu zählen die bezogene Rippenfläche f_R , die Betonfestigkeit, die Lage der Stäbe beim Betonieren, die Betonierrichtung sowie die Beanspruchungsgeschwindigkeit, Beanspruchungsdauer und die Anzahl der Lastwiederholungen. Die Verbundfestigkeit in hochfestem Beton liegt über der von normalfestem Beton, da der über geneigte Druckstreben wirkende Verbundmechanismus wesentlich durch die höhere Betondruckfestigkeit geprägt wird. Als Folge der größeren Steifigkeit der Druckstreben stellt sich nach *Azizinamini et al.* [1] gemäß Bild 2.1 eine im Vergleich zu normalfestem Beton ungleichmäßigere Verteilung der Verbundspannung über die Verbundlänge mit einem ausgeprägten Maximum am Beginn der Kraftereinleitung ein. Die durchschnittliche Verbundspannung liegt jedoch deutlich unter diesen Maximalwerten. Dies wird durch Untersuchungen von *Hansen/Thorenfeld* [25] bestätigt.

Im Gegensatz zu normalfestem Beton werden bei hochfestem Beton die Betonkonsolen im Gebrauchslastbereich bezogen auf die Festigkeit nur gering beansprucht, d.h. die Rippen, die nicht unmittelbar auf den Kraftereinleitungsbereich folgen, werden erst später an der Lastaufnahme beteiligt, so dass sich im Bereich der belasteten Rippen auch die Ringzugkräfte vergrößern. Es kann sogar aufgrund der höheren Sprödigkeit zum Abscheren der belasteten Betonkonsolen kommen, wodurch die komplette Last auf die nachfolgenden Rippen übertragen wird, was einen sogenannten Reißverschlussseffekt auslösen und zum kompletten Verbundversagen führen kann.

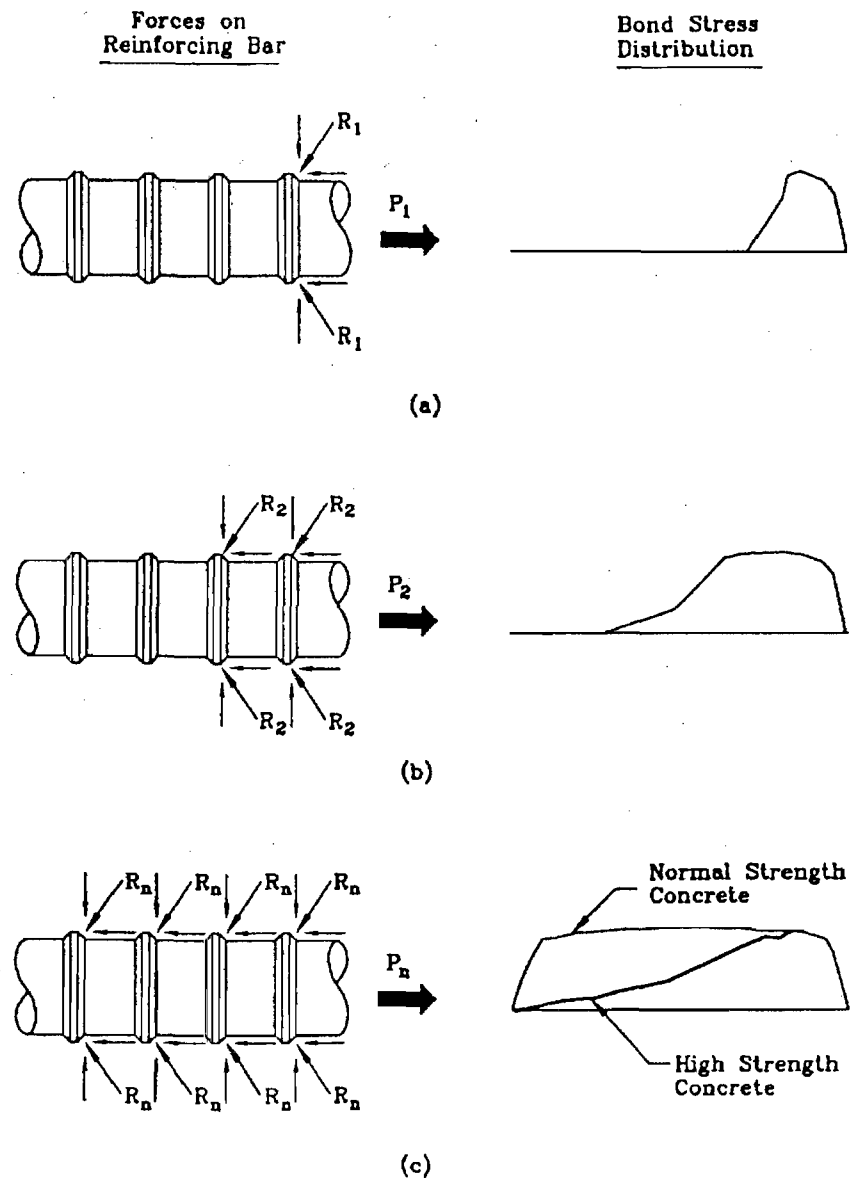


Bild 2.1: Verbundverhalten von normalfestem und hochfestem Beton nach [1]

Weiterhin wird durch das Silika der Haftverbund in der Kontaktzone Zementmatrix/Zuschlag und Zementmatrix/Bewehrungsstahl gegenüber dem normalfesten Beton verbessert. Nach [9] ist bei hochfestem Beton die Neigung zu Bluten, Entmischen sowie Schwinden geringer, wodurch sich das verbundschädigende Absetzen des Betons unter den Rippen verringert.

2.2.2 Zusammenhang zwischen Verbund- und Druckfestigkeit

Im MC 90 [5] ist für Betone mit einer Druckfestigkeit bis zu 80 N/mm² der nachfolgende funktionale Zusammenhang zwischen der Verbundfestigkeit und der Betondruckfestigkeit - angegeben:

$$\begin{aligned}\tau_{b,\max} &= 2,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} && \text{für gute Verbundbedingungen} \\ \tau_{b,\max} &= 1,25 \cdot \sqrt{f_{ck}} && \text{für sonstige Verbundbedingungen}\end{aligned}\quad (2.1)$$

Darin sehen *Huang et al.* [34] für Betone ab 60 N/mm² eine deutliche Unterschätzung der Verbundkraft und geben für hochfeste Betone folgenden proportionalen Zusammenhang an:

$$\begin{aligned}\tau_{b,\max} &= 0,45 \cdot f_{cm} && \text{für gute Verbundbedingungen} \\ \tau_{b,\max} &= 0,225 \cdot f_{cm} && \text{für sonstige Verbundbedingungen}\end{aligned}\quad (2.2)$$

In beiden Fällen wächst die Verbundfestigkeit mit der Druckfestigkeit. Diesem Ansatz widersprechen die Ergebnisse in [9]. Dort wurde der Einfluss des Wasser-Zement-Wertes, der Fließmittelzugabe sowie der Zugabe von Flugasche bzw. Silika auf die Verbund- und Druckfestigkeit untersucht. Nach den Ergebnissen reicht die Angabe der Druckfestigkeit allein nicht aus, um die Verbundfestigkeit abzuschätzen. Ein niedriger *w/z*-Wert vergrößert die Verbundfestigkeit wesentlich stärker als auf die Druckfestigkeit. Die Zugabe von Silika erhöht die Verbundfestigkeit nochmals deutlich im Vergleich zur Erhöhung der Druckfestigkeit. Ein hochfester Beton von guter Qualität muss folglich immer auch einen niedrigen *w/z*-Wert und nicht nur große Mengen Silika-Suspension aufweisen.

2.2.3 Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen

Die Verbundcharakteristik von Einzelstäben wird im Allgemeinen durch die funktionale Beziehung zwischen der örtlichen Verbundspannung $\tau_b(x)$ und der dazugehörigen Verschiebung $s(x)$ (Schlupf) definiert, die in [46] als Verbundgrundgesetz bezeichnet wird. Diese Verbundgesetze werden im allgemeinen in der Form

$$\tau_b(x) = A \cdot f_c \cdot s(x)^n \quad (2.3)$$

mit A , n Beiwerte zur Beschreibung der Verbundfunktion
 f_c Betonfestigkeit

angenommen, wobei die Beiwerte A und n von der bezogenen Rippenfläche f_R abhängen. Das Verbundverhalten unterliegt einer Vielzahl von Einflussgrößen, so dass es schwierig ist, eine allgemeingültige Verbundspannungs-Schlupf Beziehung anzugeben. Für ihre experimentelle Ermittlung werden zwei Vorgehensweisen unterschieden. Bei kurzen Eintragungslängen (Pull-Out Versuch) besteht ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Verbundspannung $\tau_b(x)$ und der Verschiebung $s(x)$ über die Eintragungslänge, da sich der Schlupf innerhalb der Verbundlänge nicht ändert, so dass die direkte Bestimmung der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung möglich ist. Bei längeren Einbindelängen (Pull-Out Versuch,

zentrische Zugkörper) ermittelt man die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung indirekt durch Messung der Stahlspannungen innerhalb der Verbundlänge über Dehnungsmeßstreifen und der Verschiebungen an beiden Enden der Eintragungslänge.

Die bekannten Untersuchungen zum Verbundverhalten von normalfestem Beton haben ergeben, dass sowohl die absolute Größe der Verbundspannung, als auch die Steifigkeit der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung von der Länge der Verbundstrecke beeinflusst wird. Daraus folgt, dass es keine einheitliche Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung über die gesamte Verbundlänge geben kann, sondern es muss nach einer lokalen bzw. ortsabhängigen Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung gesucht werden.

Tue [57] hat Verbunduntersuchungen an gemischt bewehrten Dehnkörpern mit nachträglichem Verbund aus Betonen mit einer Festigkeit bis 60 N/mm² durchgeführt und daraus Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen für Betonstähle und Spannstähle mit nachträglichem Verbund abgeleitet. Diese Ergebnisse sind die Basis der Regelungen in DIN 1045-1 [13] und Eurocode 2, Teil 2 [21].

Im Sachstandbericht zum hochfesten Beton in *CEB/FIP No 197* [6] werden die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen des *Model Code 90* [5] nach Bild 2.2 auch für Betone mit Festigkeiten über 80 N/mm² übertragen, da zum damaligen Zeitpunkt keine ausreichender Untersuchungen an hochfestem Beton vorlagen. Mit den Ergänzungen zum MC 90 für hochfesten Beton [7] wird dabei für Betonkörper von einer ausreichenden Betonüberdeckung bzw. Bügelbewehrung ausgegangen und zur Vermeidung von Längsrissen die Stahlspannung auf $\sigma < 0,8 \cdot f_t$ begrenzt

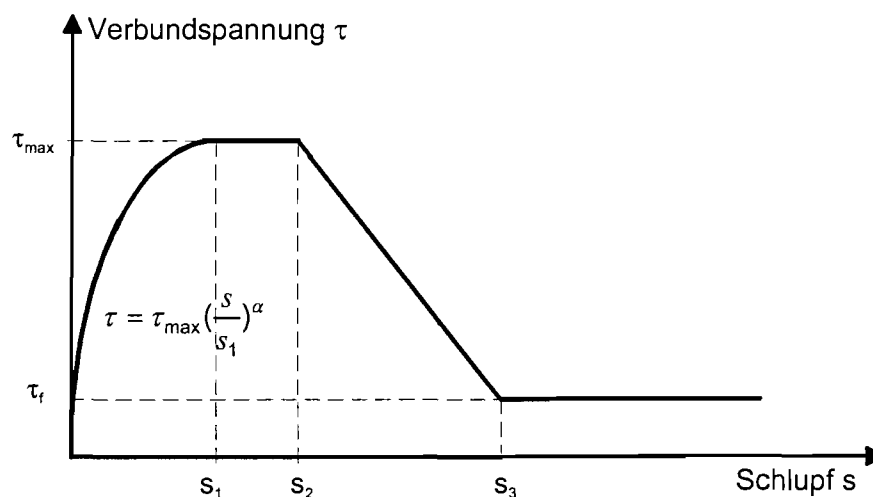


Bild 2.2: Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung nach *CEB/FIP Model-Code 90* [5]

Hansen/Thorenfeldt [25] haben die Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung nach *CEB/FIP High Strength Concrete 1990* [6] an Pull-Out Körpern mit kurzer Einleitungslänge aus hochfestem Beton überprüft. Die Ergebnisse stimmen mit dem prinzipiellen Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung nach [5] überein, jedoch wurde für den bis auf das Plateau bei τ_{max} ansteigenden Ast und für das Plateau nicht nur eine Abhängigkeit von der Versagensart, sondern auch von der Betonfestigkeit und dem Stahldurchmesser

ermittelt. Die in [6] angegebenen Schlupfwerte für s_1 und s_2 sind nach diesen Untersuchungen nur für bestimmte Stabdurchmesser bzw. Betonfestigkeiten gültig. Das Verbundverhalten wird für Stabdurchmesser von $d_s = 16$ mm über- und für $d_s = 32$ mm unterschätzt. Aus diesem Grund werden neue Schlupfwerte abhängig von der Betonfestigkeitsklasse und dem Betonstahldurchmesser vorgeschlagen.

In [34] werden die Ergebnisse aus Pull-Out-Versuchen mit verschiedenen Einleitungslängen und verschiedenen Betonfestigkeiten den Angaben nach [6] gegenübergestellt. Sowohl für normalfesten Beton als auch für hochfesten Beton ergaben sich gute Übereinstimmungen der Verbundspannungs-Verschiebungs-Verläufe. Eine Ausnahme bildete der Bereich der großen Verschiebungen. Hier wurde abweichend zu [6] entsprechend Bild 2.3 ein Rückgang der Verbundspannung auf Null ermittelt.

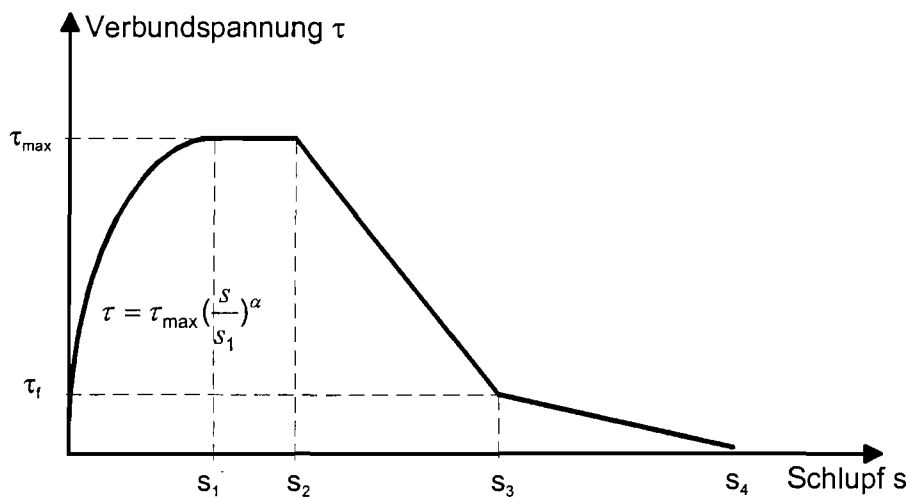


Bild 2.3: Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung nach Huang/Engström/Magnusson [34]

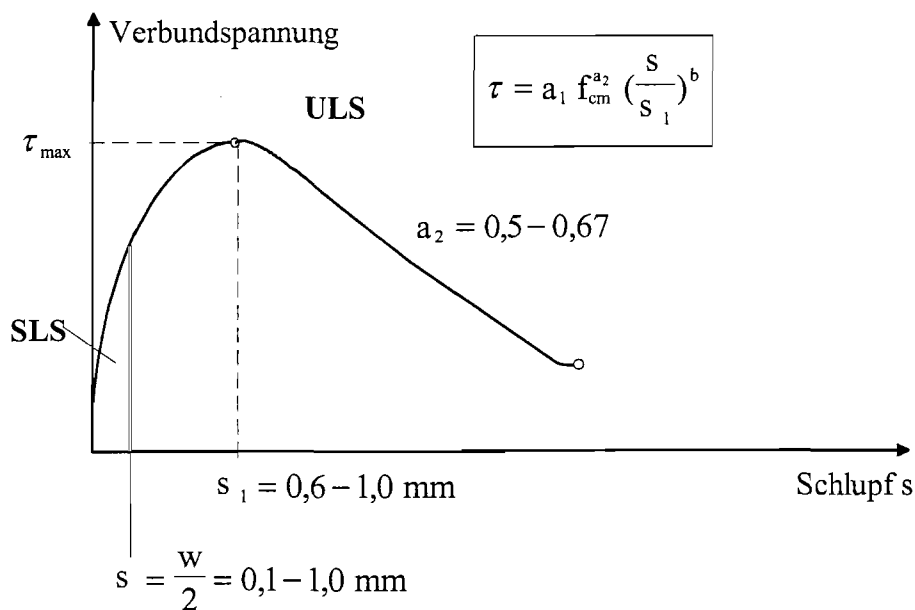


Bild 2.4: Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung nach Jaccoud, Farra und Lecercq [35]

In [35] wurde anhand von Pull-Out-Versuchen der in Bild 2.4 dargestellte Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung ermittelt. Das ausgeprägte Plateau nach [6] entfällt hier, die Verbundspannung fällt aber nicht auf den Wert Null ab. In [22] wird für übliche Betondeckungen als Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung mit $s_l = 1,0$ mm angegeben:

$$\tau = 0,4 \cdot f_{cm}^{0,95} \cdot s^{0,3} \quad (2.4)$$

Ein Vergleich der angegebenen Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen für eine Betonfestigkeit von $f_{ck} = 80$ N/mm² ist in Bild 2.5 dargestellt. Die Verläufe zeigen eine gute Übereinstimmung mit den im Rahmen dieses Forschungsvorhabens am IMB ermittelten Werten.

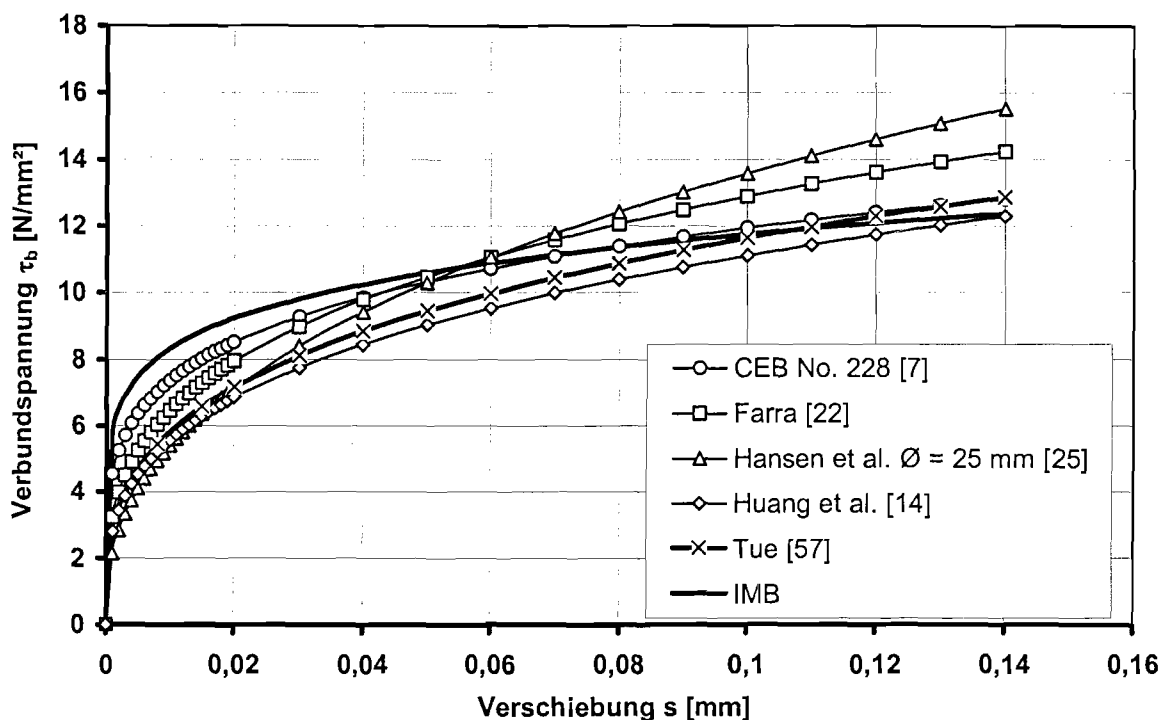


Bild 2.5: Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen für hochfesten Beton mit $f_{ck} = 80$ N/mm² im Bereich kleiner Verschiebungen

Die in der Literatur dokumentierten Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen übernehmen entweder die für normalfesten Beton abgeleiteten funktionalen Zusammenhänge mit Ansatz der höheren Druckfestigkeit des hochfesten Beton (z.B. [5], [7]) oder gehen von einer ausreichende Betondeckung bzw. Bügelbewehrung im Verbundkrafteinleitungsbereich aus (z.B. [3], [22], [25], [34]). Angaben über die Größe der erforderlichen Betondeckung sind nicht vorhanden. Die Neufassung der DIN 1045-1 gibt keine eigenständige Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung an.

2.3 Längsrißbildung

2.3.1 Verbundmechanismus

Bei einer Verbundbeanspruchung im Bereich eines Querrisses stellt sich der in Bild 2.6 dargestellte räumliche Übertragungsmechanismus aus Betondruckstreben und einem Betonzugring ein.

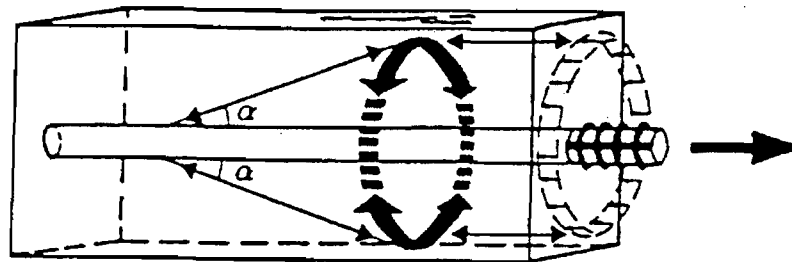


Bild 2.6: Räumlicher Verbundkraftübertragungsmechanismus an einem Querriss

Durch den in Bild 2.6 dargestellten räumlichen Übertragungsmechanismus stützen sich schräge Betondruckstreben auf dem Profil der Bewehrungsstäbe ab und erzeugen einen Zugring im Beton, wobei bereits unter geringen Verbundbeanspruchungen innere Risse entsprechend Bild 2.7 auftreten.

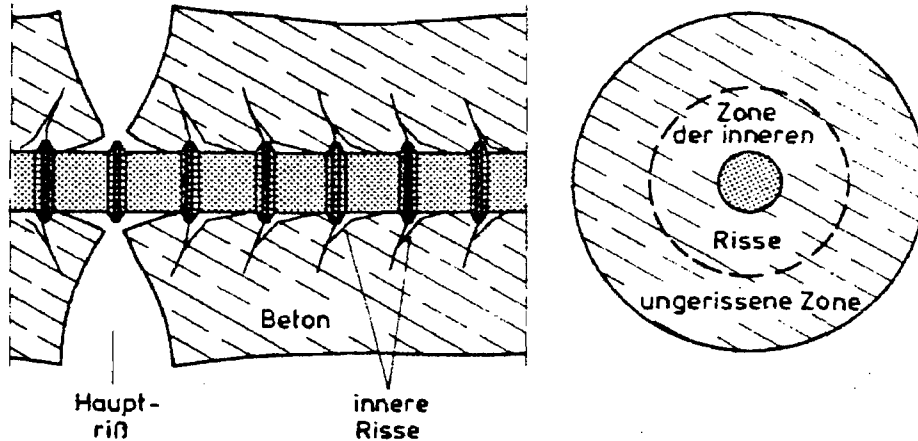


Bild 2.7: Hauptriss und innere Rissbildung an einem zentralen Zugstab [24]

Diese innere Rissbildung wird bei steigender Belastung durch eine innere Längsrißbildung ergänzt, so dass ein räumliches, ringförmiges Druckstrebensystem entsteht. Das Versagen tritt als Folge eines Schubversagens der einzelnen Druckstreben oder des Betonzugrings auf. Die inneren Querisse gehen von der Bewehrungsachse aus und verlaufen nach Goto [23] unter 60° , nach Steinwedel [51] bei normalfestem Beton unter $50-90^\circ$ zur Bewehrungsachse, wobei der Winkel gemäß Bild 2.8 mit wachsendem Abstand des inneren Risses vom Querriss abnimmt.

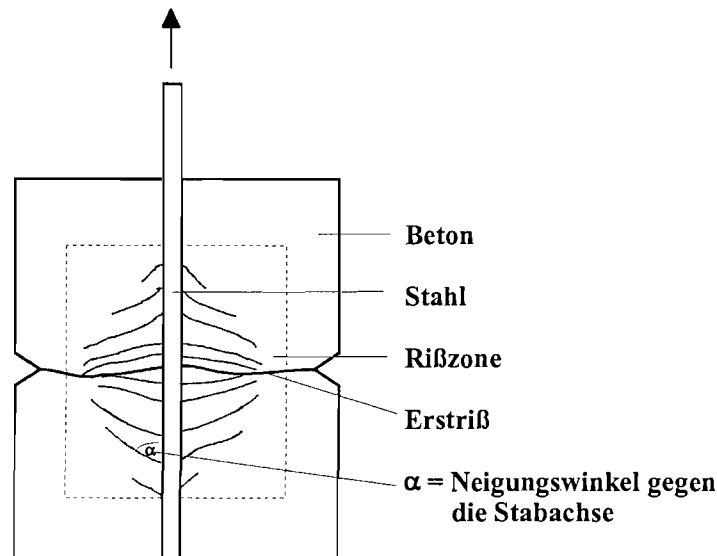


Bild 2.8: Prinzipskizze zur inneren Rissbildung für normalfesten Beton nach [51]

Bei hochfestem Beton bleibt der Winkel der inneren Risse bei etwa gleicher Dichte des Rissbildes nahezu konstant bei knapp 90°. Steilere Winkel der inneren Risse rufen wegen der größeren vertikalen Komponente der Betondruckstrebe größere Ringzugspannungen hervor. Folglich ist bei hochfestem Beton der für Längsrissbildung anfällige Bereich größer und zusätzlich ist die Wahrscheinlichkeit einer streuungsbedingten niedrigeren Zugfestigkeit auf der

Die Untersuchungen von *Mainz* [43] und *Hagen* [24] zur Längsrissbildung in normalfestem Beton haben ergeben, dass die Längsrisse immer an der Stahloberfläche in Richtung der Bewehrungsachse entstehen und von bereits bestehenden Querrissen ausgehen. Sie wachsen von innen nach außen, verbreitern sich mit zunehmendem Abstand zur Bewehrungsachse und führen unabhängig von der Rissbreite zu lokalen Verbundspannungsvermindierungen. Bei einer teilweisen oder kompletten Abspregung der Betondeckung kommt es zu einem vollständigen Verbundversagen, dem Sprenggrissversagen.

Nach den Ergebnissen von [23] wächst die Wahrscheinlichkeit der Entwicklung von Längsrissen mit wachsendem Primärrissabstand. Dies ist der Fall, wenn bei insgesamt guten Verbundbedingungen ein Zwischenriss zwischen zwei vorhandenen Querrissen aufgrund einer lokalen Verbundschwäche ausbleibt oder aus Zwangsbeanspruchungen ein einzelner Riss in einem sonst ungerissenen Körper entsteht. Dies ist darauf zurückzuführen, dass lokal höhere Verbundkräfte zu übertragen sind und damit eine höhere „splitting“ – Komponente hervorgerufen wird. Das Auftreten dieser lokalen Verbundschwächen ist nach [2] und [10] bei hochfestem Beton wahrscheinlicher als bei normalfestem Beton, da die Verbundspannungen hier nach Bild 2.1 ungleichmäßiger verteilt sind.

Die sich aus dem Verbundmechanismus ableitenden maßgebenden Einflussfaktoren für Längsrissbildung sind somit die Betonzugfestigkeit, die Verbundfestigkeit und die Betondeckung.

2.3.2 Einfluss der Betonzugfestigkeit

Die Tragfähigkeit des für die Verbundkraftübertragung erforderlichen Zugringes stellt sich nach *Remmel* [47] zwischen den Granzuständen einer linear elastischen und einer vollplastischen Spannungsverteilung gemäß Bild 2.9 ein.

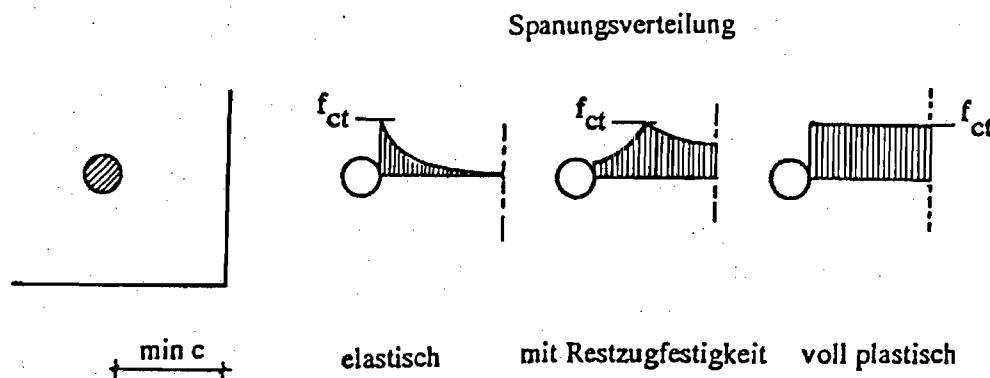


Bild 2.9: Mögliche Zugspannungsverteilung innerhalb der Betondeckung nach [47]

Da die Zugfestigkeit bezogen auf die Druckfestigkeit nach [47] aufgrund der Versprödung des Zementsteins im Vergleich zum normalfesten Betons nur unterproportional ansteigt, werden Längsrisse innerhalb der Verbundlänge in hochfestem Beton verstärkt auftreten. Bei hochfestem Beton verläuft der Riss gerade und durch die Zuschlagskörner hindurch, so dass dieser nicht wie normalfester Beton über eine Rissverzahnung weitere Zugkräfte nach der Rissbildung übertragen kann. *Homayoun/Mitchell* [33] beobachteten bei Versuchen an Dehnkörpern aus hochfestem Beton eine deutlich verstärkte Längsrisssbildung und leiteten daraus eine Mitwirkung des hochfesten Betons an der Lastabtragung in der Größe des normalfesten Betons ab.

2.3.3 Einfluss der Verbundfestigkeit

Die im Verbundverhalten zu unterscheidenden drei Verbundarten Haftverbund, Scherverbund und Reibungsverbund werden alle durch den Einsatz von hochfestem Beton beeinflusst. Der Haftverbund wird durch die Grenzschicht zwischen Bewehrung und Zementmatrix Grenzschicht zwischen Bewehrung und Zementmatrix erhöht und beim Scherverbund, eine mechanische Verzahnung zwischen Betonstahl und Beton, wirken sich die höhere Druckfestigkeit und Steifigkeit der Betonkonsolen positiv aus. Voraussetzung für den Gleitverbund ist ein senkrecht auf die Gleitfläche wirkender Querdruck. Fortschreitende Längsrisssbildung verhindert bzw. vermindert dies, da Querdehnungsbehinderung ganz oder teilweise entfällt.

Weiterhin ist ein der Einfluss der Betonstahloberfläche auf die Längsrisssbildung vorhanden. Nach [23] und [43] vermindert eine Reduktion der Rippenhöhe bei unveränderter bezogener Rippenfläche die Längsrisssgefahr deutlich, wobei sich die Verbundfestigkeit nur unwesentlich verringert. Desweiteren wächst die Wahrscheinlichkeit der Längsrisssbildung mit wachsen-

dem Querrissabstand. Nach [10] und [33] stellen sich bei Verwendung größerer Betonstahldurchmesser eher Längsrisse ein.

Auf Grundlage der Untersuchungen von *Tepfers* [54] setzt sich die einzuleitende Verbundkraft F_b nach *Cairns/Jones* [4] entsprechend Bild 2.10 aus einem Anteil F_{sp} („splitting“-Komponente), der die Längsrissebildung hervorruft, und einem Anteil F_{nsp} („non-splitting“-Komponente), der nicht für die Längsrissebildung verantwortlich ist, über die Beziehung

$$F_b = F_{sp} \cdot \cot \alpha + F_{nsp} \quad (2.5)$$

zusammen.

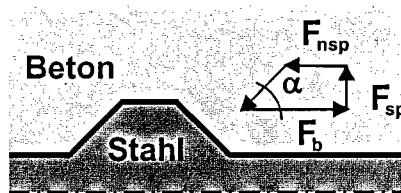


Bild 2.10: Kräftegleichgewicht zur Verbundkraftübertragung nach [4]

Für normalfestem Beton wird die „non-splitting“ Komponente F_{nsp} aufgrund von Versuchen an normalfestem Beton und Stählen unterschiedlicher bezogener Rippenhöhe mit knapp 70 % der Verbundkraft F_b angegeben. Diese Angaben können für hochfesten Beton wegen der unterproportional niedrigen Zugfestigkeit nicht übernommen werden.

Die zur Bestimmung der Verankerungs- und Stoßlängen in hochfestem Beton ansetzbaren Bemessungswerte der Verbundspannung f_{bd} im Grenzzustand der Tragfähigkeit für gute Verbundbedingungen nach DIN 1045-1 [13] sind in Tabelle 2.1 angegeben.

f_{ck}	50	55	60	70	80	90	100
f_{bd}	4,3	4,4	4,5	4,7	4,8	4,9	4,9

Tabelle 2.1: Bemessungswert der Verbundspannung f_{bd} [N/mm²] für Betonstahl in Normalbeton ab der Festigkeitsklasse C 50/67 bei guten Verbundbedingungen und einem Durchmesser $d_s \leq 32$ mm nach [13]

In den Tabellenwerten sind die anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstandsseite bereits berücksichtigt worden. Für Stäbe mit mäßigem Verbund sind die Tabellenwerte mit dem Beiwert 0,7 zu multiplizieren. Die Werte stellen sicher, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein ausreichender Sicherheitsabstand gegen das Versagen des Verbunds vorliegt und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit keine wesentliche Verschiebung zwischen Stahl und Beton auftritt.

2.3.4 Einfluss der Betondeckung auf die Längsrisssbildung

Die Betondeckung beeinflusst die Längsrisssbildung zum einen über den Einfluss auf die Verbundkraft und zum anderen über die Länge des Weges, den ein Riss von der Bewehrungslage bis zur Betonoberfläche zurücklegen muss. Weiterhin erhöht eine größere Betondeckung die Querschnittsfläche des Betonzugringes und reduziert somit die auftretenden Betonzugspannungen. Nach [4] kann bei normalfestem Beton ein Versagen durch Längsrisssbildung eintreten, wenn die Betondeckung kleiner als der dreifache Betonstahldurchmesser ist; bei größerer Betonüberdeckung ist das Pull-Out-Versagen maßgebend. Die Regelungen in EC 2-1, MC 90, und DIN 1045-1 ergeben in Abhängigkeit vom Bewehrungsdurchmesser und den Umweltbedingungen Betondeckungen zwischen 25 und 40 mm. In jedem Fall muss die Betondeckung größer als der Durchmesser des größten eingelegten Bewehrungsstahls sein. Für den hochfesten Beton wird die Betondeckung in der Regel nicht erhöht.

2.4 Verbundverhalten von Spannstählen mit nachträglichem Verbund

Die Spannstahlbewehrung ist bei nachträglichem Verbund von Einpressmörtel umgeben, dessen Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul im Allgemeinen niedriger sind als die Werte des hochfesten Betons, so dass auch ein schlechteres Verbundverhalten vorhanden ist. In [55, 57] wurde das Verbundverhalten von Spannstählen mit nachträglichem Verbund untersucht. Bild 2.11 zeigt die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen nach [57] unter der Annahme einer gleichen Beton- und Einpressmörtelfestigkeit von $f_c = f_g = 40 \text{ N/mm}^2$.

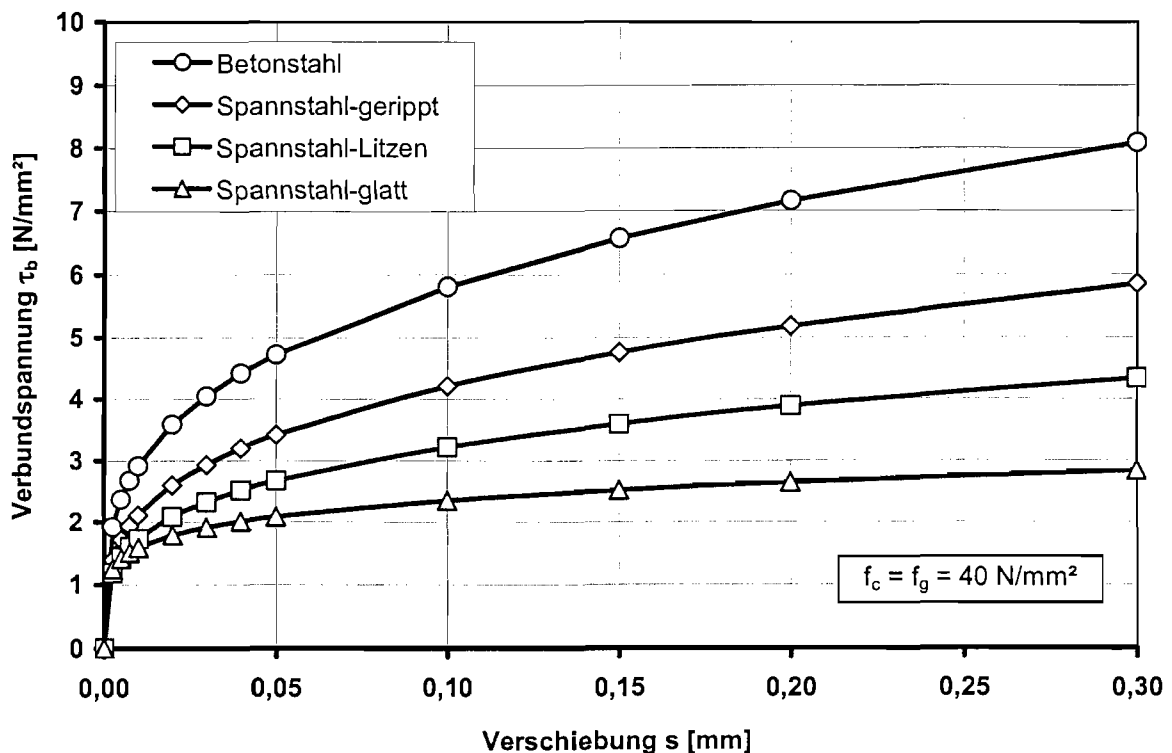


Bild 2.11: Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund und Betonstahl nach [57]

Ergebnisse zum Einfluss statischer und dynamischer Dauerlasten auf das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund sind in [58] dokumentiert. Die zeitabhängigen Vorgänge in der Verbundfuge, die aufgrund der visko-elastischen Eigenschaften des Einpressmörtels und Betons auftreten wurden in einem numerischen Berechnungsmodell für die Verbundkraftübertragung bei Spanngliedern in Hüllrohren umgesetzt, das die analytische Behandlung der zeitabhängigen Vorgänge in der Verbundfuge erlaubt. Mit Hilfe einer auf der Annahme des unverschieblichen Verbundes basierenden Modellvorstellung wurden Relaxationsversuche an Pull-Out-Körpern rechnerisch simuliert.

2.5 Spannungumlagerungen

2.5.1 Spannungsverhältnisse in Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund

Sobald an der Stelle der geringsten Betonzugfestigkeit in einem Spannbetonbauteil der erste Riss entsteht, treten als Folge der unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten in den Spanngliedern und Betonstählen nach Bild 2.12 unterschiedlich große Dehnungs- und Spannungszuwächse auf. Entsprechend dem vorhandenen Dehnungsverlauf im Rissbereich werden die im Riss zu übertragenden Zugkräfte nicht nur nach der Dehnsteifigkeit des Zuggurtes sondern entscheidend von der Verbundsteifigkeit der vorhandenen Bewehrung von den Bewehrungsstäben aufgenommen. Aus diesem Grund erhält die Betonstahlbewehrung im Rissquerschnitt aufgrund der besseren Verbundeigenschaften einen höheren Spannungszuwachs als der Spannstahl.

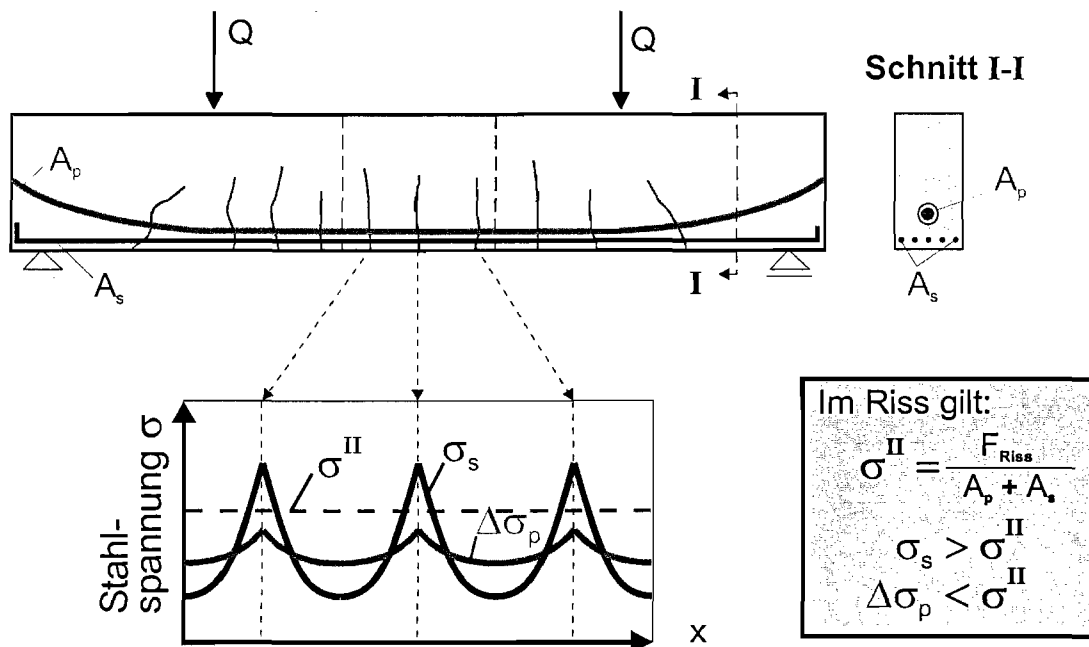


Bild 2.12: Betonstahl- und Spannstahlspannungen eines vorgespannten Balkens mit planmäßiger Rissbildung

In der Literatur [19, 49, 57] werden in der Rissentwicklung die Erstrissbildung, die fortschreitende Rissbildung und die abgeschlossene Rissbildung unterschieden. Die Spannungsverhältnisse beim Erstrissbild verdeutlicht Bild 2.13.

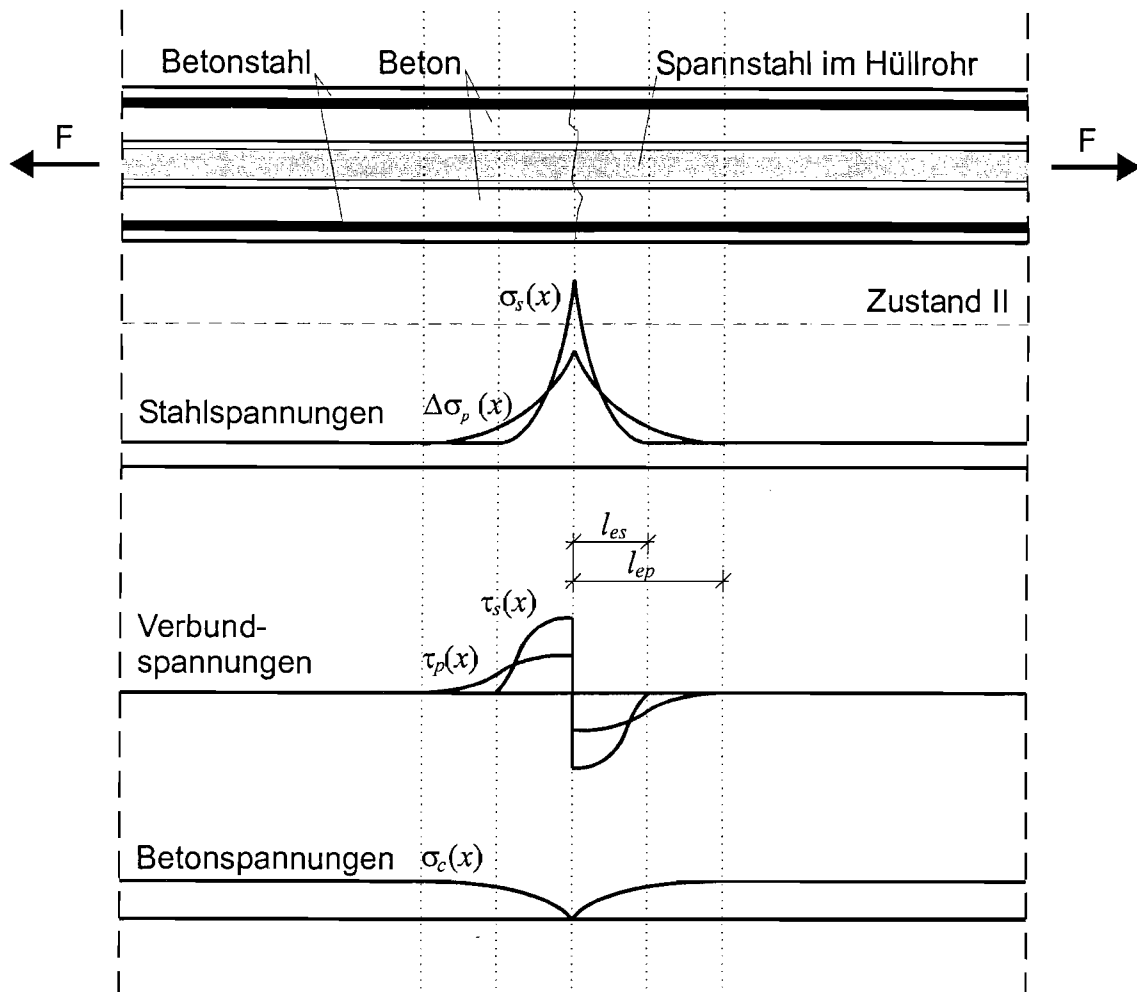


Bild 2.13: Spannungsverhältnisse in Spannbetonbauteilen Im Zustand der Erstrissbildung

Die durch die Rissbildung im Riss von der Bewehrung aufzunehmende Zugkraft wird durch Aktivierung von Verbundkräften wieder in den Betonquerschnitt einleitet. Da der Betonstahl bessere Verbundeigenschaften aufweist als der im Einpressmörtel liegende Spannstahl benötigt der Betonstahl eine kleinere Einleitungslänge l_{es} als der Spannstahl l_{ep} . Die Betonstahlspannung σ_s wächst über den Wert im reinen Zustand II σ^II . Der Spannstahl erhält einen geringeren Spannungszuwachs $\Delta\sigma_p$. Dieser Effekt wird als Spannungumlagerungen vom Spannstahl auf den Betonstahl bezeichnet.

Mit größer werdender Zugkraft F treten weitere Risse auf (fortschreitende Rissbildung). In diesem Zustand überschneiden sich die Einleitungslängen des Spannstahls, während die des Betonstahls sich noch voll ausbilden können, wodurch die Spannungumlagerungen abnehmen. Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung nähern sich die Spannstahl- und die Betonstahlspannungen den Spannungen des reinen Zustandes II an. Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung überschneiden sich auch die Einleitungslängen des Betonstahls. Die Betonspannungen erreichen auf der ganzen Bauteillänge nicht mehr die Betonzugfestigkeit stets unter Ihrem Maximalwert, so dass keine neue Risse entstehen können. Nach [57] können sich im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung Zwischenrisse ausbilden, da die Verbundsteifigkeit wächst und sich somit die Einleitungslänge des Betonstahl

verringert. Erreicht die Betonspannung σ_c die Betonzugfestigkeit zwischen den Rissen entsteht ein neuer Riss.

2.5.2 Einflussfaktoren

Eine detaillierte Darstellung der Einflussfaktoren wird hier verzichtet. Diese sind umfassend in [49] dargestellt. Neben dem Risszustand werden die Spannungsumlagerungen gemäß Bild 2.14 weiterhin durch die Spanngliedart, das Querschnittsverhältnis A_p/A_s , die Belastungsart (statisch bzw. dynamisch) und die Betonfestigkeit bestimmt.

Einen wesentlichen Einfluss hat die Art des Spanngliedes. Nach Bild 2.11 weisen glatte Spannglieder das schlechteste Verbundverhalten auf, so dass bei der Kombination aus glattem Spannstahl und Betonstahl mit größeren Spannungsumlagerungen zu rechnen ist als bei Verwendung der verbundsteiferen gerippten Spannstähle. Nach [29, 30, 49, 58] sinken die Spannungsumlagerungen mit fallendem Verhältnis der Bewehrungsflächen A_p/A_s . Betonstähle im hochfesten Beton weisen nach Bild 2.5 sehr gute Verbundeigenschaften auf, so dass sich kurze Einleitungslängen bei gleichzeitig hohen Verbundspannungen einstellen. Da sich die Einpressmörtelfestigkeiten im Vergleich zu normalfestem Beton nicht ändern sind in hochfestem Beton größere Spannungsumlagerungen zu erwarten. Auch im Verbundverhalten treten nach [48, 58] zeitabhängige Effekte auf, die einen Einfluss auf die Spannungsumlagerungen haben.

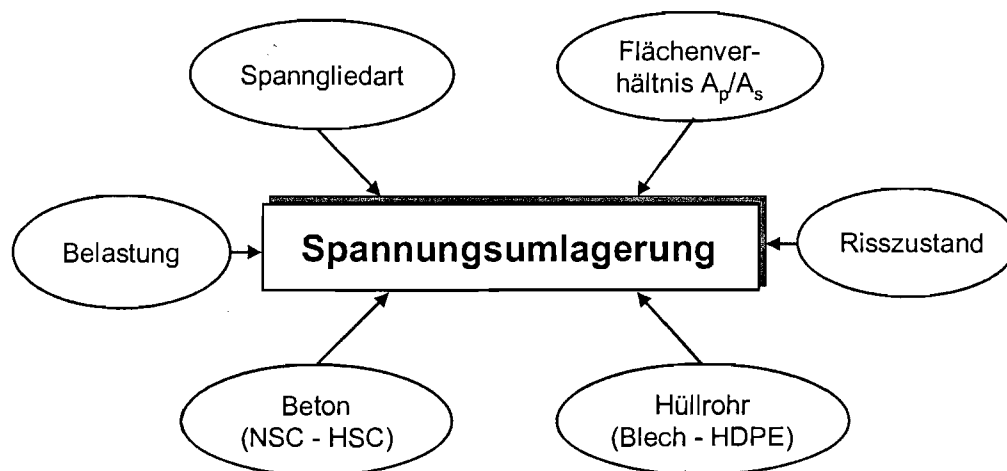


Bild 2.14: Einflussparameter auf die Spannungsumlagerungen in gemischt bewehrten Querschnitten

Die unterschiedlichen Verbundeigenschaften von Spannstahl und Betonstahl im allgemeinen über Verbundkennwerte ξ erfasst werden. Detaillierte Angaben für hochfesten Beton sind nicht dokumentiert, alle Angaben beziehen sich auf normalfesten Beton. Erste experimentelle Untersuchungen in [49] zeigen aber, dass mit deutlich größeren Spannungsumlagerungen zu rechnen ist. Hier wird auf der sicheren Seite liegend pauschal ein Verbundkennwert von $\xi = 0$ bei Verwendung von hochfestem Beton empfohlen. Weitergehende Untersuchungen werden aber empfohlen.

2.5.3 Berechnungsmodelle für Spannungumlagerungen

Die Kenntnis der Größe der Spannungumlagerungen ist bei Nachweisen von Spannbetonbauteilen mit teilweiser Vorspannung von großer Bedeutung, da in der Regel planmäßig eine Rissbildung auftritt. Für den Zustand der Gebrauchstauglichkeit ist der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung zu führen. Dafür ist es notwendig die Spannungszustände im Riss genau zu kennen. Zur analytischen Beschreibung der Spannungumlagerungen sind in der Literatur verschiedene Ansätze dokumentiert.

Bei Annahme starr plastischer Verbundgesetze und Dehnungsgleichheit beider Bewehrungen im Rissquerschnitt können die Betonstahlspannungen σ_{sr} und Spannstahlspannungszuwächse $\Delta\sigma_{pr}$ bei gleichmäßig in der Zugzone verteilten Spanngliedern im Zustand der Erst-rissbildung entsprechend Bild 2.15 bestimmt werden.

Nach [8] gilt:

$$\sigma_{sr} = \frac{F_r}{A_s + A_p \cdot \sqrt{\eta \cdot \xi \cdot \frac{d_s}{d_p}}} \quad \Delta\sigma_{pr} = \sqrt{\eta \cdot \xi \cdot \frac{d_s}{d_p}} \cdot \sigma_{sr} \quad (2.6)$$

mit: σ_{sr} Spannungszuwachs im Betonstahl unter der Risslast F_R

σ_s^{II} Spannungszuwachs nach Zustand II: $\sigma_s^{II} = F_r / (A_s + A_p)$

A_s Betonstahlquerschnitt

A_p Spannstahlquerschnitt

d_s Durchmesser des Betonstahls

d_p Vergleichsdurchmesser des Spanngliedes: $d_p = \sqrt{\frac{4 \cdot A_p}{\pi}}$

η Beiwert zur Berücksichtigung des Verbundumfanges von Bündelspanngliedern; $\eta = 1,4$ für Litzenspannglieder

ξ Verbundkennwert; Verhältnis der mittleren Verbundspannungen von Spannstahl und Betonstahl $\xi = \frac{\tau_{bpm}}{\tau_{bsm}}$

Bezieht man diese korrigierten Stahlspannungen auf Spannungen σ_s^{II} für den Zustand II, so ergeben sich die dimensionslosen Umlagerungsfaktoren zu

$$\text{Betonstahl } f_{us} = \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s^{II}} = \frac{1 + \frac{A_p}{A_s}}{1 + \frac{A_p}{A_s} \cdot \sqrt{\frac{E_p}{E_s} \cdot \eta \cdot \xi \cdot \frac{d_s}{d_p}}} \quad \text{Spannstahl } f_{up} = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_s^{II}} \quad (2.7)$$

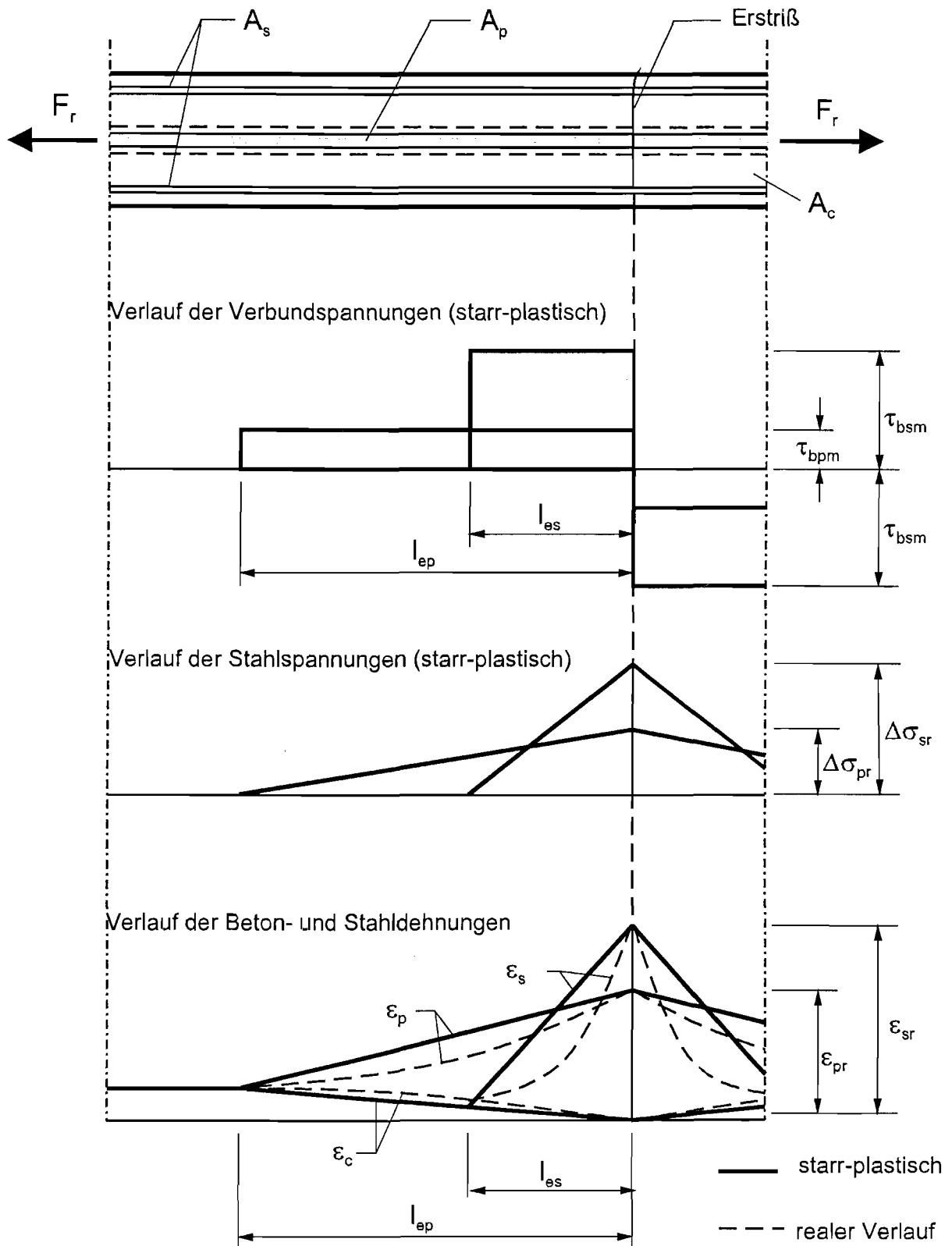


Bild 2.15: Dehnungsverlauf im Rissbereich eines Spannbetonquerschnitts im Erstrisszustand bei Ansatz starr plastischer Verbundgesetze

Die Ermittlung der Betonstahlspannung bei gemischt bewehrten Körpern nach EC 2, Teil 2 [21] und MC 90 [5] erfolgt nach Gleichung (2.7). Dabei verwendet der MC 90 den Ansatz aus [8] ohne Berücksichtigung des Faktors η . Der Ansatz des EC 2, Teil 2 und der DIN 1045-1

[13] basieren auf [39]. Danach ergibt sich die Betonstahlspannung unter Berücksichtigung der Umlagerung zu

$$\sigma_s = \kappa \cdot \sigma_s'' \quad (2.8)$$

$$\text{mit: } \kappa = \frac{A_s + A_p}{A_s + \xi_1 \cdot A_p} \quad (2.9)$$

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{d_s}{d_p}} \quad (2.10)$$

Zur analytischen Bestimmung der Dehnungs- und Spannungszustände für das fortschreitende und abgeschlossene Rissbild sind in [19, 56, 57] Angaben vorhanden.

2.5.4 Erfassung des unterschiedlichen Verbundverhaltens in Nachweisen – Verbundkennwerte

Die in Abschnitt 2.5.3 vorgestellten Berechnungsmodelle verdeutlichen, dass neben den Querschnittsverhältnissen zur Bestimmung der Spannungszustände bei der Rissbildung in gemischt bewehrten Bauteilen die Kenntnis des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Beton- und Spannstahl wichtig ist, die im allgemeinen durch die Einführung des Verbundbeiwertes ξ erfasst wird. Die in [56] festgelegten Verbundbeiwerte wurden für normalfesten Beton unter einer kurzzeitigen statischen Belastung ermittelt. Durch das Langzeitverhalten des Betons und das damit verbundene Schwinden und Kriechen, verändert sich nach [49, 58] der Beiwert. Dieser Effekt ist für den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung bedeutend, denn hierbei ist die quasi-ständige Einwirkung maßgebend.

Zur Festlegung von Verbundkennwerten ξ wird in [56] folgender Produktansatz angegeben:

$$\xi(t) = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot \frac{\tau_{bp,0,1mm}}{\tau_{bs,0,1mm}} = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot \frac{0,045 + 1,5 \cdot f_{R,p}}{0,045 + 1,5 \cdot f_{R,s}} = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot \xi_0 \quad (2.11)$$

mit f_R Bezogene Rippenfläche der Bewehrung

ξ_0 Verbundgrundkennwert

- Litzen: $\xi_0 = 0,81$
- Glatter Spannstahl: $\xi_0 = 0,35$
- Gerippter Spannstahl $\xi_0 = 1,00$

c_1 Beiwert der unterschiedlichen Stabdurchmesser: i.a. gilt $c_1 = 1,0$

c_2 Beiwert der Festigkeiten von Beton f_c und Einpressmörtel f_g : $c_2 = f_g / f_c$

c_3 Beiwert des unterschiedlichen zeitabhängigen Verbundverhaltens von Betonstahl und Spannstahl: $c_3 = (1 - \psi_p(t)) / (1 - \psi_s(t))$ (nach [58])

- Litzen: $c_3 = 0,87$
- Glatter Spannstahl: $c_3 = 0,93$
- Gerippter Spannstahl $c_3 = 0,80$

$\psi_p(t)$ Verbundrelaxationszahl des Spannstahls

$\psi_s(t)$ Verbundrelaxationszahl des Betonstahls

Hiermit ergeben sich die in Tabelle 2.2 angegebenen Verbundkennwerte ξ unter statischer Dauerlast für normalfesten Beton, wenn die bezogene Rippenfläche für Betonstahl nach [18] zu $f_{R,s} = 0,056$ und zu $f_{R,p} = 0,04$ für Litzen nach [58] angenommen wird. Weiterhin wurde der wirksame Verbundumfang von Litzenbündeln mit $\eta = 1,7$ erfasst. Da die Einpressmörtelfestigkeiten in den Versuchen mit 35 bis 45 N/mm² der Betonfestigkeit üblicher Spannbetonkonstruktionen entsprach, wurde c_2 mit 1,0 angesetzt. Der Beiwert c_3 wurde mit den in [58] angegebenen Endwerten der Verbundrelaxation $\tau_b(t)/\tau_{b0}$ der einzelnen Stahlsorten über die Beziehung $\tau_b(t)/\tau_{b0} = 1 - \psi_b(t)$ ermittelt. Zusätzlich wurde dieser Wert auf 90 % abgemindert, um einerseits die bei den Pull-Out-Versuchen nicht messbare Anfangsrelaxation zu berücksichtigen und um andererseits die weitere Zunahme der Relaxationsverluste der Verbundspannungen bis zu einem geschätzten Endwert zu erfassen.

	Näherung nach Gl. (2.11)	Versuche in [49]	DIN 4227-1 A1 [16]	DIN 1045-1 [13]	Eurocode 2 Teil 2 [21]	Model Code 90 [5]
glatte Spannglieder	0,30	0,32	0,30	0,30	0,40	0,20
Litzen-spannglieder	0,52	0,46	0,50	0,50	0,50	0,40
gerippte Spannglieder	0,72	0,71	0,70	0,70	0,80	0,60

Tabelle 2.2: Vergleich der ermittelten Verbundkennwerte ξ mit den Werten aus verschiedenen Normen für normalfesten Beton ($f_c \leq 50$ Mpa)

Die Ergebnisse bestätigen die Angaben in [13, 16], mit denen das Bauteilverhalten unter Betriebsbedingungen zutreffend erfasst werden kann, während die Werte in [21] und [5] den Verbund der Spannglieder überschätzen bzw. unterschätzen.

Bei Einsatz von hochfestem Beton ist der Beiwert $c_2 < 1,0$ anzusetzen. Die damit verbundenen geringeren Verbundbeiwerte rufen größere Umlagerungsfaktoren bzw. eine höhere Betonstahlspannung hervor, was durch die Untersuchungsergebnisse in Abschnitt 6 auch bestätigt wird. Die für Spannglieder mit nachträglichem Verbund in normalfestem Beton abgeleiteten Verbundrelaxationswerte können auch näherungsweise für hochfesten Beton übernommen werden, da sie wesentlich vom Einpressmörtel geprägt werden, dessen Eigenschaften in hochfestem Beton denen in normalfestem Beton entsprechen. Zur Verbundrelaxation von Betonstahl in hochfestem Beton liegen zur Zeit keine Untersuchungen vor, allerdings kann davon ausgegangen werden, dass bei näherungsweise doppelt so großer Verbundspannung und damit doppelt so großer Druckspannung in den den Verbund prägenden Betonkonsolen bei halbiertem Kriechvermögen sich ähnliche Relaxationsendwerte einstellen.

Die Berechnung des Verbundbeiwertes für eine Betonfestigkeit $f_c = 85$ N/mm² und eine Einpressmörtelfestigkeit $f_g = 35$ N/mm² ergibt die Werte der Tabelle 2.3. Die ermittelten Werte für hochfesten Beton sind deutlich niedriger als die für normalfesten Beton. Die Regelungen der DIN 1045-1 [13] erfassen den Einfluss des hochfesten Betons zutreffend.

	Näherung nach Gl. (2.11)		DIN 1045-1 [13]
	Kurzzeitbelastung	Langzeitbelastung	
glatte Spannglieder	0,12	0,11	0,15
Litzenspannglieder	0,24	0,22	0,25
gerippte Spannglieder	0,40	0,36	0,35

Tabelle 2.3: Rechnerische Ermittlung des Verbundbeiwertes ξ_{HSC} für hochfesten Beton für $f_c = 85 \text{ N/mm}^2$ und $f_g = 35 \text{ N/mm}^2$ auf Basis von [56]

2.6 Theorien zur Bestimmung der Rissbreiten

2.6.1 Einführung

In auf Biegung oder Zug beanspruchten Stahlbetonbauteilen treten bei Überschreitung der Dehnfähigkeit des Betons planmäßig Risse auf. Die Auswirkungen eines einzelnen Risses beschränken sich auf einen kleinen Bereich des Bauteils in der Umgebung des Risses. In der Regel entstehen in einem Bauteil aber eine Vielzahl von Rissen, die in der Summe das Last-Verformungs-Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen maßgeblich beeinflussen.

Das Ziel bei der Konstruktion ist also nicht die Verhinderung der Rissentstehung, sondern deren feine Verteilung. Bei der Bemessung der Konstruktion, wird durch den Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit diesem Ziel nachgegangen. Für die Ermittlung der Rissbreiten und die mechanische Abbildung des Rissbildungsprozesses sind in der Literatur eine Vielzahl von Ansätzen dokumentiert. Diese Theorien können vereinfacht in zwei Gruppen unterteilt werden:

- Klassische Risstheorien, die nur die grundlegenden mechanischen Einflüsse berücksichtigen. Weitere Parameter, wie z. B. Belastungsdauer oder Verbundverhalten werden durch empirische Korrekturbeiwerte in Rechnung gestellt [20, 42, 44, 52, 53].
- Kontinuierlichen Risstheorien, die außer den Zuständen der Erstrissbildung und abgeschlossenen Rissbildung auch die Rissentwicklung bei Belastungssteigerung berücksichtigen [13, 21, 36, 37].

Die kontinuierlichen Risstheorien versuchen eine umfassende Lösung in geschlossener mathematischer Form zu entwickeln und alle Einflussparameter in der Herleitung mitzuführen, ohne durch frühzeitige Vereinfachungen und empirische Angleichung an Versuche ihren Einfluss zu verwischen. Letztlich müssen aber auch in diesen Modellen aus Versuchen ermittelte Werte in die Berechnung eingeführt werden, z. B. die Parameter zur Beschreibung der Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung, so dass die Grenzen zwischen den klassischen und kontinuierlichen Risstheorien nicht eindeutig gezogen werden können. So stellt

der Ansatz im MC 90 [5] einen Übergang von der klassischen zur kontinuierlichen Risstheorie dar.

Fast alle bekannten Verfahren zur Berechnung der Rissbreite basieren auf dem Sekundärstabmodell, bei dem die Zugzone eines auf Biegung beanspruchten Bauteils durch einen Zugstab geringerer Höhe ersetzt wird. Daher wird in den nun folgenden Abschnitten die Entwicklung der Rissbildung anhand eines Zugstabes erläutert. Eine umfassende Darstellung der genannten Ansätze soll hier nicht erfolgen. Hierzu wird auf die angegebene Literatur verwiesen.

2.6.2 Beschreibung der Rissbildung in einem Stahlbetonzugstab

Wird ein Stahlbetonbauteil auf Zug beansprucht, befindet es sich zunächst auf der ganzen Bauteillänge im Zustand I. Die Stahlspannung ist wegen der gleichen Dehnungen um das Verhältnis der Elastizitätsmoduli von Stahl und Beton E_s/E_{cm} größer als die Betonspannung. Die Verteilung der Belastung auf Stahl und Beton kann aus der Betrachtung des ideellen Querschnittes ermittelt werden.

$$F_c = \frac{A_c}{A_i} \cdot F \qquad F_s = \alpha_e \cdot \rho \cdot F_c = \frac{A_s \cdot \alpha_e}{A_i} \cdot F \qquad (2.12)$$

Übersteigt an einer Stelle des Bauteils die Beanspruchung das Niveau der lokalen Betonzugfestigkeit, bildet sich der erste Riss und ein Großteil der vom Beton aufgenommenen Zugkraft F_c nach Gl. (2.12) wird entsprechend Bild 2.16 in die Bewehrung umgelagert. Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass auch nach der Rissbildung durch Reibung und Verzahnung zwischen den Rissflanken noch Kraft vom Beton aufgenommen werden kann. Mit zunehmender Rissöffnung nehmen die übertragbaren Betonspannungen jedoch ab.

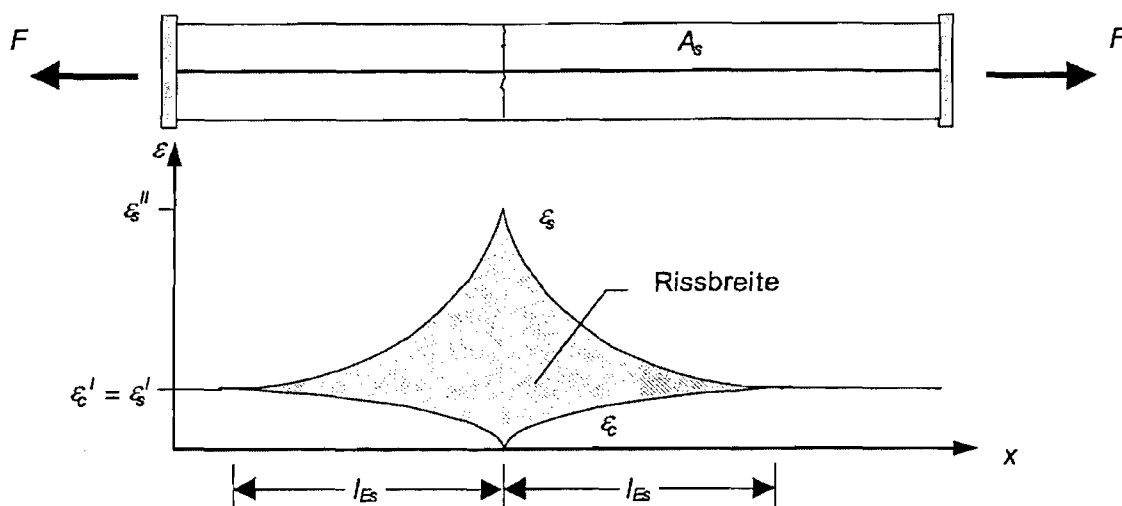


Bild 2.16: Qualitativer Dehnungsverlauf bei einem Einzelriss

Da die aus der Dehnungsdifferenz resultierende Relativverschiebung durch den Verbund zwischen Bewehrung und Beton behindert ist, wird der im Riss vom Beton in die Bewehrung umgelagerte Teil der Beanspruchung auf der Eintragungslänge l_{Es} über Verbundspannungen wieder in den Beton eingeleitet. Am Ende der Eintragungslänge sind Stahl- und Betondehnung wieder gleich (Zustand I). Unter der vereinfachenden Annahme, dass sich der Beton im Riss nicht mehr an der Lastaufnahme beteiligt, ergeben sich die in Bild 2.16 dargestellten Dehnungsverläufe im Zustand der Erstrissbildung. Die Rissbreite entspricht dem Integral der Dehnungsdifferenz von Stahl und Beton über die Eintragungslänge l_{Es} links und rechts vom Riss bzw. der Summe der auch als Schlupf s bezeichneten Relativverschiebungen von Stahl und Beton.

$$w = 2 \cdot \int_0^{l_{Es}} (\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)) \cdot dx = 2 \cdot s(x = l_{Es}) \quad (2.13)$$

Die Zugfestigkeit bzw. Bruchdehnung des Betons unterliegt großen Streuungen. Daher bilden sich nicht alle Risse bei Erreichen der rechnerischen Betonzugfestigkeit, sondern innerhalb eines Lastbereichs, in dem die Betonzugspannungen die streuenden Festigkeiten überschreiten. Ein zweiter Riss ist frühestens im Abstand der Eintragungslänge l_{Es} möglich, da innerhalb der Eintragungslänge sind die Betonzugspannungen kleiner als unmittelbar vor der Rissbildung nach Zustand I sind. Solange der Abstand zwischen zwei Rissen größer als die doppelte Eintragungslänge l_{Es} ist, kann die Rissbreite nach Gleichung (2.13) ermittelt werden. Zwischen zwei Rissen gibt es dann immer einen Bereich, in dem Stahl- und Betondehnungen gleich sind.

Entsteht der zweite Riss in einem geringeren Abstand als der doppelten Eintragungslänge vom ersten Riss, so beeinflussen sich beide Risse entsprechend Bild 2.17 gegenseitig.

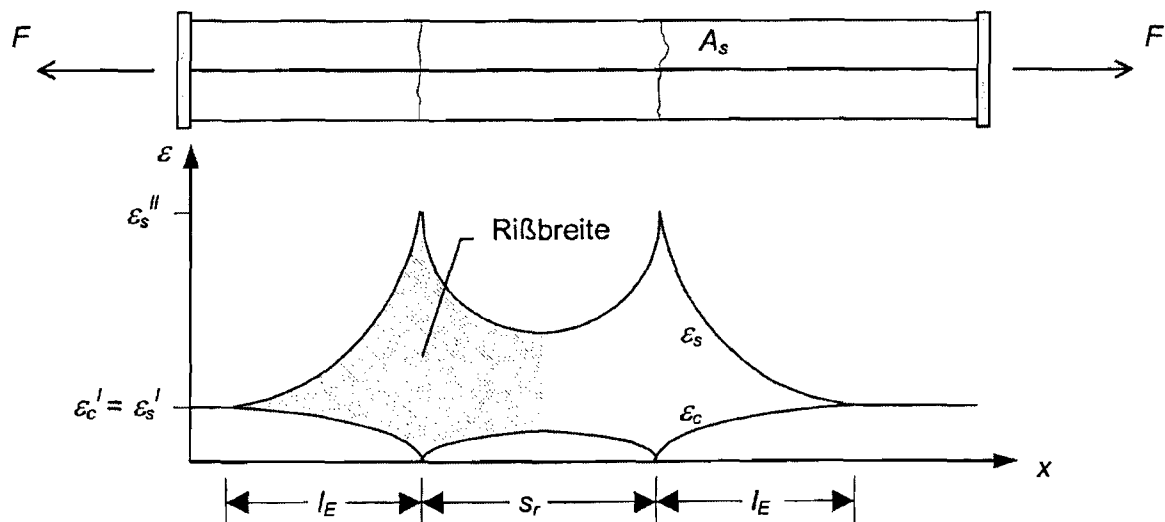


Bild 2.17: Qualitativer Dehnungsverlauf bei einem Rissabstand kleiner der doppelten Eintragungslänge.

In diesem Fall liegt zwischen den Rissen an keiner Stelle mehr Zustand I vor; in der Mitte des Rissabstandes tritt aber keine Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton auf. Für die Berechnung der Rissbreite ist nicht die Eintragungslänge l_E sondern der halbe Rissabstand s_r zu berücksichtigen. Übersteigt die Beanspruchung die Zugtragfähigkeit des Betonquerschnitts unter Berücksichtigung der streuenden Betonzugfestigkeiten entspricht die Eintragungslänge der Strecke, auf der über Verbund eine Kraft vom Stahl in den Beton eingeleitet werden kann, die Betonspannungen größer als die Betonzugfestigkeit erzeugt:

$$l_{Es} = \frac{f_{ct} \cdot A_c}{\tau_s \cdot U_s} = \frac{f_{ct} \cdot d_s}{4 \cdot \tau_s \cdot \rho} \quad (2.14)$$

Wegen der Streuung der Betonzugfestigkeit und der Verbundspannungen über die Bauteillänge streuen auch die Eintragungslängen l_{Es} .

In fast allen Ansätzen zur Berechnung der Rissbreiten wird zwischen dem Zustand der Einzelrissbildung und dem Zustand des abgeschlossenen Rissbildes unterschieden. Solange es auf der Bauteillänge einen Bereich gibt, in dem Stahl- und Betondehnungen gleich sind, befindet sich das Bauteil im Zustand der Einzelrissbildung (Bild 2.16). Im abgeschlossenen Rissbild liegt auf der ganzen Bauteillänge eine Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton vor. Alle Rissabstände liegen dann zwischen der einfachen und doppelten Eintragungslänge l_{Es} nach Gleichung (2.14). Wegen der Streuung der Rissabstände müssen zur Berechnung der mittleren Rissbreite in diesem Fall statistische Überlegungen angestellt werden. Der Begriff des abgeschlossenen Rissbildes ist etwas irreführend, da sich trotz der Dehnungsdifferenz auf ganzer Bauteillänge weitere Risse bilden können. Dies ist mit der Abhängigkeit der Verbundspannung vom Schlupf zu begründen. In den neueren Risstheorien, in denen die weitere Rissbildung berücksichtigt wird, ist die Bezeichnung des abgeschlossenen Rissbildes dennoch erhalten geblieben. Lediglich *Krips* [41] unterscheidet die vier Risszustände Erst-rissbildung, Zweitrissbildung, abgeschlossenes Erstrissbild und sukzessive Risseilung.

Die verschiedenen Bauteilzustände können anschaulich im Last-Verformungs-Diagramm bzw. im Spannungs-Dehnungs-Diagramm nachvollzogen werden. In Bild 2.18 ist die Spannungs-Dehnungs-Linie eines Stahlbetonzugstabes mit den einzelnen Risszuständen qualitativ dargestellt.

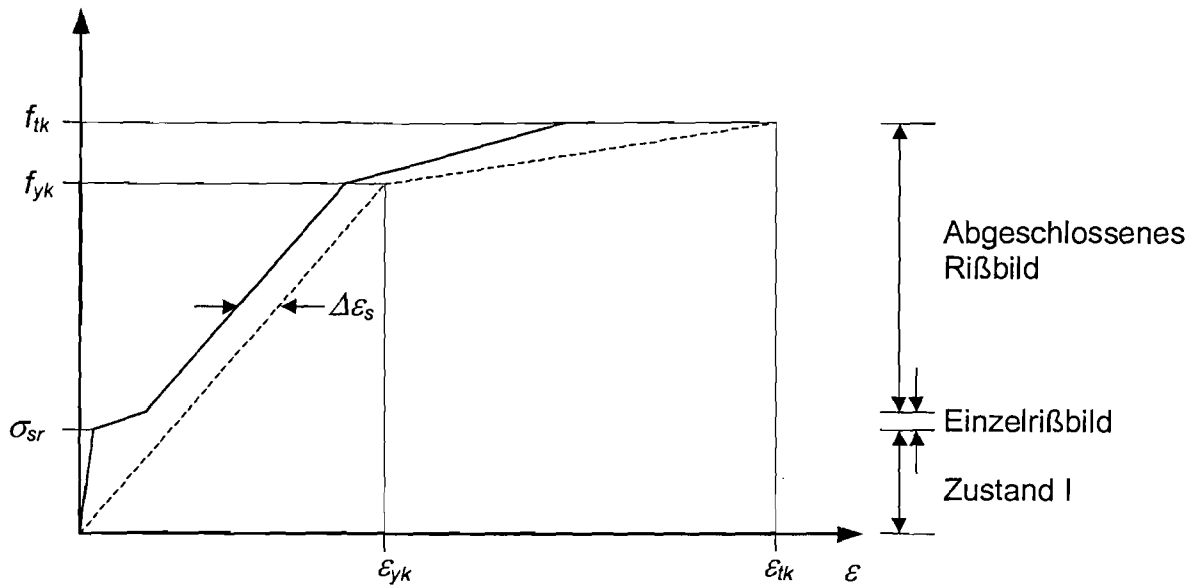


Bild 2.18: Qualitativer Verlauf einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines Stahlbetonzugstabes

2.6.3 Erweiterung für Spannbetonbauteile

Bei Bauteilen mit gemischter Bewehrung haben Betonstahl und Spannstahl in der Regel unterschiedliche Verbundeigenschaften. Dadurch verteilt sich die durch die Rissbildung freigesetzte Zugkraft entsprechend den Verbundsteifigkeit auf die beiden Stahlarten (mit den vereinfachenden Annahmen gleicher Elastizitätsmoduli für Beton- und Spannstahl und einem konstanten Verlauf der Rissbreite zwischen Bewehrungsoberfläche und Bauteilaußenseite). In allen Risszuständen muss als Verträglichkeitsbedingung für das Zusammenwirken von Betonstahl und Spannstahl gelten, dass die für beide Stahlarten berechneten Rissbreiten gleich sind. Bei Einzelrissen führt das unterschiedliche Verbundverhalten zu einer gegenüber der Betonstahlbewehrung größeren Eintragungslänge des Spannstahls l_{Ep} . Für die Rissbreite gilt in diesem Fall:

$$w = 2 \cdot \int_0^{l_{Es}} (\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)) \cdot dx = 2 \cdot \int_0^{l_{Ep}} (\varepsilon_p(x) - \varepsilon_c(x)) \cdot dx \quad (2-15)$$

Aufgrund der besseren Verbundeigenschaften des Betonstahls liegt im Abstand l_{Es} vom Riss wieder vollkommener Verbund zwischen Beton und Betonstahl vor, während Beton und Spannstahl noch Relativverschiebungen aufweisen. In diesem Bereich ist die Spannung des Betonstahls kleiner als nach Zustand I. Der Dehnungsverlauf in der Umgebung eines Einzelrisses ist in Bild 2.19 dargestellt.

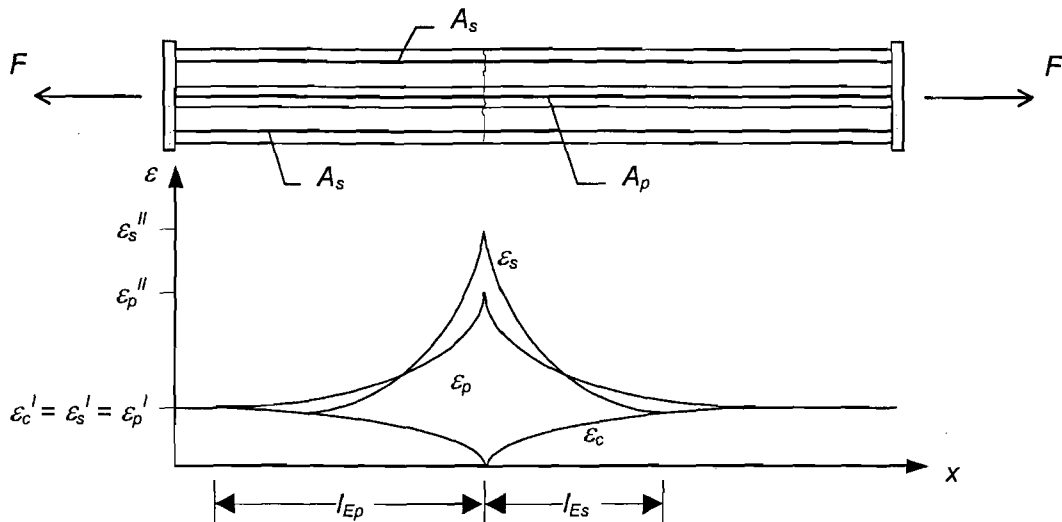


Bild 2.19: Qualitative Dehnungsverläufe in einem gemischt bewehrten Zugstab bei einem Einzelriss.

Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung ist wie bei dem Stahlbetonzugstab nicht mehr die Eintragungslänge für die Rissbreite maßgebend, sondern der halbe Rissabstand. Folglich ist in diesem Fall die Länge, auf der Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton auftreten, für Betonstahl und Spannstahl gleich. Damit die Verträglichkeitsbedingung der gleichen Rissbreiten für beide Stahlsorten erfüllt ist, müssen bei abgeschlossenem Rissbild die mittleren Stahldehnungen von Betonstahl und Spannstahl auf der Länge des halben Rissabstandes identisch sein:

$$w = 2 \cdot \int_0^{\frac{1}{2} \cdot s_r} (\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)) \cdot dx = 2 \cdot \int_0^{\frac{1}{2} \cdot s_r} (\varepsilon_p(x) - \varepsilon_c(x)) \cdot dx \quad (2.16)$$

Bild 2.20 zeigt die Dehnungsverläufe von Betonstahl, Spannstahl und Beton im Zustand des abgeschlossenen Rissbildes. Die geringeren Verbundspannungen des Spannstahls führen zu einem gleichmäßigeren Dehnungsverlauf über die Bauteillänge. Aus der Bedingung der Dehnungsgleichheit ergibt sich, dass die Betonstahlspannung in Rissabstandsmitte kleiner sein muss als die Spannstahlspannung.

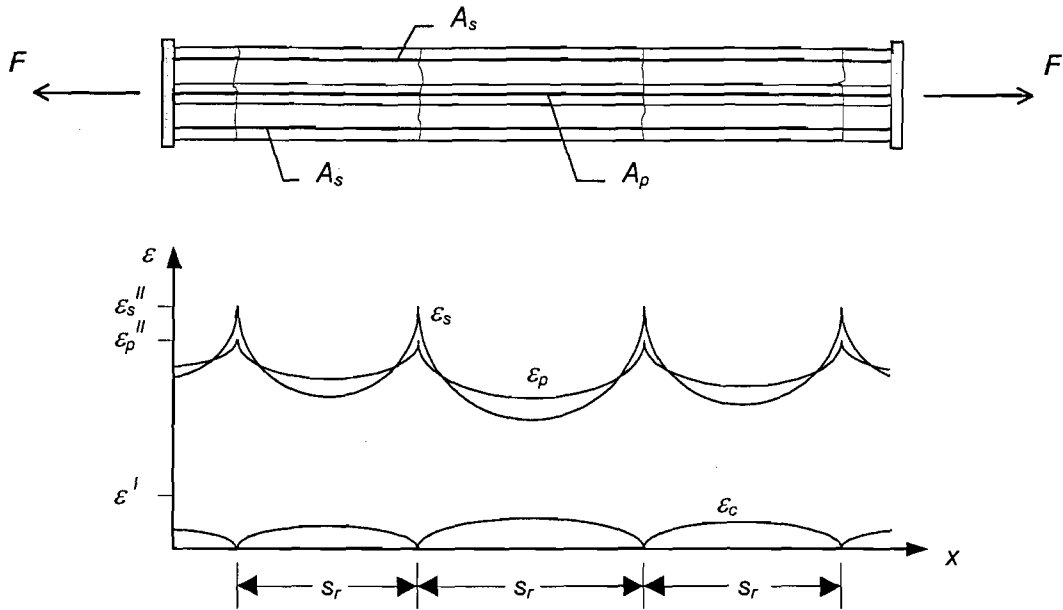


Bild 2.20: Qualitative Dehnungsverläufe in einem gemischt bewehrten Zugstab bei abgeschlossenem Rissbild.

Die Spannungs-Dehnungs-Linie eines vorgespannten Zugstabes nach Bild 2.21 unterscheidet sich von derjenigen eines Stahlbetonzugstabes.

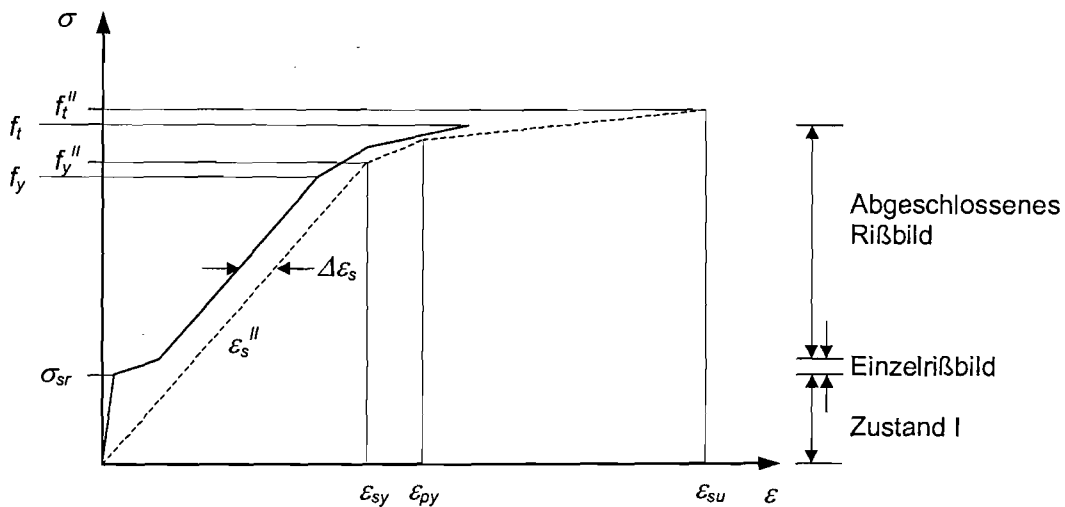


Bild 2.21: Qualitatives Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Spannbetonzugstäben

Durch die Vorspannung beginnt die Rissbildung erst bei einer größeren Last, da zunächst die Vorspannkraft kompensiert werden muss. Die Risslast eines vorgespannten Zugstabes setzt sich also zusammen aus der Risslast eines Stahlbetonzugstabes mit gleichen Abmessungen und dem Betrag der Vorspannkraft. Weiterhin erreichen der Spannstahl und Betonstahl nicht gleichzeitig die Streckgrenze. Daher ist die Bauteilsteifigkeit des gemischt bewehrten Zugstabes zu dem Zeitpunkt, zu dem die erste Stahlsorte die Streckgrenze erreicht, größer als die Steifigkeit des Stahlbetonzugstabes. Erreicht auch die zweite Stahlsorte die Streckgrenze, entspricht das Bauteilverhalten demjenigen des Stahlbetonzugstabes.

3 PLANUNG UND DURCHFÜHRUNG DER VERSUCHE ZUR LÄNGSRISSBILDUNG

3.1 Versuchsprogramm und Versuchskörper

Die experimentellen Untersuchungen zur Längsrisssbildung in hochfestem Beton umfassten 22 Dehnkörperversuche in vier Versuchsserien, davon vier aus normalfestem Beton, in denen die Parameter Betonüberdeckung, Bewehrungsgrad, Stabdurchmesser und Betongüte variiert wurden. Eine Zusammenstellung des Versuchsprogramms zeigt Tabelle 3.1, die Ausbildung der Versuchskörper ist Bild 3.1 dargestellt.

Serie	Körper Nr.	Beton	Beton-abmessung Ø bzw. a/b [mm]	Bewehrung d _s [mm]	Beton-deckung [mm]	Körper-länge [mm]	Bewehrungsgrad [%]
I	K1	NSC	60	16	22,0	540	7,11
	K2		120	16	52,0	540	1,78
	K3		90	25	32,5	780	7,72
	K4		150	25	62,5	780	2,78
IIa	K5	HSC	60	16	22,0	540	7,11
	K6		90	16	37,0	540	3,16
	K7		120	16	52,0	540	1,78
	K8		150	16	67,0	540	1,14
IIb	K9	HSC	60	20	20,0	540	11,11
	K10		90	20	35,0	540	4,94
	K11		120	20	50,0	540	2,78
	K12		190	20	85,0	540	1,11
IIIa	K13	HSC	150*250	16	2,0	540	1,67
	K14		150*250	16	3,5	540	1,67
	K15		150*250	16	5,0	540	1,67
IIIb	K16		150*250	20	2,0	540	1,07
	K17		150*250	20	3,5	540	1,07
	K18		150*250	20	5,0	540	1,07
IVa	K19	HSC	120	20	50,0	600	2,78
	K20		190	20	85,0	600	1,11
IVb	K21		150	25	62,5	600	2,78
	K22		190	25	82,5	600	1,73

Tabelle 3.1: Versuchsprogramm der Untersuchungen zur Längsrisssbildung

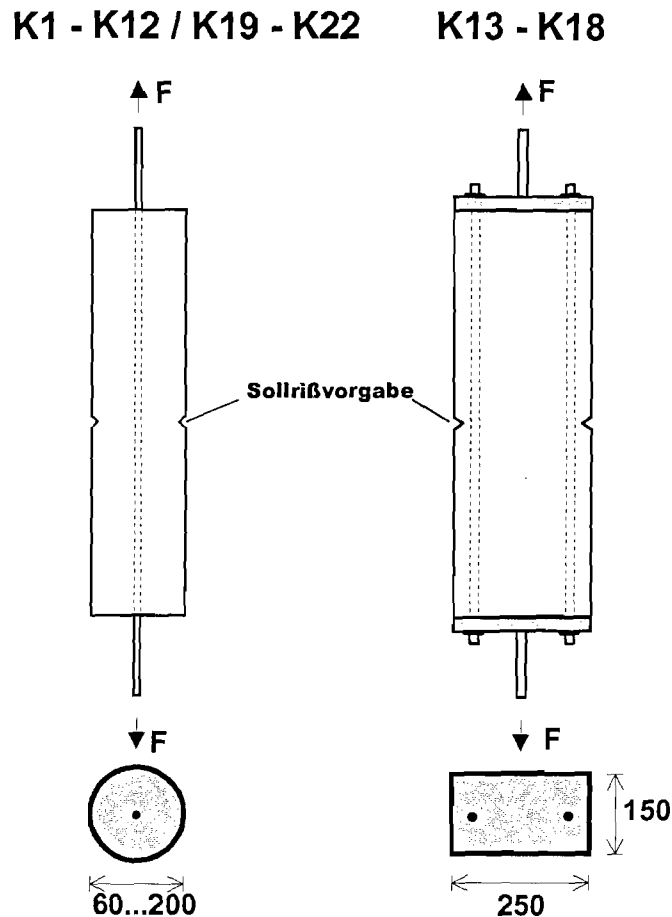


Bild 3.1: Versuchskörper der Untersuchungen zur Längsrissbildung

Die Betonstähle der Versuchskörper K 19 bis K 22 wurden zur Untersuchung der Verbundkrafteinleitung mit jeweils 2×9 Dehnungsmessstreifen (DMS) bestückt. Dies diente zur Anbindung und Kalibrierung der eigenen Versuchsergebnisse an die ermittelten Zusammenhänge in der Literatur und die Angaben in normativen Regelwerken, die häufig unter Sicherstellung einer Umschnürung ermittelt worden sind. Zwei Versuchskörper aus normalfestem Beton wurden mit einer Körperlänge von 78 cm ausgeführt, da aufgrund der niedrigeren Verbundfestigkeit bei einer vergleichsweise hohen Erstrisskraft durch einen großen Betondurchmesser eine größere Einleitungslänge erforderlich war. Zur Erfassung des Einfluss der Versuchskörperform wurden sechs rechteckige Körper mit Abmessungen 150 mm x 250 mm x 540 mm untersucht.

3.2 Baustoffe

3.2.1 Beton

Der normalfeste und hochfeste Beton waren entsprechend der Betonrezeptur in Tabelle 3.2 auf Basis eines Quarzsand- bzw. Quarzkies-Zuschlag zusammengesetzt.

Beton	Sieblinie	Zement	Zementgehalt [kg/m ³]	w/z-Wert [-]	Silica-Suspension [kg/m ³]	Fließmittel [l/m ³]
NSC	AB 16	PZ 35 F	312,5	0,48	-	-
HSC	AB 16	PZ 55	450,0	0,32	70	7

Tabelle 3.2: Betonzusammensetzung

Für den hochfesten Beton wurde eine Silika-Suspension der Sorte „Elkem Mikrosilica SF“ mit einem Verhältnis von Silika-Staub zu Wasser von 1:1 verwendet. Auf Verzögerer wurde verzichtet, die Fließmittelzugabe betrug durchschnittlich 7 l/m³. Die Frischbetoneigenschaften wurden anhand des Ausbreitmaßes bestimmt; in allen Fällen wurde eine plastische Konsistenz mit einem Ausbreitmaß zwischen 38 und 41 cm erreicht. Die Ergebnisse der Güte- und Erhärtungsprüfungen sind in Tabelle 3.3 zusammengestellt.

Körper	Güteprüfung Druckfestigkeit [N/mm ²]	Erhärtungsprüfung		errechnete Zugfestigkeit [N/mm ²]
		Druckfestigkeit [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	
I	47,3	49,7	2,8	2,3
IIa	85,2	89,2	2,9	2,7
IIb	85,2	84,2	3,9	3,7
IIIa	84,5	97,3	3,5	3,3
IIIb	84,5	103,7	3,2	3,0
IVa	91,8	88,5	3,2	3,0
IVb	91,8	96,4	3,1	2,9

Tabelle 3.3: Übersicht über die erreichten Festigkeiten

3.2.2 Betonstahl

In allen Fällen handelt es sich um kaltverformten Betonstabstahl BSt 500 S der Durchmesser 16, 20 oder 25 mm nach DIN 488 [18]. Zur Herstellung eines Stahls mit eingeklebten DMS wurden zwei Stähle jeweils zur Hälfte abgefräst und mittig jeweils eine Nut angeordnet. Nach dem Einkleben der DMS wurden die beiden Hälften punktuell zusammengeschweißt. Um den Einfluss der Längsrippen des Stahls auf die Längsrisssbildung zu erfassen, wurde bei den runden Körpern die Position der Längsrippe im aufgenommenen Rissbild vermerkt. Bei den rechteckigen Versuchskörpern K13 bis K18 wurden die Betonstähle so einbetoniert, dass sich die Längsrippen entsprechend Bild 3.2 einmal parallel und einmal senkrecht zur kurzen Seite befinden.

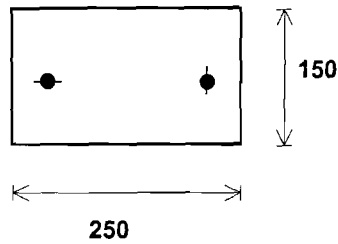


Bild 3.2: Anordnung der Längsrippen in den Versuchskörpern K13 bis K18

3.3 Herstellung, Messtechnik und Versuchsdurchführung

Die Versuchskörper wurden an vier Betonierterminen stehend betoniert. In der Körpermitte wurde eine Rissvorgabe entsprechend Bild 3.1 angeordnet.

Zur Bestimmung der Längenänderung der Körper und der Rissbreiten der Querrisse, wurden Setzdehnungsmessungen (Bauart Pfender der Firma Fritz Staeger) mit einer Messbasis von 100 Millimetern nach Bild 3.3 durchgeführt. Messfehler aus Temperaturschwankungen wurden durch Kontroll- und Vergleichsmessungen eliminiert.

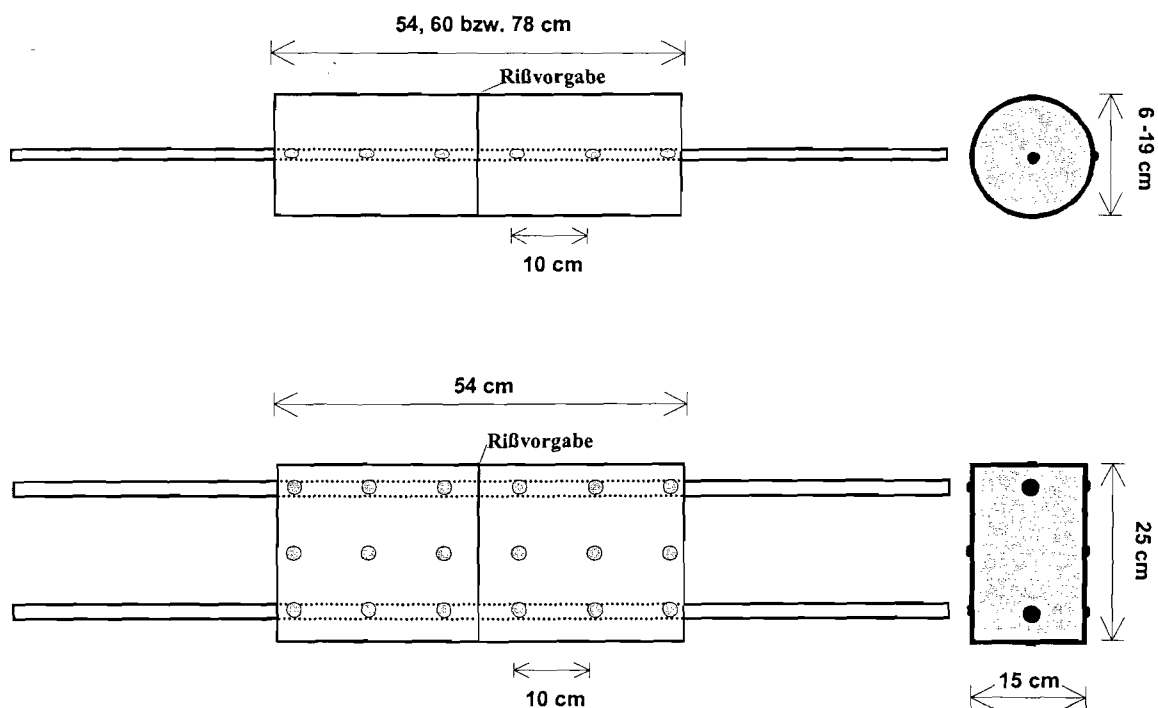


Bild 3.3: Anordnung der Setzdehnungsmessungen

Für die Ermittlung der Stahlspannungen im Verbundbereich wurden die Versuchskörper K 19 bis K 22 mit jeweils 9 Dehnungsmessstreifen in jeder Stahlhälfte nach Bild 3.4 versehen.

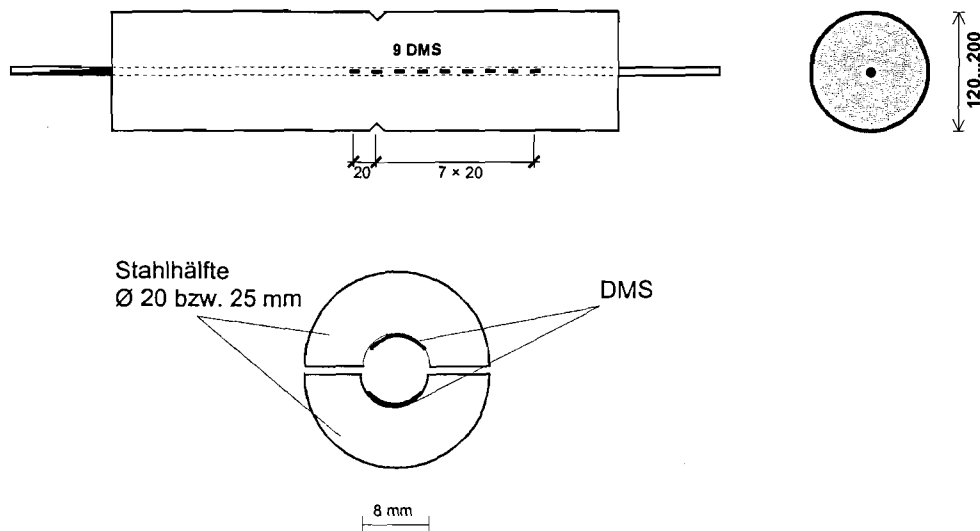


Bild 3.4: Anordnung der Dehnungsmessstreifen in den Versuchskörpern K19 bis K22

Um den Einfluss ungewollter Biegung zu kompensieren, wurden jeweils zwei einander gegenüberliegende Dehnungsmessstreifen gemittelt. Die Stähle mit den eingeklebten DMS wurden vor dem Betonieren der Körper kalibriert.

Die Rissbreiten wurden zusätzlich mit einer Risslupe bei jeder Laststufe vermessen. Die kleinste Ableseeinheit der Lupe beträgt $12,5 \cdot 10^{-3}$ mm.

Die Probekörper wurden senkrecht in eine Universalprüfmaschine UPD 60 eingebaut und stufenweise bis an die rechnerische Streckgrenze der Bewehrungsstähle belastet. Die Versuchskörper K 5 bis K 12 und K 19 bis K 22 wurden nach Erreichen der Höchstlast noch zehnmal ent- und wiederbelastet. Im Versuch wurden die Rissentwicklung dokumentiert und die Rissbreiten der Quer- und Längsrisse in jeder Laststufe mit Setzdehnungsmessungen bzw. einer Risslupe erfasst. Bei den Versuchskörpern K 19 bis K 22 wurde zusätzlich über Dehnungsmessstreifen die Stahldehnung gemessen. Aufgrund der Querschnittsschwächungen z.B. durch Gewinde zur Einspannung in die Prüfmaschine und die Anordnung der Dehnungsmessstreifen nach Bild 3.4 erreichten die Bewehrungsstäbe etwa bei den in Tabelle 3.4 angegebenen Prüflasten die rechnerische Streckgrenze f_{yk} .

Versuchsserie	Stabdurchmesser d_s		
	16	20	25
I / IIa / IIb	100	157	245
III	130	226	-
IVa / IVb	-	135	225

Tabelle 3.4: Prüflasten in [kN] zum Erreichen der Streckgrenze der Bewehrungsstähle

Die Länge aller Versuchskörper war so gewählt, dass mindestens ein Querriss entstehen konnte.

4 ERGEBNISSE UND AUSWERTUNG DER VERSUCHE ZUR LÄNGSRISSBILDUNG

4.1 Allgemeines

Die Versuchsserien dienten zur Untersuchung einzelner Aspekte des Verbundverhaltens bzw. der Längsrisssbildung. Die zylinderförmigen Körper aus normalfestem (K 1 – K 4) bzw. hochfestem (K 5 – K 12) Beton zeigen den Einfluss der Betonfestigkeit auf das Rissbild, die Rissbreiten und den Erscheinungszeitpunkt der Längsrisse. Mit den rechteckigen Körper K 13 – K 18 wird die Betondeckung und die Lage der Längsrippe untersucht. Durch die Messung der Stahldehnungen in den Bewehrungsstäben der zylindrischen Körper K 19 bis K 22 können die Stahlspannungen sowie die Verbundspannungen und schließlich der Schlupf ermittelt werden. Sie ermöglichen die Verbindung zwischen der äußerlich sichtbaren Rissbildung in Quer- sowie in Längsrichtung und den zugehörigen Spannungsverläufen.

Nachfolgend werden die Versuchsergebnisse exemplarisch an ausgewählten Versuchskörpern vorgestellt. Eine vollständige Dokumentation der Rissbilder sowie der Stahl- und Verbundspannungsverläufe befindet sich im Anhang A.

4.2 Längsrisssbildung in hochfestem Beton

Die Untersuchungen haben ergeben, dass die Neigung zur Längsrisssbildung bei normalfestem Beton geringer ist als bei hochfestem Beton. Die Sprengrisse entstehen später bei kleinerer Rissbreite und kürzerer Risslänge. Exemplarische Beispiele der ermittelten Rissbilder in normalfestem und hochfestem Beton der Versuchskörper K1 bis K12 mit Angabe der Belastung und Rissbreiten zeigen Bild 4.1 und Bild 4.2.

Nach Bild 4.1 tritt im Versuchskörper K2 der erste Längsrisse bei einer Last von 60 kN auf, und bis zu Höchstlast entstehen acht kurze Längsrisse mit einer maximalen Breite von 62,5 μm . Bei dem entsprechenden Körper K7 aus hochfestem Beton hingegen bilden sich die ersten Längsrisse bereits bei 40 kN und bis zur Höchstlast entstehen 15 Längsrisse mit einer Breite von bis zu 150 μm und zahlreiche Verästelungen. Nach Bild 4.2 zeigt der normalfeste Versuchskörper keine Längsrisse, während sich im hochfesten Versuchskörper bereits ab $F = 40$ kN insgesamt fünf Längsrisse bilden. Eine erhöhte Längsrisssbildung an der Körperseite mit einer parallel liegenden Längsrippe wurde nicht festgestellt, so dass von einer gleichmäßig über den Umfang verteilten Verbundspannung ausgegangen werden kann.

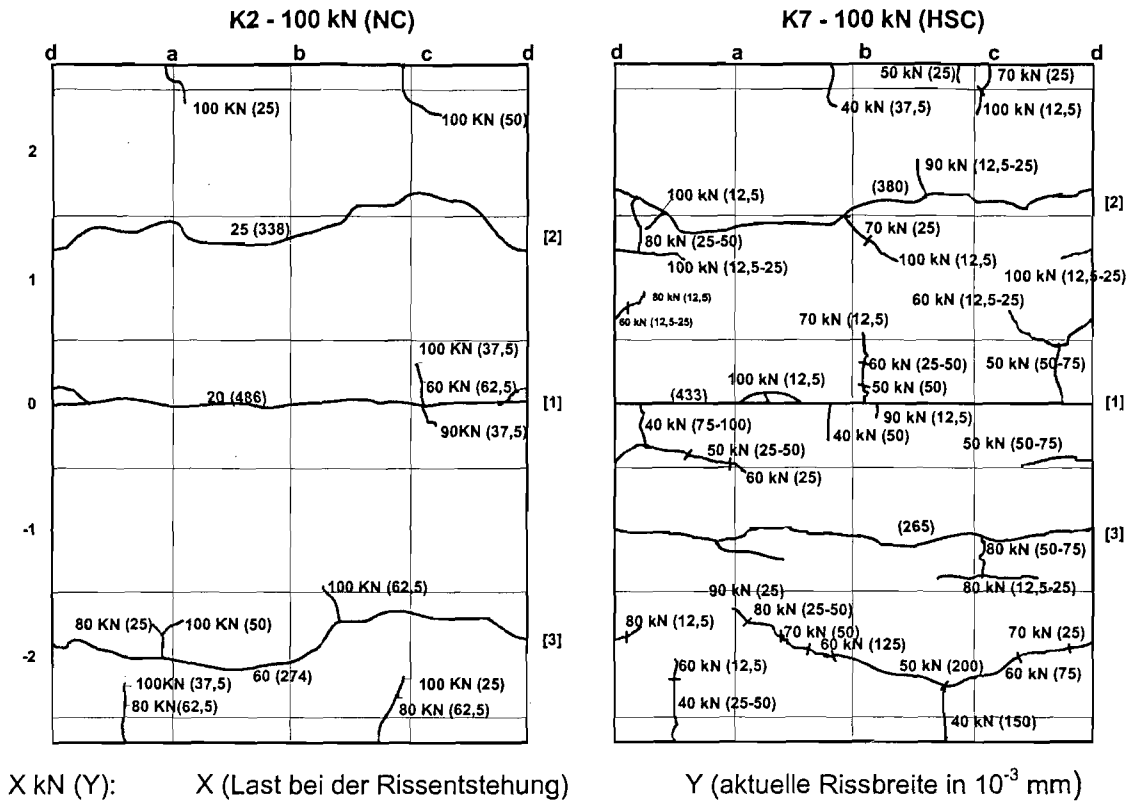


Bild 4.1: Rissbild unter Maximallast der Versuchskörper K2 und K7 ($d_s = 16$ mm, $c = 52$ mm, Körperlänge $l = 540$ mm, $\sigma_s = 500$ N/mm²)

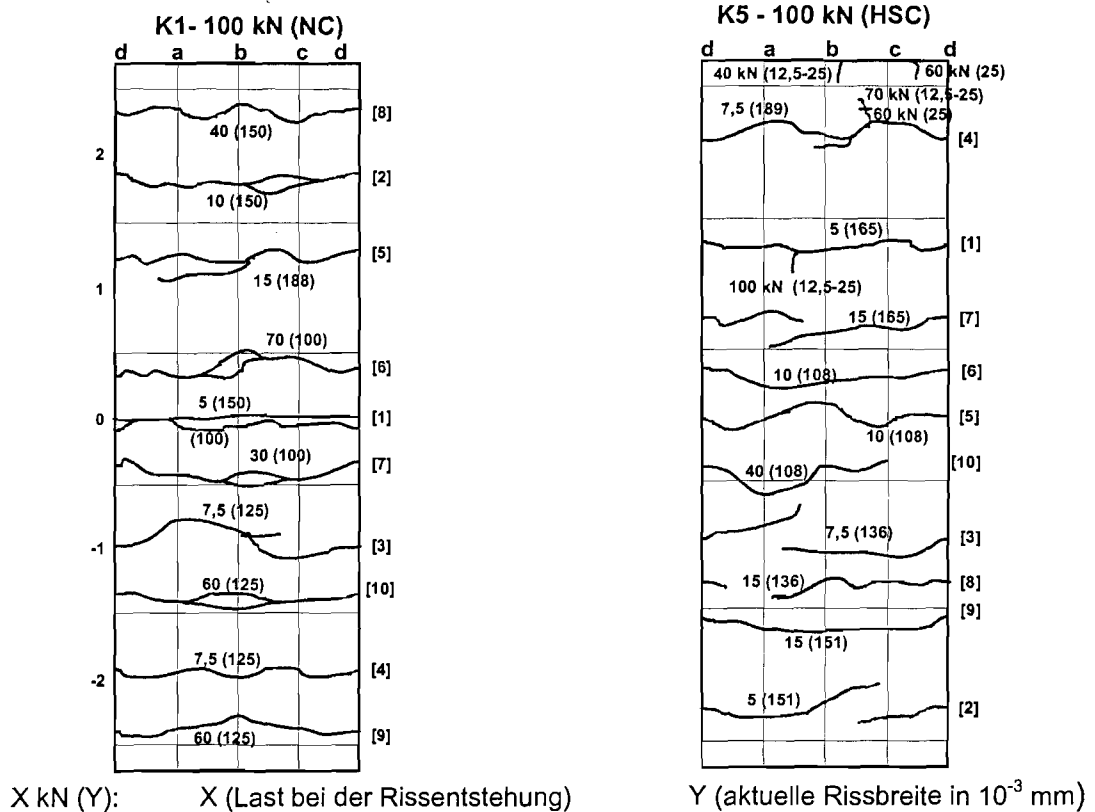


Bild 4.2: Rissbild unter Maximallast der Versuchskörper K1 und K5 ($d_s = 16$ mm, Betondeckung $c = 22$ mm, Körperlänge $l = 540$ mm, $\sigma_s = 500$ N/mm²)

Dieses Verhalten ist darauf zurückzuführen, dass die auftretende Verbundspannung in normalfestem Beton aufgrund der gleichmäßigeren Lasteinleitung (vgl. Bild 2.1) und die sich daraus ergebende Beanspruchung des Zugringes deutlich geringer sind als bei hochfestem Beton. Auch ist die Rissbreite eines Querrisses als Ausgangspunkt für einen Längsriss größer als bei hochfestem Beton. Dies resultiert aus der unterschiedlichen Rissgeometrie der Querrisse bei normal- und hochfestem Beton. Wie in Kapitel 2.3.2 erläutert verläuft ein Riss in normalfestem Beton entlang der Zuschlagskörner. Somit können vom Beton durch Reibung beim Herausziehen des Zuschlagskorns aus der Zementmatrix noch Zugkräfte übertragen werden. Beim hochfesten Beton verläuft bei der Riss durch die Zuschlagskörner. Somit muss der Betontraganteil vollständig vom Bewehrungsstahl übernommen werden, was die Verbundbeanspruchung und damit über den sich einstellenden Verbundmechanismus die Ringzugspannung erhöht.

Hagen [24] gibt für Versuche an normalfestem Beton an, die Längsrisse an den Kopf- und Fußenden der Versuchskörper bei der Auswertung nicht zu berücksichtigen, da diese durch die fehlende Rissverzahnung größer sind als die im Innenbereich des Zugkörpers. In den vorliegenden Versuchen aus hochfestem Beton entsprechen die Längsrisse an den Kopf- und Fußenden aber jenen im Innenbereich, was ebenfalls anzeigt, dass auch im Innenbereich keine wesentliche Rissverzahnung vorliegt.

Nach *Goto* [23] ist in normalfestem Beton der Querrissabstand ein entscheidender Einflussfaktor der Bildung von Längsrissen. Dies gilt nach den vorliegenden Untersuchungen auch für hochfesten Beton. Bei kleinen Abständen der Querrisse (Versuchskörper K1, K3, K5, K9) treten keine oder nur wenige kurze Längsrisse von geringer Breite auf. Dies verdeutlichen die Rissbilder der Versuchskörper K1 und K5 in Bild 4.2.

Der geringe Querrissabstand tritt in Versuchskörpern mit einer geringen Betondeckung und somit einem hohem Bewehrungsgrad ($\rho \geq 0,07$) auf, da in diesem Fall aufgrund der kleinen Betonfläche die Risskraft niedrig ist. Bezogen auf die vergleichsweise große Stahlfläche werden somit nur geringe Betonstahl- sowie Verbundspannungen und damit auch nur geringe Beanspruchungen des Betonzugringes hervorgerufen. Weiterhin wirkt sich die gleichmäßige Verteilung der Verbundspannung über die Körperlänge ohne ausgeprägte Spannungsspitzen günstig aus. In diesen Versuchskörpern überwiegt der Einfluss des Bewehrungsgrades den der Betondeckung, was sich in Rissabständen < 50 mm widerspiegelt. Deshalb sollten diese Versuchskörper nicht unmittelbar zur Beurteilung der Längsrissgefahr in Abhängigkeit von der Betondeckung herangezogen werden.

Die hohe Verbundfestigkeit von hochfestem Beton bei seiner gleichzeitig relativ niedrigen Zugfestigkeit führt somit beim Vergleich mit normalfestem Beton zu einer früheren Längsrissbildung. In Abhängigkeit von Bewehrungsgrad, Betondeckung, Querrissabstand, Querrissbreite sowie Stahldurchmesser traten die ersten Längsrisse bei einer Betonstahlspannung im Riss von 130 bis 280 N/mm² ausgehend von bereits bestehenden Querrissen auf. Bis zu einer Stahlspannung von etwa 400 N/mm² nahmen Anzahl, Breite und Länge der Längsrisse deutlich zu, wobei sich an einigen dieser Längsrisse im Gegensatz zu normalfestem Beton Verästelungen in Querrichtung ausbildeten.

Die Verästelungen kommen nach [24] dadurch zustande, dass die radialen Kräfte nicht mehr über den Zugring abgetragen werden können, da dieser durch die Längsrisse zerstört ist. Die

Betonschale zwischen den Längsrissen verhält sich dann wie ein Kragarm, der in den ungerissenen Beton eingespannt ist, und die radialen Kräfte erzeugen Biegemomente um die Einspannstelle. Beim Überschreiten der Biegezugfestigkeit kommt es dort zu einem Querriss. Bei einer weiteren Lasterhöhung ist daher die maximale erreichbare Verbundspannung bereits überschritten, es entwickeln sich kaum neue Längsrisse und Rissveränderungen sind hauptsächlich an den vorhandenen Querverästelungen zu beobachten.

4.3 Betonstahlspannungen und Verbundspannungen der Erstbelastung

4.3.1 Allgemeines

Die in den Untersuchungen ermittelten Betonstahl- und Verbundspannungen im Verbundbereich des Sollrisses in der Körpermitte werden exemplarisch für Körper K 19 und K 20 erläutert. Die Darstellung wurde zur besseren Übersichtlichkeit auf die wesentlichen Laststufen beschränkt. Der Versuchskörper K 19 zeigt die Verläufe beim Auftreten eines zweiten Risses in unmittelbarer Nachbarschaft des Erstrisses (Bild 4.3), im Körper K 20 ist keine Störung der Verbundkrafteinleitung durch einen weiteren Querriss vorhanden (Bild 4.4).

Bei einer äußeren Last von 20 kN ($\sigma_s = 95 \text{ N/mm}^2$) trat der Erstriss etwa 15 mm unterhalb der Sollrissvorgabe in Körpermitte auf. Im Bereich dieses Querrisses konnte keine Kraft vom Stahl an den Beton oder umgekehrt abgegeben werden. Die Stahlspannung verlief nahezu konstant und die Verbundspannungen waren gering. Etwa 20 - 40 mm vom Riss entfernt wurde ein Teil der Zugkraft von der Bewehrung über Verbund wieder in den Beton eingeleitet. Dies belegt die abnehmenden Betonstahlspannung, die mit einer anwachsenden Verbundspannung auf etwa $6,5 \text{ N/mm}^2$ verbunden war. Etwa 140 mm vom Riss entfernt wurden keine Verbundspannungen mehr aktiviert, Betonstahl- und Betondehnung waren gleich und der Zustand I wurde erreicht.

Bei einer äußeren Last von 30 kN ($\sigma_s = 140 \text{ N/mm}^2$) entstand ein zweiter Querriss ca. 150 mm vom Erstrisses, entfernt, so dass sich kein von Querrissen ungestörter Bereich mehr ausbilden konnte. Die Betonstahl- und Verbundspannungen wachsen deshalb ab dem Verschiebungsruhepunkt bei $x = 70 \text{ mm}$ wieder an. Die maximale Verbundspannung stellte sich bei einer Kraft von 60 – 80 kN ($\sigma_s = 280 \text{ N/mm}^2$) mit einem Wert von $10,9 \text{ N/mm}^2$ ein und nahm wegen des 2. Risses sehr schnell bis zum Verschiebungsruhepunkt ab. Das zweite Verbundspannungsmaximum bei $x = 110 \text{ mm}$ erreichte nur einen Wert von $8,0 \text{ N/mm}^2$, da sich der zweite Querriss bis zu einer Last von 100 kN ($\sigma_s = 400 \text{ N/mm}^2$) nur über den halben Betonumfang ausgebildet und somit ein Teil der Zugkraft noch vom Beton übertragen wurde. Bei der Höchstlast von 130 kN ($\sigma_s = 500 \text{ N/mm}^2$) gleichen sich die beiden Maximalwerte an.

Erste Längsrissbildung mit einer Rissbreite von 0,0125 bis 0,025 mm bildeten sich bei einer Zugkraft von 90 – 100 kN außerhalb des Bereiches der Stahldehnungsmessungen, wobei auch unter Höchstlast die Rissbreite $w = 0,0625 \text{ mm}$ nicht überschritten wurde. Es zeigte sich, dass die Längsrissbildung den Verbund nur geringfügig beeinflusste und Querrisse sich auf die die Spannungsverläufe deutlich stärker auswirken.

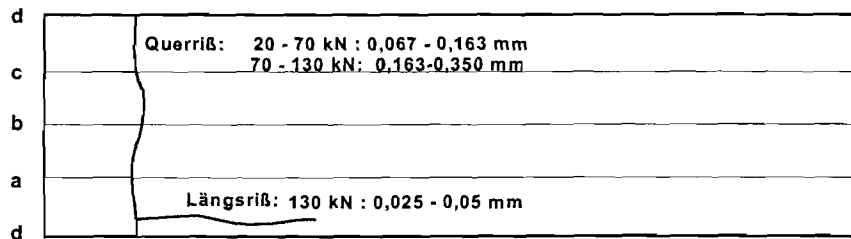
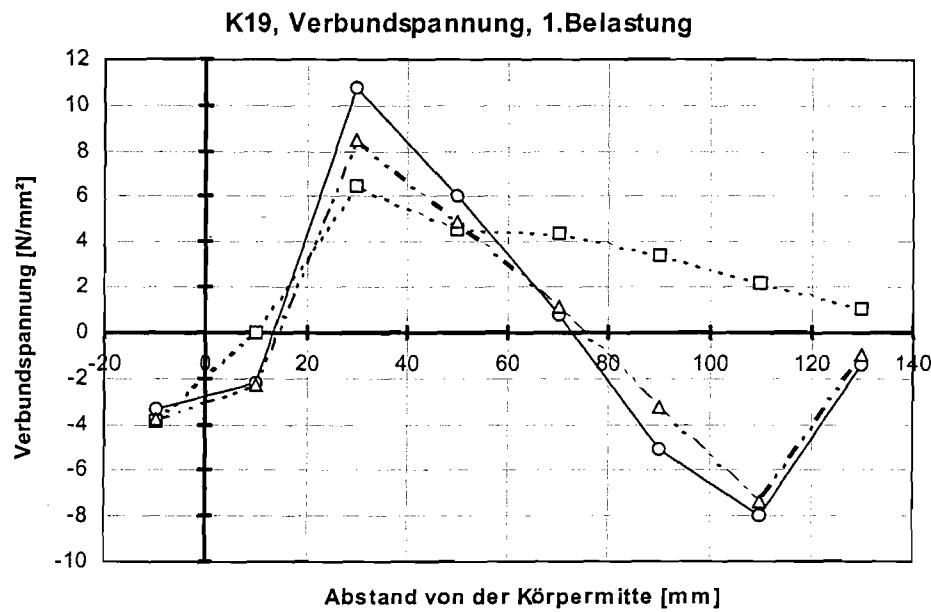
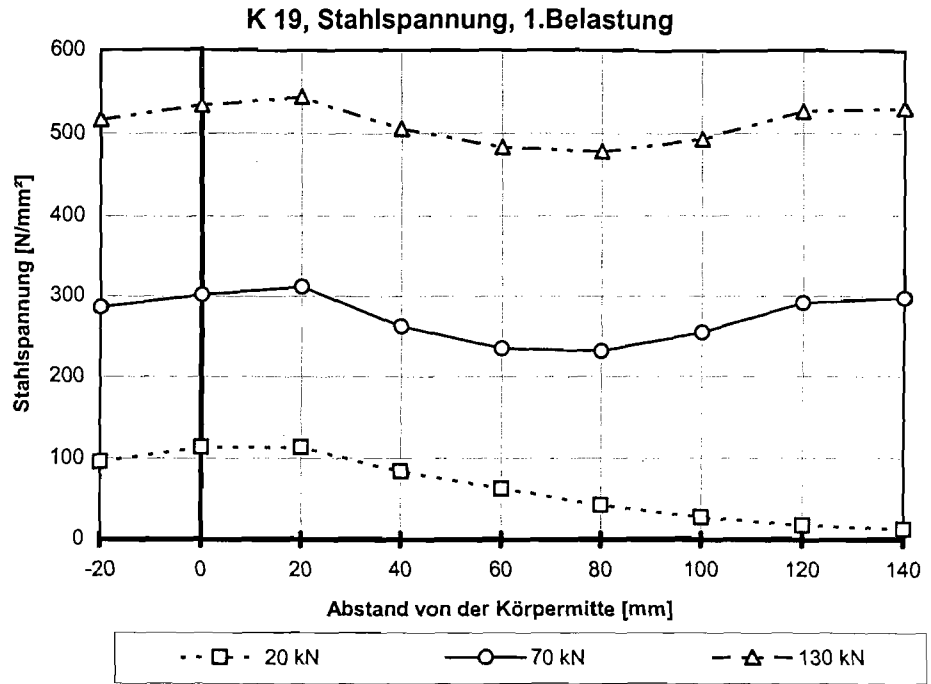
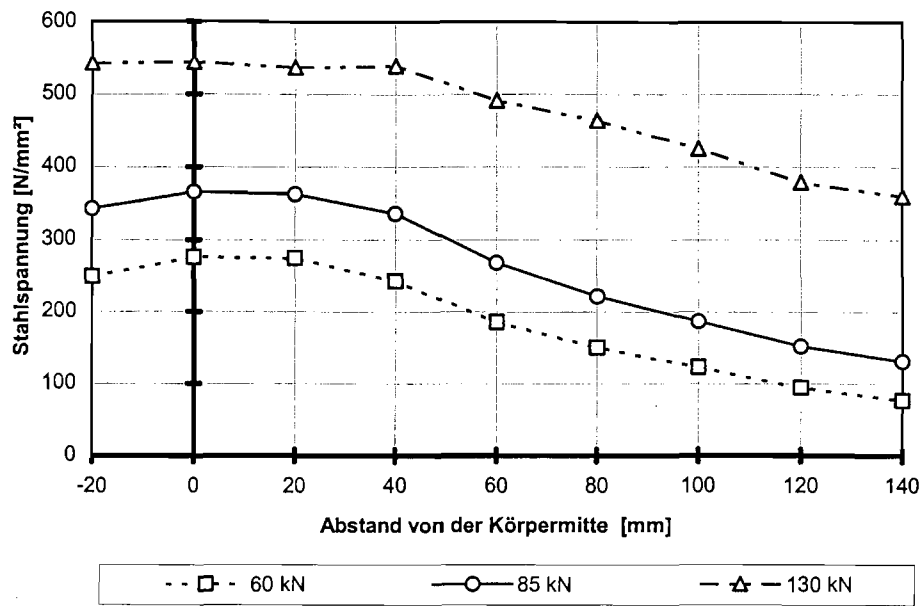
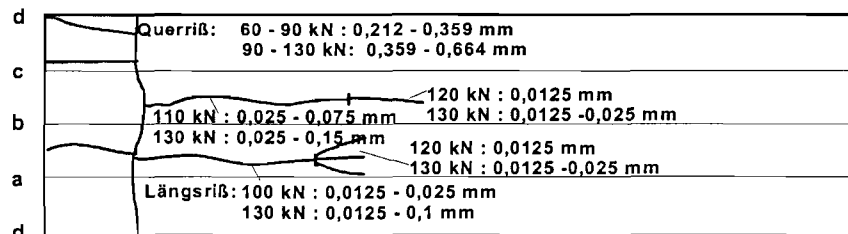
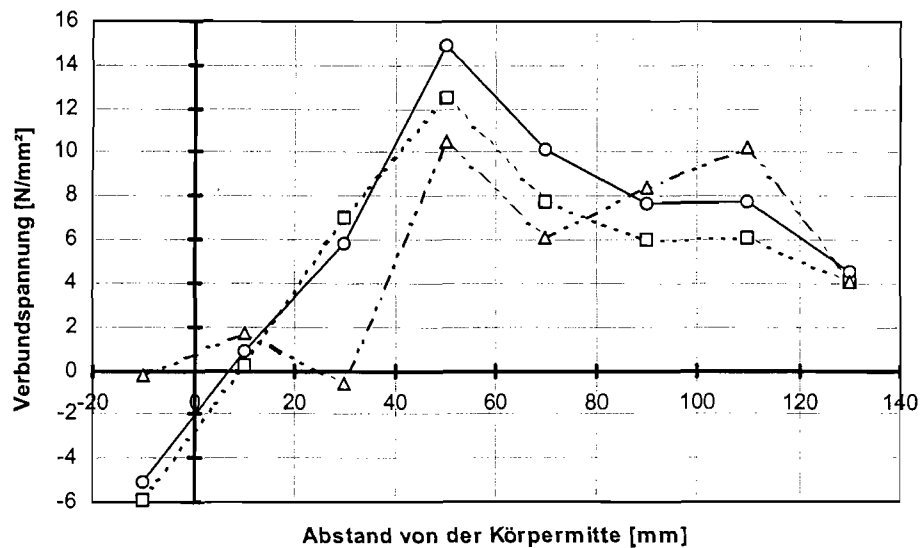


Bild 4.3: Betonstahl- und Verbundspannungsverläufe und zugehöriges Rissbild von Körper K 19 ($d_s = 20$ mm, $c = 50$ mm, Körperlänge $l = 600$ mm, $\rho = 2,78$ %)

K 20, Stahlspannung, 1. Belastung



K 20, Verbundspannung, 1. Belastung



Ausschnitt des Rißbildes von K 20

Bild 4.4: Betonstahl- und Verbundspannungsverläufe und zugehöriges Rißbild von Körper K 20 ($d_s = 20$ mm, $c = 85$ mm, Körperlänge $l = 600$ mm, $\rho = 1,11$ %)

Im Körper K 20 (Bild 4.4) bildete sich der erste Querriss mit einer Rissbreite $w = 0,21$ mm bei einer Zugkraft von 60 kN ($\sigma_s = 275$ N/mm²) etwa 7 mm unterhalb der Körpermitte. Erste

Längsrisse traten bei einer Zugkraft von 90 kN ($\sigma_s = 375 \text{ N/mm}^2$) auf, bei 110 kN ($\sigma_s = 470 \text{ N/mm}^2$) wurden Rissbreiten von 0,125 mm erreicht. Die Verbundspannungen τ_b wuchsen unter der Erstrisslast nahezu linear bis auf einen Wert von 12,0 N/mm² im Abstand von 40-60 mm von der Körpermitte an. Die Werte nahmen mit größerem Abstand vom Riss zwar ab, der Zustand I ($\tau_b = 0$) wurde aber innerhalb des Messbereiches von 140 mm nicht erreicht. Der Maximalwert der Verbundspannung von 14,9 N/mm² stellte sich bei einer Last von 85 kN ein.

Längsrisse mit Rissbreiten $w = 0,125 \text{ mm}$ haben deutliche Auswirkungen auf die Verbundkraftübertragung. Dies zeigt sich in einem auf etwa 40 mm Länge vergrößerten Bereich ohne Verbundkraftübertragung ($\sigma_s = \text{konstant}$) im Bereich des Risses. Die übertragbaren Verbundspannungen liegen unter den Werten der Erstrissbildung und die Verbundkraftübertragung wird teilweise in Bereiche ohne Längsrisse verlagert. Die Verläufe der Verbundspannungen korrespondieren sehr gut mit den ermittelten Längsrisen mit einer Länge von bis zu 70 mm. Unmittelbar danach bildet sich ein zweites Verbundspannungsmaximum, was belegt, dass die Übertragung der Verbundspannung in ungerissene Bereiche verlagert wird.

4.3.2 Maximal übertragbare Verbundspannung

In der Untersuchungen wurden maximale Verbundspannungen von 11 – 15 N/mm² ermittelt, wobei die Verbundspannung mit wachsender Betonüberdeckung ansteigt. In Abhängigkeit von der Betonfestigkeit ergab sich im Mittel der funktionale Zusammenhang

$$\tau_{max} = 1,5 \cdot \sqrt{f_{cm}} \quad (4.17)$$

Dies stimmt prinzipiell gut mit den Angaben im [5] nach Abschnitt 2.2.2 dieses Berichtes überein. Für eine Zylinderdruckfestigkeit von $f_{ck} = 80 \text{ N/mm}^2$ ergeben sich danach maximale Verbundspannung von 11,2 – 22,4 N/mm². Der Vorschlag nach [34] für vollständig umschnürten Beton überschätzt mit Werten von 18 – 36 N/mm² die übertragbaren Verbundspannungen der untersuchten Dehnkörpern deutlich.

4.3.3 Verbundspannungsverteilung

Solange kein zweiter Querriss die Stahlspannungen beeinflusst, nimmt die Verbundspannung hinter dem Maximalwert im Abstand von 20 – 40 mm vom Riss entfernt deutlich ab. Die Ergebnisse bestätigen die Angaben nach Bild 2.1 aus [2], dass zu Belastungsbeginn jeweils die ersten Rippen sehr stark an der Krafterleitung beteiligt werden und die dahinterliegenden Rippen aufgrund der geringen Verschiebung zwischen Stahl und Beton und der geringen Zusammendrückbarkeit der hochfesten Betonkonsolen zwischen den belasteten Rippen nur geringere Verbundspannungen übertragen können. Durch diese Verbundspannungsspitzen kommt es frühzeitig zur Längsrisbildung und die Verbundkraftübertragung muss sich in ungerissene Bereiche verlagern.

Allerdings wurde die dort ebenfalls beschriebene schlagartige Einleitung der Verbundspannung auf kurzer Strecke, die zu einem Reißverschlusseffekt im Versagensmechanismus führen kann, nicht beobachtet. Bei hohen Lasten im Bereich der Streckgrenze der Bewehrung stellen sich durch Umlagerungen vielmehr mehrere lokale Verbundspannungsspitzen unterhalb des absoluten Maximalwertes der Verbundspannung ein. Die Einleitungsstrecke wird länger.

4.3.4 Einfluss der Längsrisssbildung

Schmale Längsrisse mit einer Breite von maximal 0,1 mm haben nur geringen Auswirkungen auf die Verbundfestigkeit. Dabei wirken sich bei gleicher Gesamtrissbreite viele kleine Längsrisse weniger schädigend aus als wenige große, da kleine Risse weniger geradlinig verlaufen und somit den Beton weniger scharf in zwei Teile zertrennen. Dadurch bleibt eine Zugkraftübertragung über den Riss hinweg möglich. Bei einer Vergrößerung der Längsrisssbreite nimmt die Verbundspannung deutlich ab. Mehr als 20 mm ober- und unterhalb des Querrisses erfolgt keine Verbundkraftübertragung. Weiterhin verringert sich die übertragbare Verbundspannung unter den Wert, der bei der Erstrissbildung erreicht wird. Ist die Längsrisssbildung weniger stark ausgebildet, liegt die Verbundspannung unter Höchstlast stets über der bei der Erstrissbildung.

Solange der ungerissene Bereich zwischen den durch Längsrisse geschädigten Bereichen groß genug bleibt, tritt neben der geringfügigen Schädigung der Betonschale eine Umlagerung der Verbundkraftübertragung in ungerissene Bereiche in größerer Entfernung zum Querriss auf. Hierdurch wird nahezu die gleiche Verbundfestigkeit wie im ungerissenen Bauteilen erreicht. Erst wenn sich der ungerissene Bereich zwischen zwei Querrissen so weit verkleinert, dass keine Umlagerung der Verbundspannung mehr stattfinden kann, ist der Verbundmechanismus durch die Längsrisse vollständig zerstört.

4.4 Auswirkungen von Lastwechseln

Die an den Versuchskörpern K 5 bis K 12 sowie K 19 bis K 22 durchgeführten Lastwechsel (10 × Entlastung + Wiederbelastung) zeigten nur einen geringen Einfluss auf die Rissbilder nach der Erstbelastung und die ermittelten Längsrisssbreiten, sie bewirkten aber eine gleichmäßigere Rissbreite (vgl. Rissdokumentation im Anhang A). Vereinzelt bildeten sich neue kleine Längsrisse oder die bereits vorhandenen Verästelungen verlängerten sich entsprechend den Erläuterungen in Abschnitt 4.2, Seite 35 geringfügig.

Diese geringen Veränderungen des Rissbildes durch die Lastwechsel können auch aus den ermittelten Verbundspannung der Körper K 19 bis K 22 abgeleitet werden. Exemplarisch sind in Bild 4.5 die Verläufe für den Körper K 19 dargestellt.

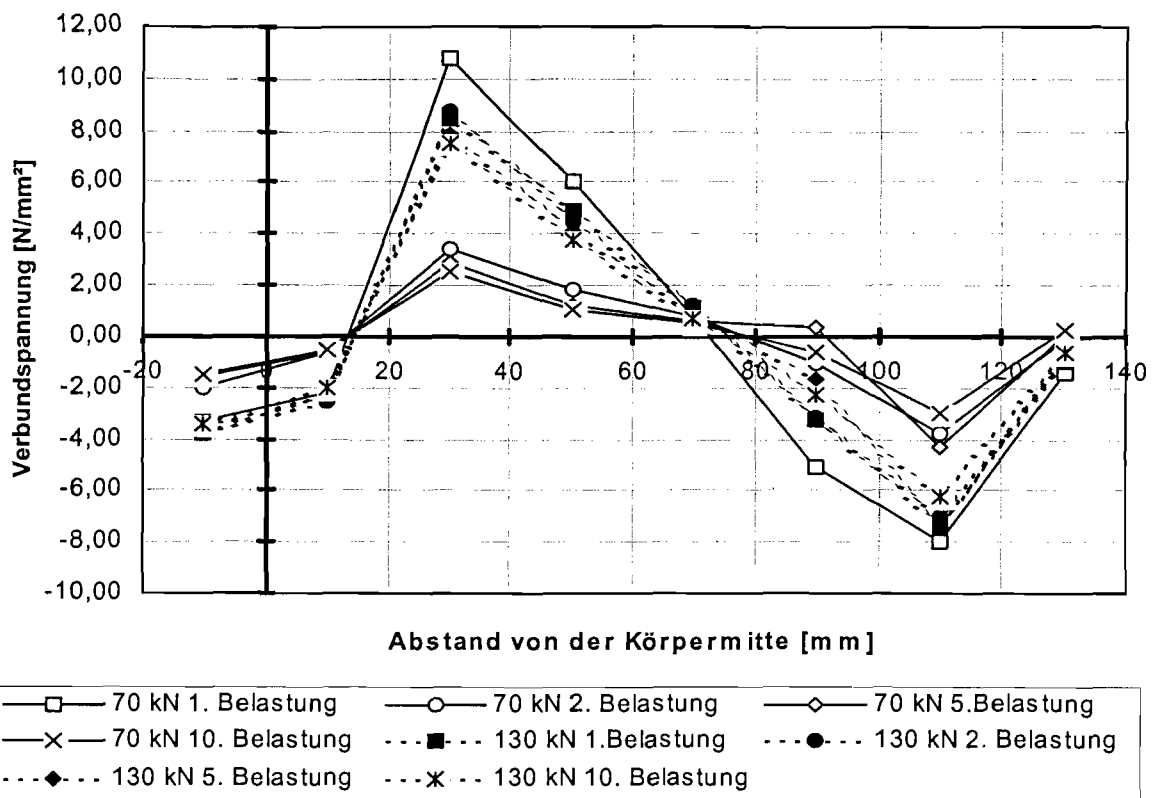


Bild 4.5: Einfluss der Lastwechsel auf die Verbundspannung bei Körper K 19 ($d_s = 20$ mm, $c = 50$ mm, Körperlänge $l = 600$ mm, $\rho = 2,78$ %)

Bereits bei der zweiten Belastung wurde nicht mehr die Verbundspannung der Erstbelastung erreicht. Somit wird entsprechend Bild 2.10 auch die absprengende Komponente F_{sp} kleiner und eine zusätzliche Längsrissbildung tritt nicht auf. Während bei der Erstbelastung die maximale Verbundspannung weiterhin in der Regel bei einer mittleren Last erreicht wird, ist der Verlauf bei den nachfolgenden Lastwechseln proportional zur Laststufe. Das ist auf die Überlagerung zweier gegensätzlicher Effekte bei der Erstbelastung zurückzuführen. Einerseits steigt mit der äußeren Last sowohl die vertikale als auch die horizontale Komponente der Druckstrebenkraft nach Bild 2.10, andererseits wird die maximal lokal aufnehmbare Verbundkraft durch die eintretende Längsrissbildung begrenzt und es treten Umlagerungen entlang der Stahlachse auf. Nach dem ersten Auftreten der Längsrissbildung steht zur Steigerung der maximal übertragbaren Verbundspannung kein Potential mehr zur Verfügung und die Verbundspannung wächst mit steigender äußerer Last ohne wieder das Niveau der Erstbelastung zu erreichen.

Aus dem Vergleich der Körper K 19 und K 20 (vgl. Anhang A) als Beispiele für Versuchskörper mit wenig bzw. ausgeprägter Längsrissbildung ist abzuleiten, dass sich Lastwechsel auch ohne Vorhandensein einer Längsrissbildung verbundschädigend auswirken, da die direkte Kontaktzone zwischen Stahl und Beton bereits nach dem ersten Auftreten größerer Verschiebungen irreparabel geschädigt ist. So erreichte der Versuchskörper K 19 während der zweiten Belastung noch 81 % der maximalen Verbundspannung der Erstbelastung, der Körper K 20 noch 70 %.

Eine Hysterese im Verbundverhalten wurde ebenfalls beobachtet. Die Verbundspannungswerte bei Entlastungen lagen stets unter denen der vorherigen Belastungsphase. Dies zeigt beispielhaft Bild 4.6.

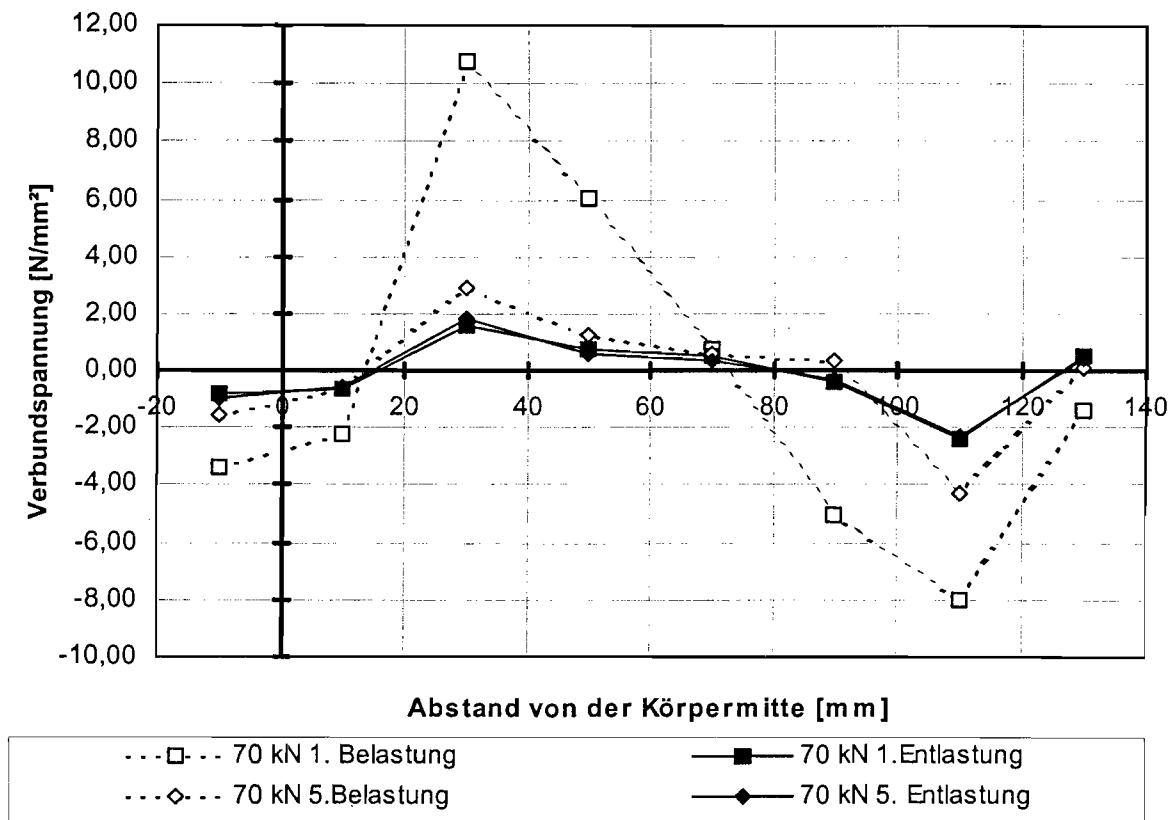


Bild 4.6: Verbundspannungsverlauf bei Be- und Entlastung für Körper K 19 ($d_s = 20$ mm, $c = 50$ mm, Körperlänge $l = 600$ mm, $\rho = 2,78$ %)

4.5 Erforderliche Betondeckung

Der Einfluss der Betondeckung auf die Längsrisbildung kann aus den Ergebnissen der Versuchskörper K 13 bis K 18 abgeleitet werden. Die Betondeckungen betragen 20 – 35 – 50 und 65 mm, wobei der Abstand zur längeren Seite in allen Versuchskörpern 65 mm betrug. Da auf der längeren Körperseite in keinem Fall Längsrisse aufgetreten sind, kann davon ausgegangen werden, dass 65 mm Betondeckung ausreichen, um der Längsrisbildung vorzubeugen. Den Einfluss der Betondeckung und des Stabdurchmessers auf die Längsrisbildung zeigen Bild 4.7 bis Bild 4.9.

K 13 ($d_s = 16 \text{ mm}, c = 20 \text{ mm}$)

K 16 ($d_s = 20 \text{ mm}, c = 20 \text{ mm}$)

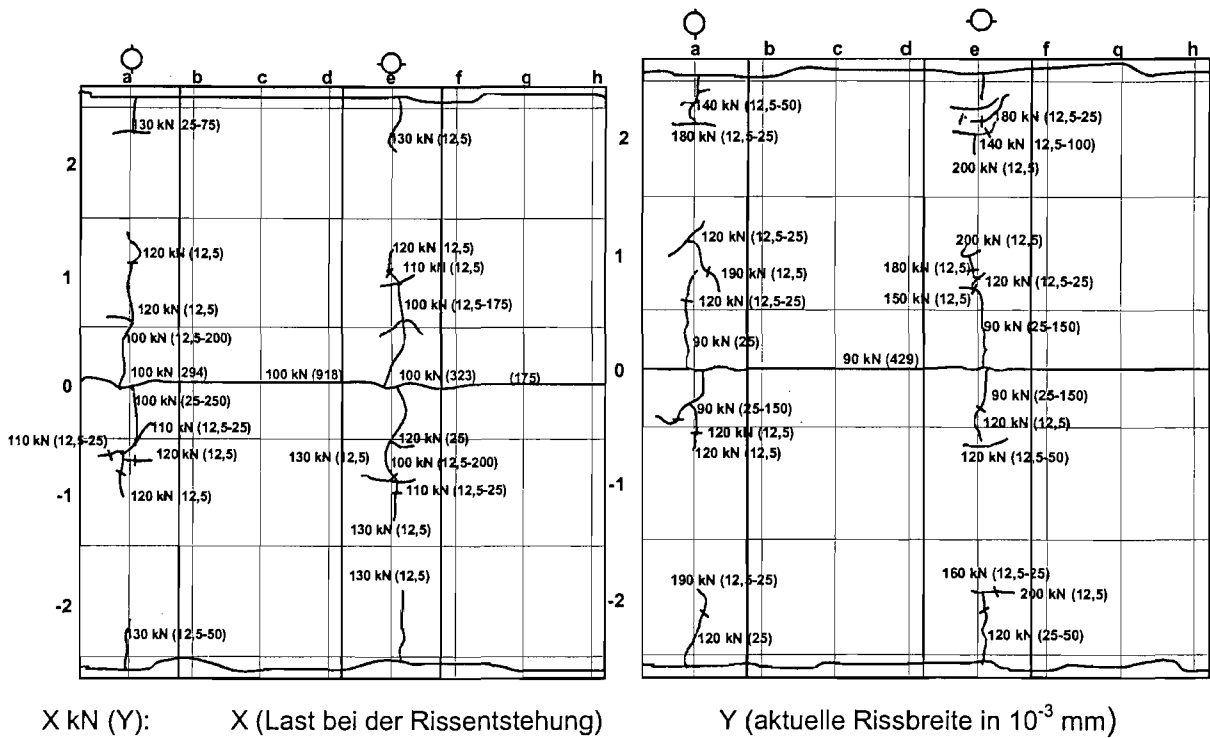


Bild 4.7: Rissbild von Körper K 13 und K 16 bei einer Betondeckung von 20 mm

K 14 ($d_s = 16 \text{ mm}, c = 35 \text{ mm}$)

K 17 ($d_s = 20 \text{ mm}, c = 35 \text{ mm}$)

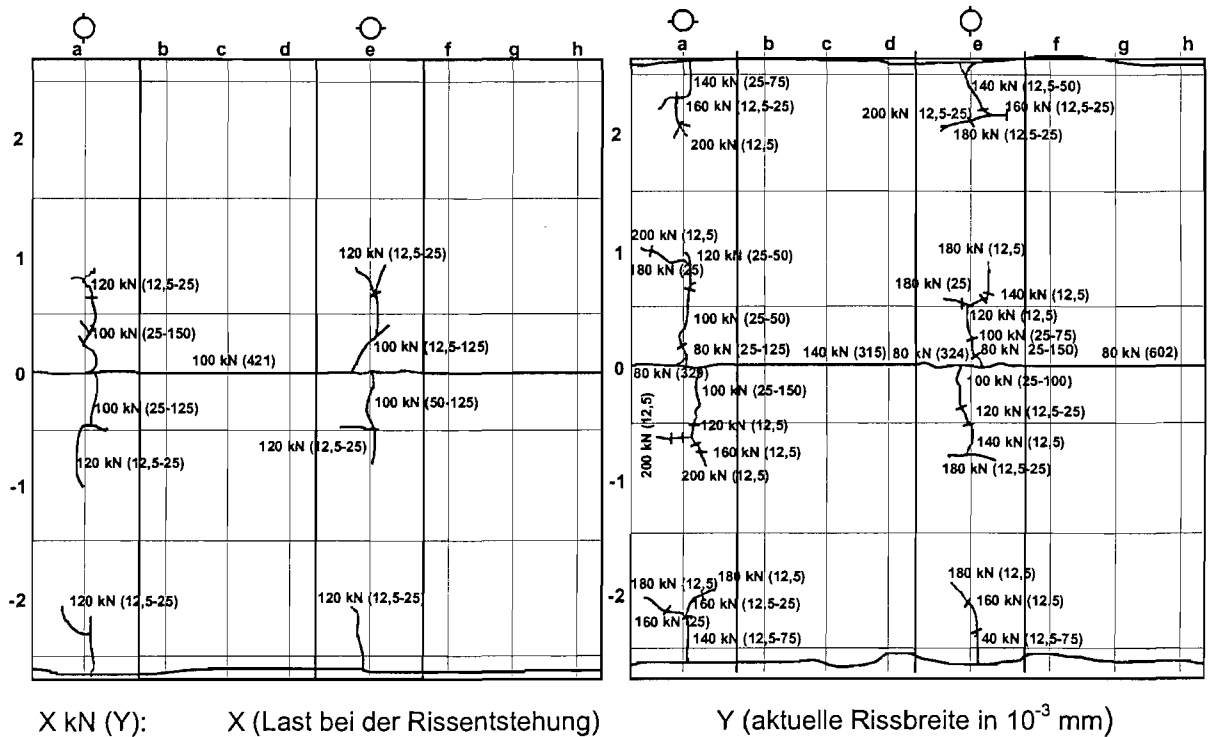


Bild 4.8: Rissbild von Körper K 14 und K 17 bei einer Betondeckung von 35 mm

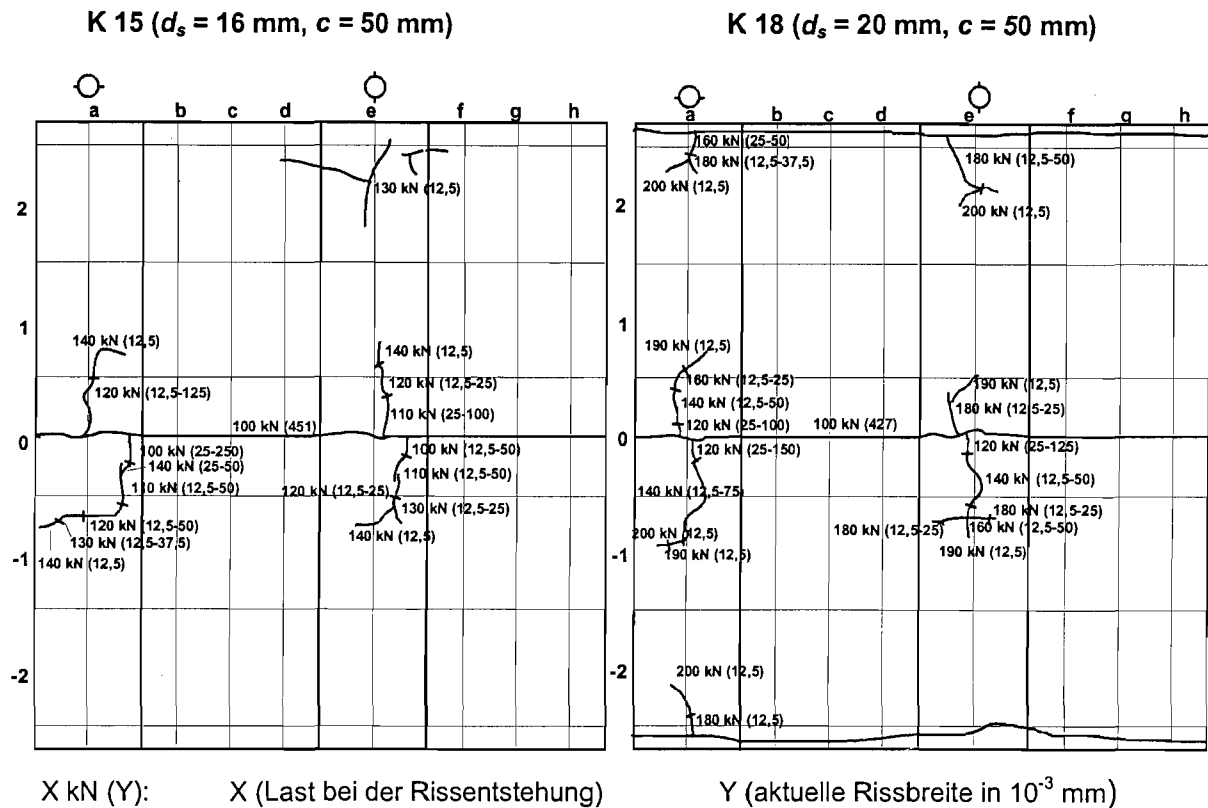


Bild 4.9: Rissbild von Körper K 15 und K 18 bei einer Betondeckung von 50 mm

Tendenziell bewirken größere Stahldurchmesser eine ausgeprägtere Längsrisbildung, so dass auch eine größere Betondeckung erforderlich ist. Ähnlich wie im normalfesten Beton zeigen Betonstähle mit kleinen Stabdurchmessern ein günstigeres Verbundverhalten, da bei ihnen das Verhältnis Mantelfläche/Querschnittsfläche größer ist als bei größeren Stabdurchmessern.

Bei einer Betondeckung von 50 mm (Bild 4.9) sind bei einem Betonstahldurchmesser von 16 mm bis zu einer Stahlspannung von 300 N/mm² die auftretenden Längsrisse bei einer Rissbreite $w \leq 0,05$ mm maximal 60 mm lang. Bei einem Stabdurchmesser $d_s = 20$ mm wurden ab einer Stahlspannung $\sigma_s = 250$ N/mm² Längsrisssbreiten $w \leq 0,1$ mm bei Risslängen unter 10 mm ermittelt. Diese Betondeckung ist somit ausreichend, um im Gebrauchslastbereich eine schädliche Längsrisbildung zu verhindern. Eine Betondeckung von 20 mm (Bild 4.7) ist nicht ausreichend, um die Längsrisbildung zu verhindern. Schon bei Stahlspannungen von 230 N/mm² stellen sich Längsrisssbreiten $w \geq 0,1$ mm ein. Eine Betondeckung von 35 mm (Bild 4.8) ist nur für einen Betonstahldurchmesser von 16 mm ausreichend.

Die Versuche haben somit ergeben, dass zur Vermeidung von Längsrisen Betondeckungen $c \geq 65$ mm bzw. $c \geq 2,5 \dots 3,0 \times d_s$ erforderlich sind. Bei geringeren Werten treten abhängig von der Höhe der Betonstahlspannungen Längsrisse auf. Unter der Voraussetzung, dass Längsrisse im Gebrauchslastbereich Breiten von 0,075 – 0,10 mm nicht überschreiten sollten, um die Verbundfestigkeit nicht negativ zu beeinflussen, sollte daher für einen Stahldurchmesser von 16 mm eine Betondeckung von 35 mm angeordnet werden. Für Stahldurchmesser von 20 mm ist eine Betondeckung von 40 mm einzuhalten. Ist keine Querbe-

wehrung vorhanden sollte für den Gebrauchszustand die Betondeckung c mehr als den zweifachen Stabdurchmesser ($c \geq 2,0 \cdot d_s$) betragen.

Diese Betondeckungen liegen über denen die in den normativen Regelwerken [5, 7, 11, 13] für nicht aggressive Umweltbedingungen vorgesehen sind, so dass in hochfestem Beton in der Regel Längsrisse im Verbundkraftübertragungsbereich zu erwarten sind. Zur Ausnutzung der höheren Verbundspannungen sind bei hochfestem Beton die Betondeckungen zu vergrößern oder es ist eine ausreichende Querbewehrung anzuordnen. Diese wird das Tragverhalten aufgrund ihrer Umschnürungswirkung und durch die Verstärkung des Zugrings günstig beeinflussen. Weiterhin treten Querrisse in der Regel im Bereich von Querbewehrungen auf, so dass sich diese unmittelbar am Ort eines entstehenden Längsrissen befinden.

5 PLANUNG UND DURCHFÜHRUNG DER ZENTRISCHEN ZUGVERSUCHE

5.1 Versuchsprogramm und Versuchskörper

Versuche zum Last-Verformungs-Verhalten von bewehrten Betonbauteilen werden im Allgemeinen an zentrisch beanspruchten Stahlbeton- bzw. Spannbetonzugstäben durchgeführt, mit denen die Zugzone eines Biegeträgers entsprechend Bild 5.1 abgebildet wird.

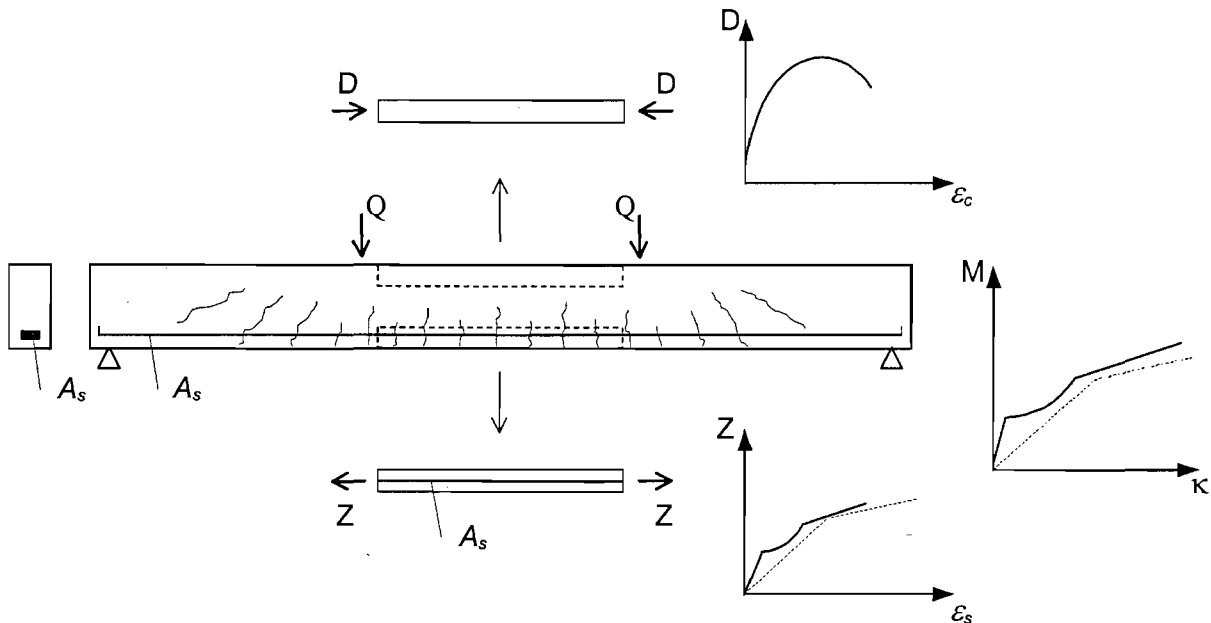


Bild 5.1: Modellhafte "Zerlegung" eines auf Biegung beanspruchten Trägers in Druck- und Zuggurt nach [19]

Diese Vereinfachung ist möglich, da bei Vernachlässigung der Formänderungsanteile infolge Querkraft das Last-Verformungs-Verhalten eines biegebeanspruchten Bauteils durch die Überlagerung der Last-Verformungs-Kurven eines Druck- und eines Zuggurtes dargestellt werden kann. Der Vorteil gegenüber Untersuchungen mit einem auf biegebeanspruchten Träger ist neben der Materialersparnis, dass keine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch das Betonkriechen in der Druckzone vorhanden ist, und somit nur das zeitabhängige Verbundverhalten erfasst werden kann.

Die Ausbildung der Dehnkörper erfolgt gemäß Bild 5.2 in Anlehnung an am IMB durchgeführte Untersuchungen in [30, 49]. Die gewählten Versuchsparameter sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst.

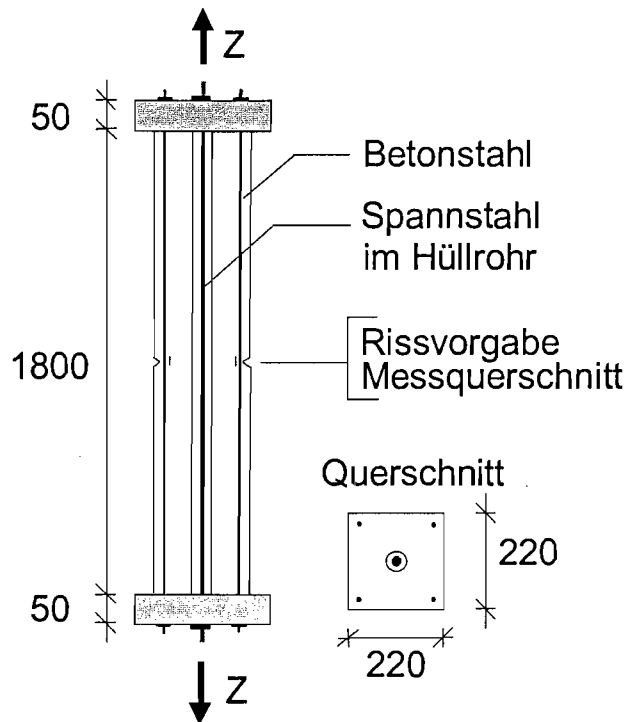


Bild 5.2: Ausbildung der Versuchskörper der zentrischen Zugversuche

Die Bewehrung der Versuchskörper bestand aus jeweils 4 Längsstäben, die an den Balkenenden von Bügeln umschnürt waren sowie dem zentral angeordnetem Spannglied. Die gewählten Durchmesser der Betonstähle waren für die Versuchskörper unterschiedlich. Auf diese Weise wurde das Bewehrungsverhältnis A_p / A_s bei den Litzenspanngliedern variiert. Durch die Wahl von gerippten und glatten Einzelspannstählen wurden die Grenzfälle des guten und schlechten Verbundes erfasst, die Litzenbündel berücksichtigen die Besonderheiten von Bündelspanngliedern. Diese zeigten in Untersuchungen mit normalfesten Betonen in [30] unter Dauerlasten ein günstigeres Verhalten als gerippte Spannstähle.

Bezeichnung	Bewehrung		Querschnitt			Bewehrungsgrad		
	Spannstahl	Betonstahl	A_p [cm ²]	A_s [cm ²]	A_p/A_s [-]	ρ_p [%]	ρ_s [%]	ρ_{ges} [%]
ZK 1	3 Litzen 0,6"	4 Ø 12	4,21	4,52	0,93	0,87	0,93	1,80
ZK 2	3 Litzen 0,6"	4 Ø 16	4,21	8,04	0,52	0,87	1,66	2,53
ZK 3	Ø 32 mm-gerippt	4 Ø 12	8,35	4,52	1,85	1,73	0,93	2,66
ZK 4	Ø 32 mm-glatt	4 Ø 12	8,04	4,52	1,78	1,66	0,93	2,59
ZK 5	3 Litzen 0,6"	4 Ø 10	4,21	3,14	1,34	0,87	0,65	1,52
ZK 6	3 Litzen 0,6"	4 Ø 14	4,21	6,16	0,68	0,87	1,27	2,14
ZK 7	3 Litzen 0,6"	4 Ø 10	4,21	3,14	1,34	0,87	0,65	1,52

Tabelle 5.1: Versuchsprogramm der zentrischen Zugversuche

Die Bewehrungsverhältnisse von Betonstahl und Spannstahl ergaben auf Grundlage eines Verbundkennwertes $\xi = 0,1$ nach Gleichung (2.7) die in der Tabelle 5.2 angegebenen Spannungumlagerungen im Zustand der Erstrissbildung unter Kurzzeitbelastung. Die Bewehrungsverhältnisse decken den baupraktischen sinnvollen Bereich der Vorspanngrade ab.

Bewehrung		Kurzzeitbelastung			
Spannstahl	Betonstahl	$\Delta\sigma_{sR}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{sR} / \sigma_s^{II}$ [-]	$\Delta\sigma_{pR}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{pR} / \sigma_s^{II}$ [-]
Ø 32 - glatt	4 Ø 12	259,22	2,08	50,20	0,40
Ø 32 - gerippt	4 Ø 12	212,04	1,74	73,45	0,60
Litze 3×0,6"	4 Ø 16	170,42	1,33	46,67	0,37
Litze 3×0,6"	4 Ø 14	214,94	1,42	58,87	0,39
Litze 3×0,6"	4 Ø 12	278,06	1,54	76,15	0,42
Litze 3×0,6"	4 Ø 10	370,56	1,73	101,48	0,47
Litze 3×0,6"	4 Ø 8	511,20	2,00	140,00	0,55

Tabelle 5.2: Spannungumlagerungen $\Delta\sigma_{sR}$ bzw. $\Delta\sigma_{pR}$ in den zentrischen Zugkörpern

In der Mitte der Versuchskörper wurde im Messquerschnitt eine Rissvorgabe angeordnet, an der durch auf den Betonstählen applizierte Dehnungsmessstreifen die Spannungszustände und die Spannungumlagerungen gemessen wurden. Die Versuchskörper wurden unverbügelt ausgeführt, damit sich die Risse bei der Laststeigerung über das Erstrissniveau bis zum abgeschlossenen Rissbild frei einstellen konnten und nicht durch die Lage der Bügel vorgegeben wurden.

5.2 Baustoffe

5.2.1 Beton

Die Versuchskörper wurden paarweise liegen betoniert. Als Beton wurde ein Transportbeton mit einem Mindestzementgehalt (CEM I 42,5 R) von 450 kg/m³ bei einem Wassermenge-Wert von $w/z = 0,34$ verwendet. Das für die Festigkeit des hochfesten Betons entscheidende Silica wurde in einer Menge von 35 kg/m³ zugegeben. Die Sieblinie des Betons wies ein Größtkorn von 16 mm bei einer Körnungsziffer von 4,09 auf.

Neben der Güteprüfung wurden für die Erhärtungsprüfung Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul, die Spaltzugfestigkeit sowie die Biegezugfestigkeit nach [14] bestimmt. Die mit den Versuchskörpern zusammen hergestellten Probekörper lagerten bis zu Beginn der Versuchsdurchführung unter den gleichen klimatischen Bedingungen wie die Versuchskörper. Die Ergebnisse der Güte- und Erhärtungsprüfungen sind in der Tabelle 5.3 zusammengefasst.

Körper	Güteprüfung		Erhärtungsprüfung				
	Rohdichte [kg/dm ³]	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Alter [d]	Druckfestigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
ZK 1	2,352	94,8	31	98,2	34176	3,83	6,15
ZK 2	2,352	94,8	59	97,5	32864	3,98	7,35
ZK 3	2,383	90,9	100	99,8	35478	4,05	7,29
ZK 4	2,383	90,9	72	101,8	35651	3,61	6,42
ZK 5	2,358	73,5	44	74,3	25400	3,02	5,19
ZK 6	2,358	73,5	80	75,3	28200	3,79	5,31
ZK 7	2,376	103,0	28	103,3	41700	4,47	8,00

Tabelle 5.3: Ergebnisse der Baustoffprüfungen des Betons

5.2.2 Einpressmörtel

Die Spannglieder wurden gemäß DIN 4227, Teil 5 [17] verpresst. Die Zusammensetzung des Einpressmörtels wurde in Anlehnung an abgeschlossene Verbunduntersuchungen gewählt, um eine direkte Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu ermöglichen. Der Einpressmörtel bestand aus Zement CEM I 42,5 R (Hersteller: Dyckerhoff AG, Neubeckum) mit einem Wasserzementwert $w/z = 0,43$ und einem Zusatzmittelgehalt von 1,0 % Tricosal H181 (Einpreßhilfe; Hersteller: Tricosal GmbH Illertissen) bezogen auf das Zementgewicht. Die Ergebnisse der Baustoffprüfungen sind in der Tabelle 5.4 zusammengestellt.

Körper	Güteprüfung		Erhärtungsprüfung					
	Absetzmaß	Druckfestigkeit	Alter [d]	Druckfestigkeit (Dosen)	Druckfestigkeit (Prismen)	E-Modul [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
	Vol.-%	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			
ZK 1	1,60	25,0	31	25,1	38,8	10100	2,36	6,08
ZK 2	1,60	25,0	59	26,4	39,6	10200	1,88	5,89
ZK 3	0,87	31,4	100	41,9	63,0	15800	4,09	9,40
ZK 4	0,87	31,4	72	42,4	59,3	14300	3,90	9,64
ZK 5	1,90	27,8	44	30,1	51,6	13400	3,20	8,23
ZK 6	1,90	27,8	80	37,0	87,6	13900	3,39	8,66
ZK 7	1,90	57,6	28	58,7	82,7	13400	3,79	9,13

Tabelle 5.4: Ergebnisse der Baustoffprüfungen des Einpressmörtels

5.2.3 Beton- und Spannstahl

Die verwendete Bewehrung ist in Tabelle 5.1 aufgeführt. Als schlaaffe Bewehrung wurde Betonstahl S 500 eingesetzt. An die Längsbewehrung wurde im Bereich der Sollrissvorgabe in Körpermitte paarweise Dehnungsmessstreifen zur Bestimmung des von diesen aufgenommenen Zugtraganteils appliziert. Durch Parallelschaltung wurden Messfehler infolge Stabkrümmung oder Exzentrizitäten vermieden. Als Bügel wurde Stabstahl $d_s = 6$ mm verwendet.

Bei den Einzelspanngliedern handelte es sich um einen Spannstahl St 835/1030 der Firma DYWIDAG Systems International GmbH und bei den Bündelspanngliedern um 7-drähtige Litzen 0,6" aus St 1570/1770 mit sehr niedriger Relaxation der Westfälischen Drahtindustrie GmbH. Die Materialkenndaten sind in Tabelle 5.5 zusammengefasst. Die Werte für Einzelspannglieder sind der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (Z-12.4-19 und Z-12.4-20) entnommen. Die Werte für den Litzenbündel wurden durch Zugversuche nach Bild 5.3 bestimmt.

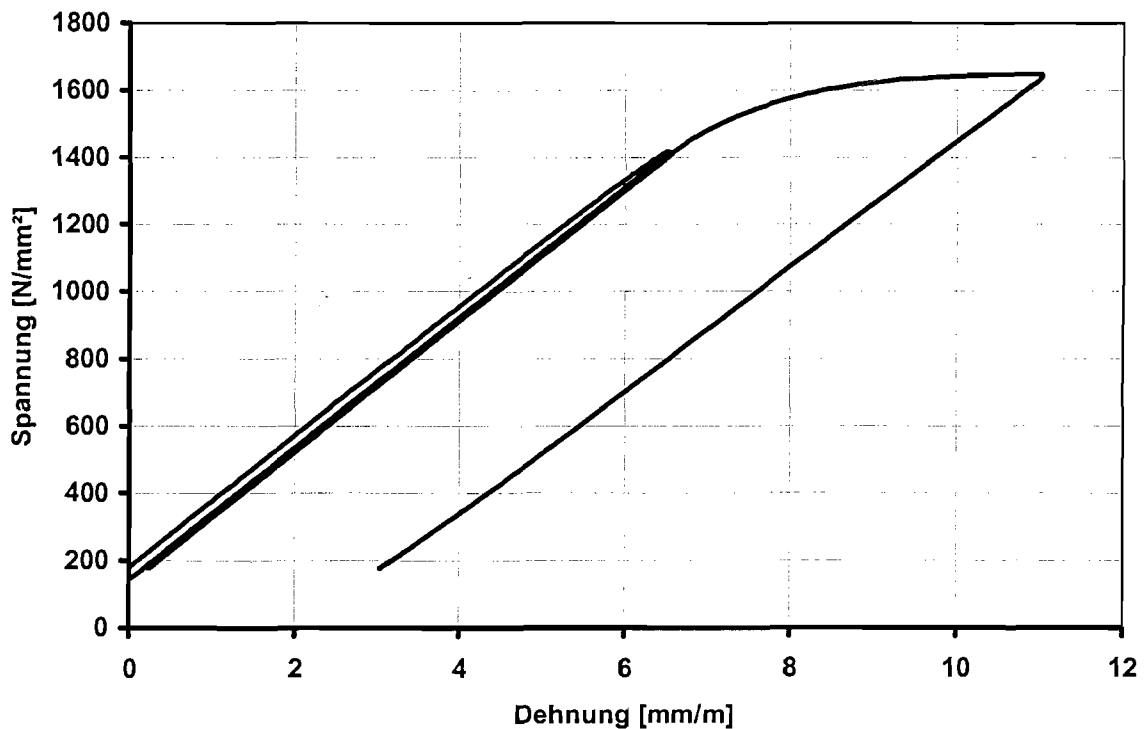


Bild 5.3: Spannungs-Dehnungsverhalten der Einzellitze 0,6" in der Materialprüfung

Spannstahlart	Streckgrenze $R_{p0,1}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit R_m [N/mm ²]	E-Modul E_s [N/mm ²]
glattes Einzelspannglied	835	1030	210 000
Litzenbündel	1570	1770	217 000
geripptes Einzelspannglied	835	1030	210 000

Tabelle 5.5: Materialkennwerte der Spannstähle

5.2.4 Hüllrohre

Als Hüllrohre kamen linksgewickelte, spiralgefaltete Stahlhüllrohre nach DIN 18553 mit einer Wandstärke von $t = 0,2$ mm zum Einsatz. Die Hüllrohrinnendurchmesser wurden für Einzelspannglieder mit 44 mm und für die Litzenbündel mit 38 mm gewählt. Der gewählte Innendurchmesser für die Hüllrohre der Spannstähle entsprach dem zugehörigen Zulassungsbescheid. Der Hüllrohrinnendurchmesser bei den Litzenbündel wurde wegen der Vergleichbarkeit mit den früheren Versuchen von [49] abweichend von den Angaben der Zulassung für Litzenbündel aus 3 Litzen gewählt. Die Drehrichtung der Hüllrohrwicklung stimmte mit der der Litzenbündel überein.

5.3 Herstellung

Die Bewehrung der Versuchskörper zeigt Bild 5.4. In den Lasteintragungsbereichen wurde eine Spaltzugbewehrung aus jeweils 5 Bügeln $\varnothing 6$ mm angeordnet.

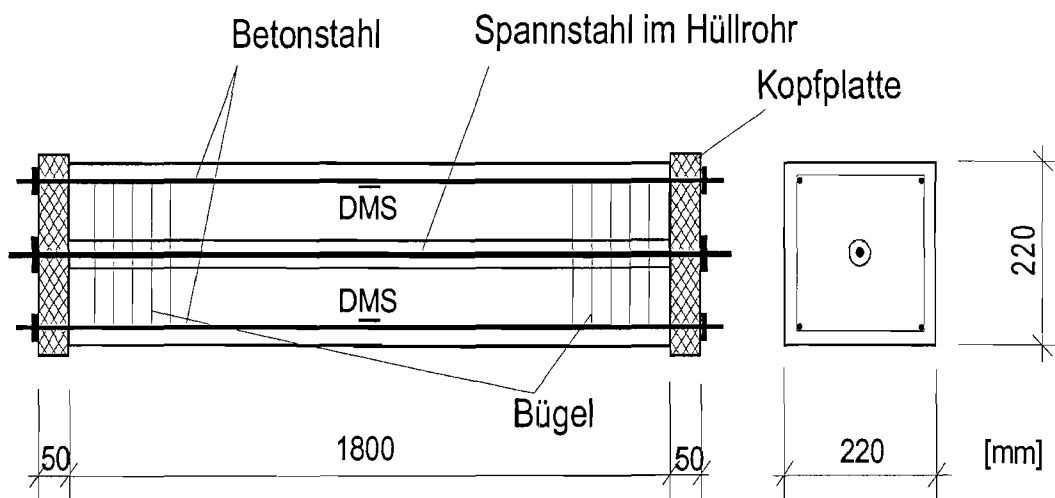


Bild 5.4: Ansicht der Bewehrung der Versuchskörper

Die Versuchskörper wurden ansonsten unverbügelt ausgeführt, damit sich die Risse bei der Laststeigerung über das Erstrissniveau bis zum abgeschlossenen Rissbild frei einstellen konnten und nicht durch die Lage der Bügel vorgegeben wurden. Die Einleitung der Zugkraft in den Versuchskörper erfolgte über die Spannstähle und Stahlkopfplatten. Hierzu waren spezielle Verankerungskonstruktionen erforderlich. Die Wirkungsweise der Verbindung und der Kraftfluss im Einleitungsbereich ist im Bild 5.5 dargestellt.

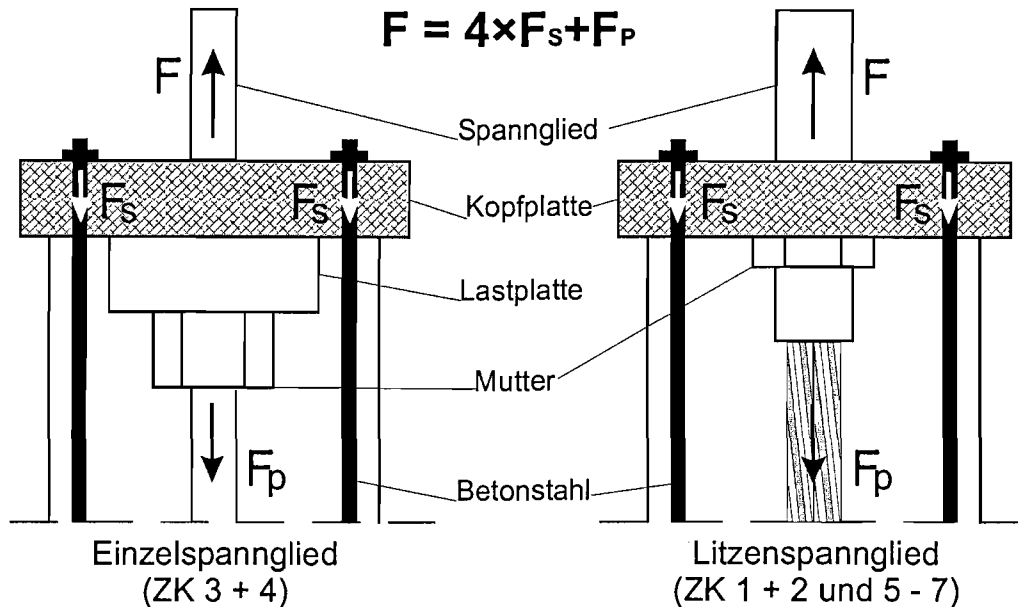


Bild 5.5: Verankerungskonstruktion der Spannglieder an der Kopfplatte

Ein Teil der Belastung wurde über die Kopfplatten direkt in die Betonbewehrung über ein aufgedrehtes Gewinde eingeleitet. Auf diese Weise war eine kraftschlüssige Verbindung der Längsbewehrung und der Kopfplatten sichergestellt. Die Verankerung der Einzelspannglieder erfolgte die Gewinderippen bzw. das aufgedrehte Gewinde auf dem glatten Stab. Für die Litzerbündel wurde eine Kopplungsmuffe entwickelt, die eine kraftschlüssige Verbindung sicherstellte.

Die Versuchskörper wurden in einer Holzschalung liegend betoniert. Die Querschnittschwächung ($A_c = 200 \times 220 \text{ mm}^2$) zur Sollrissvorgabe erfolgte durch Dreikantleisten. Die betonierten Körper wurden nach einem Tag ausgeschalt, verpresst und unter feuchten Tüchern sieben Tage lang gelagert, um Schwindrisse durch zu schnelles Austrocknen des Betons zu vermeiden.

5.4 Versuchsdurchführung

Die Versuchskörper wurden mit der in Bild 5.7 dargestellten Kombination aus statischen und dynamischen Lastblöcken mit einer elektronisch geregelten Universalprüfmaschine beaufschlagt. Die Gesamtdauer jedes Versuchskörpers betrug etwa einen Monat. Den eingebauten Versuchskörper zeigt Bild 5.6.

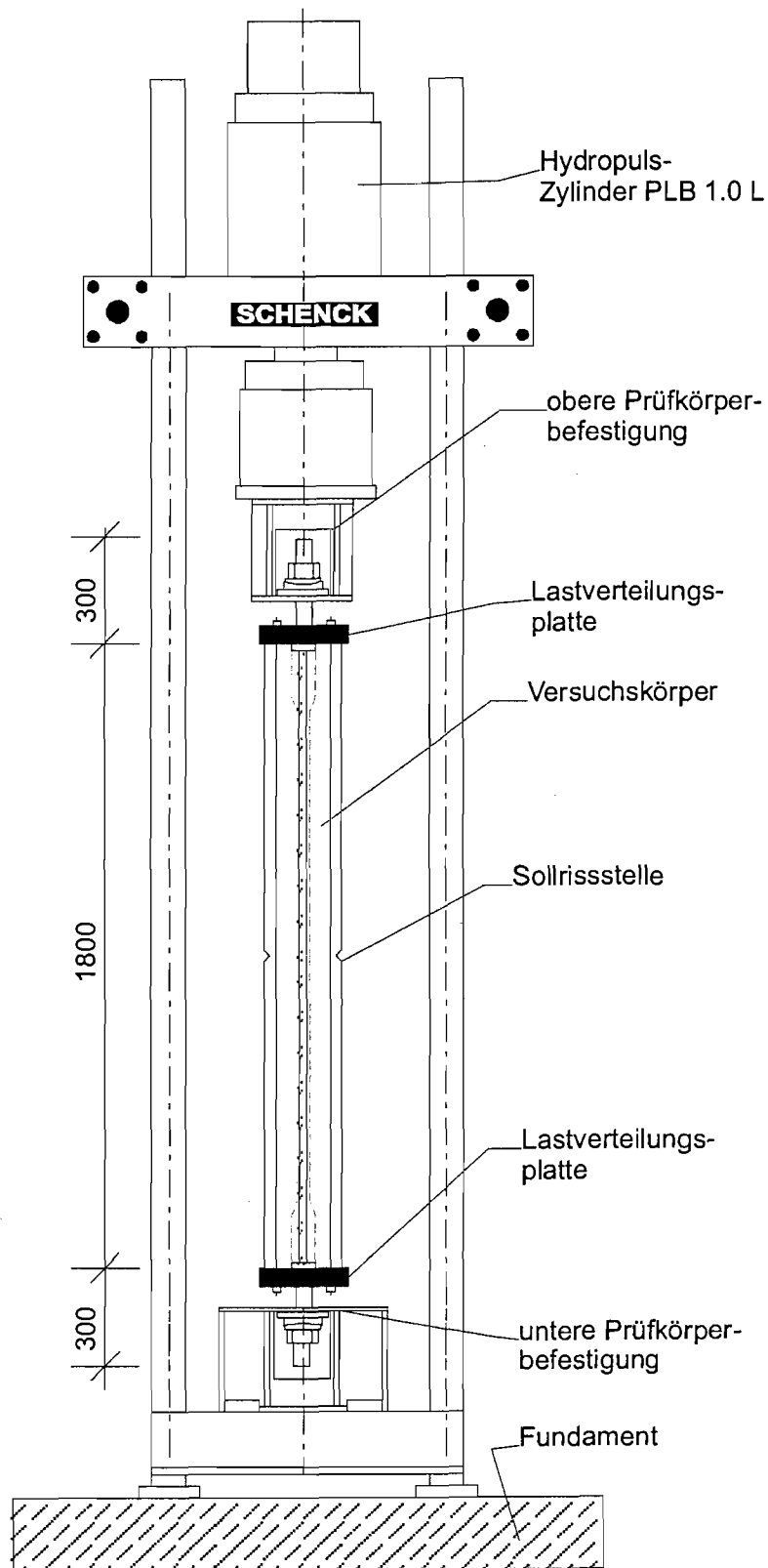


Bild 5.6: Aufbau zentrischen Zugversuche in der Universalprüfmaschine PSB 1000,, INSTRON-SCHENCK

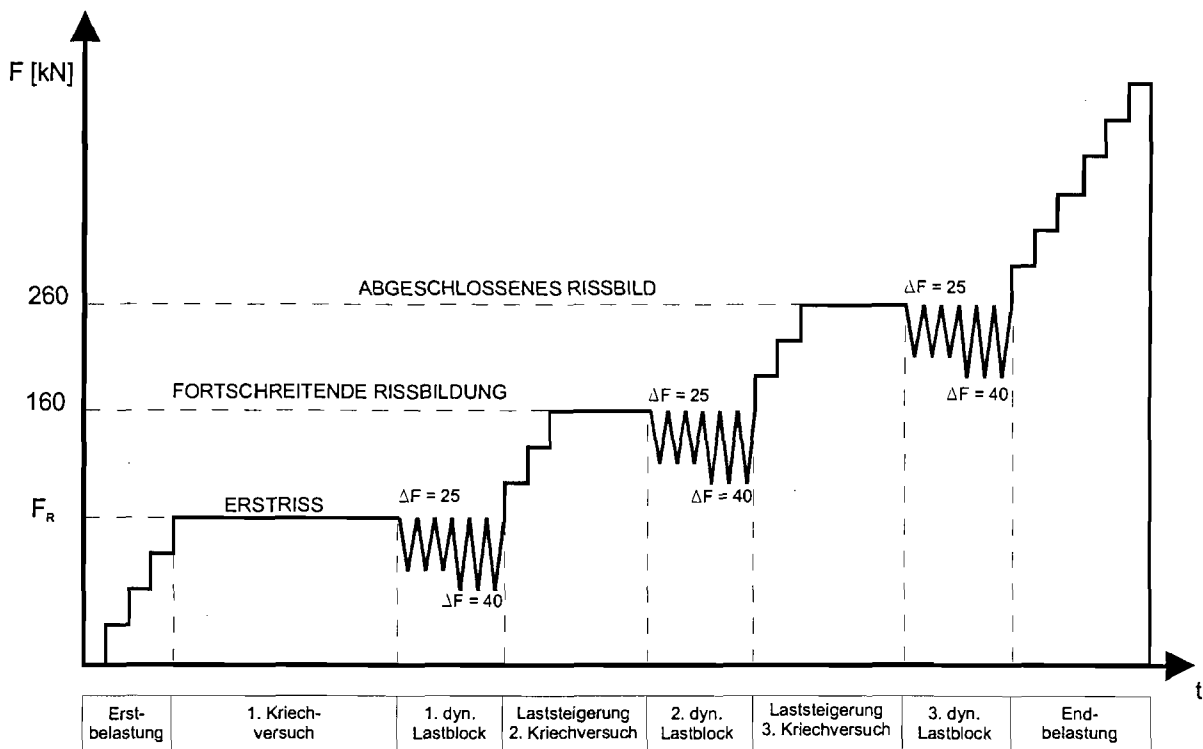


Bild 5.7: Belastungsgeschichte der zentrischen Zugversuche

Durch die stufenweise Belastung wurden die Risszustände Erstrissbildung, fortschreitende Rissbildung und abgeschlossene Rissbildung erreicht. Daran schloss sich jeweils ein Kriechversuch mit der zuvor aufgebrauchten Höchstlast an. Die dynamische Belastung wurde in einzelnen Lastblöcken mit 200 000 Lastwechselln bei einer Frequenz von 2,5 Hz und mit verschiedenen Amplituden durchgeführt. Dabei entsprach die Oberlast der vorhandenen statischen Zugkraft aus dem vorherigem Kriechversuch. Hiermit sollte geklärt werden, ob nach erfolgtem Kriechversuch weitere Verbundschädigungen auftreten und die Spannungsumlagerungen weiter ansteigen. Nach der Untersuchung der drei Risszustände wurde die Kraft statisch bis zum Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung gesteigert. Nach Abschluss der Versuche wurde das Rissbild dokumentiert und der Körper fotografiert.

5.5 Messtechnik

Die Messwerte wurden mit einer Kombination von mechanischen und elektronischen Messverfahren aufgezeichnet. Während der Versuche wurden Längenänderungen des Versuchskörpers, die Dehnungen der Betonstahlbewehrung sowie die lokalen Dehnungen und Rissbreiten gemessen. Die Anordnung der Messtechnik zeigt Bild 5.8.

Die lokalen Betondehnungen und die Rissbreiten wurden mittels Setzdehnungsmessungen (Firma Staeger, Typ BAM-Setzdehnungsmesser, Bauart Pfender) mit einer Messbasis von 100 mm und einer Messgenauigkeit von 0,001 mm in jeweils drei senkrechten Reihen auf zwei Seiten des Versuchobjektes bestimmt. Einflüsse aus Betonschwinden und Temperaturdehnung wurden durch Kompensationsmessungen erfasst.

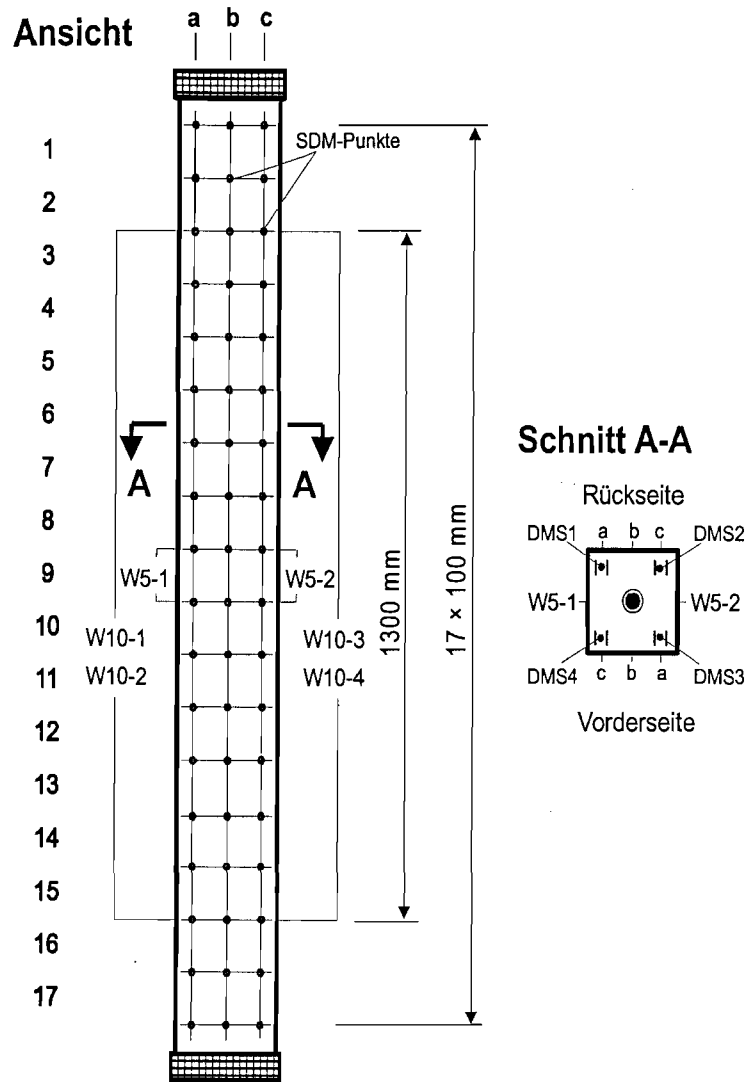


Bild 5.8: Prinzipische Skizze der Messtechnik der Zugversuche

In der Mitte der Versuchskörper wurde ein Messquerschnitt mit Sollrissvorgabe angeordnet, um die Spannungszustände und die Spannungsumlagerungen zu bestimmen. Die Spannungen in der Betonstahlbewehrung wurden mit Hilfe der applizierten Dehnmessstreifen (Firma HBM, Typ LY 61, 3/120). Die paarweise Anordnung der DMS eliminiert mögliche Messfehler, die durch Exzentrizitäten im Bewehrungsstab auftreten könnten. An der Sollbruchstelle in der Mitte des Balkens wurde die Rissbreite der Sollrisses mit Wegaufnehmer vom Typ W 5 TK mit einer Messbasis von 100 mm bestimmt. Darüber hinaus wurden vier Wegaufnehmer des Typs W 10 TK mit einer Messbasis von 1300 mm eingesetzt, um die Gesamtdehnung des Versuchskörpers zu ermitteln. Alle elektronisch bestimmten Messwerte wurden über ein Umschaltgerät (Firma HBM, Typ UM 74/20) mit dem Programm DIA/DAGO kontinuierlich aufgezeichnet. Die Spannung des Spannstahlgliedes wurde aus der Differenz zwischen der gesamten aufgetragenen Last und der Kraft in den vier Betonstäben ermittelt. Die elektronischen Messungen wurden bei Belastungssteigerung sowie einmal täglich bei den Kriechversuchen und den dynamischen Lastblöcken durch Handaufschrieb ergänzt.

6 ERGEBNISSE UND FOLGERUNGEN DER ZENTRISCHEN ZUGVERSUCHE

6.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen der Dehnkörper werden in den nachfolgenden Abschnitten exemplarisch für den Versuchskörper ZK 5 bzw. ZK 1 dargestellt. Neben dem Last-Verformungs-Verhalten werden die Spannungumlagerungen sowie die Rissbreitenentwicklung erläutert, den Ergebnissen in [30] bzw. [49] für normalfesten Beton gegenübergestellt und darauf aufbauend Verbundbeiwerte abgeleitet. Eine Dokumentation der Versuchsergebnisse einschließlich Rissbild befindet sich im Anhang B.

6.2 Last-Verformungsverhalten

Bild 6.1 zeigt das Last-Verformungsverhalten des Versuchskörpers ZK 5 anhand der Entwicklung der Betonstahlspannung σ_s bezogen auf die Dehnung des Betonstahls ε_s . Als Vergleich dient der Verlauf der Betonstahlspannungen im reinem Zustand II ($\sigma_s = F/A_s$).

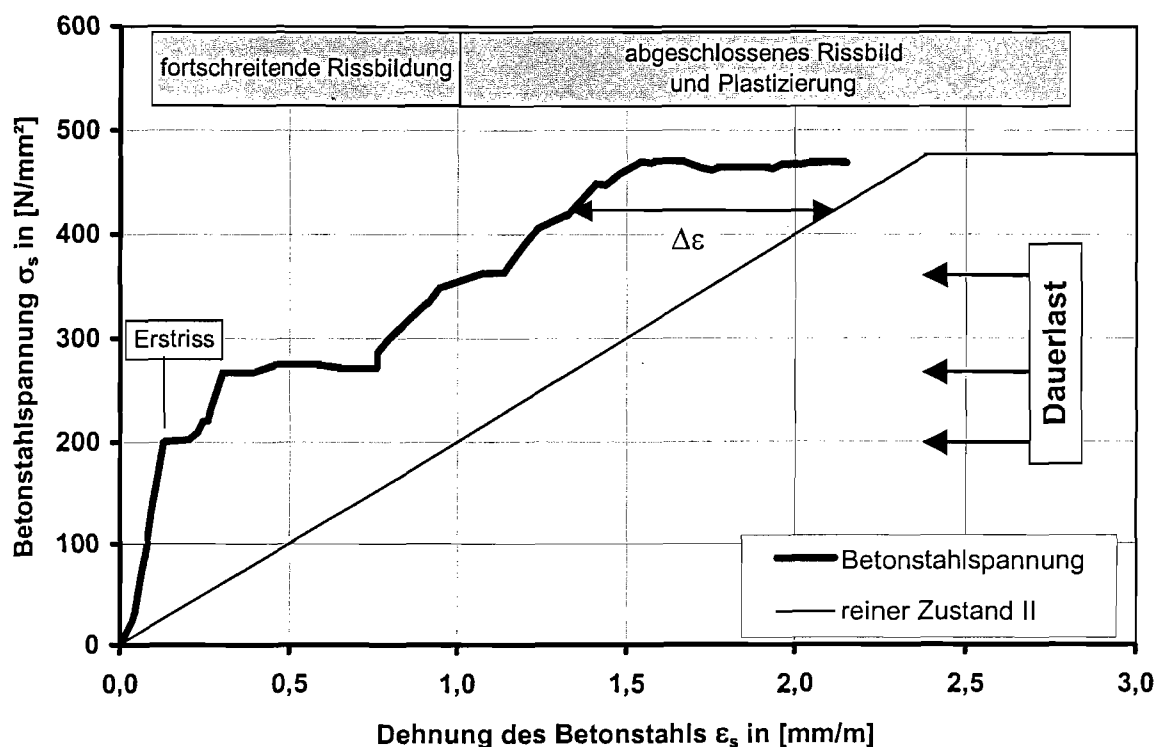


Bild 6.1: Last-Verformungs-Verhalten des Versuchskörpers ZK 5 (HSC, $f_c = 74 \text{ N/mm}^2$, 3 Litzen $0,6''$, $A_p/A_s = 1,34$)

Bis zur Erstrissbildung befindet sich der Körper im Zustand I, die Steifigkeit ist groß. Nach der Erstrissbildung knickt die Kurve ab, da die Steifigkeit des Bauteil durch die Bildung weite-

rer Risse abnimmt. Nach dem Abschluss der Rissbildung verläuft die Linie näherungsweise parallel zum Verlauf für den Zustand II. Der Dehnungsunterschied $\Delta\varepsilon$ resultiert aus dem Verbund der Bewehrung und der daraus hervorgerufenen Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (Tension stiffening). Bei weiterer Belastungssteigerung geht der Betonstahl in den plastischen Bereich über. Die Kenntnis der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen ist von entscheidender Bedeutung für die analytische Beschreibung der Last-Verformungsverhaltens von Stahl- und Spannbetonbauteilen.

Den Einfluss der Betonfestigkeit f_c verdeutlicht Bild 6.2, in dem das Lastverformungsverhalten des Versuchskörpers ZK 5 dem Verlauf eines gleich bewehrten Zugkörpers aus normalfestem Beton (Versuchskörper K 26 aus [49]) gegenübergestellt wird.

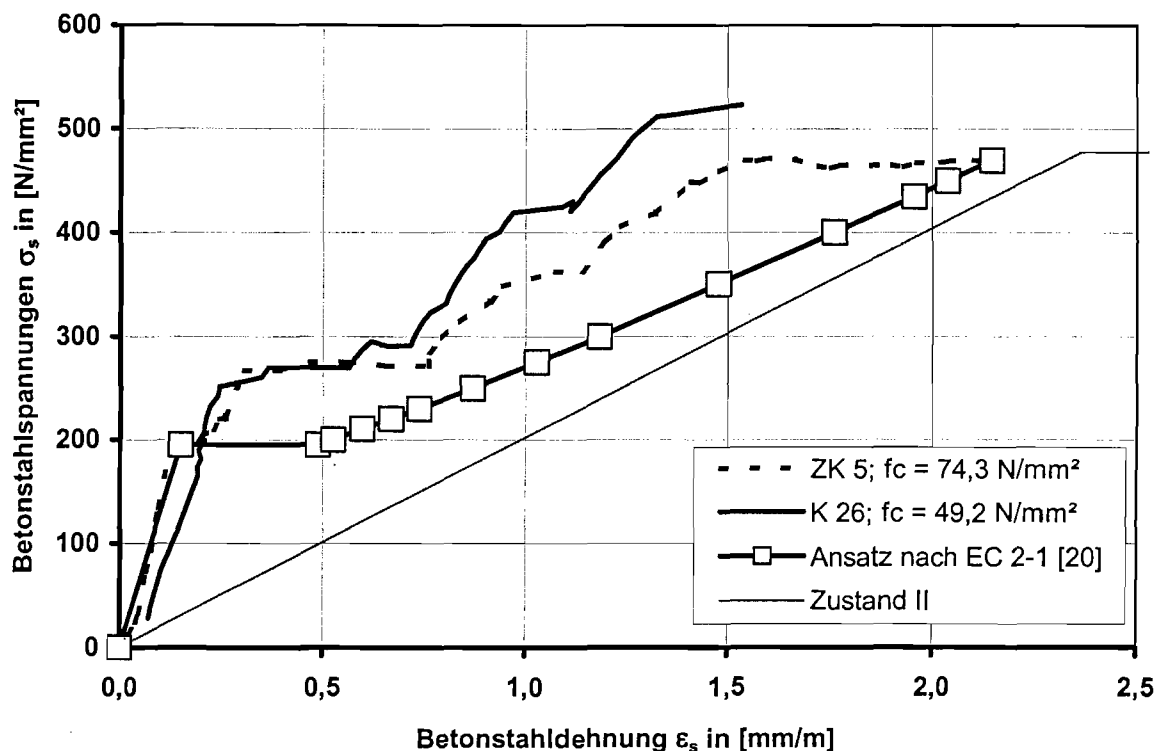


Bild 6.2: Last-Verformungs-Verhalten von Zugkörpern bei verschiedenen Betonfestigkeiten f_c (3 Litzen 0,6", $A_p/A_s = 1,34$)

Bis zur Erstrissbildung und im Anfangsstadium der fortschreitenden Rissbildung sind die Verläufe in etwa gleich. Der geringfügig steilere Verlauf des Körpers ZK 5 ist auf die höhere Steifigkeit des hochfesten Betons zurückzuführen. Nach dem Erreichen der abgeschlossenen Rissbildung zeigt sich, dass die Mitwirkung des Betons auf Zug bei normalfestem Beton größer als im hochfesten Beton ist. Dies kann mit den Rissbildern der beiden Körper erklärt werden. Der Körper ZK 5 hatte am Versuchsende einen mittleren Rissabstand von $s_m = 128 \text{ mm}$ und der K 26 $s_m = 146 \text{ mm}$. Somit ist die Steifigkeitsabnahme des Bauteils durch die Risse größer als der tension-stiffening Effekt aus dem verbesserten Verbundtragverhalten.

Zusätzlich ist der Verlauf der Berechnung nach EC 2, Teil 1 [20] für den Versuchskörper ZK 5 aufgetragen. Dieser wurde mit der Beziehung

$$\varepsilon_{sm} = \beta_1 \cdot \beta_2 \frac{\sigma_{sr2}}{\sigma_{s2}} \cdot \varepsilon_{sr1} + \frac{\sigma_{s2}}{E_s} \left(1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr2}}{\sigma_{s2}} \right)^2 \right) \quad (6.1)$$

mit: ε_{sm} mittlere Betonstahldehnung

ε_{sr1} Betonstahldehnung vor der Rissbildung

β_1, β_2 Beiwerte zur Berücksichtigung der Verbundeigenschaften und der Belastungsart

$\sigma_{s2}, \sigma_{sr2}$ Betonstahlspannungen im Rissquerschnitt unter der aktuellen Last bzw. unter der Risschnittgröße

ermittelt. Es ist zu erkennen, dass mit diesem Ansatz die Mitwirkung des Beton auf Zug unabhängig von der tatsächlich vorhandenen Betonfestigkeit deutlich unterschätzt wird. Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung ist die tatsächlich verbleibende Dehnungsdifferenz mit $\Delta\varepsilon = 0,38 \text{ ‰}$ fast doppelt so groß, wie der Rechenwert mit $\Delta\varepsilon = 0,20 \text{ ‰}$.

6.3 Versuchsergebnisse zu den Spannungsumlagerungen

6.3.1 Entwicklung der Spannungsumlagerungen in den Versuchsphasen

Die sich bei der Rissbildung einstellenden Spannungsumlagerungen ergeben qualitativ immer den im Bild 6.3 dargestellten Verlauf, in dem die auf die Stahlspannung im Zustand II bezogenen Betonstahl- und Spannstahlspannungen f_{us} und f_{up} (vgl. Abschnitt 2.5.3, Gleichung (2.7)) über die Zugkraft F aufgetragen sind.

An dem Verlauf der Spannungsumlagerungen sind die einzelnen Versuchsphasen zu erkennen. Im Bereich mit $F < F_R$ befindet sich das Bauteil im Zustand I und Spannungsumlagerungen sind wegen der Dehnungsgleichheit des Stahls und Betons nicht vorhanden. Bei der Erstrissbildung werden die freigesetzten Betonzugkräfte im Stahl entsprechend der Verbundsteifigkeiten auf die Stäbe aufgeteilt. Dabei treten Spannungsumlagerungen auf (Punkt A). Durch die anschließende statische und dynamische Langzeitbelastung steigt der Wert der Spannungsumlagerungen f_{us} (Punkt B und C), da die Spannstähle ein stärkeres Verbundkriechen aufweisen als die Betonstähle.

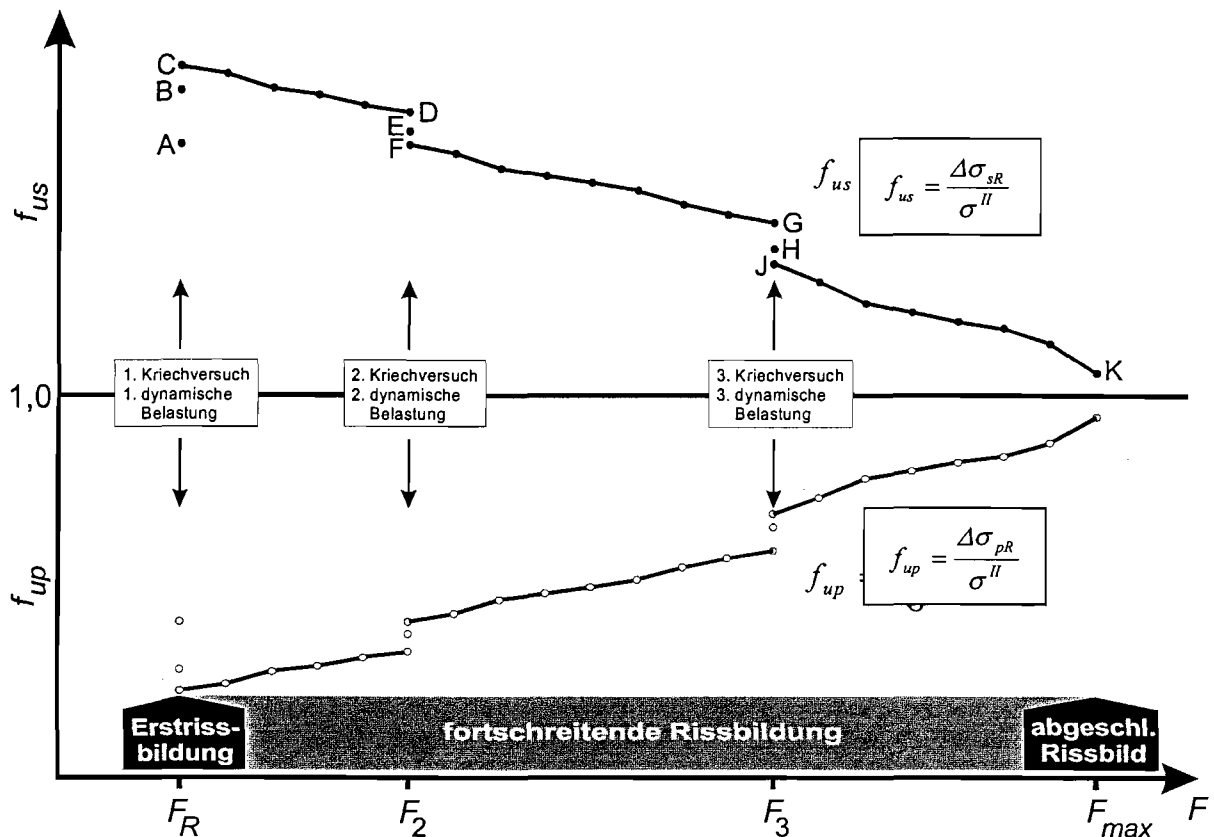


Bild 6.3: Prinzipieller Verlauf der Spannungumlagerungen f_{us} und f_{up} während des Versuchs

Durch eine Erhöhung der Zugkraft bis zur Last F_2 nehmen die bezogenen Betonstahlspannungen ab (C - D). Hierbei hängt der Verlauf der Kurve davon ab, wie sich das Rissbild bei der Laststeigerung verändert. Die Abnahme der Spannungumlagerungen ist geringer, wenn sich keine neue Risse bilden. Der Belastungssteigerung folgen der zweite Kriechversuch mit anschließender dynamischer Belastung (Punkte E und F). Während dieser Dauerbelastungsphasen nehmen die Spannungumlagerungen wegen der sich bei der Belastungssteigerung neu bildenden Risse ab. Der Versuchskörper befindet sich jetzt in dem Stadium der fortschreitenden Rissbildung. Auf Grund der großen Einleitungslänge l_{ep} des Spannstahls können sich diese nicht mehr vollständig ausbilden (vgl. Abschnitt 2.5.1), was zu einer Verfestigung des Verbundes der Spannstähle führt. Gleichzeitig können sich aber die Einleitungslängen des Betonstahls l_{es} noch voll ausbilden, so dass hierbei immer noch das Verbundkriechen des Betonstahls zu einer Abnahme der bezogenen Spannungen führt. Bei der weiteren Belastungssteigerung bis auf die Last F_3 und den anschließenden dritten Kriechversuch und dynamischer Belastung (F - J) gilt dies ebenso.

Durch die Endbelastung F_{max} erreichen die bezogene Stahlspannungen f_{us} und f_{up} (vgl. Gleichung 2.7) den Wert 1,0. Der starke Abfall am Ende ist darauf zurückzuführen, dass der Betonstahl seine Streckgrenze bereits überschritten hat, während sich der Spannstahl noch im elastischen Bereich befindet. In realen Bauteilen wird der Spannstahl wegen seiner Vordehnung nahezu gleichzeitig mit dem Betonstahl die Streckgrenze erreichen.

Im Bild 6.4 ist exemplarisch die Entwicklung der auf die Werte des Zustandes II bezogenen Betonstahlspannungen f_{us} und Spannstahlspannungen f_{up} des Zugkörpers ZK 5 von der Erst-
 rissbildung bis zum abgeschlossenen Rissbild dargestellt.

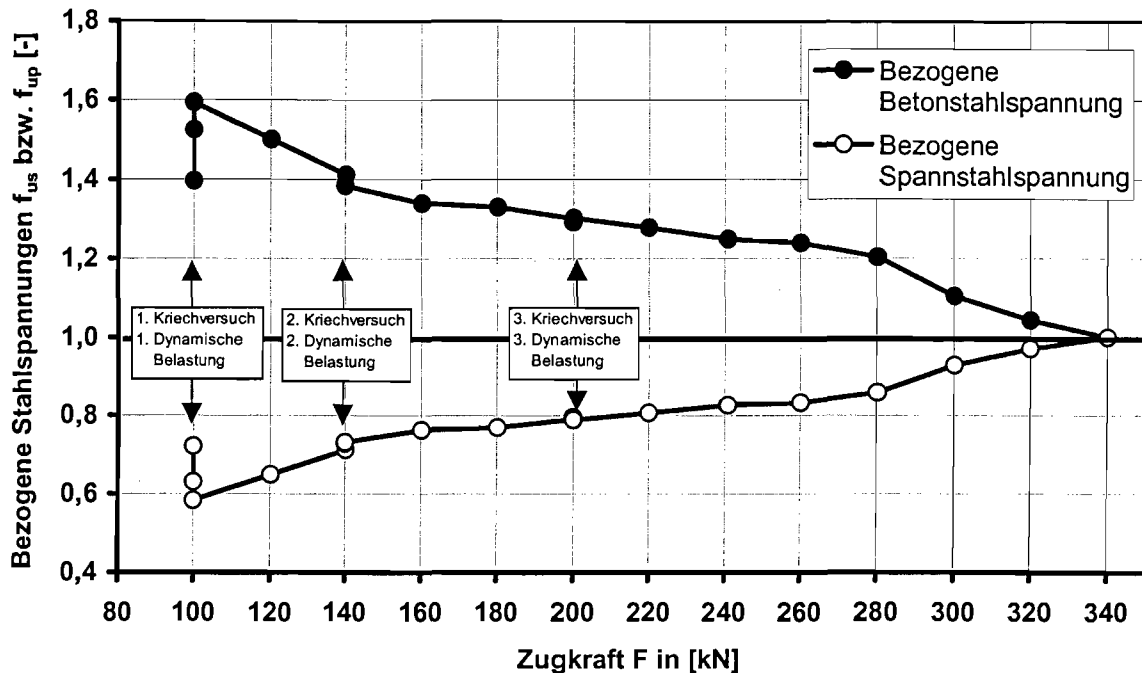


Bild 6.4: Verlauf der bezogenen Stahlspannungen f_{us} und f_{up} für Versuchskörper ZK 5 (HSC, $f_c = 74 \text{ N/mm}^2$, 3 Litzen 0,6", $A_p/A_s = 1,34$)

Bei der Erstrissbildung, die unter der Belastung $F_R = 100 \text{ kN}$ auftrat, betrug die mittlere Betonstahlspannung $\sigma_{sm} = 223 \text{ N/mm}^2$, womit sich Spannungumlagerungen von $f_{us} = 1,40$ und $f_{up} = 0,72$ ergaben. Unter der ersten statischen Dauerlast von 164 h stieg die bezogene Betonstahlspannung um etwa 9 % auf $f_{us} = 1,53$ und während der ersten dynamischen nochmals um etwa 5 % auf $f_{us} = 1,60$. Der weitere Verlauf entspricht den Erläuterungen zu Bild 6.3. Die Abnahme der bezogenen Spannungen bei Belastungssteigerung ist entsprechend der Rissbildung unregelmäßig, und bei der zweiten Dauerlastphase nehmen die Spannungumlagerungen aus den schon dargelegten Gründen ab. Unter der Höchstlast von 340 kN betrug die Betonstahldehnung $\varepsilon_{sm} \geq 2 \text{ ‰}$ und der Grenzwert von $f_{us} = f_{up} = 1,0$ wurde erreicht.

Bild 6.5 verdeutlicht die Entwicklung der Spannungumlagerungen während der Kriechversuche und der dynamischen Belastungsphasen.

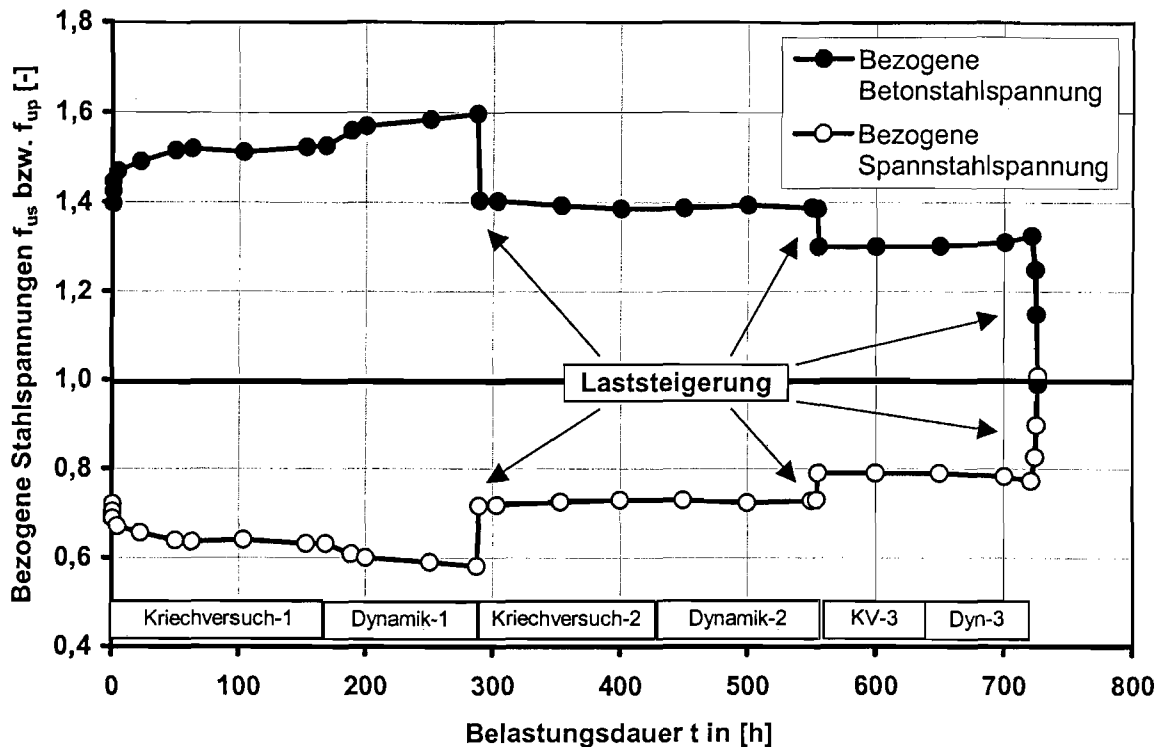


Bild 6.5: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Stahlspannungen f_{us} und f_{up} für den Versuchskörper ZK 5 (HSC, $f_c = 74 \text{ N/mm}^2$, 3 Litzen $0,6''$, $A_p/A_s = 1,34$)

Auffallend ist die deutliche Zunahme der Spannungumlagerungen ($\Delta f_{us} = 0,07$) als Folge des Verbundkriechens zu Beginn des ersten Kriechversuches, während in der zweiten Dauerlastphase praktisch keine Veränderung der Spannungumlagerungen auftritt. Der geringfügige Anstieg der Spannungumlagerungen am Ende der dynamischer Belastung der dritten Phase ist auf die Rissbildung zurückzuführen. Da bei einer Zugkraft $F = 200 \text{ kN}$ das abgeschlossene Rissbild erreicht wurde (keine weitere Rissbildung) konnten sich die Einleitungslängen des Betonstahls nicht mehr voll ausbilden. Als Folge der veränderten Verbundsteifigkeit werden die Betonstahlspannungen größer.

Die logarithmischen Einteilung der Zeitachse in Bild 6.6 verdeutlicht die Vorgänge während der ersten Dauerlastphase. Der hohe Zuwachs der Spannungumlagerungen zu Beginn des Kriechversuchs ist während der ersten Stunde aufgetreten. Im weiteren Verlauf des Kriechversuchs wurden nur noch geringfügige Änderungen beobachtet. Die dynamische Belastung verursacht einen weiteren Anstieg der Spannungumlagerungen f_{us} , auch hier ist der Anstieg zum Beginn der Dauerlast-Phase ausgeprägter.

Den Vergleich von normalfestem (K 25 aus [49]) und hochfestem Beton (ZK 1) zeigt Bild 6.7.

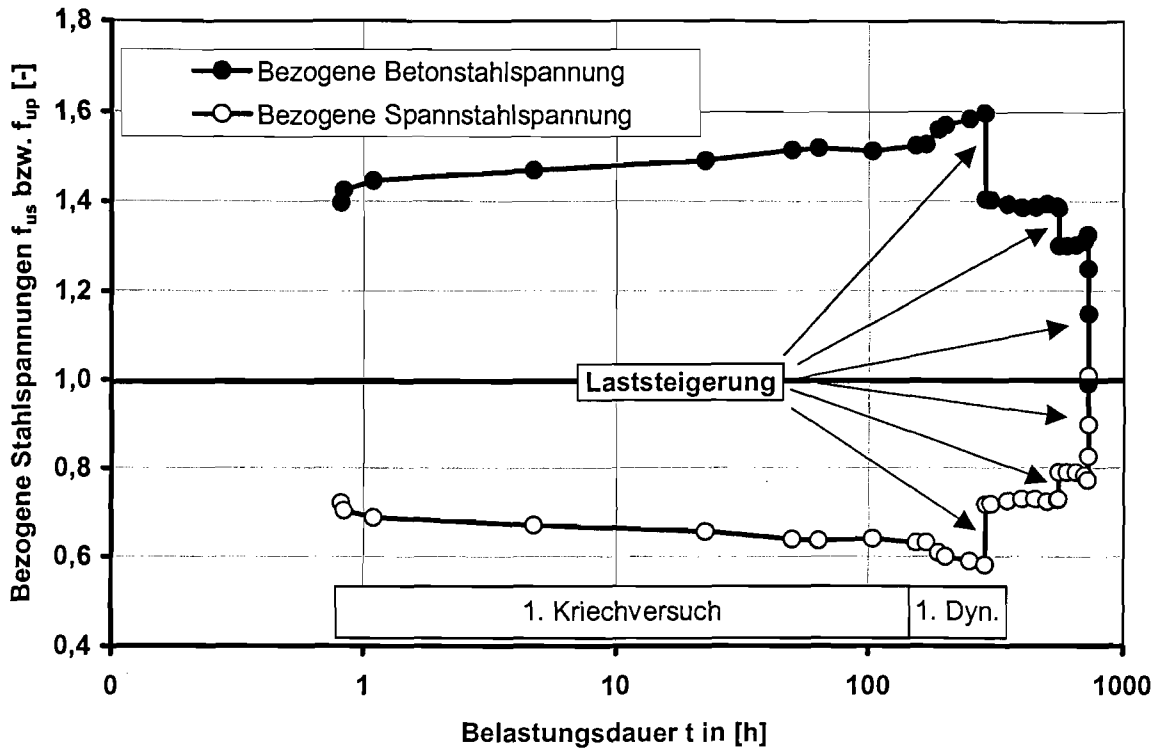


Bild 6.6: Zeitliche Entwicklung (logarithmische Zeiteinteilung) der bezogenen Stahlspannungen f_{us} und f_{up} für den Versuchskörper ZK 5 (HSC, $f_c = 74 \text{ N/mm}^2$, 3 Litzen $0,6''$, $A_p/A_s = 1,34$)

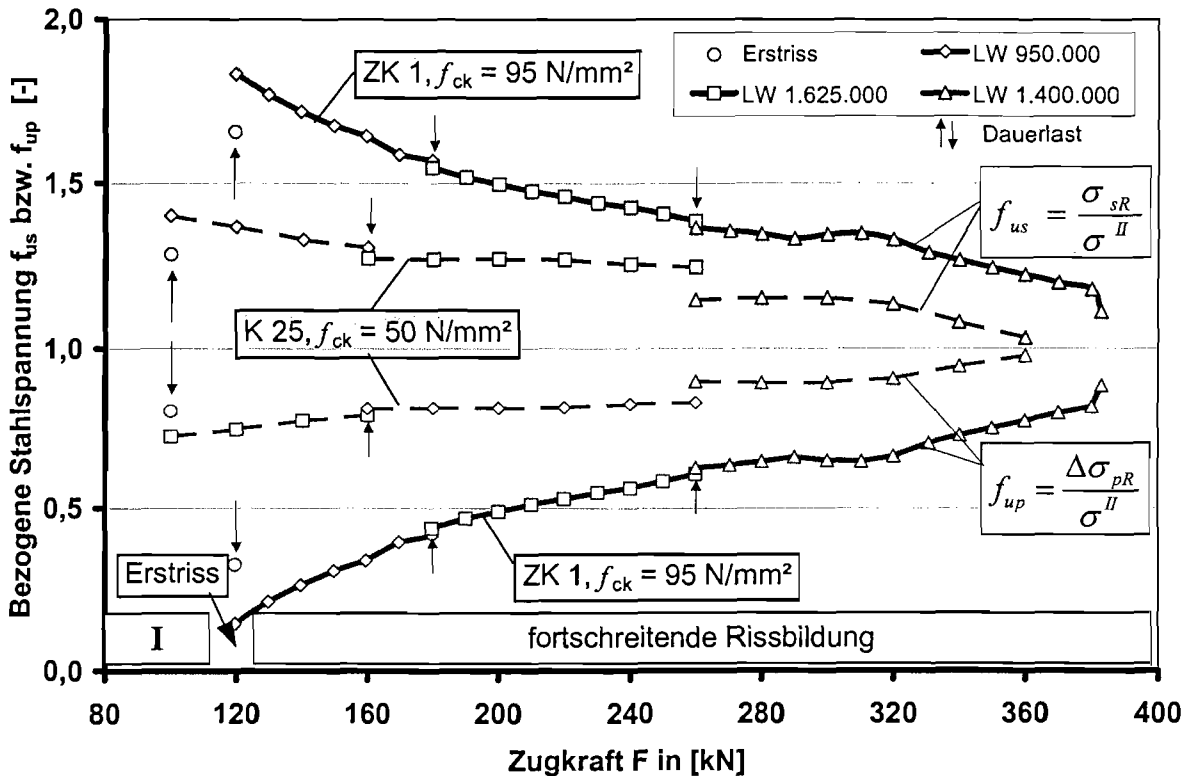


Bild 6.7: Verlauf der bezogenen Stahlspannungen f_{us} und f_{up} für Zugkörper ZK 1 (HSC, 3 Litzen $0,6''$, $A_p/A_s = 0,93$) und K 25 (NSC, 3 Litzen $0,6''$, $A_p/A_s = 1,34$) aus [49]

Die qualitativen Verläufe des hochfesten Betons entsprechen denen von normalfestem Beton. In Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund aus hochfestem Beton (HSC) sind die Umlagerungen aber größer, da die Betonstahlbewehrung in hochfestem Beton ein besseres Verbundverhalten aufweist während sich die Verbundeigenschaften der Spannglieder nicht ändern. Der Vergleich der Ergebnisse zeigt für den hochfesten Beton Spannungsumlagerungen von $f_{us} = 1,66$ gegenüber einem Wert von $f_{us} = 1,29$ bei normalfestem Beton. Dies bedeutet, dass bei hochfestem Beton nahezu die gesamte Erstrisskraft von der Betonstahlbewehrung aufgenommen wird. Bei Laststeigerung gleichen sich die Umlagerungen an. Im Vergleich zu normalfestem Beton sind für hochfesten Beton aber deutlich stärkere Abnahmen der Spannungsumlagerungen bei Belastungen oberhalb der Erstrisslast zu beobachten. Weiterhin waren ausgeprägte Einflüsse von statischen und dynamischen Dauerbeanspruchungen nur im Erstrisszustand vorhanden. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass das Verbundkriechen in hochfestem Beton aufgrund seines dichteren Gefüges geringer ist.

6.3.2 Einfluss der Spanngliedart

Den Einfluss der Spanngliedart auf die Spannungsumlagerungen zeigt Bild 6.8.

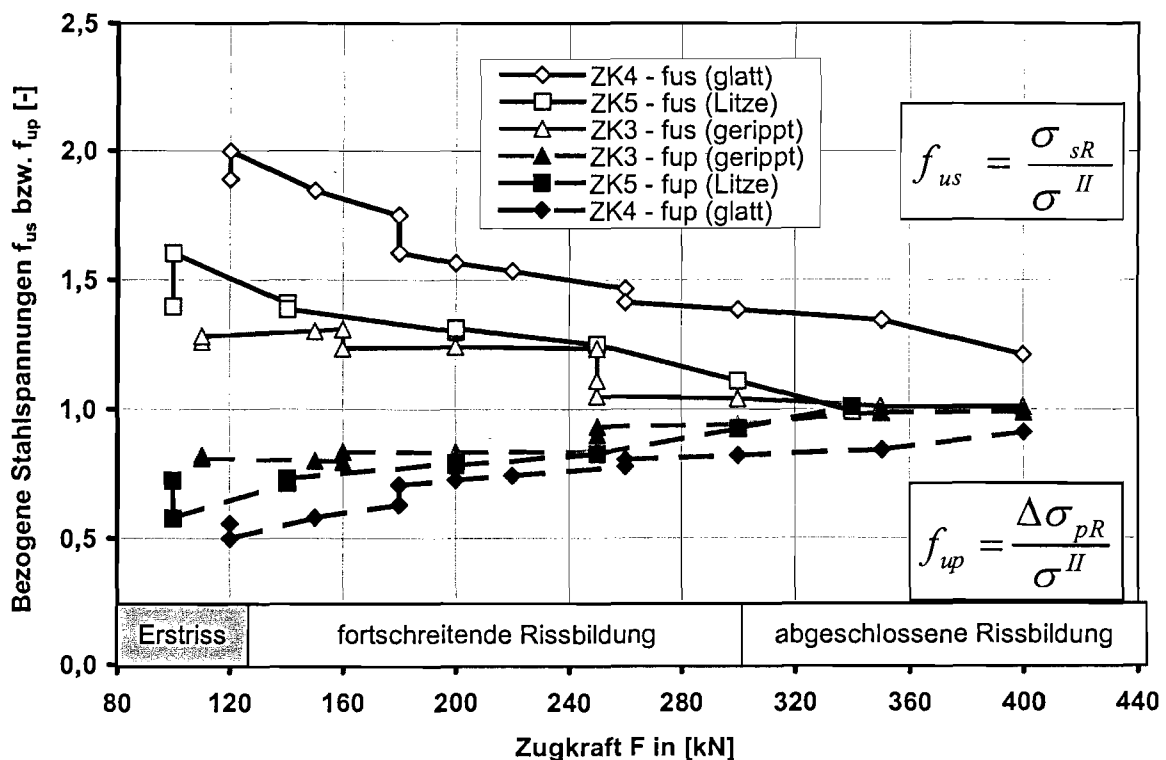


Bild 6.8: Einfluss der Spannstahlart auf die bezogenen Stahlspannungen f_{us} und f_{up} ZK 5 (3 Litzen, $A_p/A_s = 1,34$), ZK 3 (geripptes Spannglied, $A_p/A_s = 1,85$), ZK 4 (glattes Spannglied, $A_p/A_s = 1,85$)

Bei gleichem Querschnittsverhältnis A_p/A_s bewirken Spannglieder mit besserer Verbundwirkung geringere bezogene Betonstahlspannungen. Stärkere Abnahmen der Werte waren mit dem Entstehen neuer Risse im Einflussbereich des Sollrisses verbunden. Glatte Spannstäh-

le beteiligen sich nur in geringem Umfang an der Risskraftaufnahme. Im dargestellten Fall wurde die gesamte Erstrisslast vom Betonstahl aufgenommen, erst bei steigender Zugkraft nahm auch der Spannstahl zusätzliche Zugkräfte auf, allerdings bleibt der Traganteil des Betonstahls deutlich größer als bei Spanngliedern mit besseren Verbundeigenschaften.

6.3.3 Einfluss der Verhältnisses Spannstahlfläche zu Betonstahlfläche

In die analytische Ermittlung der Spannungumlagerungen f_{us} nach Gleichung (2.7) geht das Flächenverhältnis A_p/A_s ein. Danach wachsen die Spannungumlagerungen mit steigendem A_p/A_s . Dieser Einfluss des Querschnittsverhältnisses Spannstahl zu Betonstahl konnte in den durchgeführten Untersuchungen bestätigt werden. Das Bild 6.9 zeigt die Entwicklung der Spannungumlagerungen für die Körper ZK 1 und ZK 2.

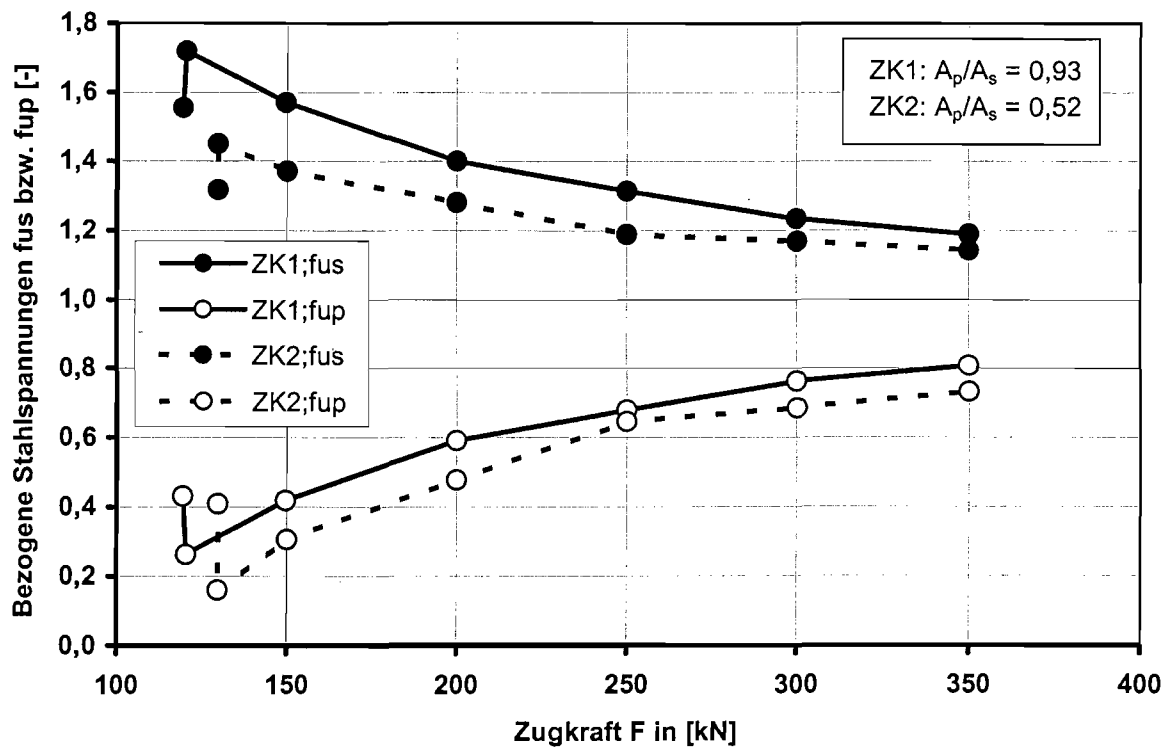


Bild 6.9: Verlauf der bezogenen Stahlspannungen f_{us} und f_{up} der Versuchskörper ZK 1 ($f_{ck} = 98 \text{ N/mm}^2$, 3 Litzen 0,6", 4 \varnothing 12, $A_p/A_s = 0,93$) und ZK 2 ($f_{ck} = 98 \text{ N/mm}^2$, 3 Litzen 0,6", 4 \varnothing 16, $A_p/A_s = 0,52$)

Die Beton- und Einpressmörteldruckfestigkeiten sind in etwa gleich. Im Sinne des Ansatzes von Cordes bleibt die bezogene Betonstahlspannung vom Körper ZK 2 stets unter der des ZK 1. Das Bild 6.10 zeigt den Einfluss der Spanngliedart und des Querschnittsverhältnis A_p/A_s auf die Spannungumlagerungen für hochfesten und normalfesten Beton im Zustand der Erstrissbildung und beim abgeschlossnem Rissbild.

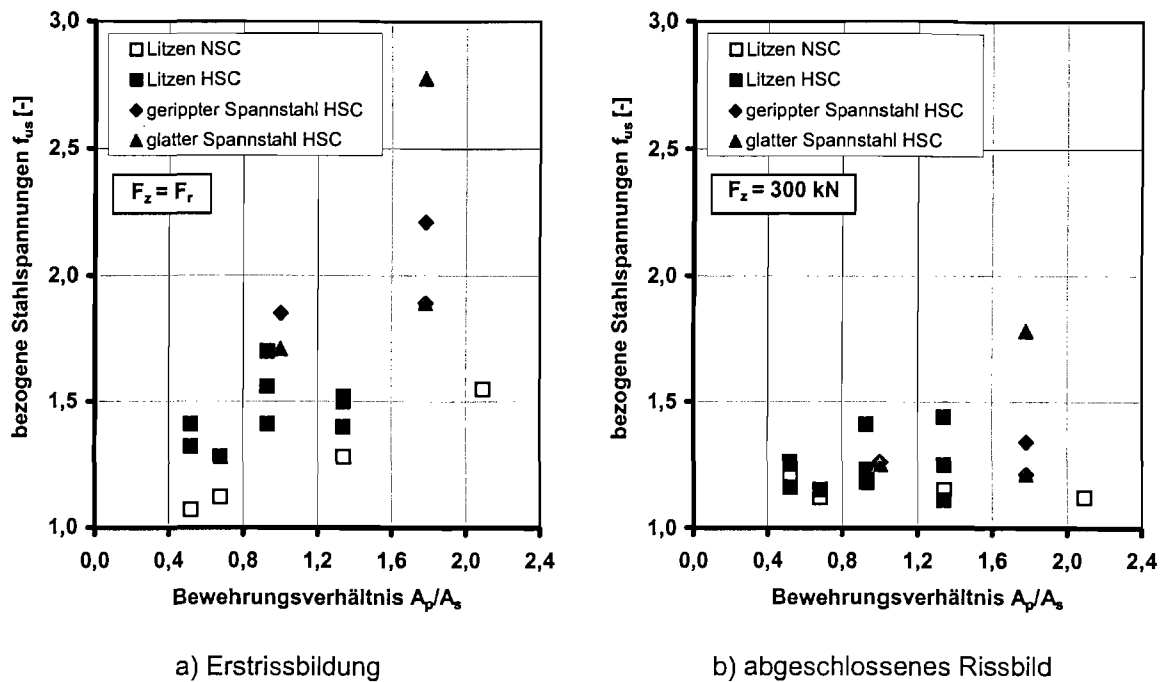


Bild 6.10 Bezogene Betonstahlspannung f_{us} im Zustand der Erstrissbildung (a) und der abgeschlossenen Rissbildung (a) aus den eigenen Untersuchungen und den nach [49]

Bei allen untersuchten Spanngliedarten wurde ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen den bezogenen Betonstahlspannungen f_{us} und dem Flächenverhältnis A_p/A_s ermittelt. Weiterhin waren bei normalfestem Beton die Spannungsumlagerungen in gemischten Bewehrungen mit gerippten Einzelspanngliedern bzw. 3er-Litzenbündeln etwa gleich groß. Deutlich größere Spannungsumlagerungen zeigten sich bei glatten Einzelspanngliedern, die durch deren schlechte Verbundeigenschaften begründet sind. Durch eine Langzeitbelastung änderten sich die Zusammenhänge nur geringfügig. Bei hochfestem Beton wurden für die Versuchskörper mit Litzenbündeln die geringsten Spannungsumlagerungen ermittelt. Die Werte der gerippten und glatten Einzelspannglieder lagen signifikant höher. Dies ist auf den großen wirksamen Verbundumfang von Litzenbündeln zurückzuführen, mit dem die geringen Verbundspannungen der Litzen ausgeglichen werden. Die Verbundsteifigkeit der Litzenbündel entspricht also in etwa der von gerippten Spanngliedern. In hochfestem Beton sind ihre Verbundeigenschaften besser als die der anderen Spannstähle.

Deutlich sichtbar ist, dass die Spannungsumlagerungen im hochfesten Beton bei der Erstrissbildung, um etwa 25 % größer sind als im normalfesten Beton. Bei der abgeschlossenen Rissbildung nähern sich die Spannungsumlagerungen unabhängig von der Betonfestigkeit und der Spannstahlart entsprechend Bild 6.3 dem Wert $f_{us} = f_{up} = 1,0$ an.

Mit dem Ansatz nach [8] wurde eine Parameterstudie zum Einflusses des Bewehrungsverhältnisses A_p/A_s auf die Spannungsumlagerungen durchgeführt. Mit Hilfe der Gleichung (2.7) wurde unter der Annahme verschiedener Verbundbeiwerte ξ die Größe der bezogenen Betonstahlspannungen errechnet. Das Bild 6.11 zeigt die Ergebnisse.

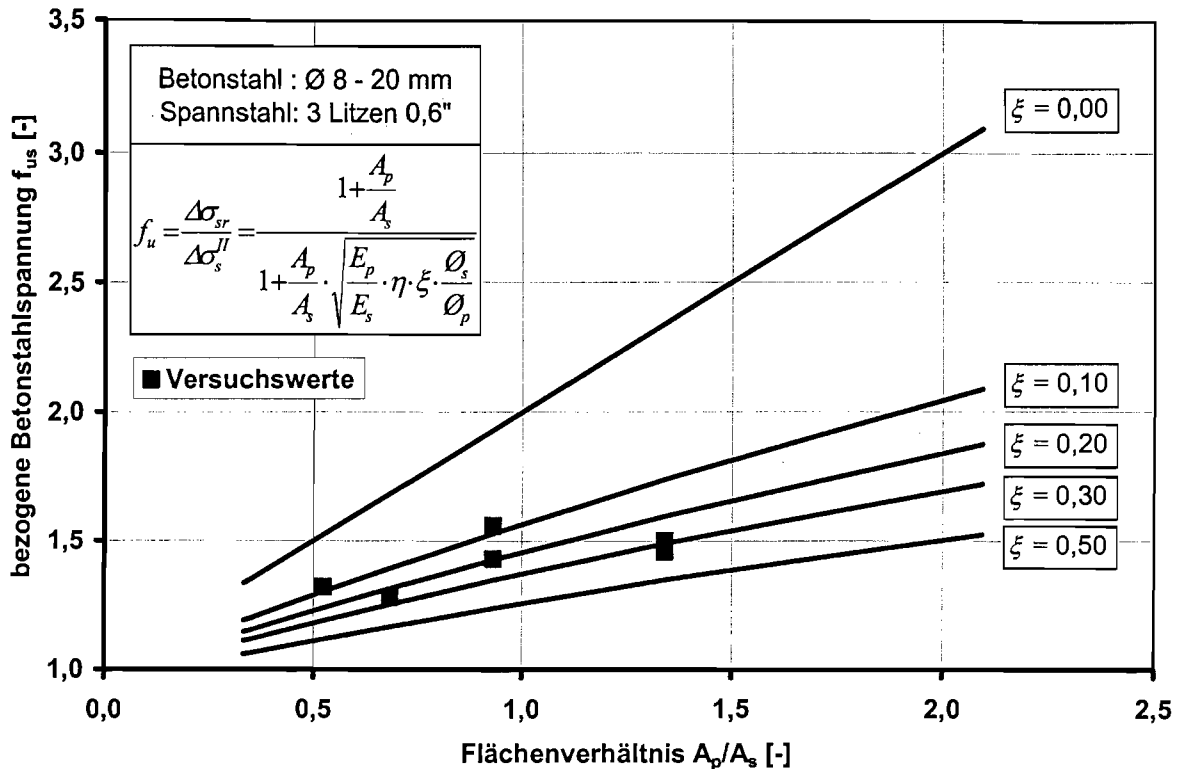


Bild 6.11: Einfluss des Bewehrungsverhältnisses A_p/A_s auf die bezogenen Betonstahlspannung f_{us} bei unterschiedlichen Verbundbeiwerten ξ nach [8]

Für den wirksamen Verbundumfang der Litzen wurde der Wert $\eta = 1,7$ und für das Verhältnis der Elastizitätsmoduli von Spannstahl und Betonstahl $E_p/E_s = 1,35$ ($E_p = 217\,000\text{ N/mm}^2$, $E_s = 200\,000\text{ N/mm}^2$) angenommen. Anhand der Versuchswerte der mit Litzenbündeln vorgespannten Zugkörper wird sichtbar, dass bei Bauteilen aus hochfestem Beton der Einfluss des Bewehrungsverhältnisses bedingt durch den kleineren Verbundbeiwert größer ist. Die Verbundkennwerte liegen zwischen 0,35 und 0,10. Die Spannungumlagerungen werden mit abnehmenden Verbundbeiwert stärker beeinflusst.

6.3.4 Einfluss von statischen und dynamischen Dauerbeanspruchungen

Unter einer Langzeitbeanspruchung von Bauteilen treten aufgrund des visko-elastischen Verhaltens des Betons bzw. des Einpressmörtels Veränderungen in der Kontaktzone zwischen Stahl und Beton auf. Die unterschiedliche Verbundrelaxation des Betonstahls und Spannstahls [58] verursachen einen Zuwachs der Spannungumlagerungen in allen Risszuständen. Den ermittelten Einfluss von statischen und dynamischen Dauerlasten auf die Spannungumlagerungen zeigt exemplarisch Bild 6.12.

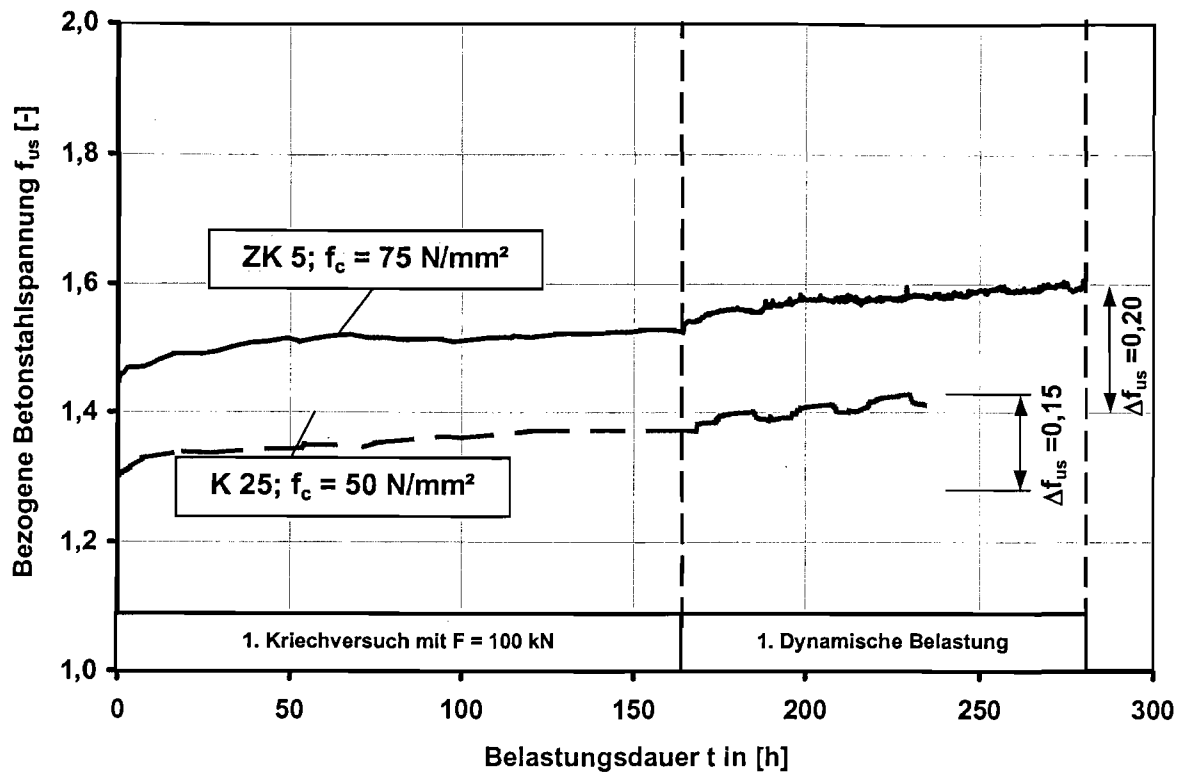


Bild 6.12: Bezogene Betonstahlspannungen f_{us} für Zugkörper ZK 5 (HSC, 3 Litzen 0,6", $A_p/A_s = 1,58$) und K 25 (NSC; 3 Litzen 0,6", $A_p/A_s = 1,34$) nach [49] im ersten Kriechversuch und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

Im ersten Kriechversuch nahmen die bezogenen Betonstahlspannungen bei hochfestem Beton von $f_{us} = 1,40$ auf $f_{us} = 1,53$, bei normalfestem Beton von $f_{us} = 1,28$ auf $f_{us} = 1,37$ zu. Unter dynamischen Dauerbeanspruchungen sind nur geringe Unterschiede vorhanden. In den drei nachfolgenden dynamischen Lastblöcken mit steigender Schwingbreite, aber gleicher Oberlast wurden Zunahmen bis auf $f_{us} = 1,60$ bei hochfestem Beton bzw. $f_{us} = 1,43$ bei normalfestem Beton ermittelt. Diese Werte sind größer als bei Fortsetzung eines entsprechenden Kriechversuches, was einen Zeitraffereffekt durch dynamische Belastungen anzeigt. Dagegen bewirkten statische und dynamische Langzeitbeanspruchungen im Zustand der fortgeschrittenen Rissbildung eine Abnahme der Spannungumlagerungen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei der Bildung des zweiten Risses in der Regel ein Rissabstand zum Sollriss vorlag, bei dem sich nur die Verbundeinleitungslängen des Spanngliedes, nicht aber die der Betonstahlbewehrung überschneiden. Die nur für das Spannglied auftretende Verschiebungsumkehr bewirkt eine Verfestigung des Verbundes, während sich das Verbundkriechen der Betonstahlbewehrung fortsetzt und sich somit die Spannungumlagerungen verringern. Ausgeprägte Einflüsse von statischen und dynamischen Dauerbeanspruchungen sind nur im Erstrisszustand innerhalb der ersten 48 h aufgetreten. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass das Verbundkriechen in hochfestem Beton aufgrund seines dichten Gefüges geringer ist.

Bild 6.13 gibt eine Übersicht über die ermittelten Zuwächse der bezogenen Stahlspannungen Δf_{us} während des ersten Kriechversuchs und der ersten dynamischen Lastblöcke.

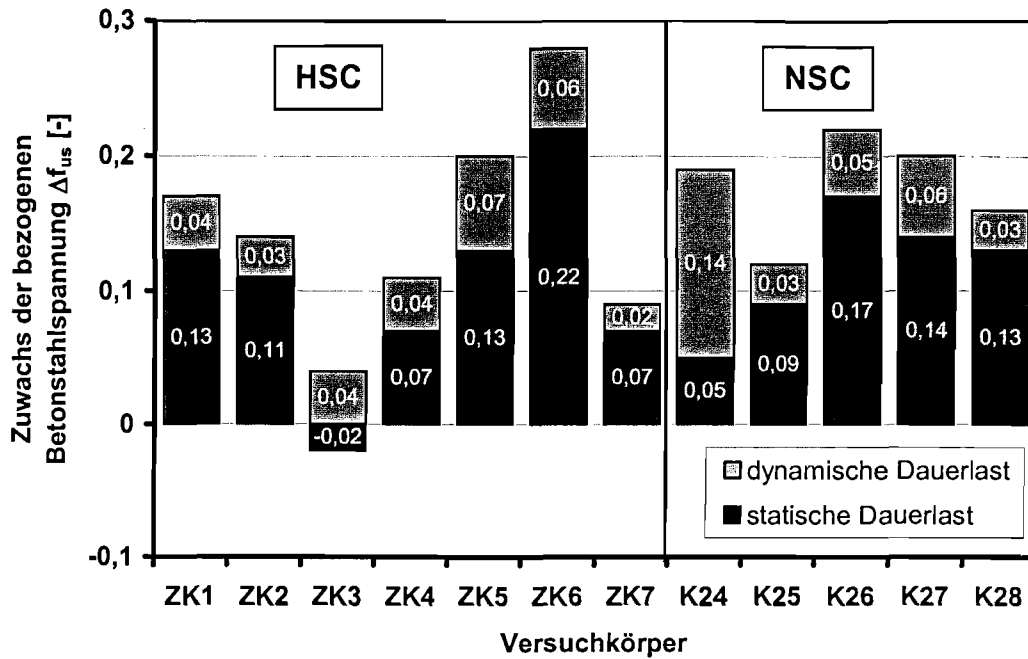


Bild 6.13: Zuwachs der bezogenen Betonstahlspannungen Δf_{us} während der ersten statischen und dynamischen Dauerlastphasen

6.3.5 Zusammenfassung der Ergebnisse

In den durchgeführten Versuchen an sieben Versuchskörpern ZK 1 bis ZK 7 mit gemischter Bewehrung und unter Berücksichtigung der Untersuchungsergebnisse in [49] wurde bestätigt, dass in Spannbetonbauteilen aus hochfestem Beton größere Spannungumlagerungen auftreten als bei Verwendung von normalfestem Beton. Dies ist auf die der besseren Verbundeigenschaften der Betonstahlbewehrung zurückzuführen, während sich der Verbund der Spannglieder, der durch den Einpressmörtel bestimmt wird, nicht ändert.

In der Tabelle 6.1 sind die Werte für die ermittelten Spannungumlagerungen f_{us} für die Körper ZK 1 bis ZK 7 zusammengestellt. Hierbei handelt es sich um Werte, die jeweils nach der Erstrissbildung, den einzelnen Belastungsphasen (statische und dynamische Dauerlast), sowie nach den Belastungssteigerungen ermittelt wurden. Die Tabelle 6.2 und Tabelle 6.3 zeigen die Ergebnisse der Untersuchungen in [49] bzw. [30].

Körper	A_p/A_s	Bezogene Betonstahlspannungen f_{us}									Maxi- mal- last
		Laststufe 1			Laststufe 2			Laststufe 3			
		Erst- riss	KV 1	DYN 1	Last- erhö- hung	KV 2	DYN 2	Last- erhö- hung	KV 3	DYN 3	
ZK 1	0,93	1,56	1,68	1,72	1,47	1,45	1,45	1,29	1,28	1,27	1,07
ZK 2	0,52	1,32	1,43	1,45	1,35	1,36	1,39	1,18	1,19	1,20	1,12
ZK 3	1,78	1,89	1,96	2,00	1,76	1,72	1,60	1,47	1,42	1,41	1,21
ZK 4	1,78	1,90	1,86	1,92	1,77	1,68	1,67	1,39	1,32	1,31	1,03
ZK 5	1,34	1,40	1,53	1,60	1,41	1,39	1,39	1,30	1,29	1,33	0,99
ZK 6	0,68	0,87*)	1,22	1,28	1,22	1,29	1,31	1,31	1,20	1,19	1,05
ZK 7	1,34	1,52	1,59	1,61	1,44	1,45	1,44	**)	**)	**)	1,26

*) Erstriss nicht an der Sollrissstelle aufgetreten
 KV statische Dauerlast (Kriechversuch)

**) nicht durchgeführt
 DYN dynamische Belastung

Tabelle 6.1: Bezogene Betonstahlspannungen f_{us} für die Versuchskörper ZK 1 bis ZK 7

Körper	A_p/A_s	Bezogene Betonstahlspannungen f_{us}		
		Erstrissbildung	Ende 1. Kriechversuch	Höchstlast
K 13	0,52	1,41	1,53	1,21
K 14	0,93	1,41	1,49	1,14
K 15	1,00	1,85	2,00	1,26
K 16	1,00	1,71	1,74	1,25
K 17	1,78	2,21	2,25	1,34
K 18	1,78	2,78	2,78	1,78
K 19	1,34	1,50	1,63	1,43
K 20	0,93	1,70	1,81	1,32

Tabelle 6.2: Bezogene Betonstahlspannungen f_{us} für die Versuchskörper K 13 bis K 20 aus hochfesten Beton der Untersuchungen in [49]

Körper	A_p/A_s	Bezogene Betonstahlspannungen f_{us}										
		Laststufe 1			Laststufe 2			Laststufe 3			Maxi- mal- last	
		Erst- riss	KV 1	DYN 1	Last- erhö- hung	KV 2	DYN 2	Last- erhö- hung	KV 3	DYN 3		
K 24	2,56	1,80	1,83	1,99	1,75	1,57	1,56	1,46	1,36	1,34	1,26	
K 25	1,34	1,35	1,42	1,46	1,35	1,33	1,33	1,29	1,24	1,20	1,08	
K 26	0,52	1,12	1,26	1,30	1,23	1,20	1,21	1,14	1,13	1,12	1,08	
K 27	2,09	1,58	1,71	1,79	1,65	1,62	1,64	1,62	1,60	1,61	1,00	
K 28	0,68	1,17	1,28	1,33	1,24	1,23	1,26	1,16	1,14	1,14	1,08	
KV		statische Dauerlast (Kriechversuch)					DYN					dynamische Belastung

Tabelle 6.3: Bezogene Betonstahlspannungen f_{us} für die Versuchskörper K 24 bis K 28 aus normalfesten Beton der Untersuchungen in [49]

Die höhere Betonfestigkeit f_c beeinflusst im baupraktischen Bereich die Spannungumlagerungen in etwa linear. Das Flächenverhältnis A_p/A_s , und die Spanngliedart haben die gleichen Auswirkungen auf die Spannungumlagerungen wie bei normalfesten Beton. Die gewonnenen Ergebnisse bestätigten die Gültigkeit des Ansatzes zur Bestimmung des Umlagerungsfaktors f_u nach [8]. Bei den Einflüssen der Dauerbelastung ist ein höherer Anstieg der Spannungumlagerungen als im normalfesten Beton beobachtet worden. Das bedeutet, dass der Betonstahl in Spannbetonbauteilen aus hochfestem Beton nach der Rissbildung insgesamt deutlich stärker beansprucht wird, und der höhere Zuwachs der Spannungumlagerungen berücksichtigt werden muss.

6.4 Versuchsergebnisse zu den Rissbreiten und Rissabständen

6.4.1 Rissentwicklung und Gesamtverformung

Die Rissbildung in den Versuchskörpern aus hochfestem Beton war durch ein fein verteiltes Rissbild mit geringeren Rissabständen als bei normalfestem Beton gekennzeichnet. Innerhalb der Verbundeinleitungslänge traten parallel zu den Betonstählen Längsrisse auf, was die große Verbundbeanspruchung der Bewehrung belegt. Bild 6.14 zeigt exemplarisch das Rissbild für den Körper ZK 1.

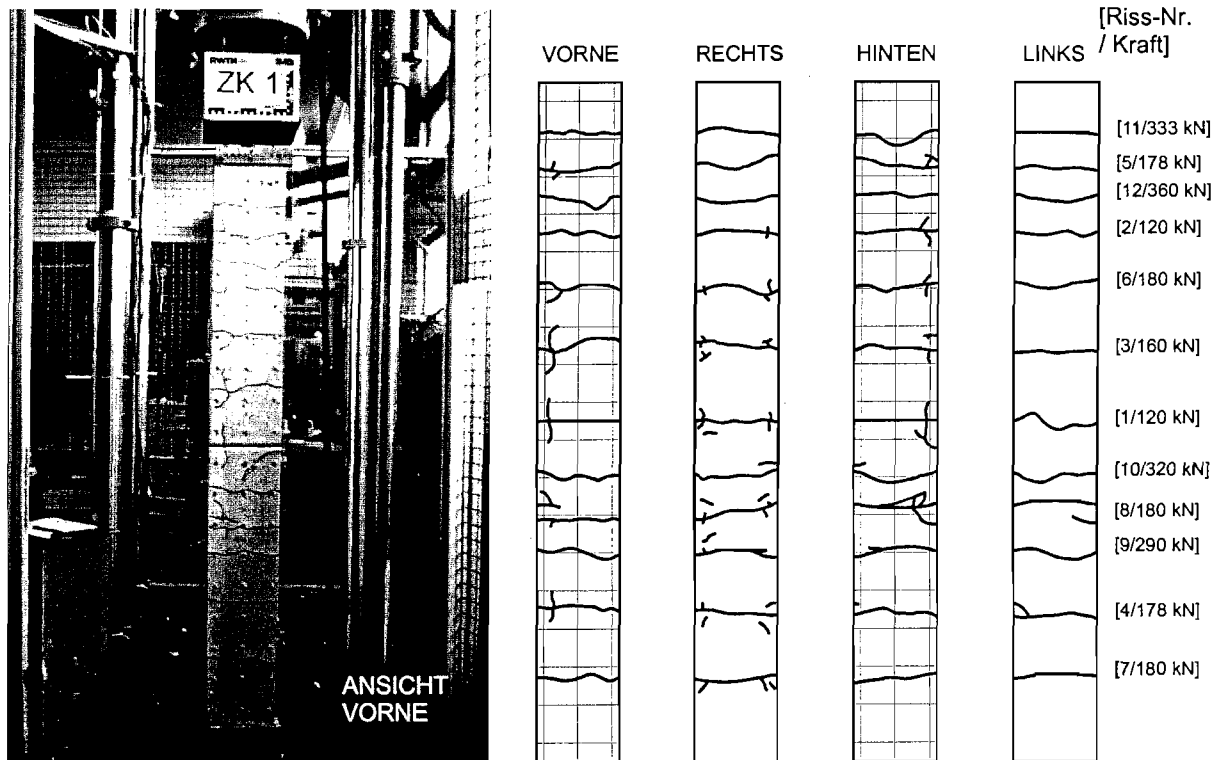


Bild 6.14: Rissbild des Versuchskörpers ZK 1 ($f_c = 95 \text{ N/mm}^2$, HSC, 3 Litzen 0,6", $A_p/A_s = 0,93$)

Die Verformungen zu Beginn der Versuchsdurchführung bis zur Erstrissbildung für den Prüfkörper ZK 5 zeigt Bild 6.15, die Entwicklung der Gesamtverformung und der Rissbreite während der gesamten Belastungsdauer Bild 6.16. Die Rissentwicklung wurde für alle Belastungszustände aufgezeichnet. In Bild 6.17 bis Bild 6.19 sind sie exemplarisch für die Körper ZK 1, ZK 4 und ZK 5 dargestellt. Zum Vergleich mit normalfesten Beton dient der Versuchskörper K 25 aus [49] in Bild 6.20.

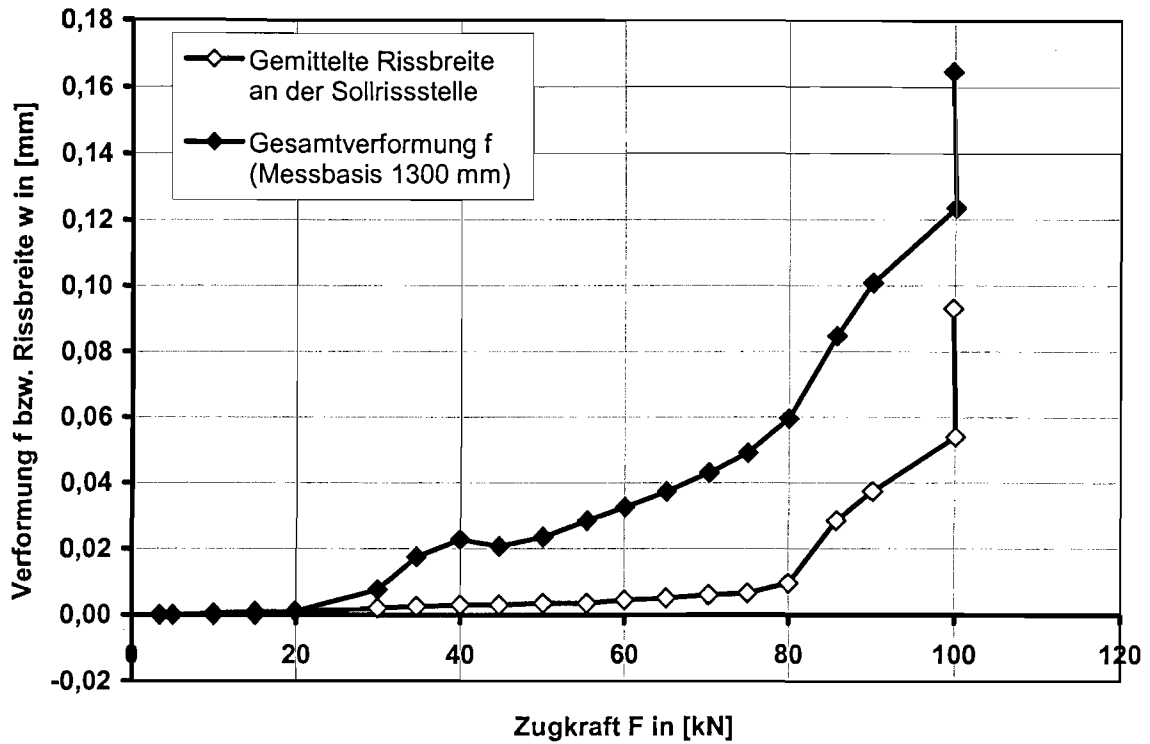


Bild 6.15: Entwicklung der Gesamtverformung f und der Rissbreite w an der Sollrissstelle für den Körper ZK 5 ($f_c = 74 \text{ N/mm}^2$, 3 Litzen 0,6", $A_p/A_s = 1,34$) bis zur Erst-rissbildung

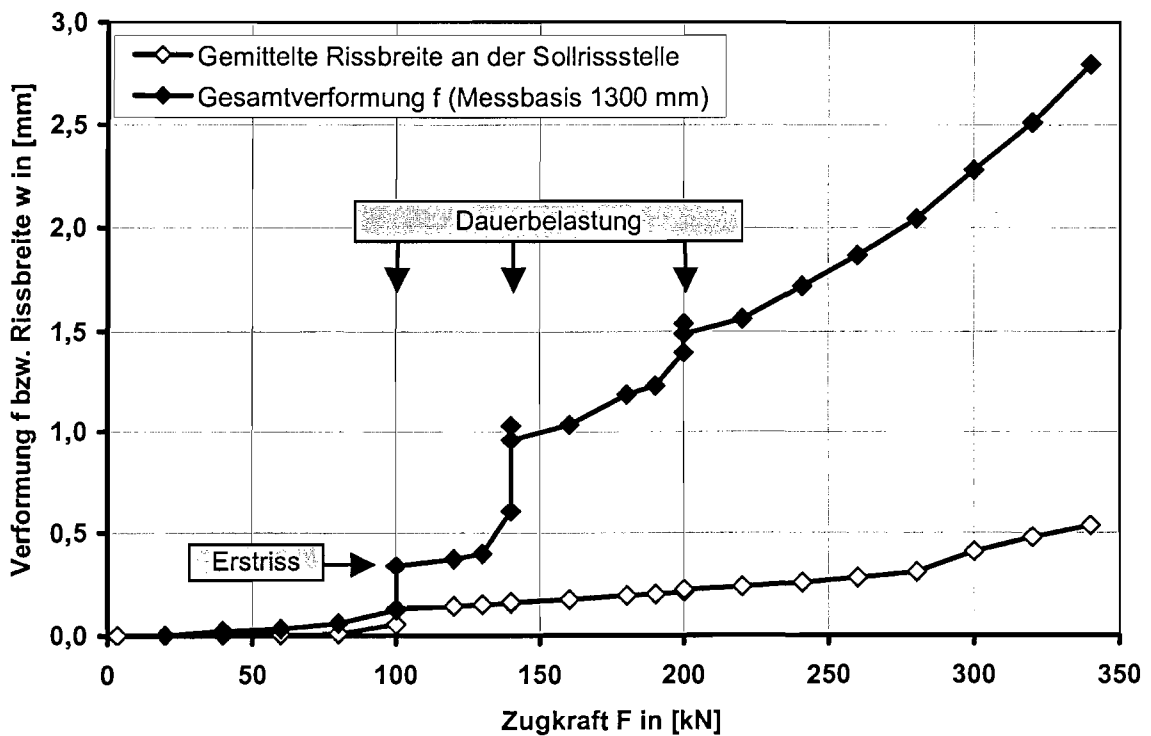


Bild 6.16: Entwicklung der Gesamtverformung f und der Rissbreite w an der Sollrissstelle für den Körper ZK 5 ($f_c = 74 \text{ N/mm}^2$, 3 Litzen 0,6", $A_p/A_s = 1,34$)

Wegen des spröden Bruchverhaltens des hochfesten Betons treten die Risse normalerweise ohne Vorankündigung auf. Beim Körper ZK 5 bildete sich abweichend dazu bei einer Belastung $F = 80$ kN ein Anriss, so dass die Verformung an der Sollrissstelle deutlich zunahm. Bei der Risslast $F_R = 100$ kN bildete sich der Trennriss, die Erstrissbreite betrug $w = 0,093$ mm bei einer Gesamtverformung $f = 0,169$ mm. Durch die sich anschließende erste statische Dauerbeanspruchung vergrößerte sich die Rissbreite um über 20 % auf $w = 0,119$ mm und nach der ersten dynamischen Belastung um nochmals 10 % auf den Wert $w = 0,130$ mm. Während dieser Dauerbelastung bildete sich ein zweiter Riss außerhalb der Einleitungslänge des Erstrisses.

Bei der Belastungssteigerung auf $F = 140$ kN und den nachfolgenden Dauerlastphasen bildeten gleich sieben neue Risse, durch die sich die Gesamtverformung den Wert $f = 0,918$ vergrößerte. Die Rissbreite an der Sollrissstelle betrug $w = 0,161$ mm. Im weiteren Verlauf des Versuches entstanden noch zwei weitere Risse, so dass am Versuchende elf Risse vorhanden waren. Die maximale Gesamtverformung unter der Höchstlast von $F = 320$ kN betrug $f_{max} = 2,39$ mm bei einer mittleren Rissbreite $w_m = 0,28$ mm und einem mittleren Rissabstand $s_{rm} = 128$ mm.

Bild 6.17 zeigt das entstandene Rissbild und die Entwicklung ausgewählter Risse. Hierbei handelt es sich um die mit Hilfe der Setzdehnungsmessung gewonnenen Einzelrissbreiten w_i . Wegen der besseren Übersichtlichkeit der Rissentwicklung wurden vier nebeneinander liegende Risse ausgewählt und dargestellt.

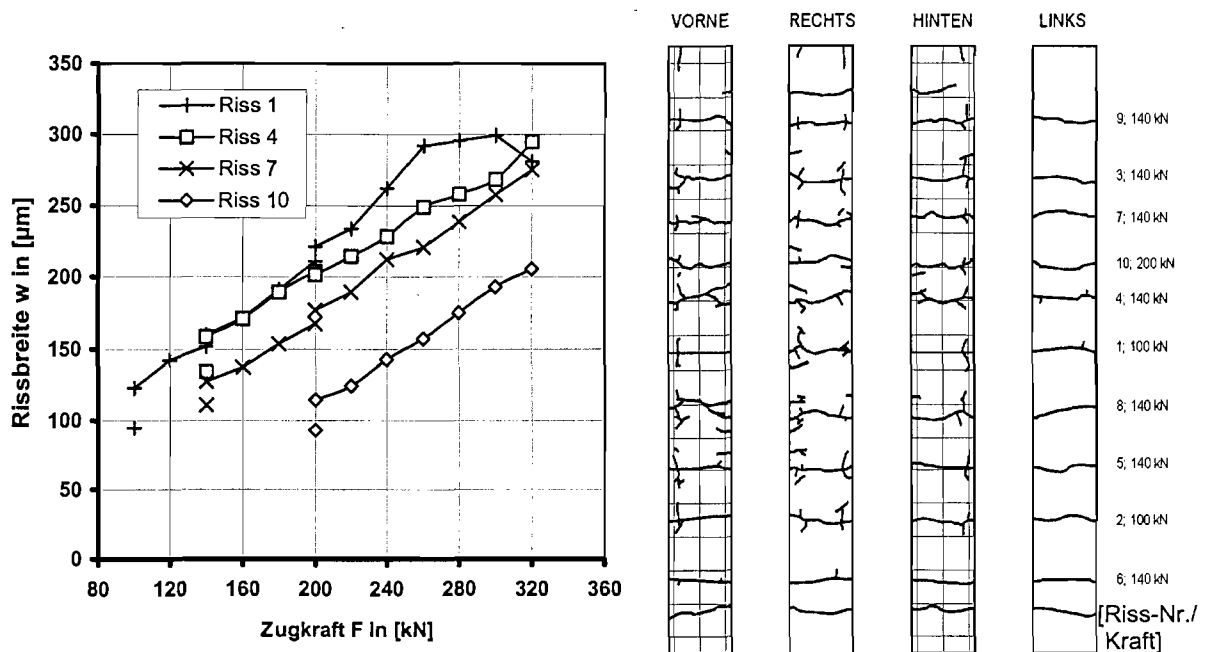


Bild 6.17: Zunahme der Rissbreite bei steigender Zugkraft für ausgewählte Risse von Zugkörper ZK 5 ($f_c = 74$ N/mm², 3 Litzen 0,6", $A_p/A_s = 1,34$) mit Darstellung des abgeschlossenen Rissbildes

Die parallelen Verläufe der Rissbreitenentwicklung verdeutlichen, dass sich die direkt nebeneinander liegenden Risse nur in geringem Maße gegenseitig beeinflussen. Die Abfla-

chung des Verlaufs für den Erstriss zum Versuchende ist darauf zurückzuführen, dass zu diesem Zeitpunkt bereits zwei Betonstähle auf einer Seite des Prüfkörpers plastizierten. Zu erkennen ist die deutliche Längsrissbildung, obwohl die Betondeckung mit $c = 30$ mm betrug. Da die Längsrissbreiten aber immer unter $0,1$ mm lagen, waren Umlagerungen in ungerissenen Bereiche möglich und das Verbundtragverhalten wurde nur wenig beeinflusst (vgl. Abschnitt 4.3.4). Für die Versuchskörper ZK 1 und ZK 4, deren Rissentwicklungen in Bild 6.18 bzw. Bild 6.19 dargestellt sind, gelten prinzipiell die gleichen Erläuterungen. Die ausgeprägtere Längsrissbildung des Versuchskörpers ZK 5 ist auf die größere Beanspruchung der Betonstahlbewehrung und die geringere Betonzugfestigkeit (vgl. Tabelle 5.3) zurückzuführen.

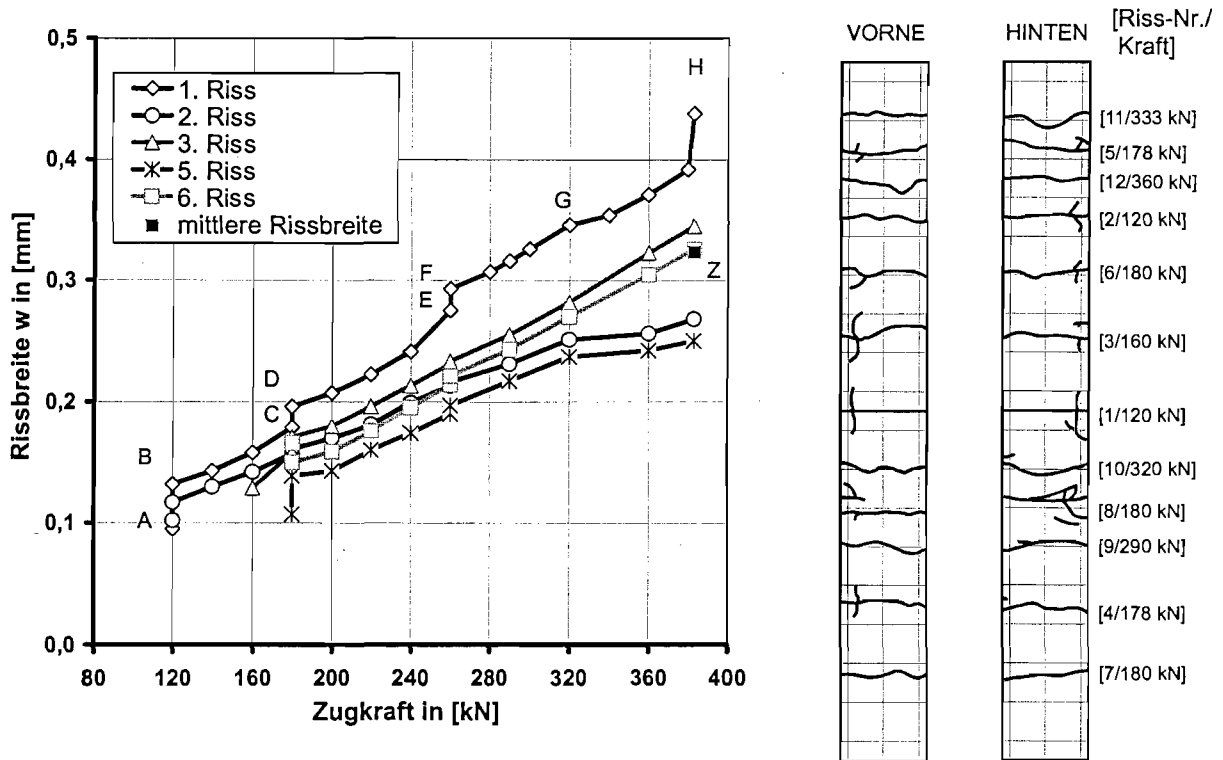


Bild 6.18: Zunahme der Rissbreite bei steigender Zugkraft für ausgewählte Risse von Zugkörper ZK 1 ($f_c = 95$ N/mm², 3 Litzen 0,6", $A_p/A_s = 0,93$) mit Darstellung des abgeschlossenen Rissbildes

Demgegenüber zeigt der zum Vergleich angegebene Versuchskörper K 25 aus normalfestem Beton in Bild 6.20 ein anderes Verhalten. Aufgrund der schlechteren Verbundeigenschaften der Betonstahlbewehrung stellten sich wenige Risse mit deutlich größeren Rissabständen und Rissbreiten als beim ZK 5 ein. Eine Längsrissbildung wurde in [49] nicht festgestellt. Die Rissbreite bei der Erstrissbildung von $w = 0,10$ mm (A) wurde in der ersten statischen und dynamischen Dauerbeanspruchung um ca. 50 % auf $w = 0,13$ mm (B) vergrößert. Auch die folgenden Langzeitbeanspruchungen bei $F = 180$ kN und $F = 260$ kN riefen Zunahmen der Rissbreiten des Erstrisses hervor (C-D, E-F). Nach dem Überschreiten der Streckgrenze in der Betonstahlbewehrung bei $F = 300$ kN wuchs die Sollrissbreite besonders kräftig (G-H). Beim dritten Riss, der infolge einer Zugkraft von $F = 140$ kN entstand und verhältnismäßig große Abstände zu den benachbarten Rissen aufwies, waren ebenfalls durch die Kriechversuche und die dynamischen Lastblöcke deutliche Steigerungen der Rissbreite erkennbar.

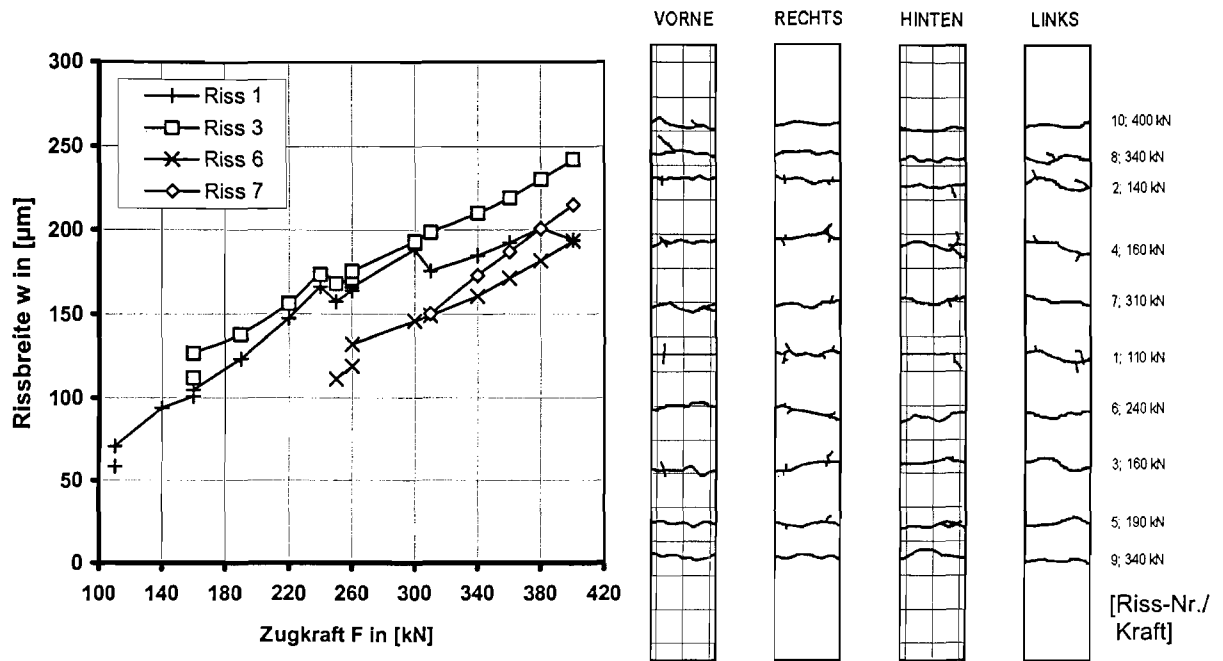


Bild 6.19: Zunahme der Rissbreite bei steigender Zugkraft für ausgewählte Risse von Zugkörper ZK 4 ($f_c = 102 \text{ N/mm}^2$, glattes Spannglied $d_p = 26,5 \text{ mm}$, $A_p/A_s = 1,34$) mit Darstellung des abgeschlossenen Rissbildes

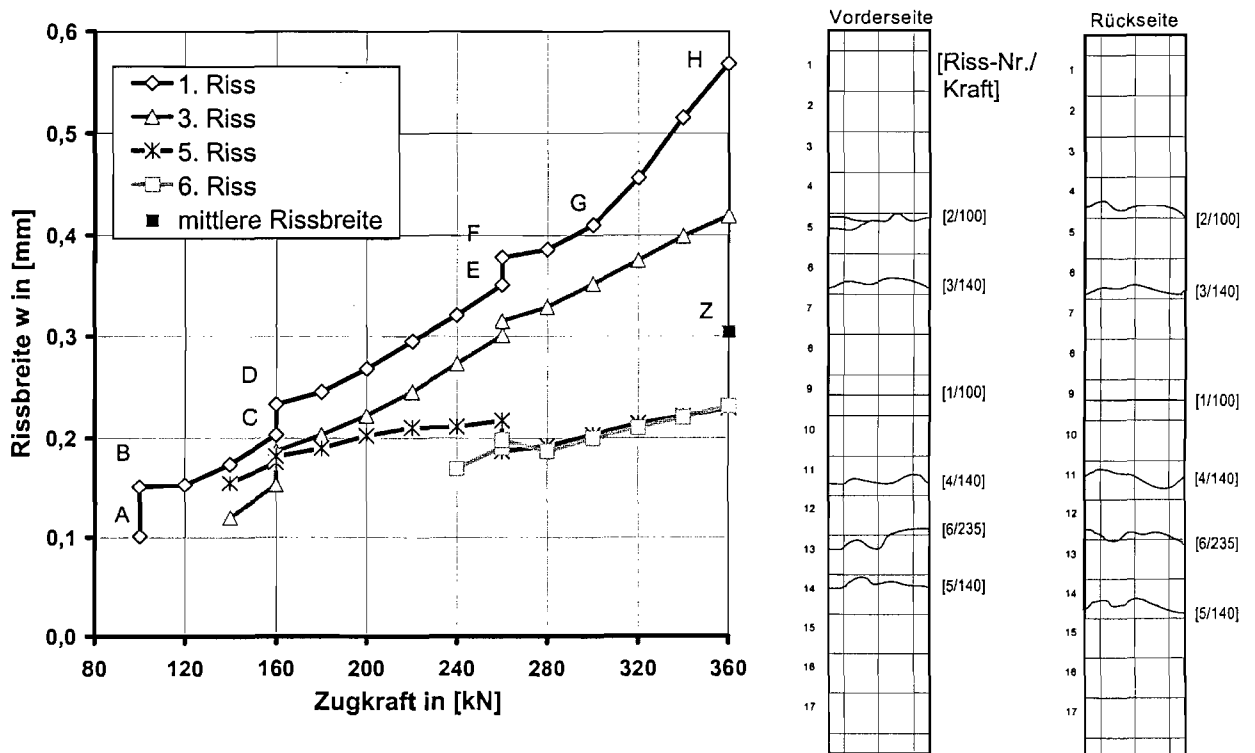


Bild 6.20: Zunahme der Rissbreite bei steigender Zugkraft für ausgewählte Risse von Zugkörper K 25 ($f_c = 50 \text{ N/mm}^2$, 3 Litzen 0,6", $A_p/A_s = 1,34$) nach [49] mit Darstellung des abgeschlossenen Rissbildes

Die gegenseitige Beeinflussung der Risse 5 und 6, deren Rissabstand in etwa dem mittleren Rissabstand des Körpers ZK 5 entsprach, bewirkte einen Rückgang der Rissbreite des 5. Risses, weiterhin nahmen deren Rissbreiten unter Laststeigerung nur leicht zu und erreichten nicht den Wert des 1. und 2. Risses.

6.4.2 Einfluss der Verhältnisses Spannstahlfläche zu Betonstahlfläche

Verbund- und Dehnsteifigkeit eines bewehrten Betonbauteils bestimmen entscheidend die Rissbildung. Nach Abschnitt 2.6 wird die Rissbreite neben der von den Verbundeigenschaften geprägten Einleitungslänge maßgebend durch den Verlauf und die Größe der Stahldehnung im Rissbereich beeinflusst. Da die Stahldehnung proportional zur Stahlspannung ist, sind die in Abschnitt 6.3 beschriebenen Parameter der Spannungumlagerung auch für die Rissbreite charakteristisch. Dehn- und Verbundsteifigkeit werden entscheidend vom Bewehrungsverhältnis A_p/A_s geprägt. Bild 6.21 zeigt diesen Einfluss für den Zustand der Erstrissbildung und des abgeschlossenen Rissbildes.

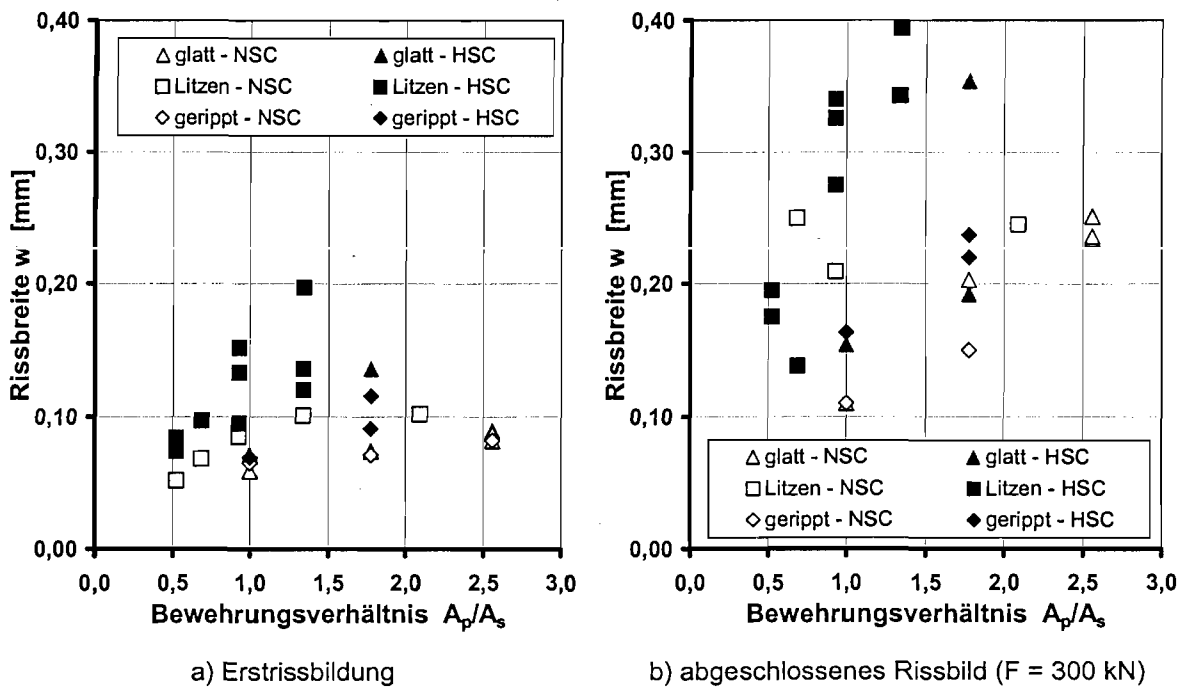


Bild 6.21: Einfluss des Bewehrungsverhältnisses A_p/A_s auf die Rissbreite w bei Erstrissbildung und dem abgeschlossenen Rissbild

In beiden Risszuständen wächst die Rissbreite in etwa proportional zum Bewehrungsverhältnis A_p/A_s . Dabei ist dieser Einfluss bei den Versuchskörpern aus hochfestem Beton stärker als im normalfestem Beton ausgeprägt, da aufgrund der besseren Verbundeigenschaften der Betonstahlbewehrung diese höher beansprucht wird. Die absoluten Werte der Rissbreiten zwischen Körpern aus normalfesten und hochfesten Beton im Zustand der Erstrissbildung können aber nur bedingt verglichen werden, da die höhere Zugfestigkeit des hochfesten Betons zu höheren Risslasten führt. Die sich daraus ergebenden höheren Spannungen verursachen wiederum größere Rissbreiten. In den Fällen, in denen gleich bewehrte Prüf-

körper aus hochfestem und normalfestem Beton die gleiche Risslast aufwiesen, waren die Erstrissbreiten im hochfesten Beton kleiner. Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung streuen die Rissbreiten in einem größeren Bereich.

Andere Bezugsgrößen sind der Gesamtbewehrungsquerschnitt $A_p + A_s$ bzw. die Betonstahlquerschnittsfläche A_s . Die zugehörigen Ergebnisse für den Zustand der Erstrissbildung zeigt Bild 6.22.

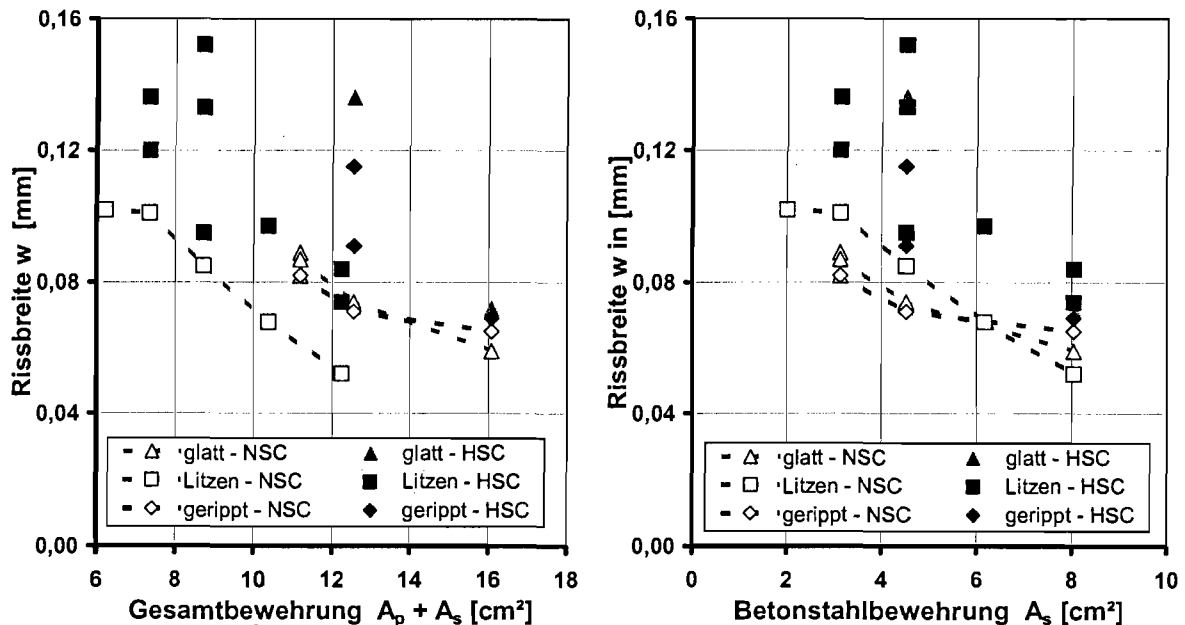


Bild 6.22: Rissbreiten an der Sollrissstelle im Zustand der Erstrissbildung in Abhängigkeit von der Spanngliedart und der Gesamtbewehrung $A_p + A_s$ und von der Betonstahlbewehrung A_s

Bezogen auf die Gesamtbewehrung $A_p + A_s$ ergaben sich mit glatten bzw. gerippten Spanngliedern vergleichbare Rissbreiten, während mit Litzenspanngliedern geringere Rissbreiten festgestellt wurden. Weiterhin zeigt sich eine nahezu lineare Abnahme der Rissbreite mit der Gesamtbewehrung $A_p + A_s$. Wird die Rissbreite im Erstrisszustand in Abhängigkeit zur Betonstahlfläche A_s dargestellt, so ist zu erkennen, dass bei allen Prüfkörpern aus normalfestem bzw. hochfestem Beton ähnliche Rissbreiten auftreten. Die Rissbreite des Erstrisszustandes wird demnach weniger durch die Spanngliedart als vielmehr durch die Größe der Betonstahlfläche und die Betonfestigkeit bestimmt.

Da die Rissbreiten in Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen maßgeblich von den Verbundverhältnissen der Bewehrung bestimmt werden, sind bei Bauteilen aus hochfestem Beton geringere Rissbreiten als bei normalfestem Beton zu erwarten. Die Versuchsergebnisse ergaben aber im Zustand der Erstrissbildung ein umgekehrtes Bild. Bei hochfestem Beton waren die Rissbreiten bis zu 80 % größer als bei normalfestem Beton. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die höhere Betonzugfestigkeit hochfesten Betons zu höheren Risskräften bei der Erstrissbildung führt. Die entsprechend höheren Stahlspannungen des Zustandes II bewirken größere Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton bzw. Einpressmörtel und rufen größere Rissbreiten hervor. Die ausgeprägteren Spannungumlagerungen als Folge

des besonders leistungsfähigen Verbundes von Betonstählen in hochfestem Beton bewirken eine zusätzliche Erhöhung der Betonstahlspannungen. Da nahezu die gesamte Risskraft auf die Betonstahlbewehrung übertragen wird, trägt das Spannglied nur unwesentlich zur Rissbeschränkung bei, so dass entsprechend große Rissbreiten auftreten.

6.4.3 Einfluss von statischen und dynamischen Dauerbeanspruchungen

Statische oder dynamische Dauerbelastungen zeigen haben ähnlichen Einfluss auf die Rissbreiten wie auf die Spannungumlagerungen. Bild 6.23 ist die Entwicklung der Rissbreite an der Sollrissstelle w und der Gesamtverformung f während der gesamten Versuchsdurchführung für den Zugkörper ZK 5 dargestellt.

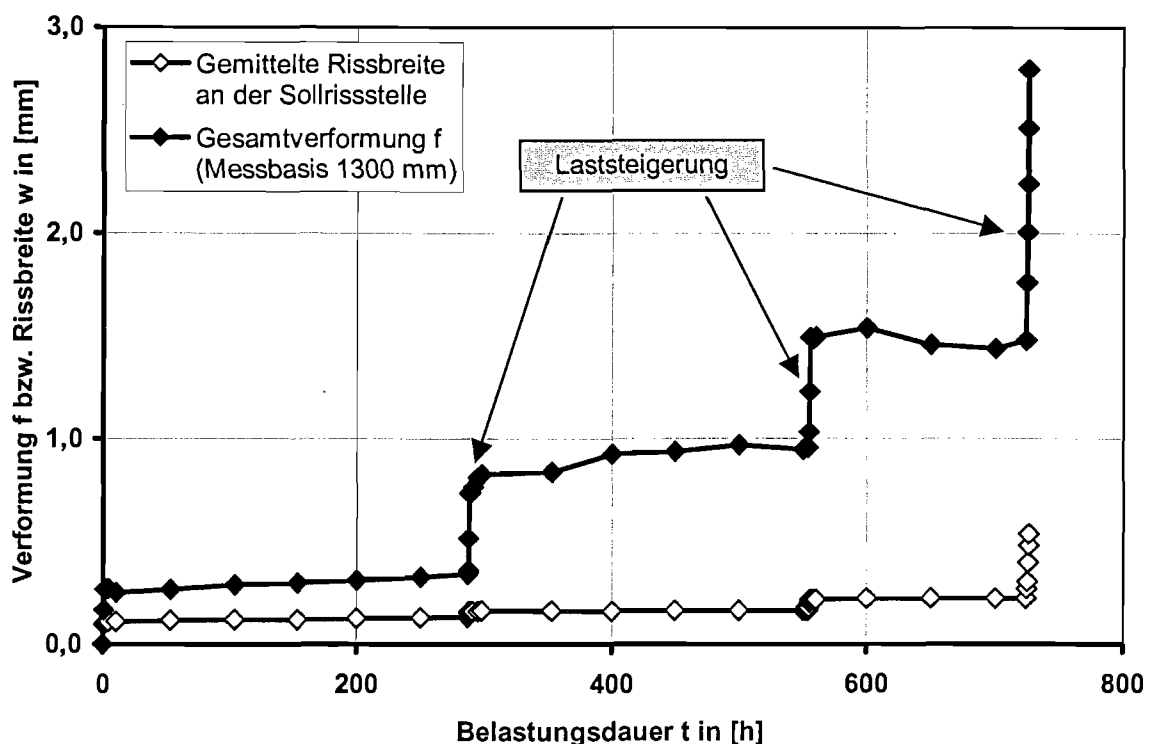


Bild 6.23: Zeitliche Entwicklung der Gesamtverformung f und der Rissbreite w an der Sollrissstelle des Versuchskörpers ZK 5 ($f_c = 74 \text{ N/mm}^2$, 3 Litzen $0,6''$, $A_p/A_s = 1,34$)

Als Folge der zeitabhängigen Vorgänge wachsen die Rissbreite und damit auch die Gesamtverformung. Dabei wird die Gesamtverformung neben dem Verbundkriechen auch durch ein Zugkriechen und durch die Bildung neuer Risse während der Dauerbeanspruchung beeinflusst. Die größere Zunahme der Gesamtverformung während des zweiten Kriechversuchs, ist auf die starke Rissbildung mit fünf neuen Rissen in dieser Phase zurückzuführen.

Die Änderung der Rissbreite an der Sollrissstelle Δw bezogen auf den Wert zu Beginn des jeweiligen Kriechversuchs während der einzelnen Phasen der Dauerbelastung zeigt Bild 6.24.

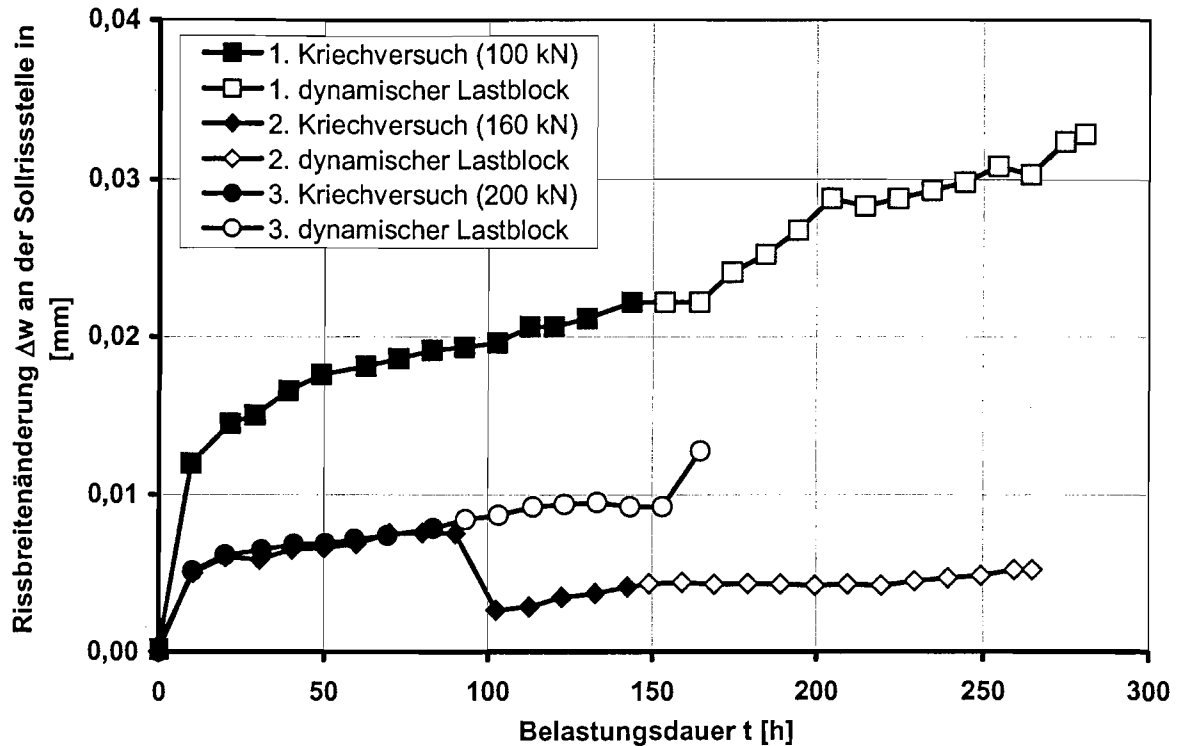


Bild 6.24: Die Zunahmen der Rissbreite an der Sollrissstelle w während der Kriechversuche und der dynamischen Belastungen (Körper ZK 5)

Die größten Rissbreitenänderungen wurden im ersten Dauerlast-Block ermittelt, wobei der deutliche Zuwachs zu Beginn wie bei den Spannungumlagerungen vorrangig auf das Verbundkriechen zurückzuführen war. In der zweiten und dritten Dauerlast-Phase nahm die Rissbreite mit ca. 0,01 mm nur noch unwesentlich zu. Der Rückgang der Rissbreite im zweiten Kriechversuchs ist wahrscheinlich auf einen neu entstandenen Nachbarriss zurückzuführen, allerdings sind die Änderungen in Bezug auf die zu diesem Zeitpunkt vorhandene Gesamtrissbreite von $w = 0,15$ mm vernachlässigbar.

Bild 6.25 gibt eine Gesamtübersicht der absoluten und prozentualen Rissbreitenzuwächse Δw an der Sollrissstelle während der ersten Dauerlast-Phase. Die prozentualen Änderungen sind dabei auf die Rissbreite der Erstrissbildung bezogen.

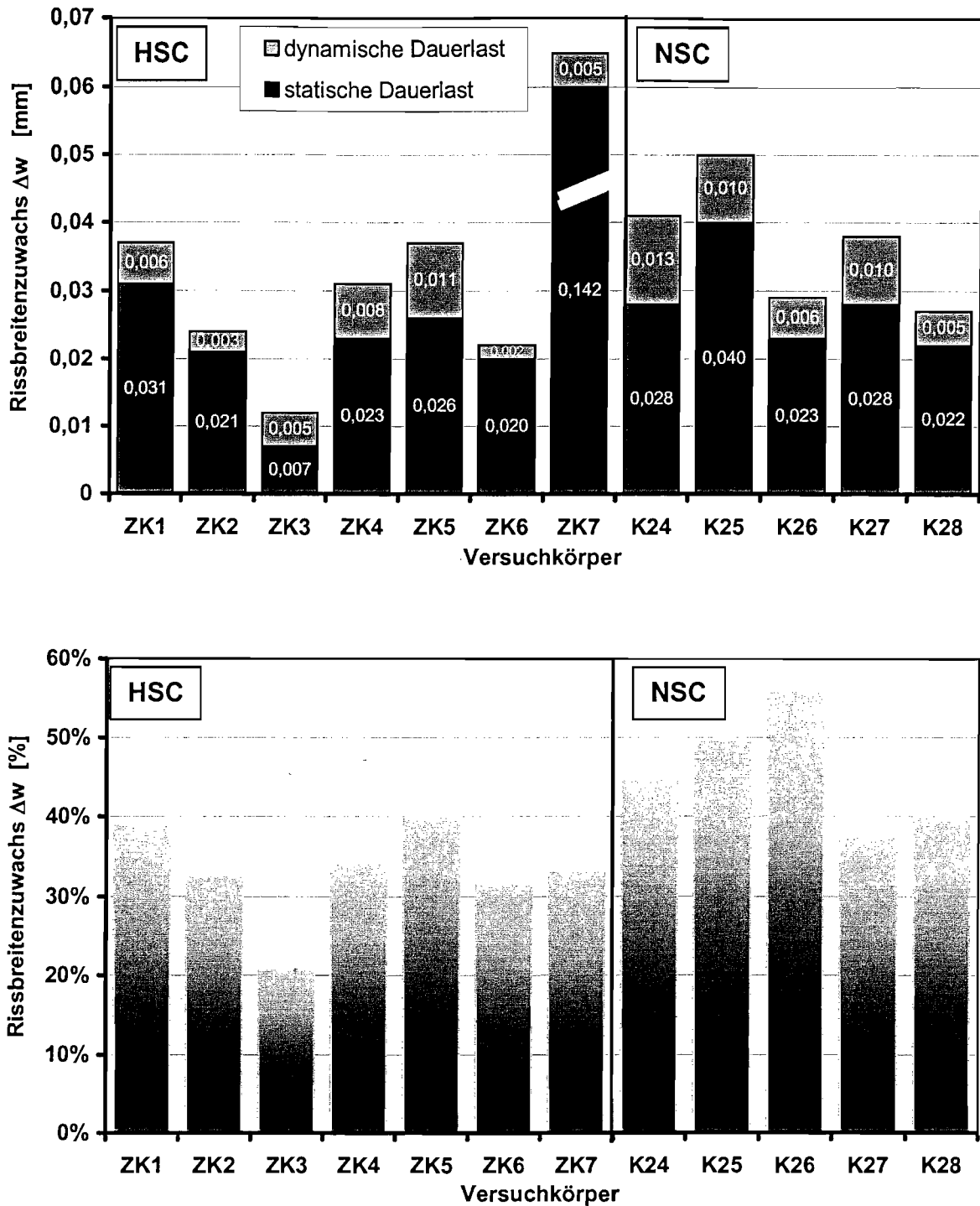


Bild 6.25: Absoluter und prozentualer Rissbreitenzuwachs an der Sollrisstelle Δw während der ersten statischen und dynamischen Dauerbelastungen

Sowohl die absoluten als auch die prozentualen Veränderungen verdeutlichen, dass in Bauteilen aus hochfestem Beton geringere zeitabhängige Effekte auftreten. Die großen Werte für den Körper ZK 7 während des ersten Kriechversuchs sind darauf zurückzuführen, dass auf durch eine große Risslast $F_R = 180$ kN bei gleichzeitig großem Bewehrungsverhältnis A_p/A_s der Betonstahl mit $\sigma_s = 400$ N/mm² bereits im Erstrisszustand sehr hoch beansprucht war.

Der Rissbreitenzuwachs unter statischer und dynamischer Langzeitbelastung betrug für die Prüfkörper aus normalfestem Beton zwischen 40 und 55 %. Bei den Prüfkörpern aus hochfestem Beton wurden geringere Werte im Bereich von 20 bis 40 % ermittelt. Dabei wirkte sich die geringere Kriechfähigkeit hochfesten Betons positiv auf das Verbundkriechen der Betonstahlbewehrung aus. Kriechversuche wirken sich wesentlich stärker auf die Rissbreite aus als die dynamischen Lastblöcke. Der bei den Spannungsumlagerungen ermittelte Zeitraffereffekt der dynamischen Belastungen tritt bei der Entwicklung der Rissbreite somit in weitaus geringerem Maße auf. Die Zunahme der Rissbreite erreichte etwa 60 % der Werte von normalfestem Beton.

6.4.4 Zusammenfassung der Ergebnisse zu den Rissbreiten

In der Tabelle 6.4 sind die gemessenen Rissbreiten der Versuchskörper ZK 1 bis ZK 7 für die Erstrissbildung, die beiden ersten Langzeitversuchen (statisch und dynamisch) sowie am Versuchende unter Maximalbelastung zusammengestellt. Daneben sind die mittleren Rissbreiten, die 95 %-Fraktile der gemessenen Rissbreiten und der Rissabstand angegeben. Die Werte nach der zweiten und dritten Dauerlast-Phasen sind in der Anlage B dargestellt. Die Tabelle 6.5 und Tabelle 6.6 zeigen die Ergebnisse der Untersuchungen in [49].

Körper	Risslast F_R [kN]	Erstrissbreite w nach				Maximallast F_{max} [kN]	mittlere Rissbreite w_m [mm]	95 %-Fraktilewert $w_{95\%}$ [mm]	mittlerer Rissabstand s_{rm} [mm]
		Erstrissbildung [mm]	KV 1 [mm]	DYN 1 [mm]	Ende Versuch [mm]				
ZK 1	120	0,095	0,126	0,132	0,438	380	0,31	0,41	128
ZK 2	130	0,074	0,095	0,098	0,273	420	0,26	0,31	150
ZK 3	120	0,091	0,114	0,122	0,355	520	0,23	0,35	128
ZK 4	110	0,058	0,065	0,070	0,214	400	0,19	0,27	150
ZK 5	100	0,093	0,119	0,130	0,536	340	0,28	0,35	128
ZK 6	120	0,006*)	0,026*)	0,028*)	0,258	500	0,26	0,40	120
ZK 7	180	0,197	0,197	0,244	0,512	280	0,34	0,52	257

*) Erstriss nicht an der Sollrissstelle aufgetreten

KV	statische Dauerlast (Kriechversuch)	DYN	dynamische Belastung
----	-------------------------------------	-----	----------------------

Tabelle 6.4: Zusammenstellung der gemessenen Rissbreiten w an der Sollrissstelle der Prüfkörper ZK 1 bis ZK 7

Die in Spannbetonbauteilen aus hochfestem Beton auftretenden Rissbreiten sind wegen der im Allgemeinen größeren bei der Rissbildung freiwerdenden Betonzugkraft größer als bei normalfestem Beton. Das Risswachstum infolge zeitabhängiger Vorgänge ist aber kleiner. Neben dem Einfluss der Betonfestigkeit wurde festgestellt, dass die Betonstahlquerschnittsfläche A_s einen großen Einfluss auf die sich einstellenden Rissbreiten hat, während der Ein-

6.5 Wertung der Versuchsergebnisse und Empfehlungen für die Bemessung

6.5.1 Bestimmung der Verbundkennwerte

Die Verbundkennwerte ξ , die das unterschiedliche Verbundverhalten der Stähle beschreiben, sind als Verhältnis der mittleren Verbundspannungen τ_{pm}/τ_{sm} festgelegt. Die größere Verbundfestigkeiten im hochfesten Beton sind deshalb bei gleichbleibenden Eigenschaften des Einpressmörtels durch die Festlegung kleinerer Verbundbeiwerte zu berücksichtigen.

Zur Ermittlung der Verbundkennwerte ξ aus den ermittelten Versuchsdaten kann der Ansatz in [8] verwendet werden. Nach der entsprechenden Umformung der Gleichung (2.7) aus Abschnitt 2.5.1 ergibt sich die Bestimmungsgleichung zu:

$$\xi = \left(\left(\frac{1 + A_p/A_s}{f_{us}} - 1 \right) / \frac{A_p}{A_s} \right)^2 \cdot \left(\frac{E_s \cdot d_p}{E_p \cdot \eta \cdot d_s} \right) \quad (6.1)$$

mit E_s, E_p Elastizitätsmoduli der Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrung

A_s, A_p Querschnittsfläche der Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrung

d_s Durchmesser der Betonstahlbewehrung

d_p Durchmesser der Spannstahlbewehrung; für Litzenbündel gilt:

$$d_p = 1,6 \cdot \sqrt{A_p}$$

η Beiwert zur Berücksichtigung des Verbundumfangs von Bündelspanngliedern:

$$\eta = 1,4$$

Bei Ansatz der in den Versuchen ermittelten bezogenen Betonstahlspannungen f_{us} nach Tabelle 6.1 und Tabelle 6.2 ergeben sich damit die in Tabelle 6.7 zusammengestellten Verbundkennwerte ξ für die Versuchskörper aus hochfesten Beton im Zustand der Erstrissbildung.

Spannglied	Körper	d_s [mm]	Kurzzeitbelastung		Langzeitbelastung	
			f_{us}	ξ	f_{us}	ξ
glattes Einzelspannglied $d_p = 32$ mm $A_p = 804$ mm ²	ZK 4	12	1,90	0,18	1,92	0,03
	K 16	16	1,71	0,06	1,74	0,04
	K 18	12	2,78	0,00	2,78	0,00
3 Litzen 0,6'' $A_p = 420$ mm ²	ZK 1	12	1,56	0,12	1,72	0,03
	ZK 2	16	1,32	0,12	1,45	0,01
	ZK 5	10	1,40	0,57	1,60	0,27
	ZK 6	14	1,30	0,74	1,28	0,34
	ZK 7	10	1,52	0,37	1,61	0,26
	K 13	16	1,41	0,03	1,53	0,00
	K 14	12	1,41	0,30	1,49	0,19
	K 19	10	1,50	0,39	1,63	0,24
	K 20	12	1,70	0,04	1,81	0,01
geripptes Einzelspannglied $d_p = 32$ mm $A_p = 804$ mm ²	ZK 3	12	1,89	0,19	2,00	0,13
	K 15	16	1,85	0,01	2,00	0,00
	K 17	12	2,21	0,06	2,25	0,05
$E_s = 210\ 000$ N/mm ²		$E_p = 217\ 000$ N/mm ² (Litzen)				
		$E_p = 210\ 000$ N/mm ² (Einzelspannglieder)				

Tabelle 6.7: Verbundkennwerte ξ der Versuchskörper aus hochfestem Beton nach Berechnung mit Gleichung (6.1)

Eine analytische Lösungsmöglichkeit zur Bestimmung der Verbundbeiwerte ξ , liegt mit dem Produktansatz aus [56] vor, der in Abschnitt 2.5.4 dieses Berichtes vorgestellt wird. Hier werden die Verbundbeiwerte in Abhängigkeit von drei Faktoren c_1 , c_2 , c_3 und eines Grundkennwertes des Verbundes ξ_0 ermittelt. Für die in Tabelle 6.8 zusammengefassten Berechnungsergebnisse gelten die folgenden Annahmen:

- Der Faktor c_1 wird mit 1,0 angenommen.
- Der Faktor $c_2 = f_g/f_c$ beschreibt das Verhältnis der Beton- und Einpressmörtelfestigkeiten. In der Berechnungen wurden die Festigkeiten aus den Erhärtungsprüfungen nach Tabelle 5.3 und 5.4 verwendet.
- Der Faktor c_3 beschreibt die zeitabhängigen Einflüsse auf den Verbundkennwert. Der Beiwert wurde entsprechend den Angaben in [58] für die unterschiedlichen Spannstähle angesetzt. Zusätzlich wurde dieser Wert auf 90 % abgemindert, um einerseits die bei den Pull-Out-Versuchen nicht messbare Anfangsrelaxation zu berücksichtigen und um andererseits die weitere Zunahme der Relaxationsverluste der Verbundspannungen bis zu einem geschätzten Endwert zu erfassen.

Zusätzlich sind die aus den Verbundkennwerten über den Ansatz nach Gleichung (2.7) zurückgerechneten Spannungsumlagerungen f_{us} angegeben.

Spannglied	Körper	d_s [mm]	Kurzzeitbelastung		Langzeitbelastung	
			f_{us}	ξ	f_{us}	ξ
glattes Einzelspannglied $d_p = 32$ mm	ZK 4	12	1,96	0,15	2,01	0,12
	K 16	16	1,54	0,18	1,57	0,15
	K 18	12	1,92	0,17	1,97	0,14
3 Litzen 0,6''	ZK 1	12	1,48	0,21	1,52	0,16
	ZK 2	16	1,26	0,22	1,29	0,17
	ZK 5	10	1,55	0,33	1,61	0,26
	ZK 6	14	1,26	0,40	1,29	0,31
	ZK 7	10	1,46	0,46	1,52	0,31
	K 13	16	1,21	0,34	1,24	0,26
	K 14	12	1,35	0,40	1,40	0,31
	K 19	10	1,56	0,31	1,63	0,24
geripptes Einzelspannglied $d_p = 32$ mm	ZK 3	12	1,63	0,42	1,74	0,30
	K 15	16	1,31	0,55	1,38	0,39
	K 17	12	1,58	0,48	1,69	0,35

Tabelle 6.8: Verbundkennwerte ξ der Versuchskörper aus hochfestem Beton nach Berechnung mit dem Produktansatz nach Gleichung (2.7) aus [56]

Die Ergebnisse des Produktansatzes ergeben höhere Verbundkennwerte ξ als die aus den Versuchsergebnissen hergeleiteten Werte in Tabelle 6.7. Der Vergleich der aus den Versuche dieses Forschungsvorhabens (ZK 1 bis ZK 7) abgeleiteten Verbundkennwerte mit den Ergebnissen aus den Untersuchungen in [49] zeigt, dass die eigenen Versuche größere Verbundkennwerte und damit geringere Spannungsumlagerungen ergeben haben. Lediglich die Körper ZK 1 und ZK 2 ergaben ähnlich geringe Werte. Die Gründe hierfür können nicht eindeutig genannt werden. Da in diesen Versuche nach Tabelle 5.4 die ermittelten Baustoffkenngrößen Druck- und Zugfestigkeit sowie der Elastizitätsmodul des Einpressmörtels deutlich unter den Werten der anderen eigenen Versuche lag, ist zu vermuten, dass aus diesem Grund der Verbund mit dem Spannstahl hier deutlich schlechter war. Sie sollten deshalb bei der Festlegung von Verbundkennwerten nicht berücksichtigt werden.

In Tabelle 6.9 sind die gemittelten Verbundkennwerte der eigenen Versuchskörper ZK 3 bis ZK 7 nach den Spannstahlarten getrennt gegenübergestellt, da offenbar nur bei diesen realitätsnahe Randbedingungen vorlagen. Werden alle Versuchskörper berücksichtigt, ergeben sich die in (Klammern) angegebenen Werte. Zusätzlich sind die Werte der aktuellen Normen angegeben.

			glatte Spannglieder	Litzen	gerippte Spannglieder
H S C	Ableitung aus Versuchen nach Versuchswerte Tabelle 6.7	Kurzzeitbelastung	0,18 (0,08)	0,56 (0,24)	0,19 (0,09)
		Langzeitbelastung	0,17 (0,07)	0,29 (0,13)	0,13 (0,06)
	Ableitung aus dem Produktansatz nach Tabelle 6.8	Kurzzeitbelastung	0,15 (0,16)	0,40 (0,33)	0,42 (0,48)
		Langzeitbelastung	0,12 (0,14)	0,31 (0,26)	0,30 (0,35)
	DIN 1045-1 [13]	*)	0,15	0,25	0,35
N S C	Rudlof [49]	Kurzzeitbelastung	0,30	0,55	0,70
		Langzeitbelastung	0,23	0,41	0,56
	Tue [57]	*)	0,25	0,21	0,36
	DIN 1045-1 [13]	*)	0,30	0,50	0,70
	EC 2, Teil 2 [21]	*)	0,40	0,50	0,80
	Model Code 90 [5]	*)	0,20	0,40	0,60
*) Werte für Kurz- und Langzeitbelastung identisch					

Tabelle 6.9: Verbundkennwerte ξ aus Versuchen und Normen für normalfesten und hochfesten Beton

Die Angaben in der DIN 1045-1, die teilweise auf den Ergebnissen dieses Forschungsvorhabens und [30] basieren, bilden die Verbundeigenschaften von normalfestem und hochfestem Beton zutreffend ab. Der [5] und [21] überschätzen die Verbundsteifigkeit der Spannbewehrung deutlich und sollten nur für normalfesten Beton angewandt werden.

6.6 Berechnung von Rissbreiten

6.6.1 Allgemeines

Zur Überprüfung der Anwendbarkeit der in Normen verankerten Rechenmodelle auf Bauteile aus hochfesten Beton wurden folgende Verfahren ausgewählt:

- EC 2 – Teil 1 [20]: Verfahren der klassischen Risstheorie
- MC 90 [5]: Kombination von klassischer und kontinuierlicher Risstheorie
- DAfStb-Heft 466 [39]: Dieses Verfahren ist die Grundlage des Nachweises der Rissbreitenbeschränkung nach DIN 1045-1 [13] und des EC 2, Teil 2 [21].

Zunächst werden die Rissbreiten der Versuchskörpern ZK 1 bis ZK 7, sowie K 13 bis K 20 und K 24 bis K 28 im Zustand der Erstrissbildung und der abgeschlossenen Rissbildung unter Kurzzeitbelastung mit den drei Verfahren überprüft. Daran anschließend wird für den Körper ZK 5 ein genauerer Vergleich mit dem Ansatz nach [39] durchgeführt.

6.6.2 Ermittlung der mittleren Verbundspannungen

Die mittlere Verbundspannung τ_{sm} ist ein wesentlicher Faktor bei der analytischen Ermittlung der Rissbreiten. Die in den Normen angegebenen Ansätze zu Bestimmung der mittleren Verbundspannungen liefern allerdings keine gesicherten Ergebnisse für den hochfesten Beton. In Bild 6.26 wurden mit dem Ansatz in [39] Verbundspannungen aus der Betondruckfestigkeit abgeleitet und mit den Ergebnissen nach dem Ansatz des MC 90 [5] mit $\tau_{sm} = 1,8 \cdot f_{ctm}$ für Kurzzeitbelastung verglichen. Die Zugfestigkeit des Betons wurde mit der Beziehung $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(f_c/10 \text{ N/mm}^2)$ nach [47] bestimmt.

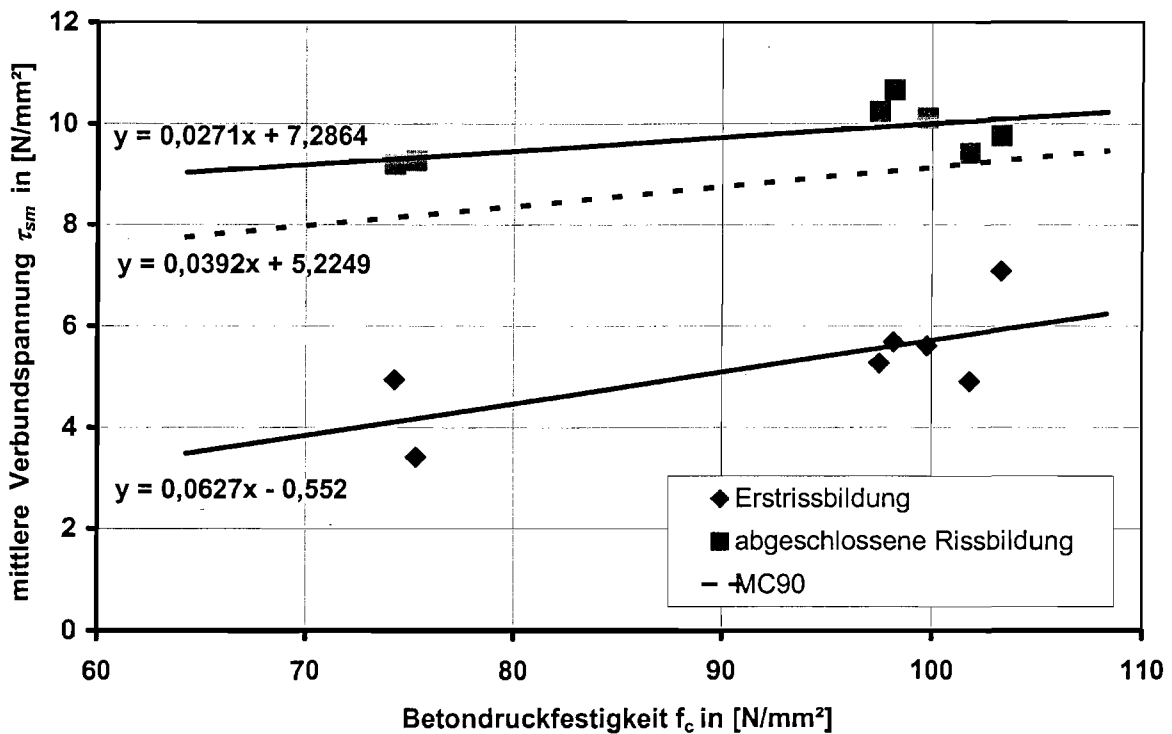


Bild 6.26: Vergleich der aus Versuchswerten gewonnenen mittleren Verbundspannungen τ_{sm} des Betonstahls nach [39] mit dem Ansatz nach [5].

Als Ergebnis kann festgehalten werden, dass die mittleren Verbundspannungen im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung für Betone bis Festigkeitsklasse B 110 mit dem einfachen Ansatz des MC 90 sehr gut abgeschätzt werden. Die Werte weichen hierbei um etwa 10 % ab. Die im Zustand der Erstrissbildung abgeleiteten Werte aus Versuchen sind um 40 bis 50 % kleiner. Offensichtlich ist die Verschiebung zwischen Stahl und Beton bei der Erstrissbildung noch so klein, dass die maximale Verbundspannung noch nicht aufgebaut wird. Diese Abweichung ist so groß, dass an dieser Stelle der Vorschlag gemacht wird, die mittleren Verbundspannungen bei kurzzeitiger Belastung im Zustand der Erstrissbildung mit $\tau_{sm} = 1,35 \cdot f_{ctm}$ nach MC 90 abzuschätzen.

6.6.3 Einflüsse auf die Rechenwerte der Rissbreite

Die sich einstellende Rissbreite in einem vorgespannten Stahlbetonbauteil hängt von vielen Parametern ab. Die Betonfestigkeit beeinflusst in erster Linie die mittlere Verbundspannung τ_{sm} , mit deren Vergrößerung die Rissbreite abnimmt. Andererseits bewirkt sie aber auch höhere Betonstahlspannungen im Riss σ_{sR} , woraus wiederum größere Rissbreiten resultieren. Die größere Zugfestigkeit f_{ct} des hochfesten Betons vergrößert ebenfalls die Rissbreiten. Die nachfolgenden Grafiken sollen die Auswirkungen der Einflussfaktoren Betonfestigkeit f_c , der Betonstahlfläche A_s sowie des Verbundkennwertes ξ veranschaulichen. Alle anderen Eingangsgrößen der Verfahren wurden nicht variiert. Als Grundfall wurde gewählt:

- Betonfestigkeit $f_c = 85 \text{ N/mm}^2$
- 3 Litzen 0,6" + 4 \varnothing 10 mm
- Verbundkennwert $\xi = 0,25$ nach DIN 1045-1.

In Bild 6.27 ist der Einfluss der Betonfestigkeit dargestellt. Die Betonfestigkeit wurde zwischen 45 und 105 N/mm^2 variiert.

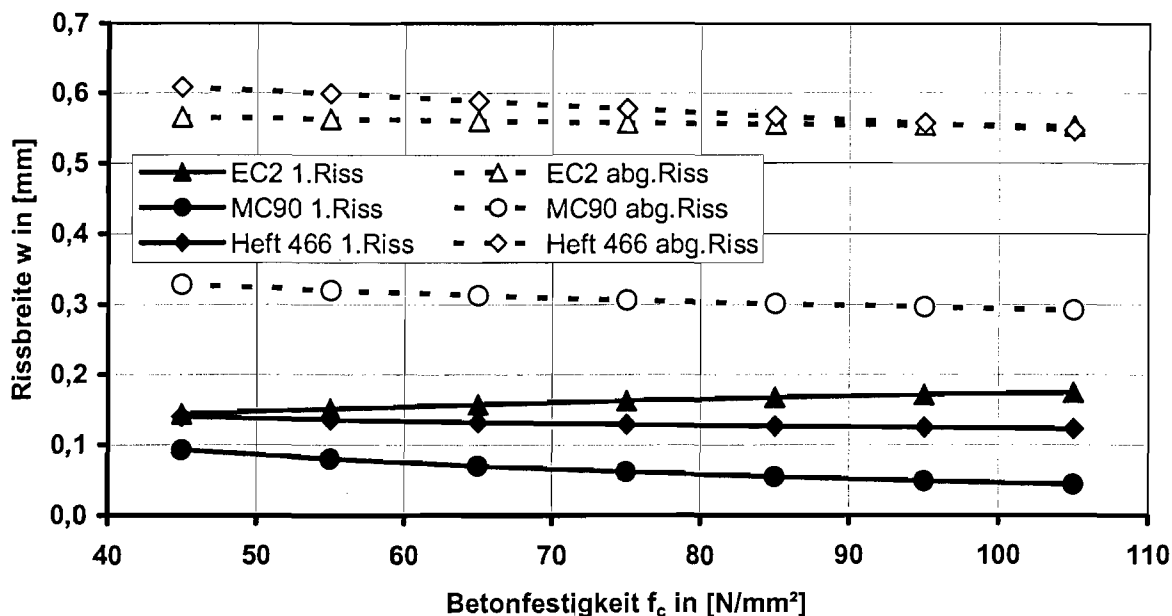


Bild 6.27: Einfluss der Betonfestigkeit f_c auf die Rissbreitenberechnung nach [5], [20] und [39]

Die Grafik verdeutlicht, dass die Rissbreiten eine in etwa lineare Abhängigkeit von der Betonfestigkeit aufweisen. Bei der Erstrissbildung zeigen die drei Verfahren unterschiedliche Tendenzen. Während die Erstrissbreite nach dem Ansatz des MC 90 über dem untersuchten Intervall um über 50 % abnimmt, zeigt der Verlauf der Ergebnisse nach EC 2-1 ein gegensätzliches Verhalten. Die Berechnung nach DAfStb-Heft 466 ist nahezu unabhängig von der Betonfestigkeit. Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung ergibt sich mit allen Verfahren eine Verkleinerung der Rissbreite mit steigender Betonfestigkeit. Der MC 90 liefert jedoch grundsätzlich deutlich niedrigere Werte. Grundsätzlich zeigt sich, dass der auf die einzelnen

Faktoren so offensichtliche Einfluss der Betonfestigkeit nur geringe Auswirkungen auf die Rissbreiten hat.

Der zweite Untersuchungsparameter, die Betonstahlquerschnittsfläche A_s , wurde zwischen $2,01 \text{ cm}^2$ ($4 \text{ } \varnothing 8$) bis $12,57 \text{ cm}^2$ ($4 \text{ } \varnothing 20$) variiert. Die Ergebnisse zeigt Bild 6.28.

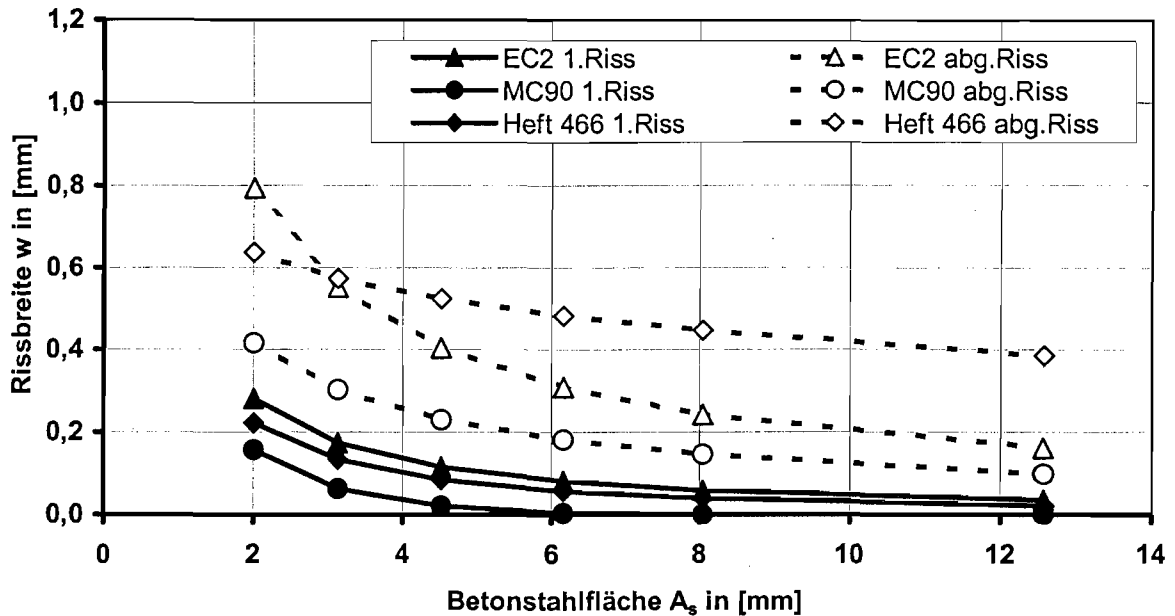


Bild 6.28: Einfluss der Betonstahlfläche A_s auf die Rissbreitenberechnung nach [51], [20] und [39]

Die Kurven nehmen einen hyperbolischen Verlauf an. Dabei ergeben die Verfahren nach EC 2, Teil 1 und DAfStb-Heft 466 im Zustand der Erstrissbildung nahezu die gleichen Werte. Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung ist der Einfluss bei EC 2 am deutlichsten. Wiederum werden mit dem Ansatz nach MC 90 die kleinsten Werte ermittelt.

Mit dem Verbundkennwert ξ , der zwischen 0 und 1,0 variiert wurde, wird das unterschiedliche Verbundverhalten zwischen Spannstahl und Betonstahl erfasst, was sich direkt auf die Höhe der Betonstahlspannungen im Riss auswirkt. Die Ergebnisse zeigt Bild 6.29.

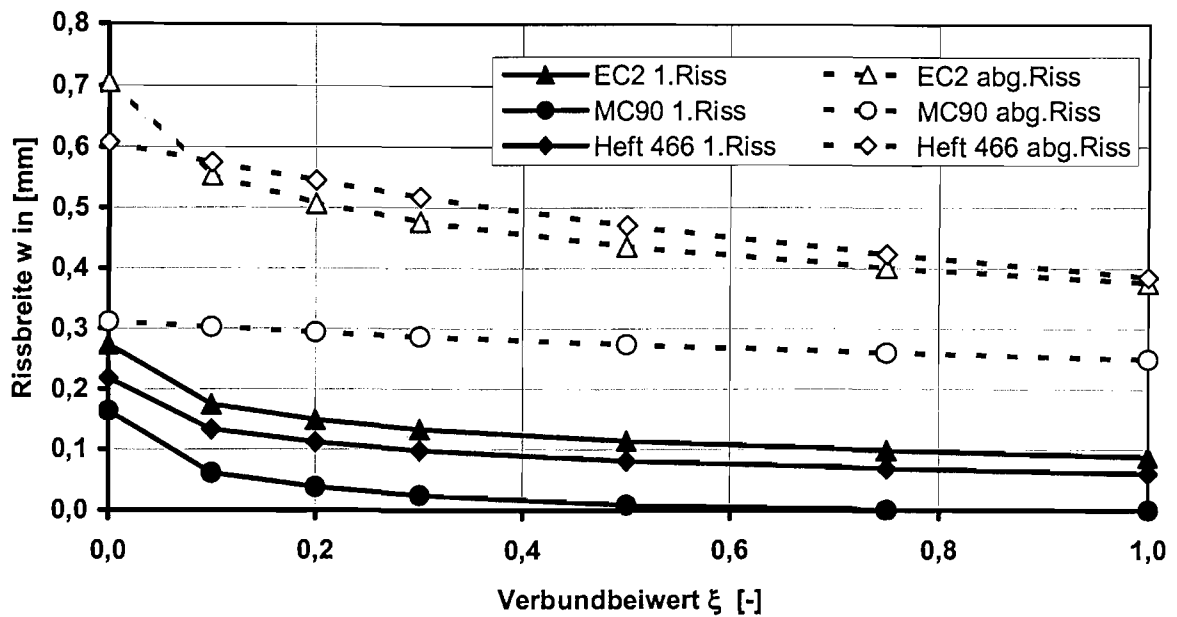


Bild 6.29: Einfluss des Verbundkennwertes ξ auf die Rissbreitenberechnung nach [5], [20] und [39]

Der Einfluss des Verbundkennwertes ist vor allem bei Werten $\xi < 0,1 - 0,2$ vorhanden. Auch hier liefert der Ansatz des MC 90 stets deutlich kleinere Rissbreiten. Diese Ergebnisse lassen die Vermutung zu, dass die Sicherheiten in diesem Konzept deutlich niedriger angesetzt sind, als in den Verfahren nach EC 2 – Teil 1 und nach DAfStb–Heft 466.

6.6.4 Vergleich der gemessenen Rissbreiten mit den Rechenergebnissen

In Bild 6.30 sind die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen dargestellt. Ermittelt wurden jeweils die Rechenwerte der Rissbreite w_k . Die Baustoffkenngrößen und Querschnittswerte wurden den Angaben der Versuchskörpern entnommen. Die mittleren Verbundspannungen wurden entsprechend dem im Abschnitt 6.6.2 beschriebenen Ansatz nach MC 90 [5] mit den Faktoren 1,35 für Erstrisszustand und 1,8 für abgeschlossene Rissbildung abgeschätzt. Die Verbundkennwerte wurden entsprechend den Angaben nach DIN 1045-1 angesetzt, die auch auf Basis der hier vorgestellten Untersuchungsergebnisse festgelegt worden sind (Litzenspannglieder $\xi = 0,25$, gerippte Einzelspannglieder $\xi = 0,35$, glatte Einzelspannglieder $\xi = 0,15$). Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung wurden die rechnerisch ermittelten Rissbreiten w_k auf die mit Hilfe der statistischen Methoden ermittelten 95 %-Fraktilewerte aller gemessenen Rissbreiten des jeweiligen Versuchskörpers $w_{95\%}$ bezogen.

In der Tabelle 6.10 sind die Ergebnisse der Berechnungen zusammengestellt. Wie für Rissbreitenberechnungen bekannt, weisen die Ergebnisse große Streuungen auf. Trotzdem wird die tatsächlich vorhandene Rissbreite mit den Ansätzen recht gut abgeschätzt.

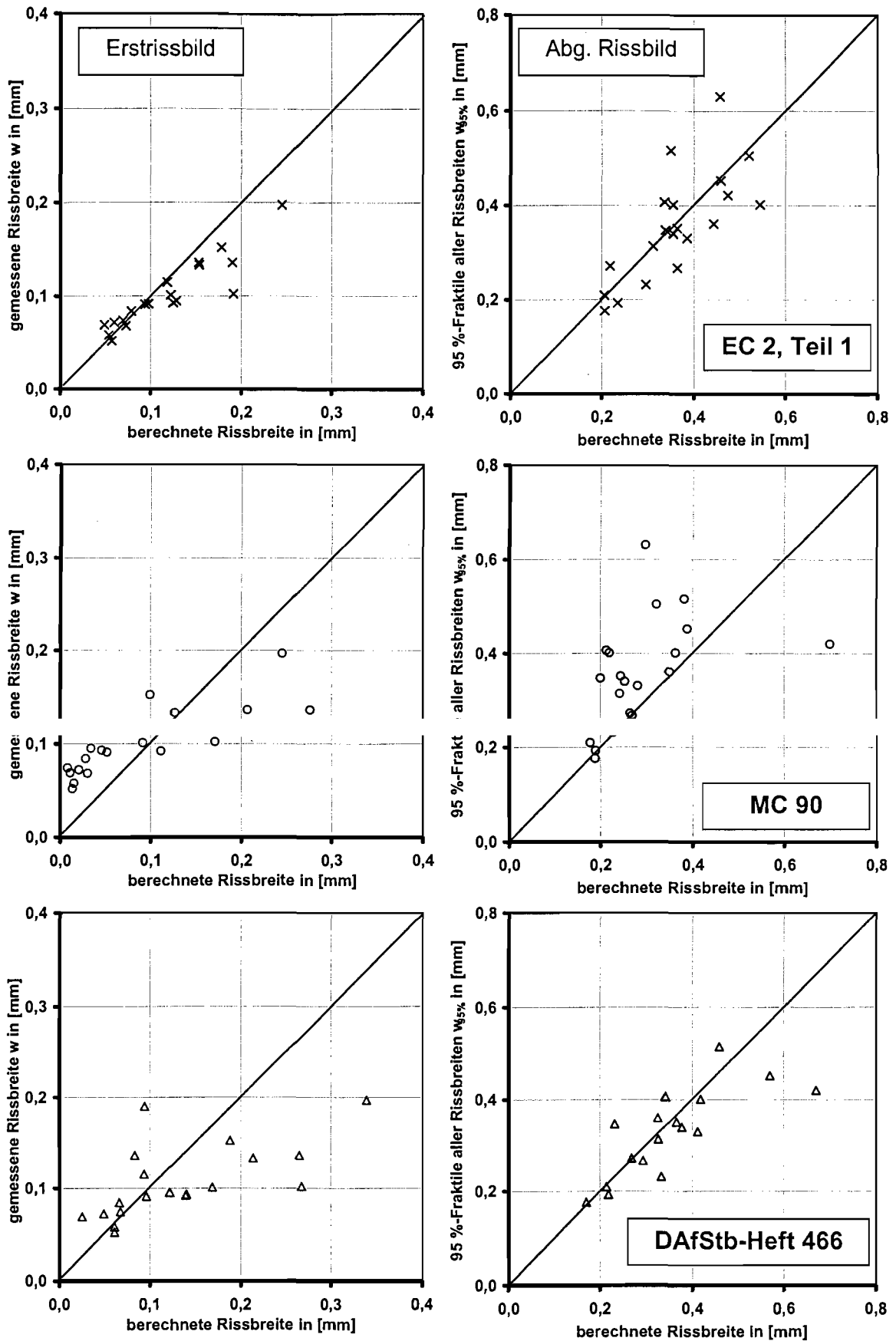


Bild 6.30: Vergleich der Rechenwerte für die Erstrissbildung (a, c, e) und das abgeschlossene Rissbild (b, d, f) nach [5], [39] und [20] mit den gemessenen Rissbreiten w und $w_{95\%}$

Im Zustand der Erstrissbildung liefert der Ansatz des EC 2, Teil 1 die besten Resultate. Bei kleinen Rissbreiten entspricht das Ergebnis fast den Messwerten. Mit größer werdenden Rissbreiten zeichnet sich hierbei eine Tendenz ab, die zu größeren Rechenwerten der Rissbreiten führt. Die gleiche Tendenz ist auch bei den anderen Verfahren zu erkennen. Die Rechenwerte liegen auf der sicheren Seite. Die Ergebnisse nach MC 90 können nur für Rissbreiten $w > 0,10$ mm sinnvoll angewendet werden. Bei den kleineren Rissbreiten liegen die Rechenwerte auf der unsicheren Seite.

Körper	Erstrissbildung				abgeschlossene Rissbildung			
	nach EC 2-1	nach MC 90	nach Heft 466	Messung	nach EC 2-1	nach MC 90	nach Heft 466	95 %-Fraktile
ZK1	0,137	0,048	0,145	0,095	0,337	0,213	0,343	0,406
ZK2	0,073	0,013	0,076	0,074	0,316	0,244	0,328	0,313
ZK3	0,067	0,061	0,108	0,058	0,395	0,293	0,294	0,267
ZK4	0,098	0,064	0,108	0,091	0,364	0,245	0,366	0,351
ZK5	0,136	0,066	0,173	0,093	0,351	0,200	0,232	0,347
ZK6	¹⁾	¹⁾	¹⁾	¹⁾	0,355	0,220	0,419	0,401
ZK7	0,267	0,246	0,340	0,197	0,350	0,382	0,460	0,516
K13	0,083	0,028	0,075	0,084	0,210	0,179	0,214	0,210
K14	0,164	0,154	0,254	0,133	0,398	0,281	0,413	0,330
K15	0,055	0,011	0,035	0,069	0,249	0,199	0,218	0,193
K16	0,065	0,021	0,060	0,072	0,215	0,194	0,170	0,176
K17	0,138	0,136	0,141	0,115	0,254	0,285	0,269	0,272
K18	0,170	0,207	0,110	0,136	0,518	0,722	0,670	0,420
K19	0,208	0,276	0,327	0,136	0,475	0,350	0,326	0,360
K20	0,191	0,123	0,224	0,152	0,478	0,389	0,571	0,451
K24	0,104	0,135	²⁾	0,092	0,554	0,362	²⁾	0,401
K25	0,113	0,043	0,136	0,101	0,520	0,323	²⁾	0,504
K26	0,055	0,004	0,054	0,052	0,292	0,222	0,334	0,231
K27	0,172	0,077	0,205	0,102	0,458	0,297	²⁾	0,631
K28	0,069	0,012	0,081	0,068	0,348	0,253	0,377	0,34
¹⁾	Erstriss außerhalb der Messwernerfassung							
²⁾	keine Ermittlung möglich wegen fehlende Messdaten							

Tabelle 6.10: Rissbreiten der Vergleichrechnungen nach [5], [39] und [20] und experimentell ermittelte Werte

Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung entsprechen die Rechenwerte der Rissbreite nach EC 2, Teil 1 und nach DIN 1045-1 gut den Messergebnissen. Die Abschätzung ist zwar nicht so gut wie im Zustand der Erstrissbildung, jedoch liegen die meisten Werte auf der si-

cheren Seite. Die Ergebnisse der Berechnungen nach MC 90 zeigen dagegen, dass dieses Verfahren für den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung für Bauteile aus hochfestem Beton ungeeignet ist. Aufgrund dieser Ergebnisse und der Ergebnisse im Zustand der Erstrissbildung, sollte von der Ermittlung der Rissbreiten nach dem Verfahren des Model Code 90 [5] abgeraten werden.

6.6.5 Entwicklung der Rissbreiten bei Dauerbeanspruchung

In [39] wird eine Beziehung zur Erfassung der Rissbreitenentwicklung bei statischen und dynamischen Dauerlasten angegeben. Dabei wird die Vergrößerung der Rissbreite durch die Einführung eines von der Kriechzahl abhängigen Faktors analytisch bestimmt. Die Ermittlung der Zuwächse wurde für die Versuchskörper getrennt für den Kriechversuch und die dynamische Belastung durchgeführt. Dabei wurde diese Untersuchung auf die jeweils erste Dauerlastphase beschränkt. Die gute Übereinstimmung mit den Messwerten verdeutlicht Bild 6.31.

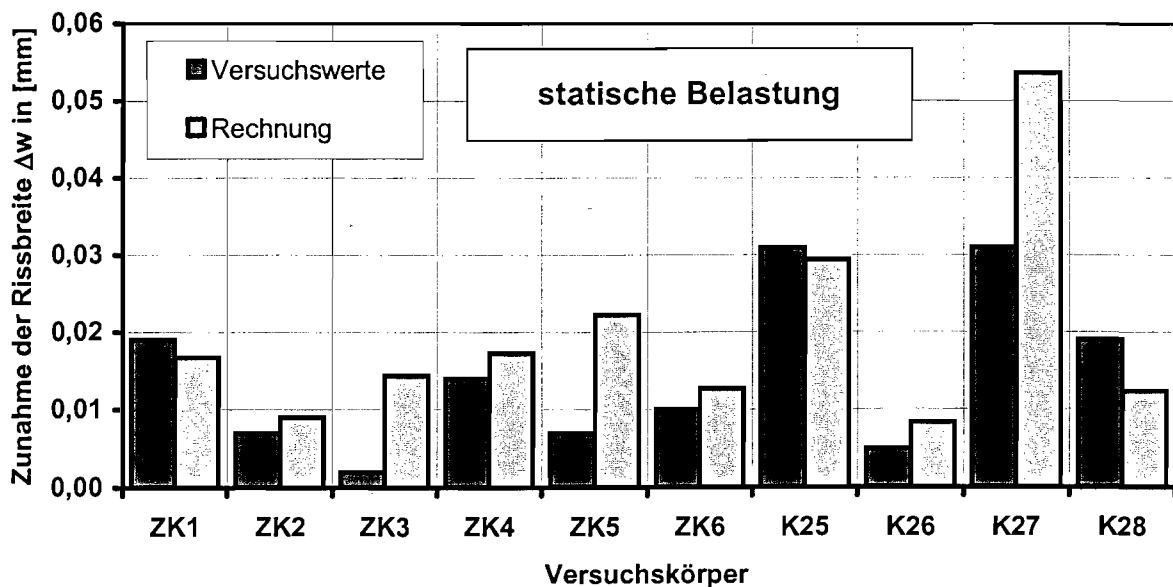


Bild 6.31: Zuwachs der Rissbreite während des 1. Kriechversuchs und Rechenwerte nach [39]

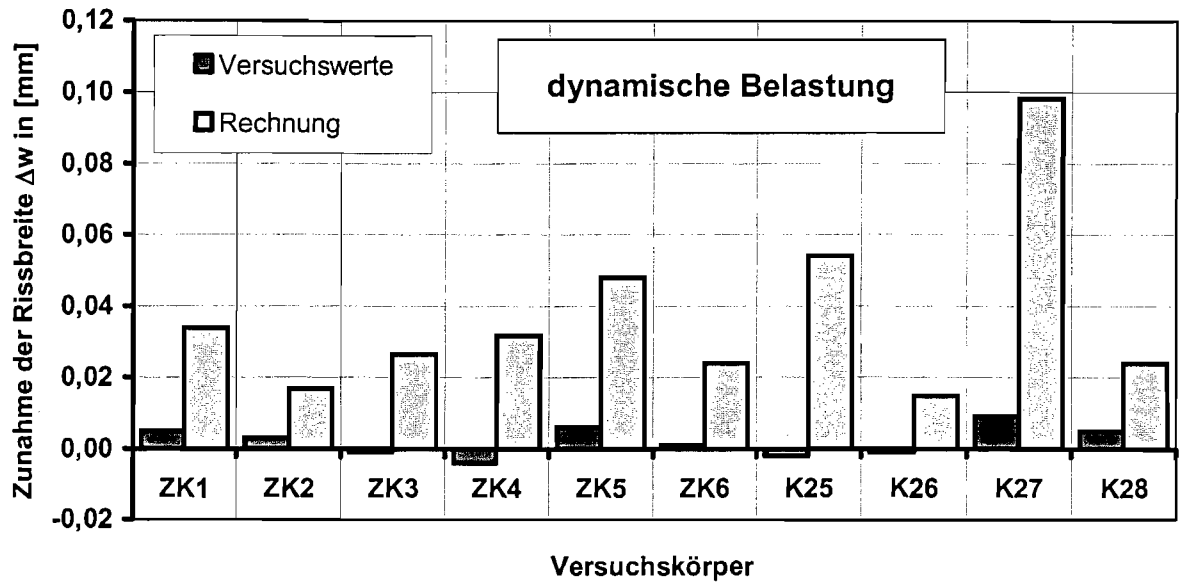


Bild 6.32: Zuwachs der Rissbreite w während der 1. dynamischen Lastblöcke und Rechenwerte nach [39]

Die Berechnung der Zuwächse während der dynamischen Lastblöcke in Bild 6.32 zeigt dagegen, dass diese Ergebnisse nicht mit den Messwerten vergleichbar sind. Der Effekt der dynamischen Einwirkung wird mit dem Ansatz deutlich überschätzt. Hierbei ist es zu sagen, dass die Werte der gemessenen Zuwächse nach dem vorher abgeschlossenen Kriechversuch gewonnen worden sind. Die gerechneten Zuwächse gehen von einem ungeschädigten Körper aus. Eine Summation der Messwerte aus dem Kriechversuch und der dynamischen Belastung ergibt aber ebenfalls Werte, die kleiner als die Rechenwerte sind.

7 ZUSAMMENFASSUNG

Im Forschungsvorhaben wurden die fehlenden Grundlagen für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit biegebeanspruchter Bauteile aus hochfestem Beton geschaffen. Dabei standen im ersten Teil der experimentellen Untersuchungen Kurzzeitversuche an Dehnkörpern aus hochfestem Beton im Mittelpunkt. Es wurden die Mechanismen der Verbundkraftübertragung von Betonstählen auf den umgebenden Beton unter besonderer Berücksichtigung des Verbundversagens infolge Längsrissbildung untersucht. Da in hochfestem Beton hohe Verbundfestigkeiten erreicht werden können, treten große absprengende Kräfte auf, so dass bei der gleichzeitig nicht proportional zur Druckfestigkeit ansteigenden Zugfestigkeit die Bildung von Längsrissen wahrscheinlich ist. Die Längsrisse zerstören wiederum den Verbund und verringern die erreichbare Verbundfestigkeit. Durch experimentelle Untersuchungen wurden die Randbedingungen für ein Auftreten von Längsrissen bestimmt und der Verlauf der Betonstahl- und Verbundspannungen bei unterschiedlicher Betondeckung und unterschiedlichen Stahldurchmessern ermittelt.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Verbundfestigkeit hochfesten Betons über der normalfesten Betons liegt, sie aber nicht die Werte erreicht, die in Untersuchungen [9, 34] an Pull-Out-Körpern mit kurzer Einleitungslänge und großer Betondeckung ermittelt wurden. Nach den eigenen Versuchen ergibt sich die Beziehung

$$\tau_{\max} = 1,5 \cdot \sqrt{f_{cm}}$$

zwischen der Verbundfestigkeit und der mittleren Betondruckfestigkeit. Es zeigte sich, dass Bauteile aus hochfestem Beton speziell bei geringer Betondeckung und großen Stahldurchmessern anfällig für eine Längsrissbildung sind. Die Längsrisse bilden sich dabei immer von bereits bestehenden Querrissen aus. Sobald die Längsrisse den Beton so stark schädigen, dass keine Lastabtragung über den Betonzugring mehr möglich ist, bilden sich Querverastelungen. Kleine Längsrisse mit einer Breite $w \leq 0,1$ mm haben nur vernachlässigbare Auswirkungen auf die übertragbaren Verbundspannungen, da eine Umlagerung der Verbundkraftübertragung in ungerissene Bereiche möglich ist.

Die Mindestbetondeckungen nach [8], [11] und [13] sind für hochfesten Betons nicht ausreichend, um ohne eine Umschnürung oder Querbewehrung die für hochfesten Beton oben genannten maximale Verbundfestigkeit zu erzielen. Die Versuche haben somit ergeben, dass zur Vermeidung von Längsrissen Betondeckungen $c \geq 65$ mm bzw. $c \geq 2,5 \dots 3,0 \times d_s$ erforderlich sind. Ist keine Querbewehrung vorhanden sollte für den Gebrauchszustand die Betondeckung c mehr als den zweifachen Stabdurchmesser ($c \geq 2,0 \cdot d_s$) betragen.

Den Schwerpunkt des Forschungsvorhabens bildeten Versuche an sieben zentrischen Zugkörpern mit gemischter Bewehrung aus Betonstahl und Spannstahl unter statischer und dynamischer Dauerlast, um die Mitwirkung der Spannglieder an der Aufnahme von Risskräften zu bestimmen. Zusätzlich zu den Ergebnissen dieser Versuchskörper wurden bereits am IMB durchgeführte Versuche in der Gesamtauswertung berücksichtigt.

Die Forschungsergebnisse zeigen, dass bei hochfestem Beton größere Spannungsumlagerungen als bei normalfestem Beton auftreten. Unabhängig von der Spanngliedart und dem Flächenverhältnis A_p/A_s treten die größten Spannungsumlagerungen im Zustand der Erstrissbildung auf. Die fortschreitende Rissbildung führt zu Überschneidungen der Verbundeinleitungslängen und zur Abnahme der Spannungsumlagerungen. Die Rissbreiten werden unabhängig von der Betonfestigkeit wesentlich von der vorhandenen Betonstahlbewehrung A_s beeinflusst. Die als Folge des unterschiedlichen Verbundverhaltens auftretenden Spannungsumlagerungen werden in den Nachweiskonzepten mittels eines Verbundbeiwertes berücksichtigt. Mit den Untersuchungsergebnisse wurden Verbundkennwerte ξ für Bauteile aus hochfesten Beton abgeleitet. Diese liegen unter den Werten für normalfesten Beton und wurden in der Neufassung der DIN 1045-1 berücksichtigt. Die Werte der DIN 1045-1 bilden daher die Verbundeigenschaften in normalfestem und hochfestem Beton zutreffend ab.

Bei hochfestem Beton treten als Folge der größeren Spannungsumlagerungen auch größere Rissbreiten auf. Die durchgeführten Rissbreitenberechnungen haben ergeben, dass die Ansätze des EC 2, Teil 1 und der DIN 1045-1 die experimentell bestimmten Rissbreiten für hochfesten Beton gut abbilden. Mit Ausnahme des Ansatzes des MC 90 liegen die meisten Ergebnisse sowohl für den Zustand der Erstrissbildung als auch für das abgeschlossene Rissbild auf der sicheren Seite.

Mit der Neufassung der DIN 1045-1 und der DAfStb-Anwendungsrichtlinie für hochfesten Beton liegen die normative Grundlagen vor, damit dieser Baustoff zukünftig auch in biegebeanspruchten Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen eine breitere Verwendung finden kann.

Die Verfasser danken dem Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) für die kooperative Zusammenarbeit und die finanzielle Unterstützung der Forschungsarbeiten.

8 LITERATUR

- [1] AZIZINAMINI, A.; STARK, M.; ROLLER, J.; GHOSH, S.K.: Bond performance of reinforcing bars embedded in high strength concrete, ACI Structural Journal, Vol. 90, September-October 1993.
- [2] AZIZINAMINI, A.; CHISALA, M; GOSH, S. K.: Tension Development Length of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete; Engineering Structures, Vol 17, No. 7, pp. 512-522, 1995 Great Britain.
- [3] BIGAJ, A.J.; DEN UIJL, J.A.; WALRAVEN, J.C.: A bond model for ribbed bars in HSC and NSC - Experimental study. Tagungsband zum Symposium „Utilization of high strength/high performance concrete“ in Paris, 1996.
- [4] CAIRNS, J.; JONES, K.: An Evaluation of the Bond-Splitting Action of Ribbed Bars; ACI Materials Journal, January- February 1996.
- [5] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON: CEB / FIP Model Code 1990.
- [6] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON: CEB/FIP High Strength Concrete, State of the Art Report; Bulletin d'Information No. 197, Final draft 1991.
- [7] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON: CEB/FIP High Performance Concrete, Recommended Extensions to the Model Code 90, Research Needs; Bulletin d'Information No. 228, July 1995.
- [8] CORDES, H.: Das Grenzflächenverhalten von Spanngliedern und seine Auswirkungen für den Verbundbaustoff vorgespannter Stahlbeton. Habilitation an der RWTH Aachen, Dezember 1987.
- [9] DE ALMEIDA, I.R.: Bond between reinforcing steel and high strength concrete. Tagungsband zum Symposium „Utilization of high strength/high performance concrete“ in Paris, 1996.
- [10] DE LARRAD, F.; SCHALLER, I.; FUCHS, J.: Effect of Bar Diameter on the Bond Strength of Passive Reinforcement in High-Performance Concrete; ACI Materials Journal July-August 1993.
- [11] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: Richtlinie für hochfesten Beton, Ergänzung zu DIN 1045/7.88 für die Festigkeitsklassen B 65 bis B 115, August 1995.
- [12] DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Juli 1988.
- [13] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Ausgabe Juli 2001.
- [14] DIN 1048: Prüfverfahren für Beton, Ausgabe Juni, 1991
- [15] DIN 4227-1: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung. Juli 1988.
- [16] DIN 4227-1/A1: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung, Änderung A1, Dezember 1995.
- [17] DIN 4227, Spannbeton, Teil 5: Einpressen von Zementmörtel in Spannkanäle. Ausgabe Dezember 1979.
- [18] DIN 488, Teil 3: Betonstahl - Betonstabstahl - Prüfungen, Ausgabe 06/1986

- [19] EMPELMANN, M.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbedingungen. Dissertation an der RWTH Aachen, 1995.
- [20] Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung ENV 1992-1-1: 1991.
- [21] Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken; 2. Entwurf, 1996.
- [22] FARRA, B.: Influence de la résistance du béton et de son adhérence l'armature sur la fissuration; Thèse N° 1359, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne 1995.
- [23] GOTO, Y.: Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars. ACI Journal, April 1971.
- [24] HAGEN, K.-J.: Ein Beitrag zum Verbundverhalten von Spanngliedern in Hüllrohren unter besonderer Berücksichtigung der Sprengwirkung. Dissertation an der RWTH Aachen, 1984.
- [25] HANSEN, E.A.; THORENFELDT, E.: Bond properties of deformed reinforcement bars in high strength concrete. Tagungsband zum Symposium „Utilization of high strength/high performance concrete“ in Paris, Mai 1996.
- [26] HEGGER, J.: Hochfester Beton beim Hochhausbau Mainzer Landstraße 16-28 in Frankfurt am Main, Beton- und Stahlbeton, 87 (1992), Heft 1, Seite 9-14.
- [27] HEGGER, J.: Versuche an drei Rahmenknoten aus hochfestem Beton für das Bauvorhaben JOWA Japan Center in Frankfurt, Versuchsbericht des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen 1994, unveröffentlicht.
- [28] HEGGER, J.; CORDES, H.; BURKHARDT, J.: Zur Anwendung des hochfesten Betons bei Spannbetonbauteilen, Forschungsvorhaben gefördert vom DBV. Bericht Nr. 40/96 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, 1996.
- [29] HEGGER, J., CORDES, H., WILL, N.: Auswirkungen des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Spanngliedern und Betonstählen bei teilweiser Vorspannung unter Betriebsbedingungen - Spannglieder mit nachträglichem Verbund. DFG Az. Tr 188/4-3, Bericht Nr. 42/97 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, Aachen, 1997.
- [30] HEGGER, J., CORDES, H., RUDLOF, M.: Auswirkungen des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Spanngliedern und Betonstählen bei teilweiser Vorspannung unter Betriebsbedingungen - Spannungsumlagerungen in gemischt bewehrten Querschnitten. DFG Az. Co 191/1-4, Bericht Nr. 43/97 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, 1997.
- [31] HEGGER, J., WILL, N.: Redistribution of Steel Stresses and Crack Width development in Prestressed HSC Elements. Proceedings 5th International Symposium on „Utilization of high strength/high performance concrete“, Sandefjord, 20-24 June 1999, Volume 1, p. 719-728.
- [32] HEGGER, J.; WILL, N.: Hochleistungsbeton. In: Stahlbetonbau aktuell 2000, Seite H.3 – H.20, 2000.
- [33] HOMAYON, H. A.; MITCHELL, D.: Influence of Splitting Cracks on Tension Stiffening; ACI Structural Journal, November-December 1996.
- [34] HUANG, Z.; ENGSTRÖM; B.; MAGNUSSON, J.: Experimental and Analytical Studies of the Bond Behaviour of Deformed Bars in High Strength Concrete; Tagungsband zum

- Symposium „Utilization of High-strength / High-performance Concrete“ in Paris, Mai 1996.
- [35] JACCOUD, J.-P.; FARRA, B.; LECLERCQ, A.: Improvement of Existing Codes for their Application to Crack Control of HSC/HPC Structures; 4th International Symposium on Utilization of High-strength / High-performance Concrete, Paris, 1996.
- [36] KÖNIG, G.; FEHLING, E.: Zur Rißbreitenbeschränkung im Stahlbetonbau. In: Beton- und Stahlbetonbau, 1988, S. 161-167, 199-204, 317-323.
- [37] KÖNIG, G.; TUE, N.: Überlegungen zum zweckmäßigen Nachweis der Rißbreite für den Konstruktionsbeton. In: Bautechnik 69, 1992, Heft 10, S. 558-564.
- [38] KÖNIG, G., SCHRAGE, I. et al: Hochfester Beton, Sachstandsbericht. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 438, Berlin 1994.
- [39] KÖNIG, G.; TUE, N.: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 466, Berlin 1996.
- [40] KÖNIG, G., GRIMM, R.: Hochleistungsbeton, Betonkalender 2000, Teil II, S. 327-440.
- [41] KRIPS, M.: Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Dissertation TH Darmstadt, 1984.
- [42] Kupfer, H.; Janovic, K.: Beschränkung der Rissbreite bei teilweiser Vorspannung. Bauingenieur, 57. Jg. (1982), S.109-114.
- [43] MAINZ, J.: Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl. Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau, TU München, 3/93.
- [44] MARTIN, H.; SCHIESSL, P.; SCHWARZKOPF, M.: Ableitung eines allgemeingültigen Berechnungsverfahrens für Rissbreiten aus Lastbeanspruchung auf der Grundlage von theoretischen Erkenntnissen und Versuchsergebnissen. In: Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 1980, Nr. 309, S. 33-66.
- [45] NOGHABAI, K.; OHLSSON, U.; OLOFSSON, T.: Bond properties of high strength concrete, Tagungsband zum Symposium „High Strength Concrete 1993“ in Lillehammer.
- [46] REHM, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, 1961.
- [47] REMMEL, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 444. Berlin 1994.
- [48] ROHLING, A.: Zum Einfluss des Verbundkriechens auf die Rissbreitenentwicklung sowie die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Dissertation an der TU Braunschweig, 1987.
- [49] RUDLOF, M.: Zur Spannungsumlagerung zwischen Spannstahl und Betonstahl bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund. Dissertation, RWTH Aachen, 1998.
- [50] SHIN, S.W.; CHOI, J.S.: Bond characteristics of reinforcing bars embeded in high strength concrete. Tagungsband zum Symposium „Utilization of high strength/high performance concrete“ in Paris, 1996.
- [51] STEINWEDEL, A.: Entwicklung radiographischer Untersuchungsmethoden des Verbundverhaltens von Stahl und Beton; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 421, Beuth Verlag GmbH, Berlin 1991.
- [52] SUZUKI, K.; OHNO, Y.: Crack width and crack control of ppc members. In: Partial prestressing, from theory to practice, edited by M. Z. Cohn , S. 158-173, 1986.

- [53] SUZUKI, K.; OHNO, Y.: Rapid evaluation of crack width of partially prestressed concrete members. In: International Symposium "Nonlinearity and continuity in prestressed concrete", University of Waterloo, Ontario, Canada; S. 195-216, 1986.
- [54] TEPFERS, R A.: Theory of Bond to Applied Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars, Dissertation an der TH Göteborg, Mai 1973.
- [55] TROST, H.; CORDES, H.; THORMÄHLEN, U.; HAGEN, H.: Teilweise Vorspannung, Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 310, 1980.
- [56] TROST, H., CORDES, H., RUDLOF, M.: Auswirkungen des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Spanngliedern und Betonstählen, Bericht 33/91, Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 1991.
- [57] TUE, N.: Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rissbildung unter statischer und wiederholter Belastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 435, 1992.
- [58] WILL, N.: Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung. Dissertation an der RWTH Aachen, Schriftenreihe des IMB der RWTH Aachen, Heft 6, 1997.
- [59] YERLICI, V.; ERSOY, U.; ÖZTURAN, T.; TÜRK, M.; ÖZDEN, S.: An investigation on bond performance of high strength concrete. Tagungsband zum Symposium „Utilization of high strength/high performance concrete“ in Paris, 1996.

LEHRSTUHL UND INSTITUT
FÜR MASSIVBAU
UNIV.-PROF. DR.-ING.
JOSEF HEGGER
MIES-VAN-DER-ROHE-STR. 1
D-52074 AACHEN
TELEFON 0241/80 25170
TELEFAX 0241/80 22335
www.imb.rwth-aachen.de
imb@imb.rwth-aachen.de

Bericht Nr. 72/02

(DIBt-Az.: IV 1-5-862/97)

des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen

Anhang

Gegenstand: „Spannbetonbauteile mit nachträglichem Verbund aus hochfestem Beton -
Untersuchungen zu den Auswirkungen des unterschiedlichen Verbundverhal-
tens von gemischter Bewehrung aus Betonstahl und Spannglied“

Auftraggeber: Deutsches Institut für Bautechnik
Kolonnenstraße 30
10829 Berlin

erstattet von: Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Dr.-Ing. Norbert Will

Aachen, den 28.06.2002

LEHRSTUHL UND INSTITUT
FÜR MASSIVBAU
UNIV.-PROF. DR.-ING.
JOSEF HEGGER
MIES-VAN-DER-ROHE-STR. 1
D-52074 AACHEN
TELEFON 0241/80 25170
TELEFAX 0241/80 22335
www.imb.rwth-aachen.de
imb@imb.rwth-aachen.de

Bericht Nr. 72/02
(DIBt-Az.: IV 1-5-862/97)

des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen

Anhang A:
Dokumentation der Versuchsergebnisse
zur Längsrissbildung

Gegenstand: „Spannbetonbauteile mit nachträglichem Verbund aus hochfestem Beton -
Untersuchungen zu den Auswirkungen des unterschiedlichen Verbundverhal-
tens von gemischter Bewehrung aus Betonstahl und Spannglied“

Auftraggeber: Deutsches Institut für Bautechnik
Kolonnenstraße 30
10829 Berlin

erstattet von: Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Dr.-Ing. Norbert Will

Aachen, den 28.06.2002

Dieser Anhang umfasst 60 Seiten Text.

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1 Rissbilder der Körper K 1 bis K 22	5
2 Stahl- und Verbundspannungsverläufe Körper K 19	37
3 Stahl- und Verbundspannungsverläufe Körper K 20	43
4 Stahl- und Verbundspannungsverläufe Körper K 21	49
5 Stahl- und Verbundspannungsverläufe Körper K 22	55

1 Rissbilder der Körper K 1 bis K 22

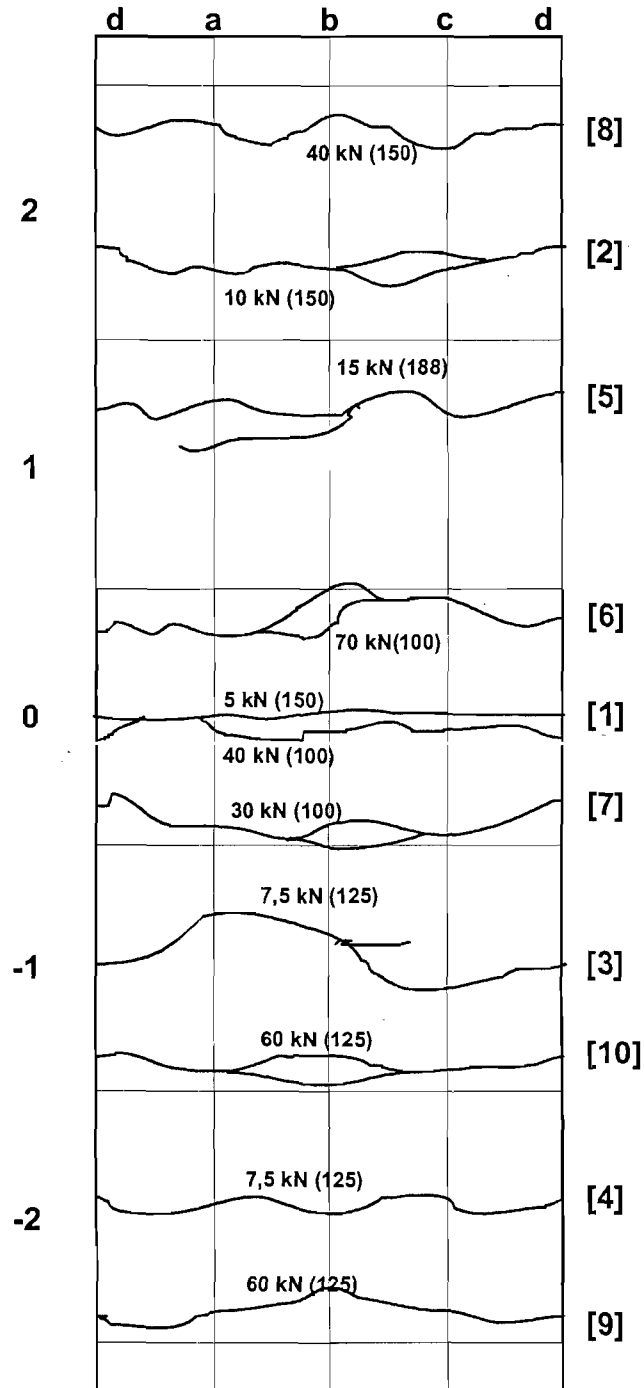
Die folgenden Rissbilder stellen die Abwicklung der Versuchskörper dar, d.h. die Breite entspricht dem Umfang eines Körpers. Die Achsen a, b, c usw. kennzeichnen die Lage der Messmarken für die Setzdehnungsmessungen. Bei den Körpern K 5 – K 12 wird die Lage der Längsrippe durch eine gestrichelte Linie vermerkt. Die Rissentwicklung wird für jeden Versuchskörper unter in der größten Laststufe dargestellt.

Serie	Körper Nr.	Beton	Beton-abmessung Ø bzw. a/b [mm]	Bewehrung d _s [mm]	Beton-deckung [mm]	Körper-länge [mm]	Bewehrungsgrad [%]
I	K1	NSC	60	16	22,0	540	7,11
	K2		120	16	52,0	540	1,78
	K3		90	25	32,5	780	7,72
	K4		150	25	62,5	780	2,78
IIa	K5	HSC	60	16	22,0	540	7,11
	K6		90	16	37,0	540	3,16
	K7		120	16	52,0	540	1,78
	K8		150	16	67,0	540	1,14
IIb	K9		60	20	20,0	540	11,11
	K10		90	20	35,0	540	4,94
	K11		120	20	50,0	540	2,78
	K12		190	20	85,0	540	1,11
IIIa	K13	HSC	150*250	16	2,0	540	1,67
	K14		150*250	16	3,5	540	1,67
	K15		150*250	16	5,0	540	1,67
IIIb	K16		150*250	20	2,0	540	1,07
	K17		150*250	20	3,5	540	1,07
	K18		150*250	20	5,0	540	1,07
IVa	K19	HSC	120	20	50,0	600	2,78
	K20		190	20	85,0	600	1,11
IVb	K21		150	25	62,5	600	2,78
	K22		190	25	82,5	600	1,73

Tabelle 1.1: Übersicht der Versuchskörper

K1- 100 kN

Stahl-Ø = 16 mm
Beton-Ø = 6 cm
M 1: 3



X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

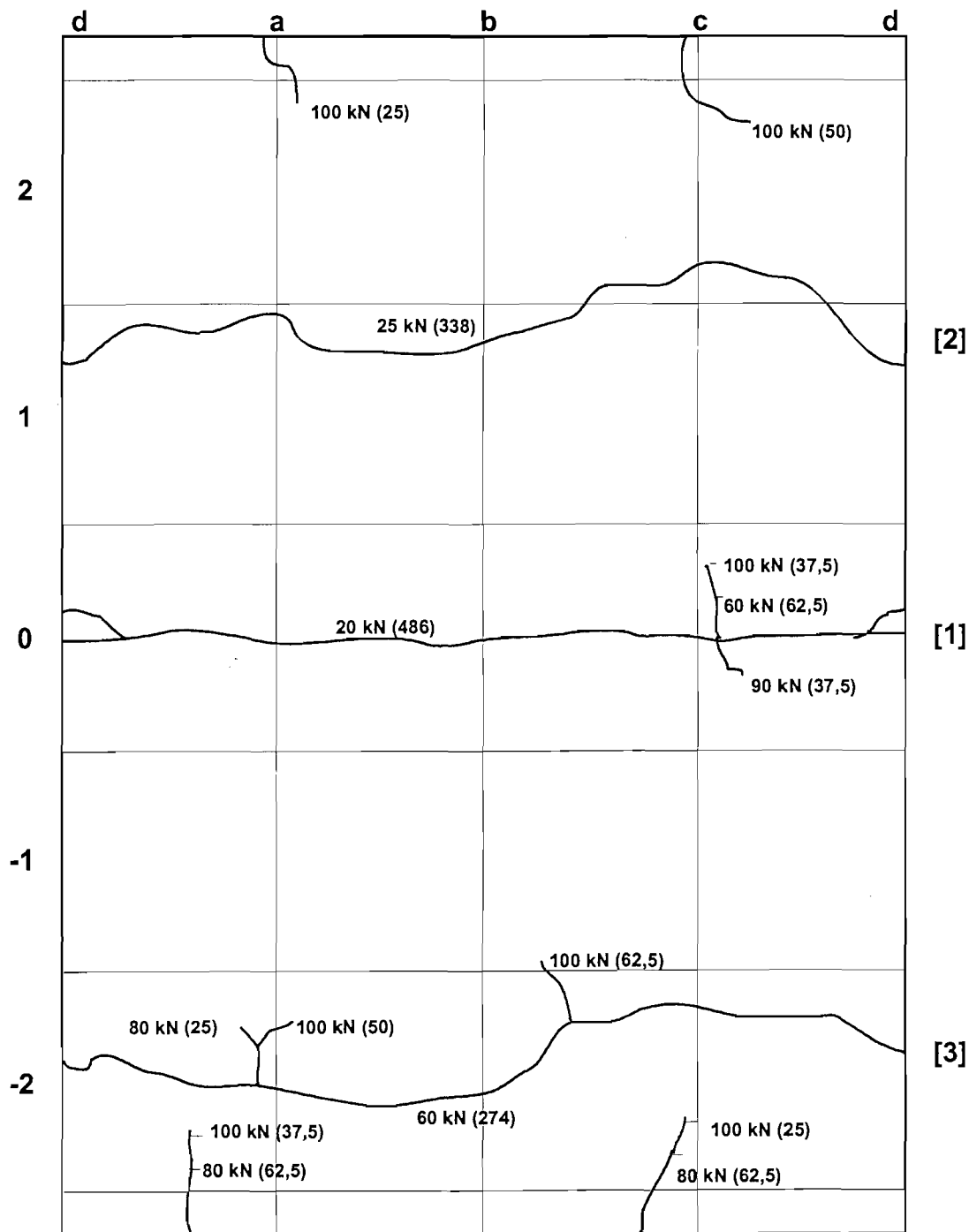
Y: aktuelle Rißbreite in 10⁻³ mm

K2 - 100 kN

Stahl-Ø = 16 mm

Beton-Ø = 12 cm

M 1: 3



X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißenstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

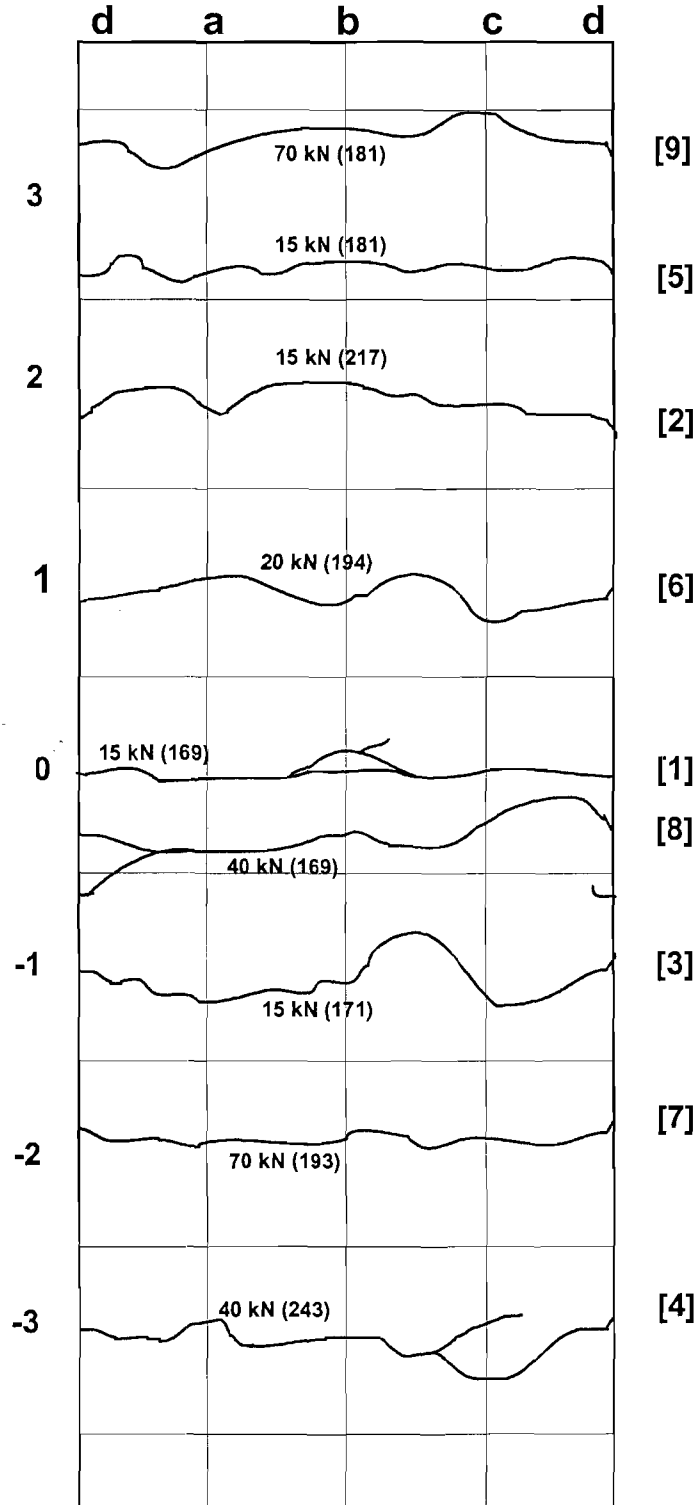
K3 - 230 kN

Stahl- \varnothing = 25 mm

Beton- \varnothing = 9 cm

M 1:3

Länge unmaßstäblich (78 cm)



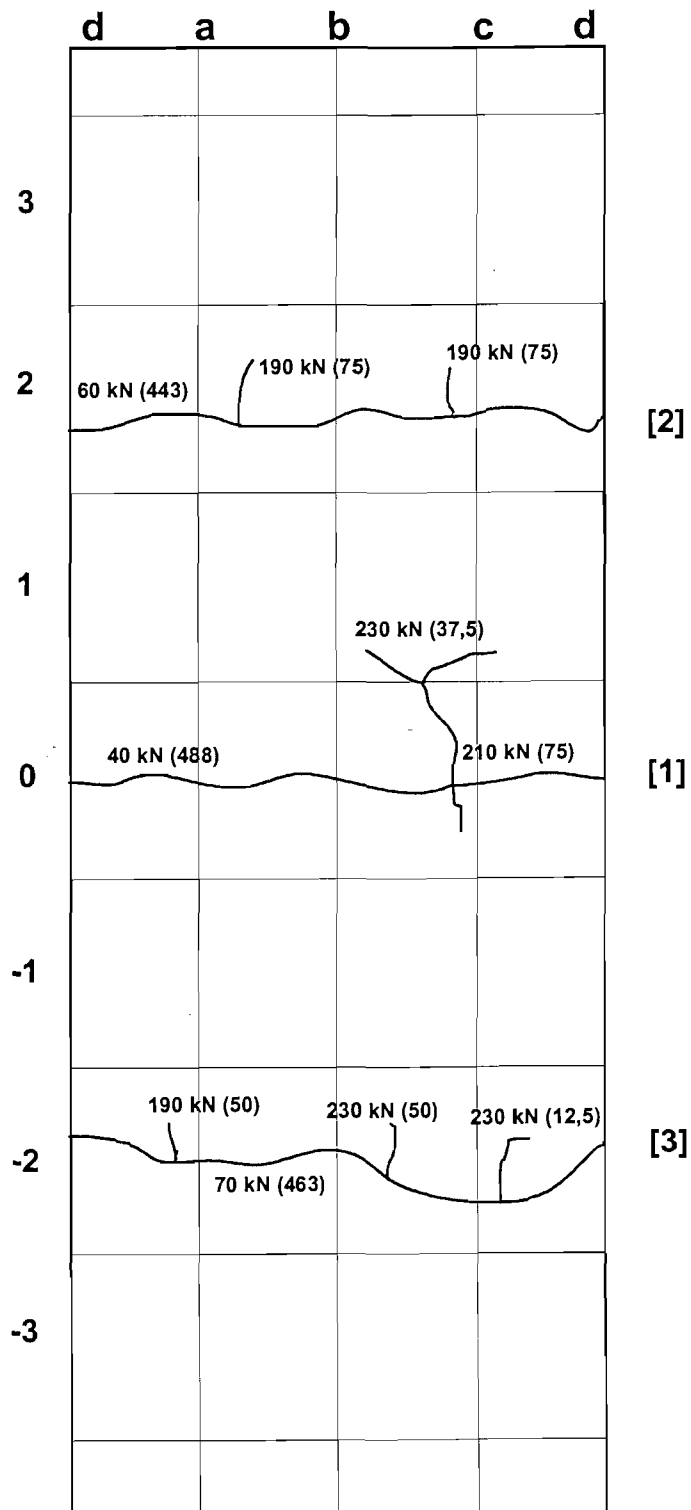
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K4 -230 kN

Stahl-Ø = 25 mm
 Beton-Ø = 9 cm
 M 1:3
 Länge unmaßstäblich (78 cm)



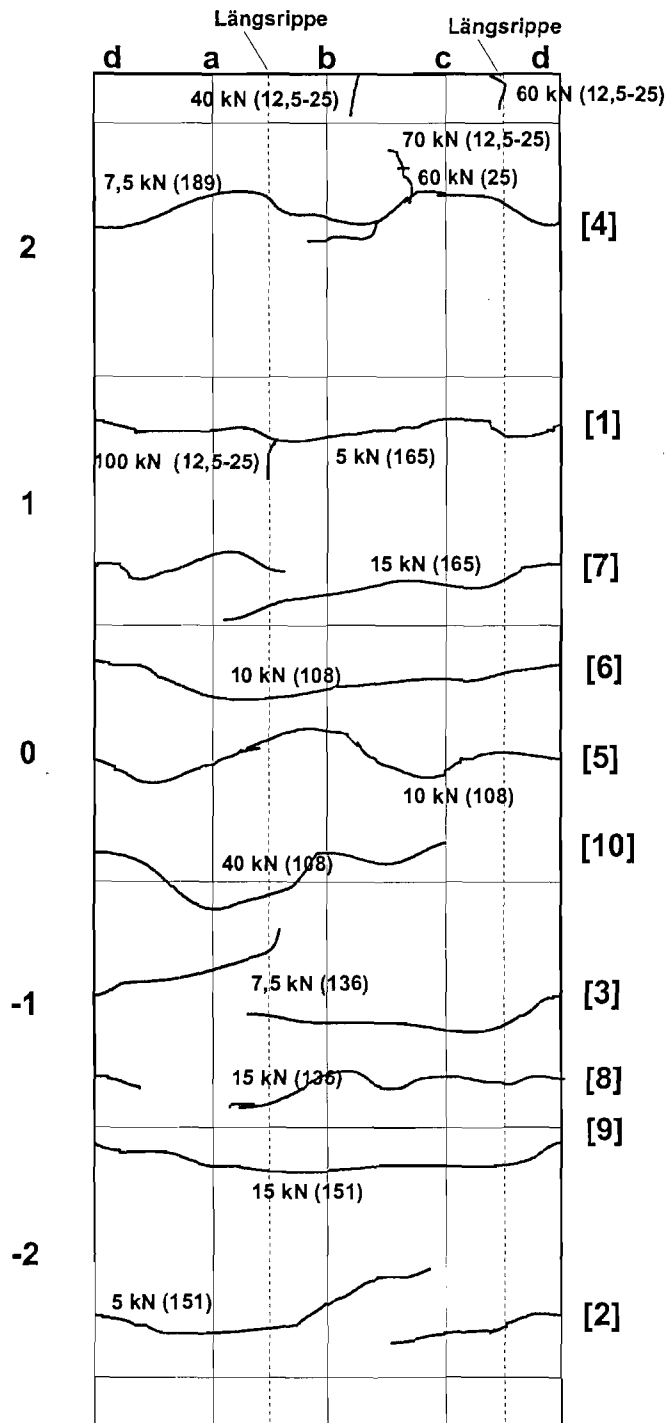
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K5 - 100 kN

Stahl-Ø = 16 mm
 Beton-Ø = 6 cm
 M 1: 3
 ohne Rißvorgabe



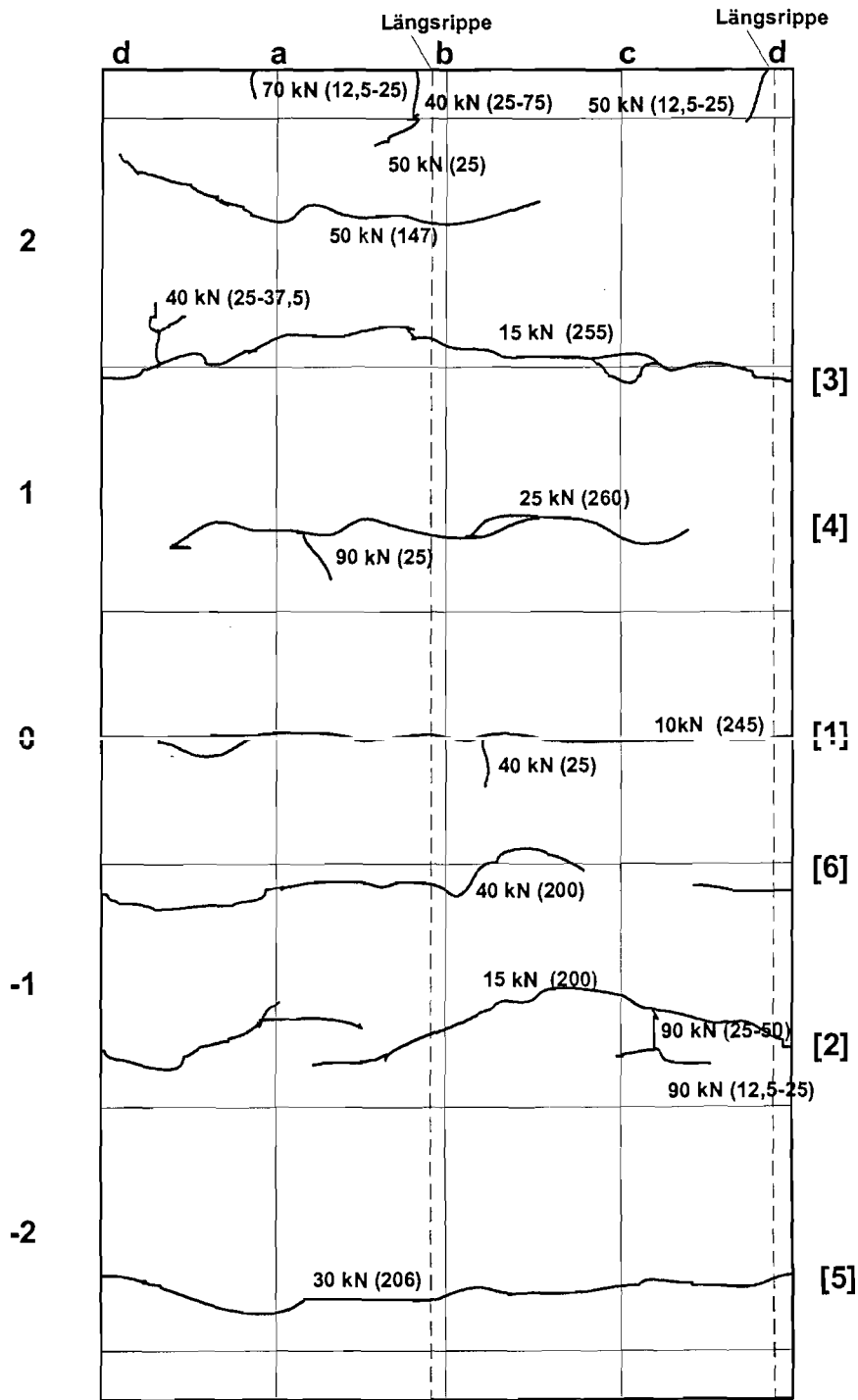
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K6 - 100 kN

Stahl-Ø = 16 mm
 Beton-Ø = 9 cm
 M 1: 3



X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

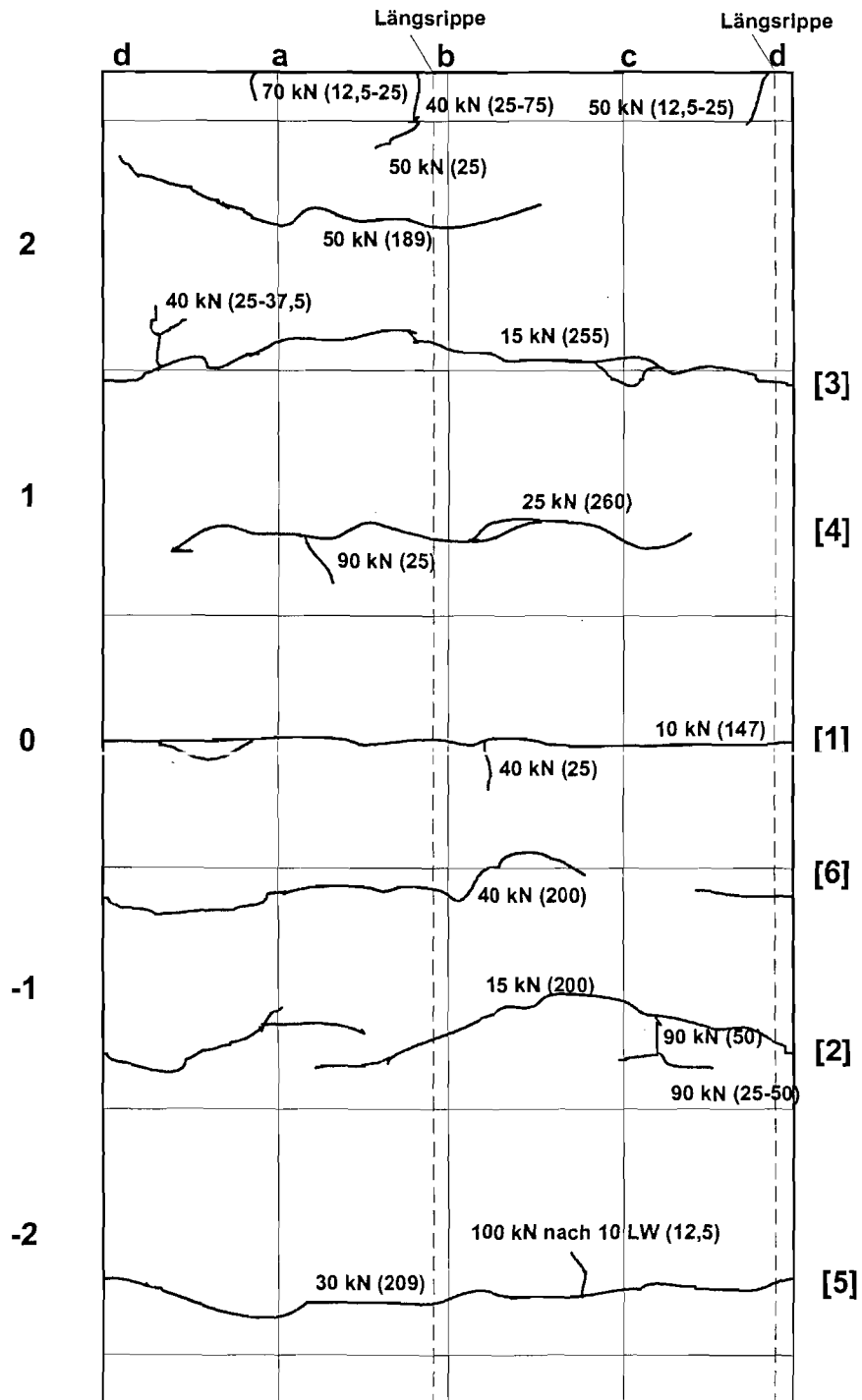
Y: aktuelle Rißbreite in 10⁻³ mm

K6 - 100 kN nach 10 LW

Stahl-Ø = 16 mm

Beton-Ø = 9 cm

M 1: 3



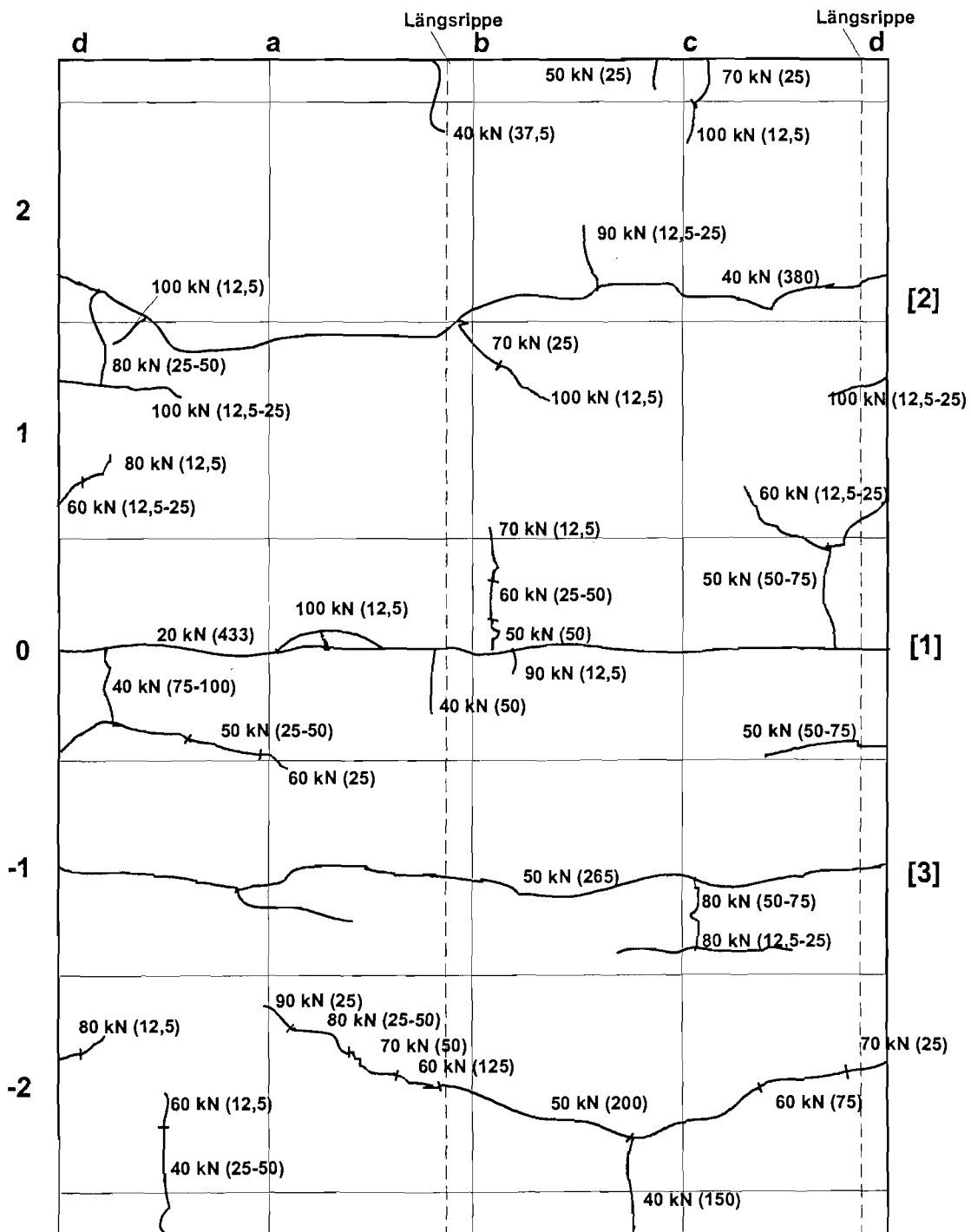
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K7 - 100 kN

Stahl-Ø = 16 mm
 Beton-Ø = 12 cm
 M 1: 3



X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißenstehung

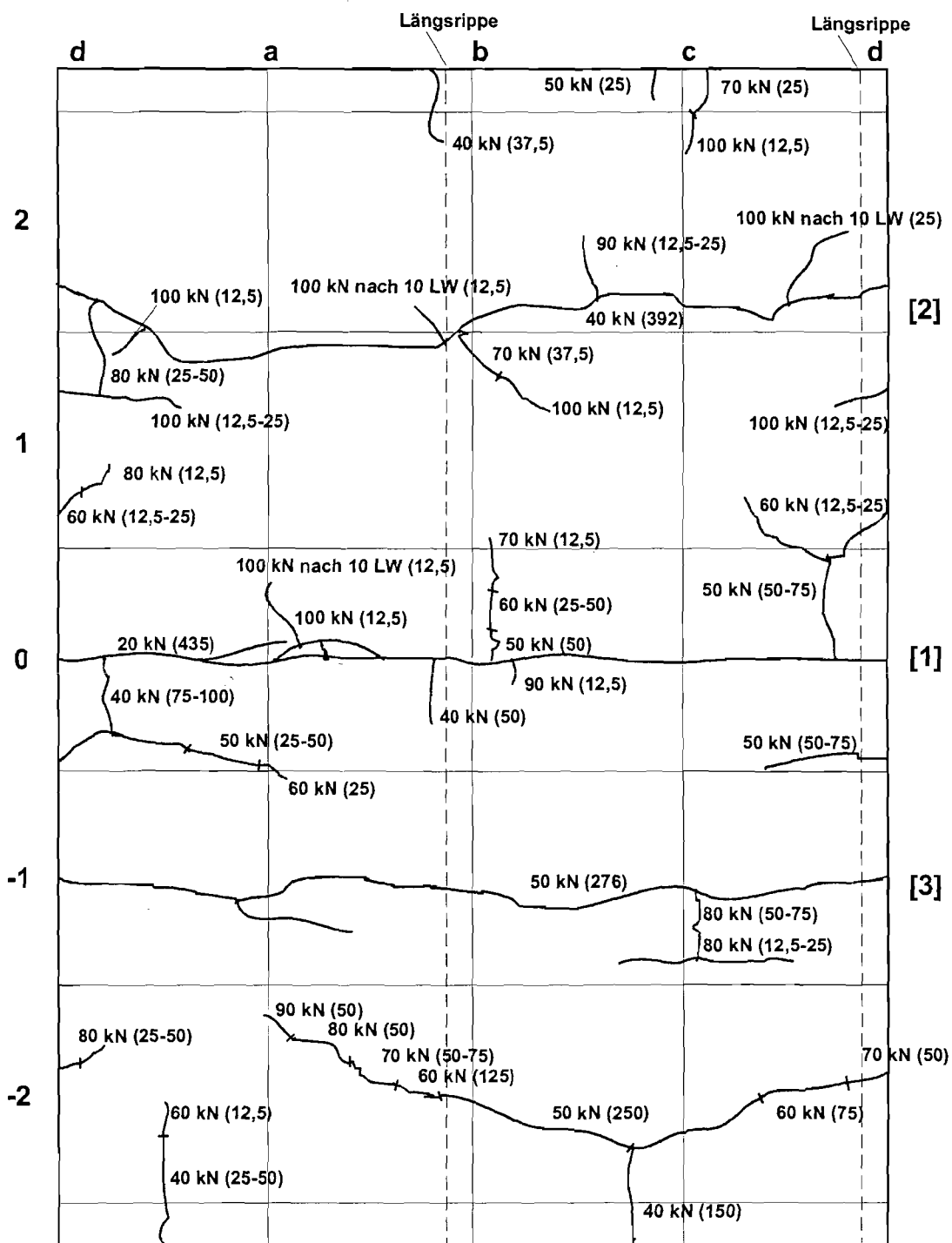
Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K7 - 100 kN nach 10 LW

Stahl- \varnothing = 16 mm

Beton- \varnothing = 12 cm

M 1: 3



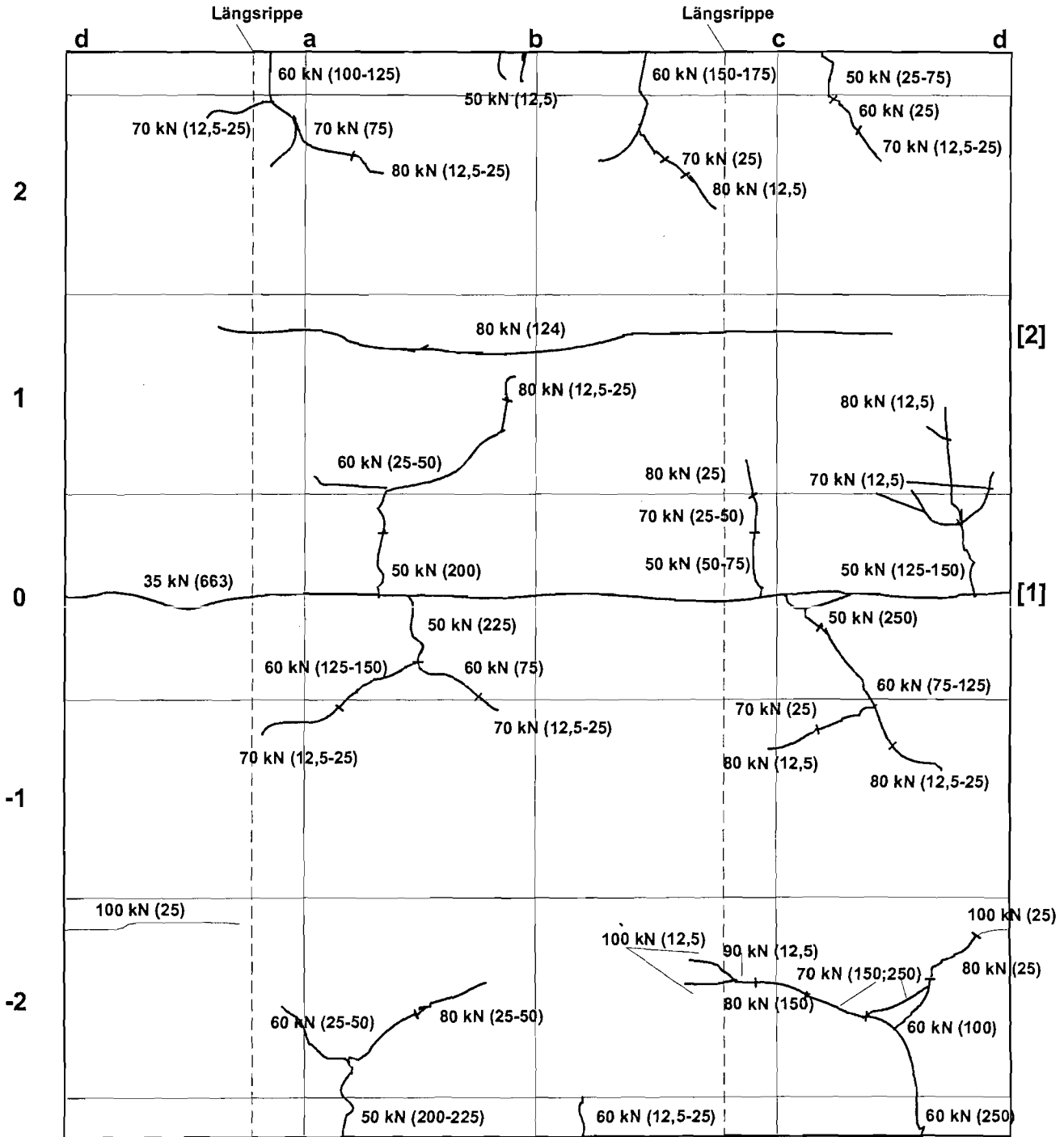
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K8 - 100 kN

Stahl-Ø = 16 mm
 Beton-Ø = 12 cm
 M 1: 3



X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

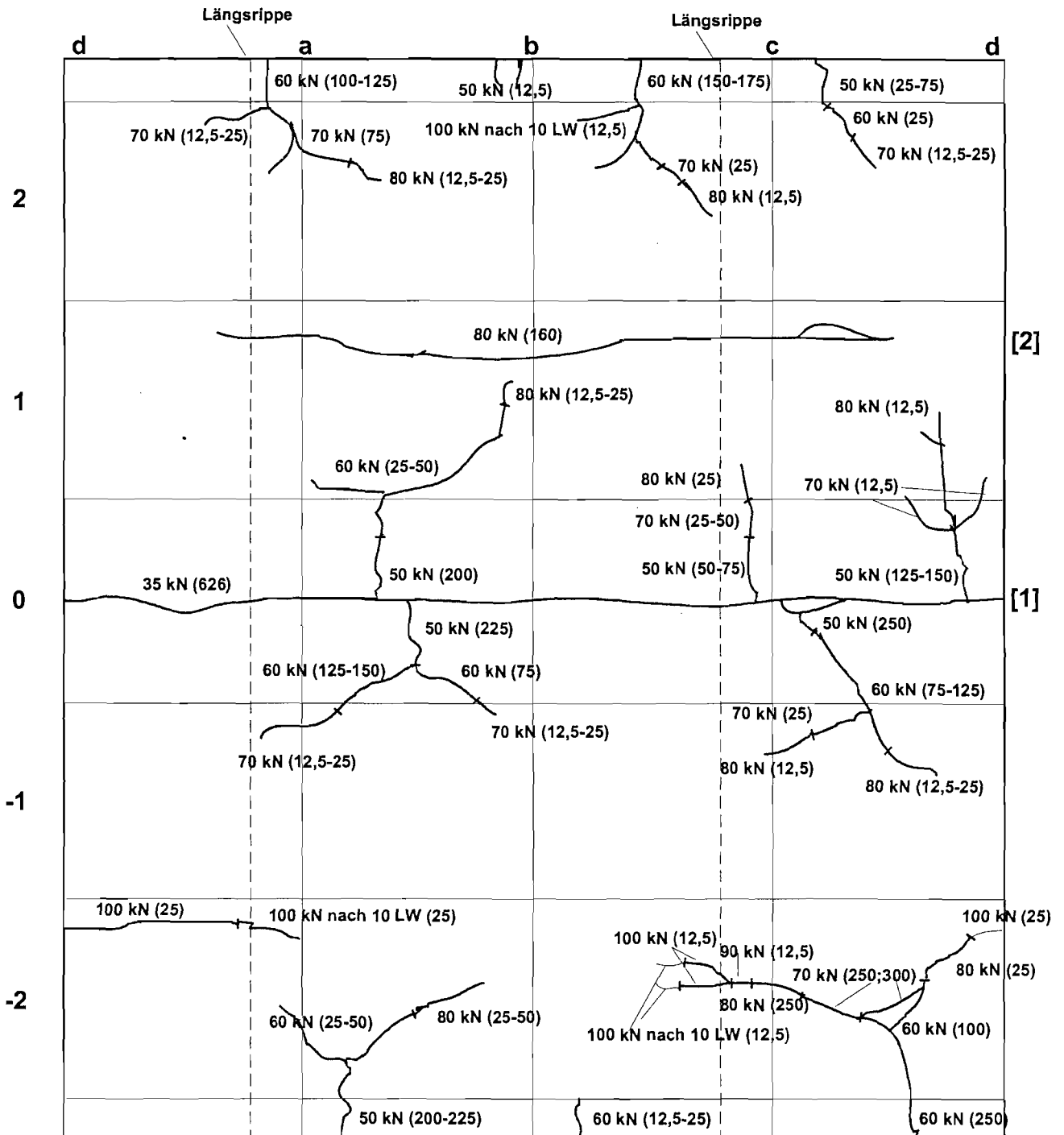
Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K8 - 100 kN nach 10 LW

Stahl-Ø = 16 mm

Beton-Ø = 12 cm

M 1: 3



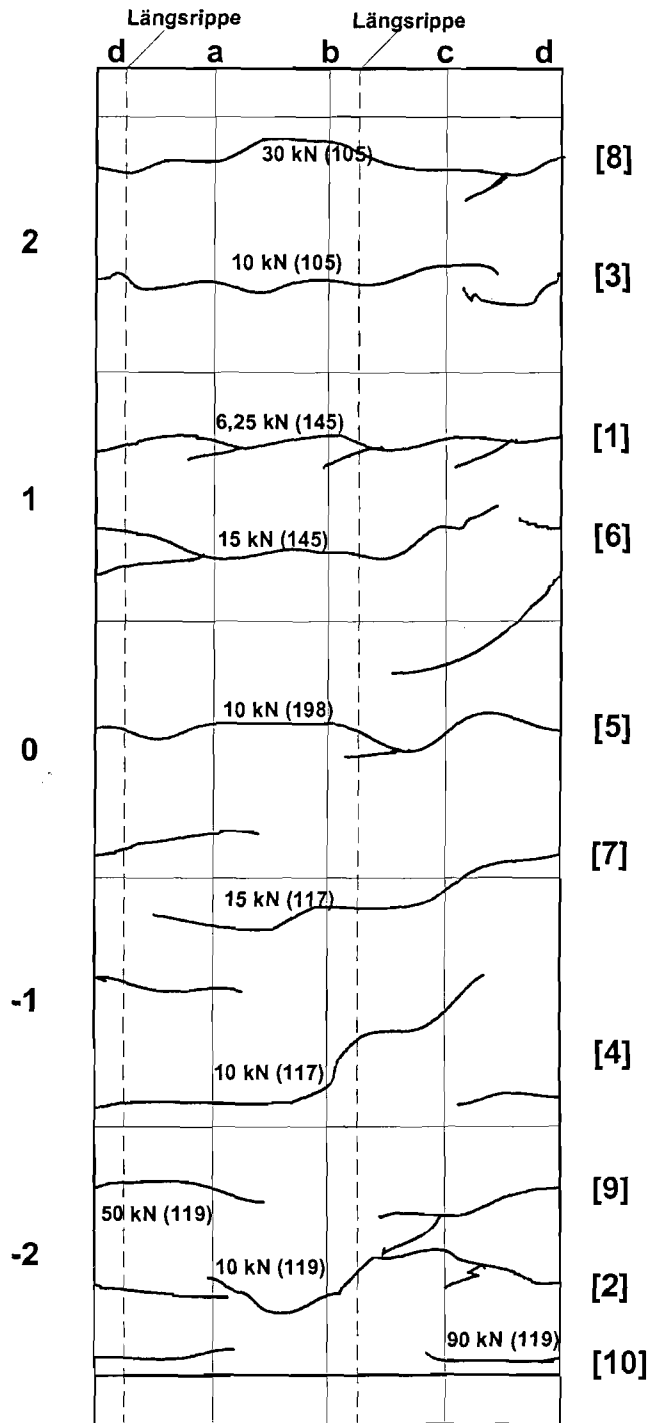
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K9 - 150 kN

Stahl-Ø = 20 mm
 Beton-Ø = 6 cm
 M 1: 3
 ohne Rißvorgabe



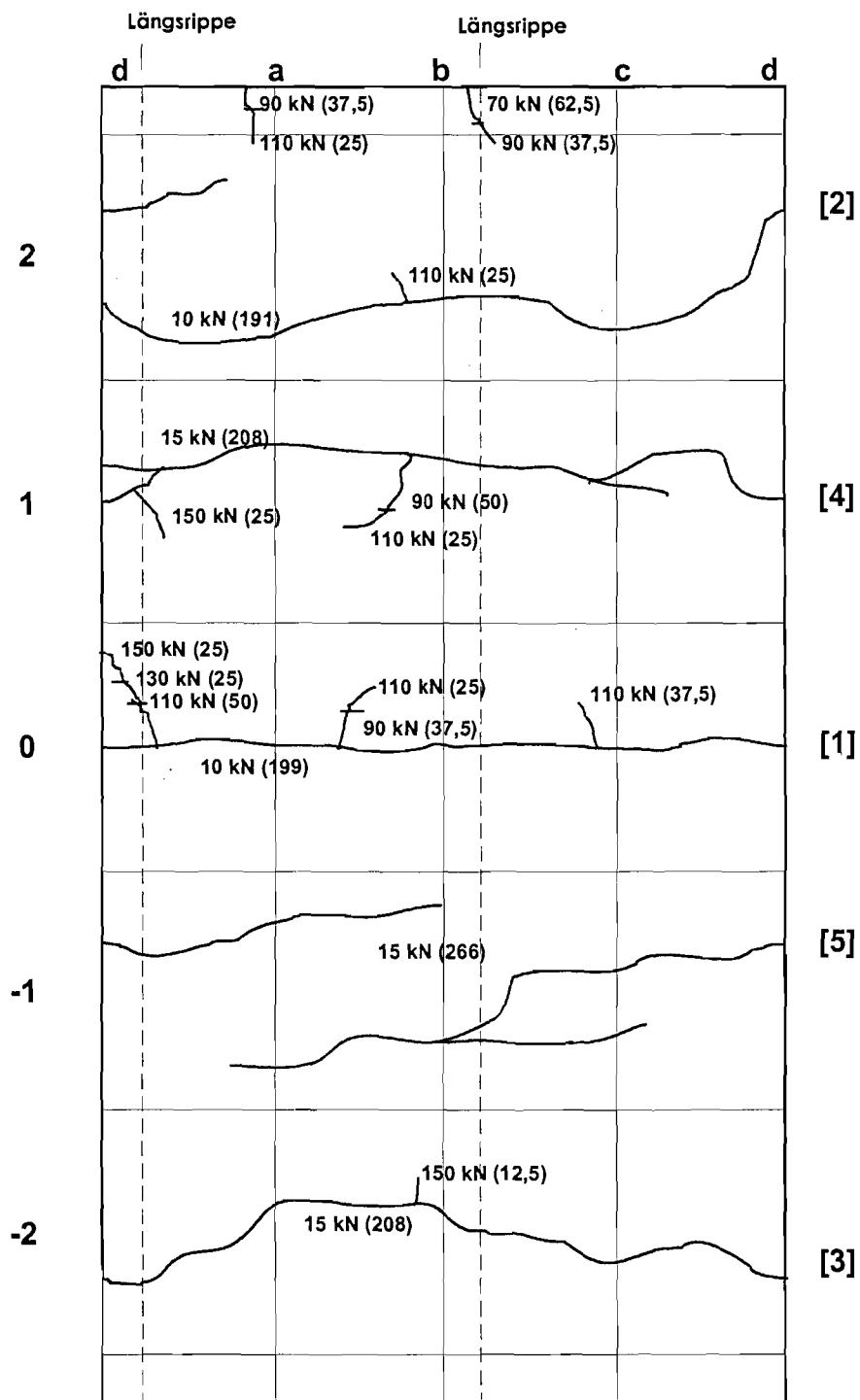
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K10 - 150 kN

Stahl-Ø = 20 mm
 Beton-Ø = 9 cm
 M 1: 3



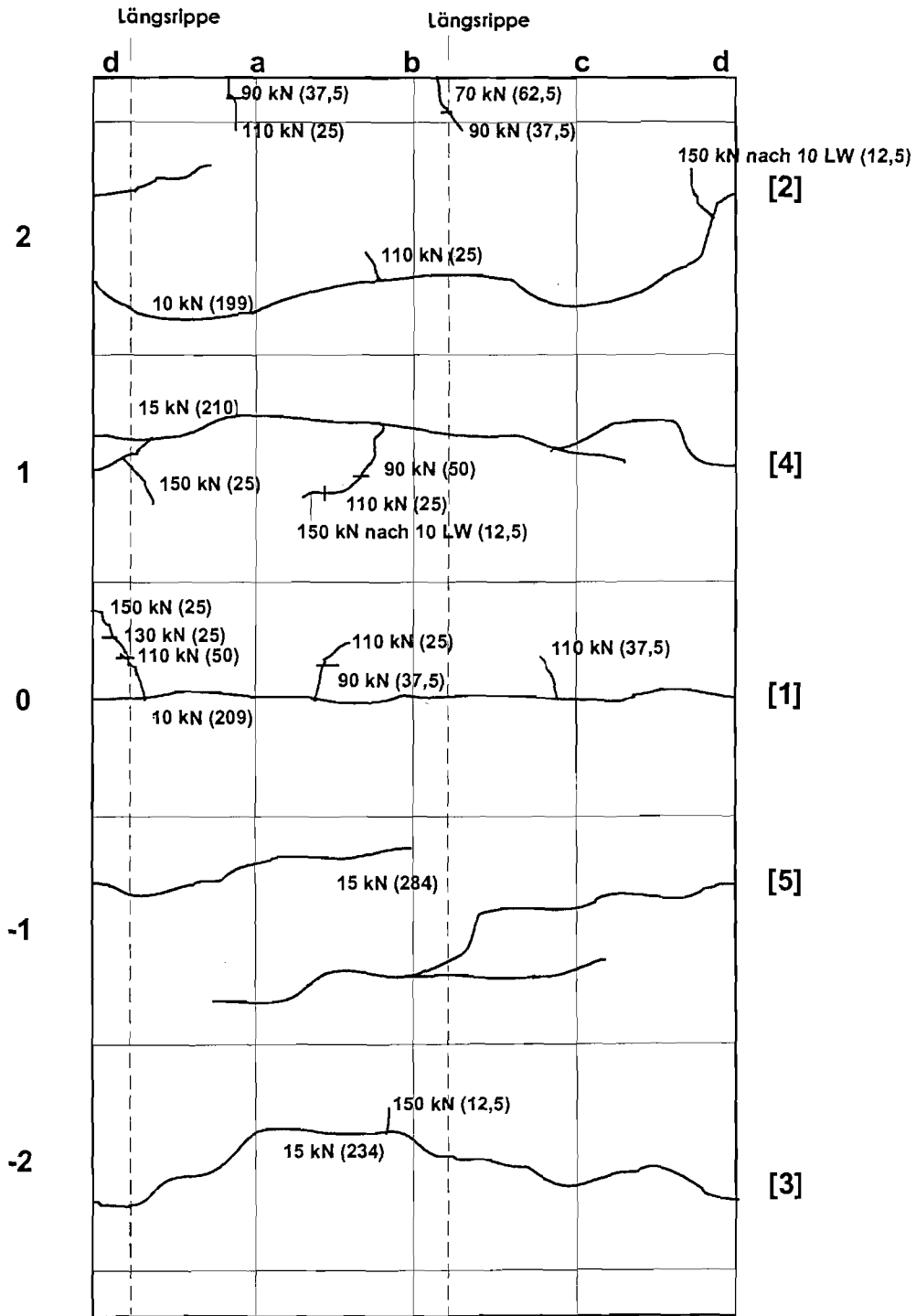
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K10 - 150 kN (10 LW)

Stahl-Ø = 20 mm
 Beton-Ø = 9 cm
 M 1: 3



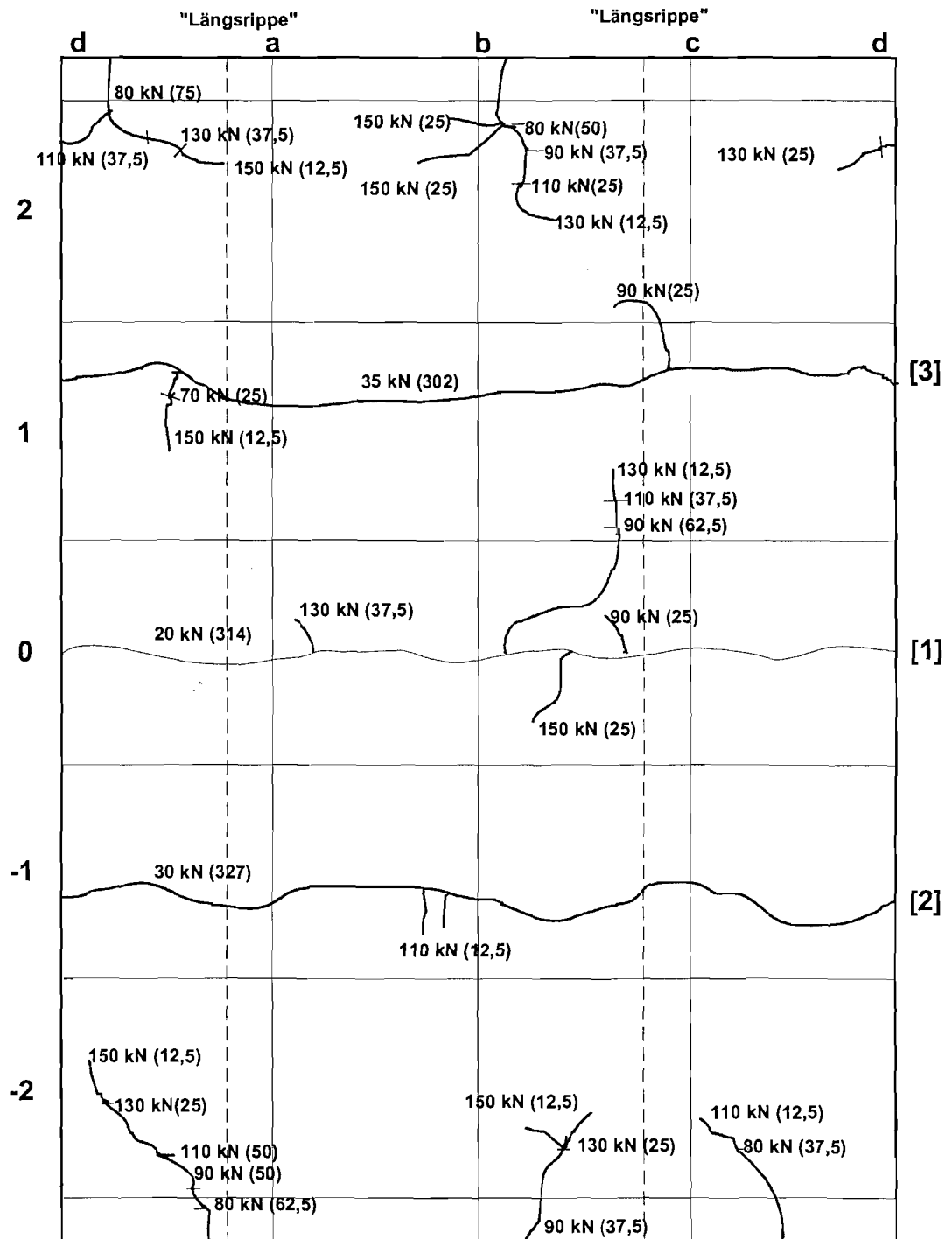
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißenstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10⁻³ mm

K11 - 150 kN

Stahl-Ø = 20 mm
 Beton-Ø=12 cm
 M 1: 3



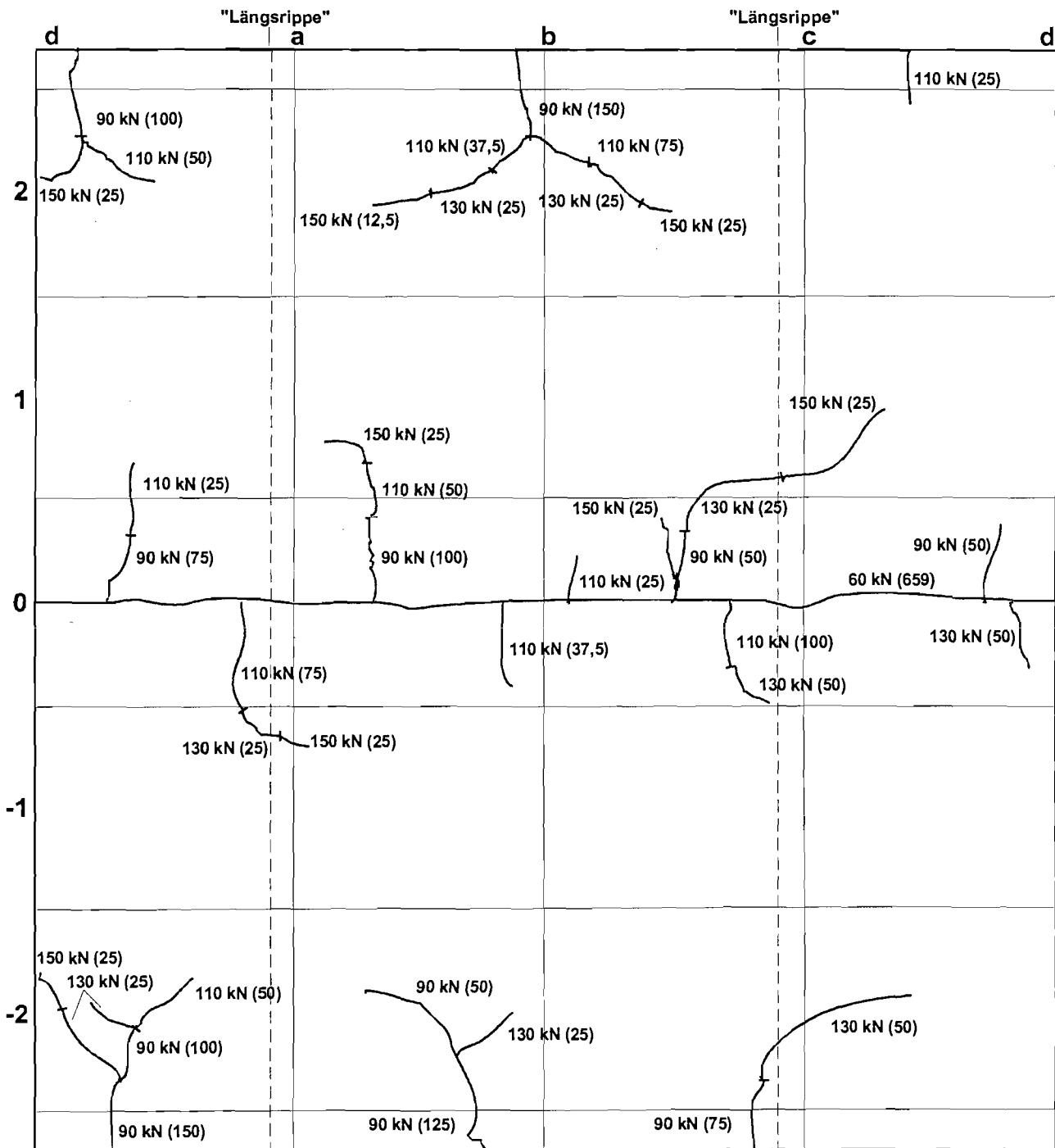
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K12 - 150 kN

Stahl-Ø = 20 mm
 Beton Ø = 18 cm



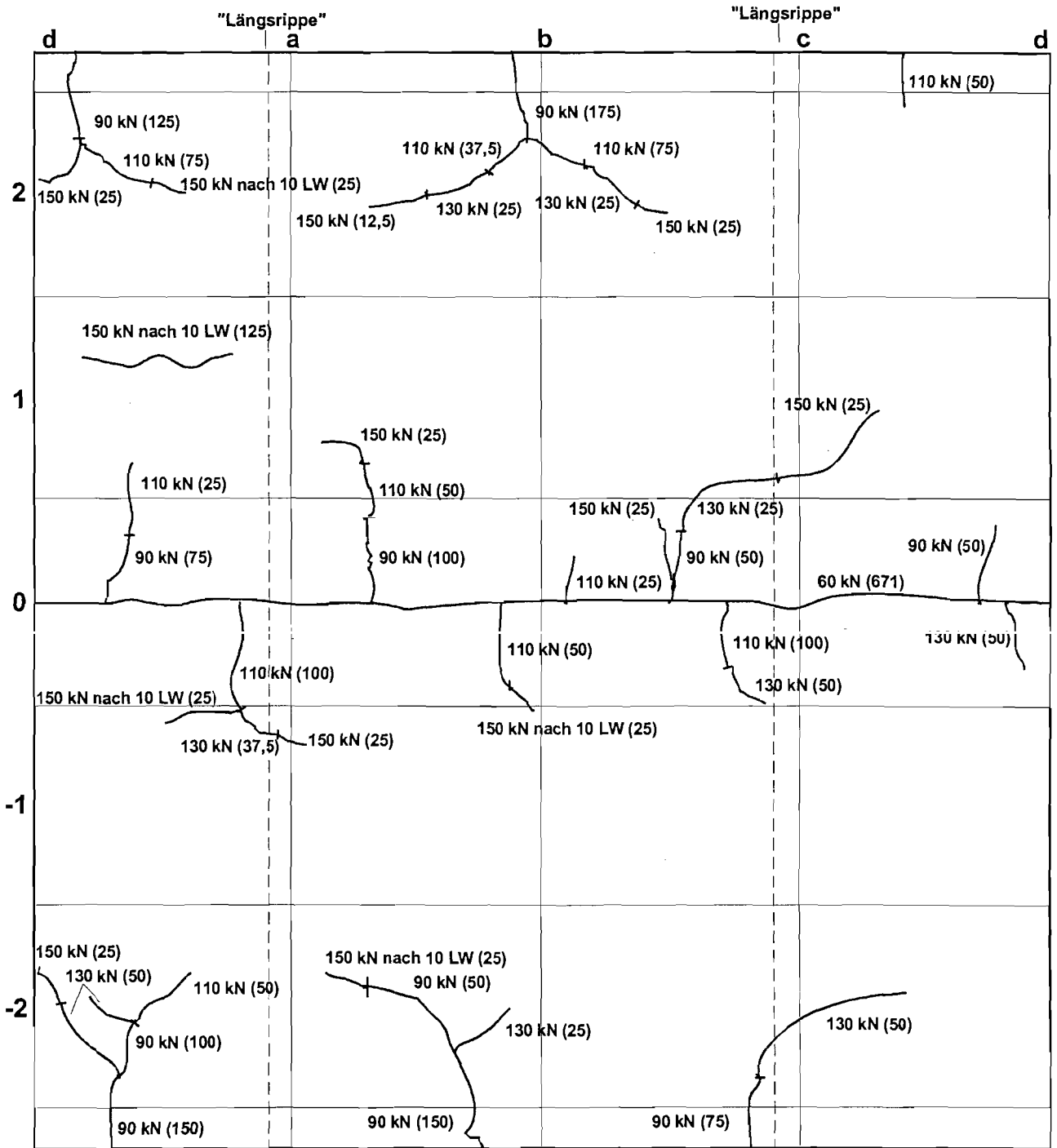
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K12 - 150 kN nach 10 LW

Stahl-Ø = 20 mm
 Beton-Ø = 18 cm



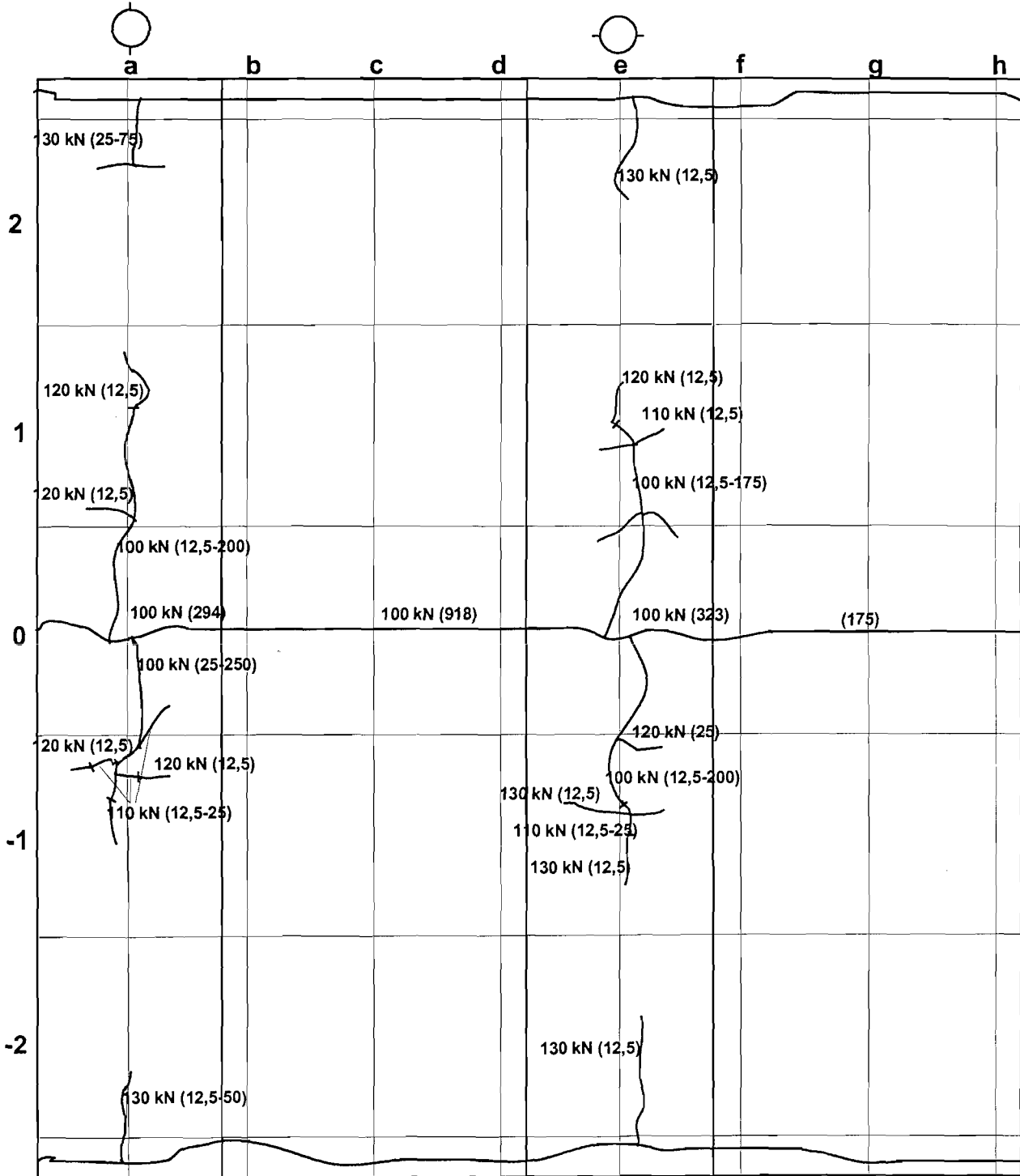
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißenstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

Stahl $\varnothing = 16 \text{ mm}$
 Beton: $15 \times 25 \times 54 \text{ cm}$
 $c_{\text{nom}} = 2 \text{ cm}$
 M 1: 3 bzw. M 1: 5

K13 - 130 kN



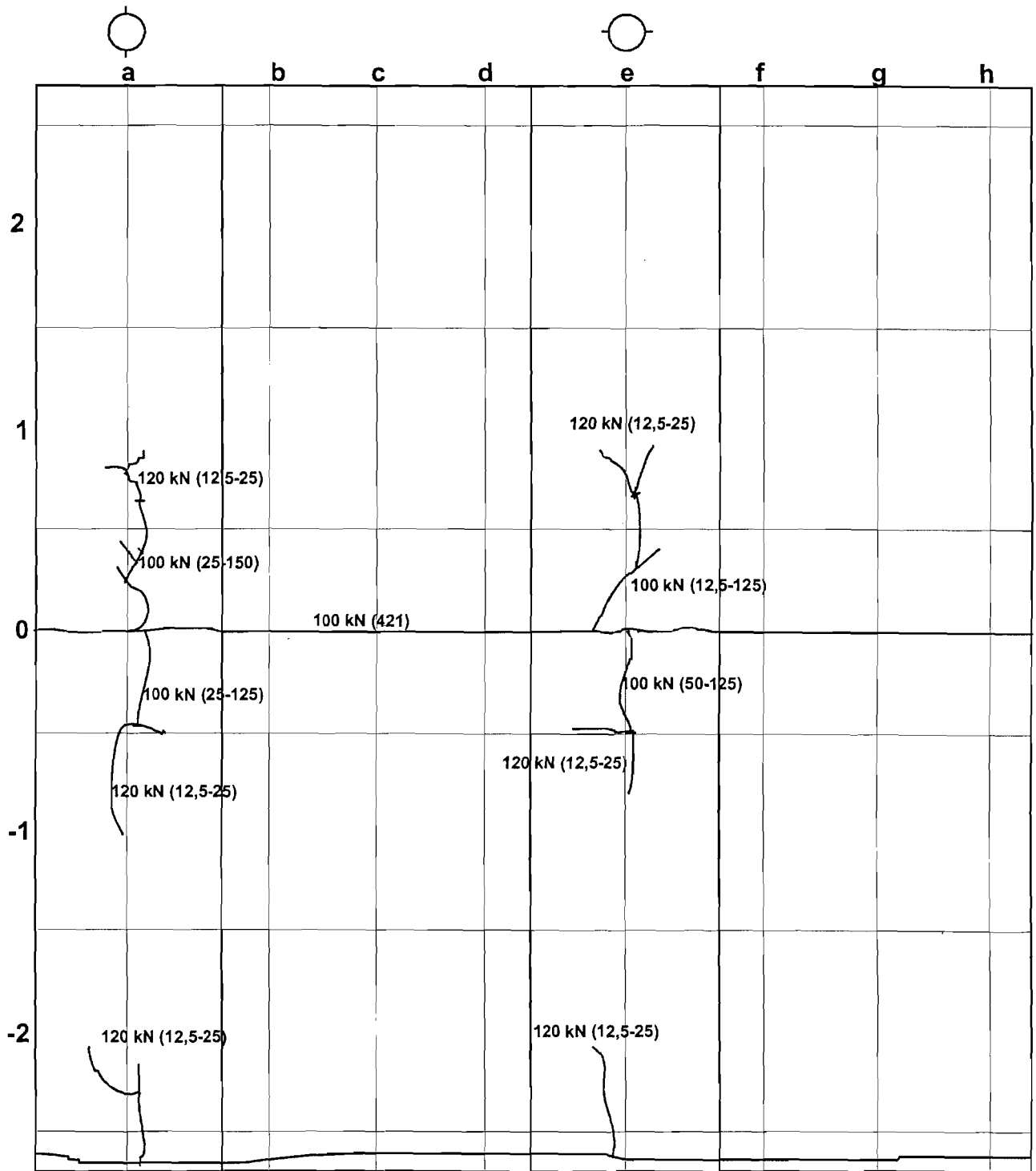
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

Stahl $\varnothing = 16$ mm
Beton: 15*25*54 cm
 $c_{nom} = 3,5$ cm
M 1: 3 bzw. M 1: 5

K14-120 kN



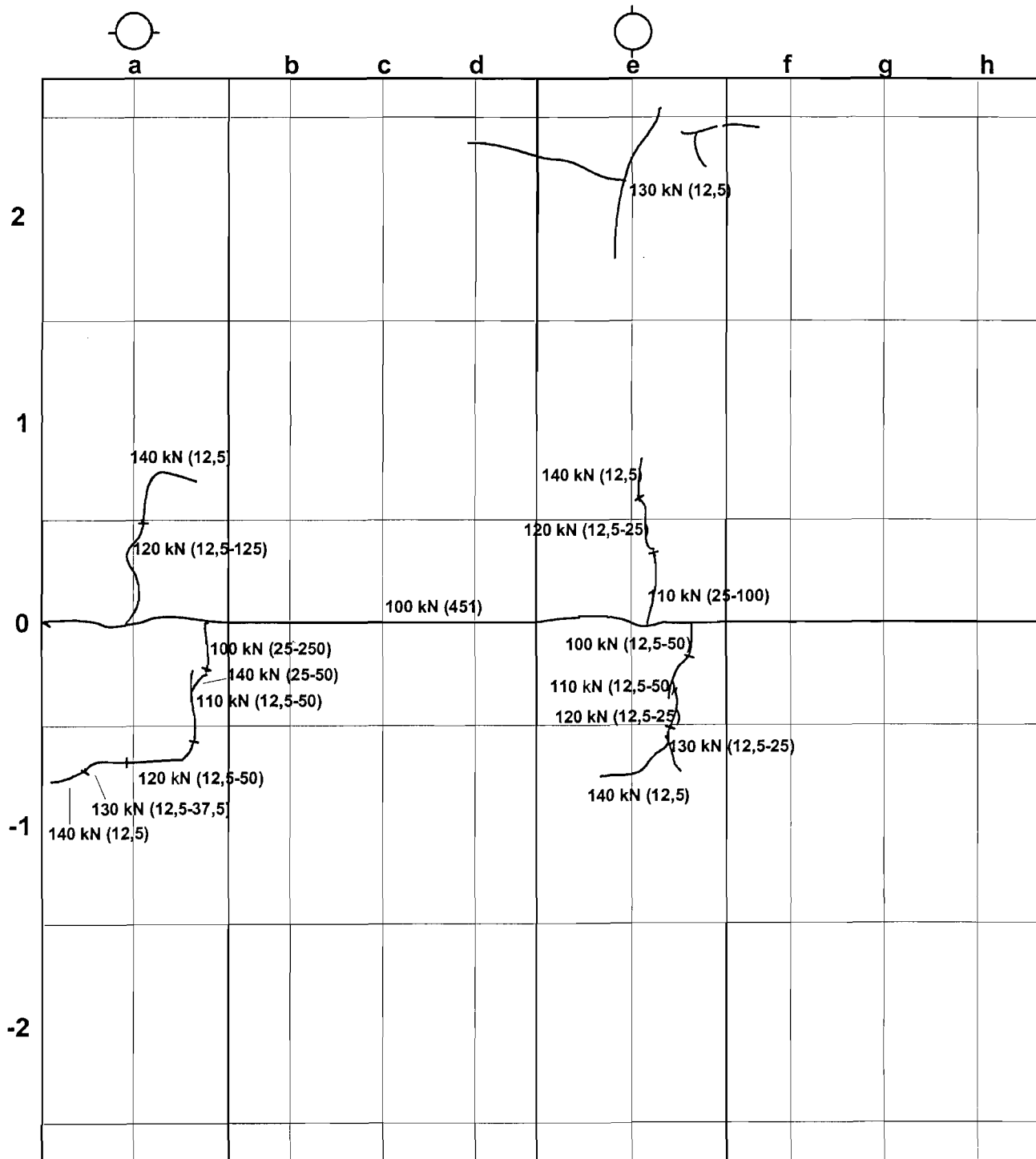
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

Stahl $\varnothing = 16 \text{ mm}$
 Beton: $15 \times 25 \times 54 \text{ cm}$
 $c_{\text{nom}} = 5 \text{ cm}$
 M 1: 3 bzw M 1: 5

K15 - 140 kN



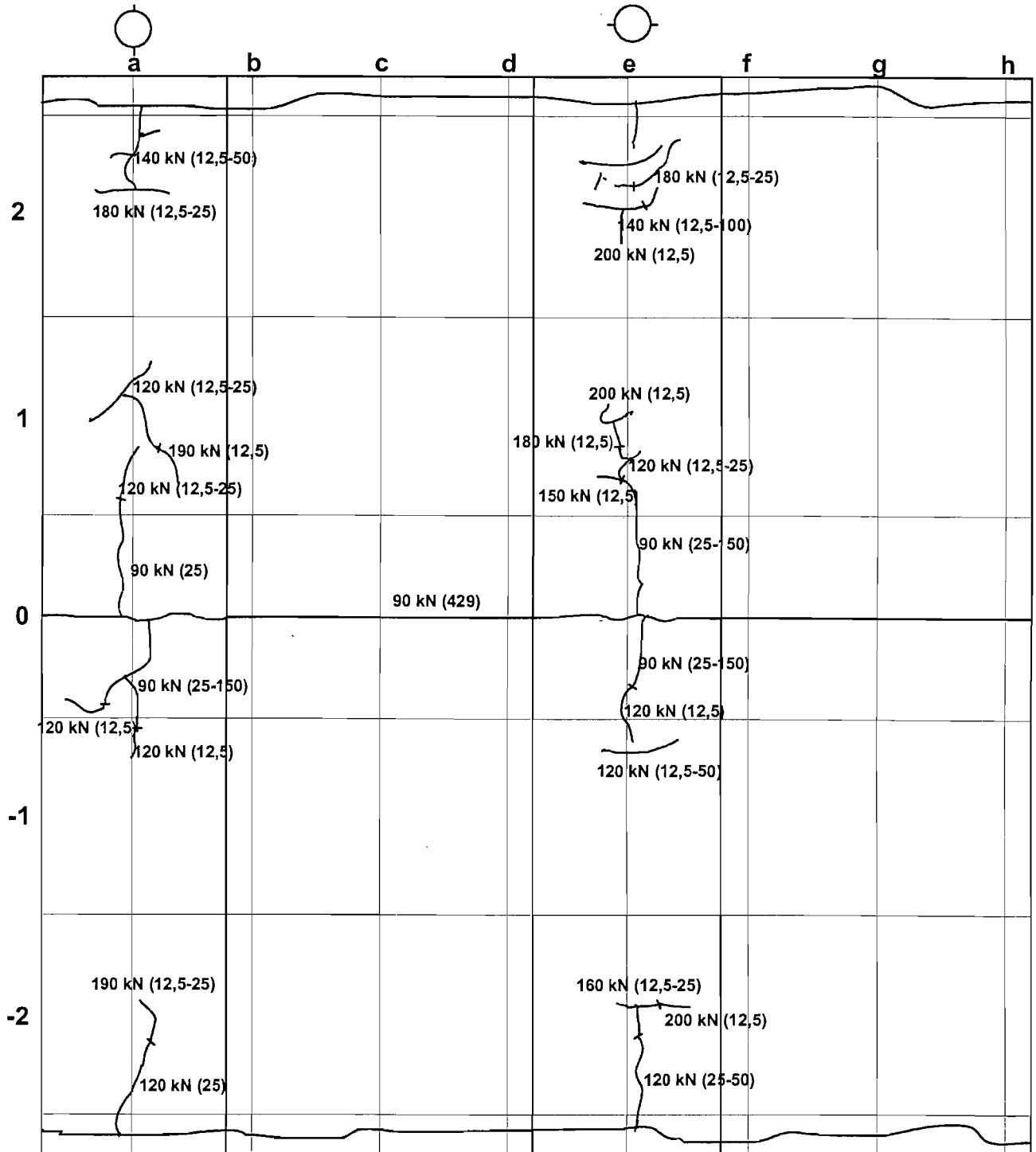
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

Stahl $\varnothing = 20$ mm
 Beton: 15*25*54 cm
 $c_{nom} = 2$ cm
 M 1: 3 bzw M 1: 5

K16 - 200 kN



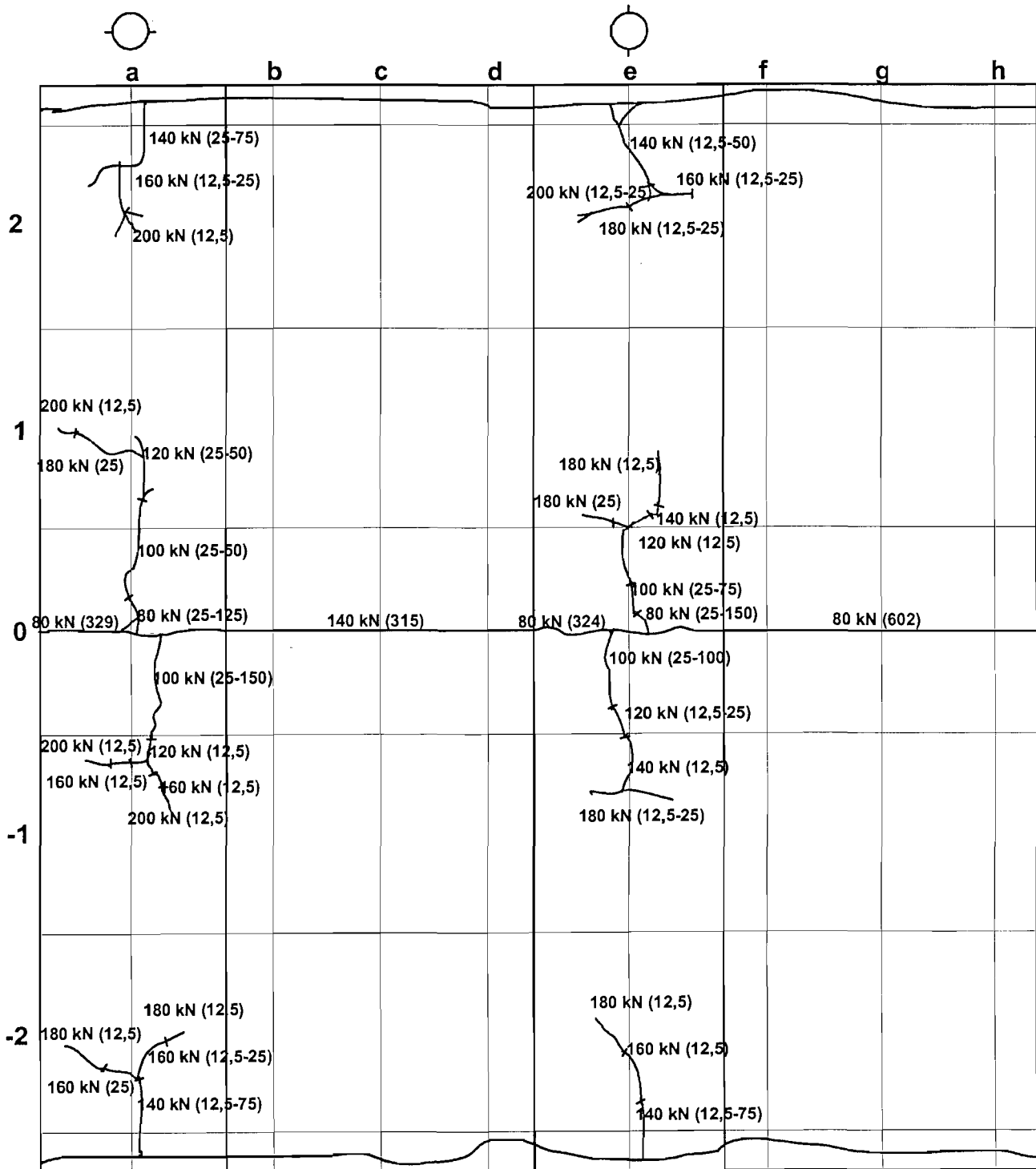
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

Stahl $\varnothing = 20$ mm
 Beton: 15*25*54 cm
 $c_{nom} = 3,5$ cm
 M 1: 3 bzw. M 1: 5

K17-200 kN



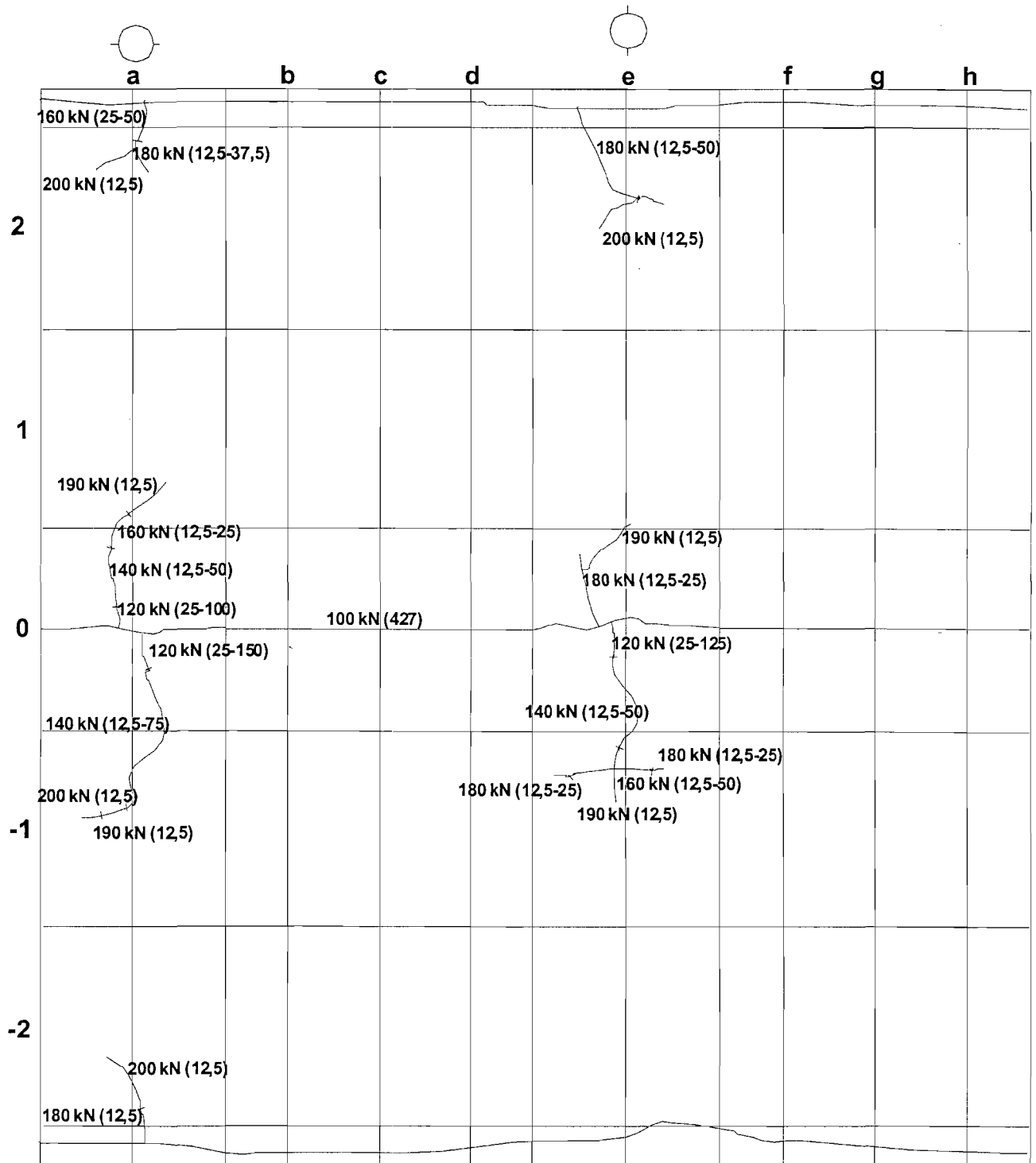
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

Stahl $\varnothing = 20$ mm
 Beton: 15*25*54 cm
 $c_{nom} = 5$ cm
 M 1: 3 bzw. M 1: 5

K18 - 200 kN



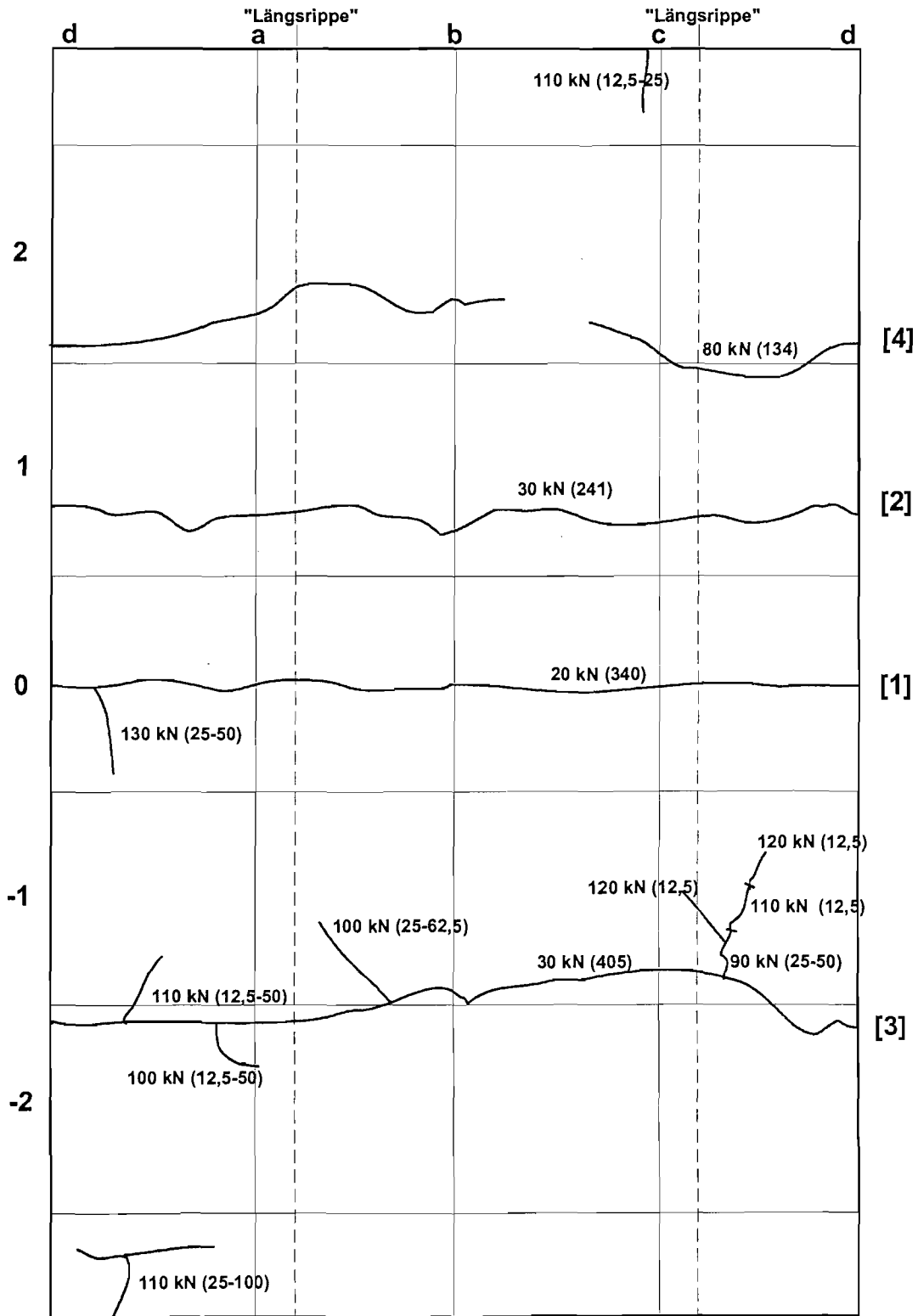
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K19 - 130 kN

Stahl-Ø = 20 mm
 Beton-Ø = 12 cm
 M 1: 3



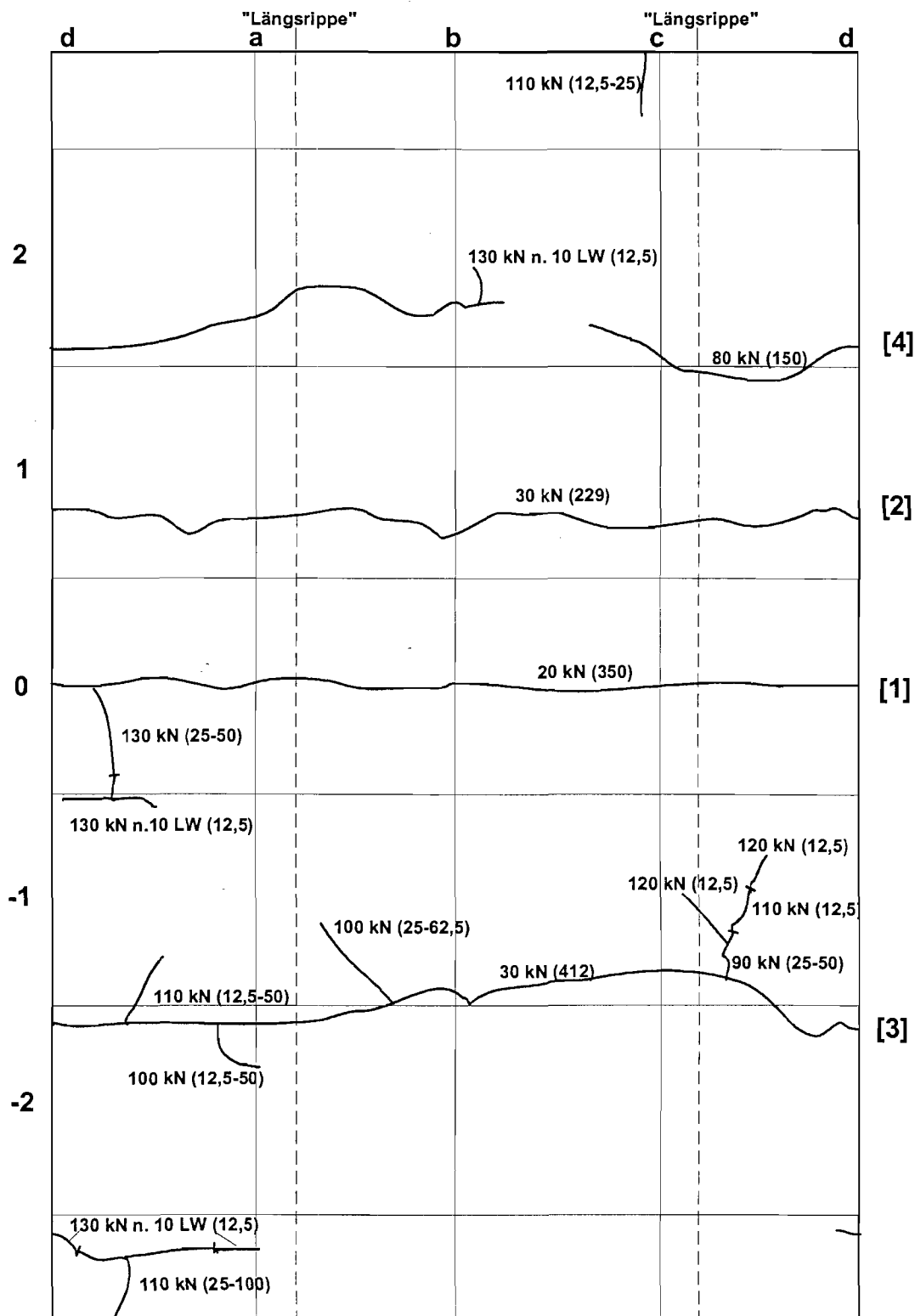
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K19 - 130 kN nach 10 Lastwechseln

Stahl- \varnothing = 20 mm
 Beton- \varnothing = 12 cm
 M 1: 3



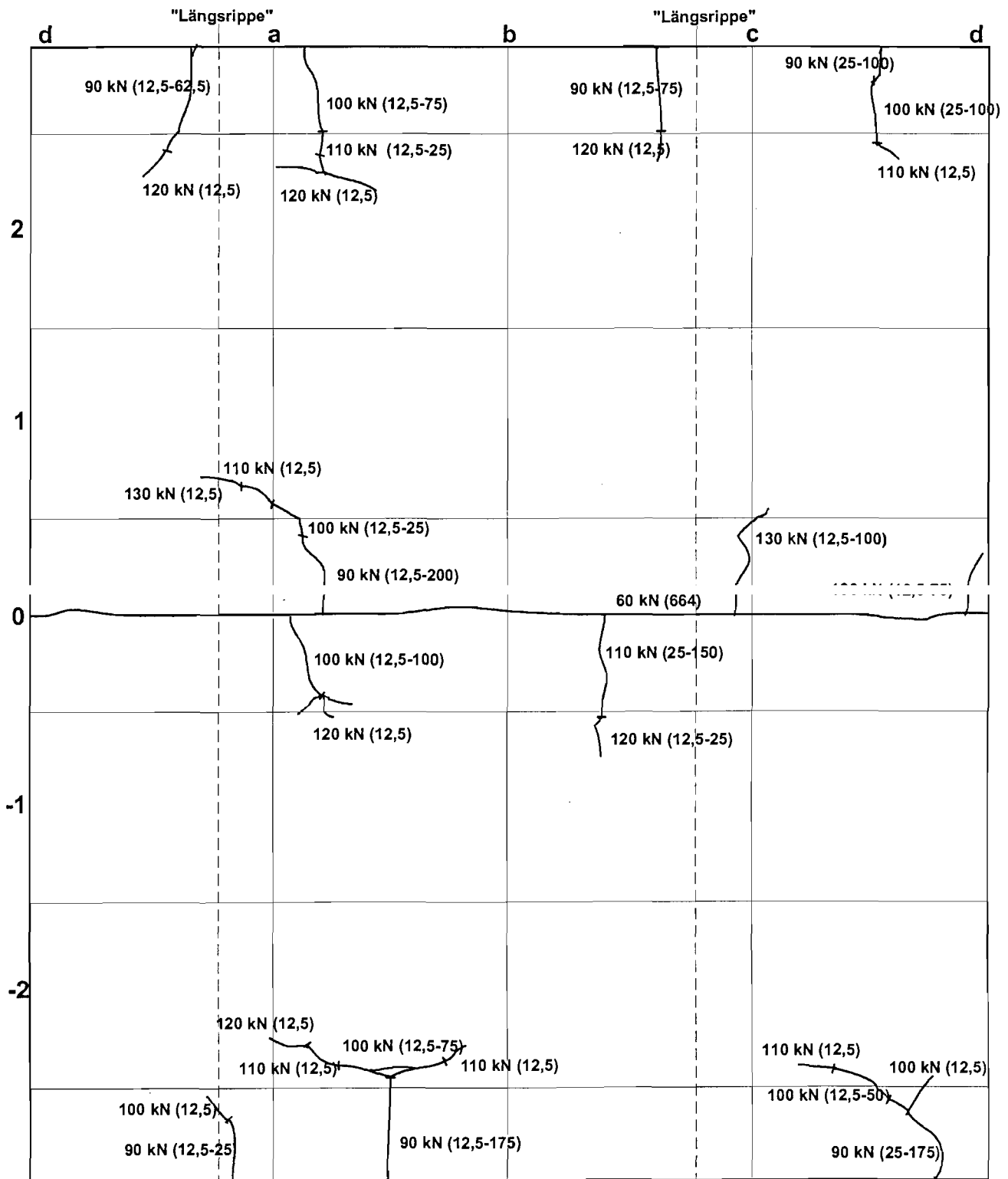
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißenstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K20 - 130 kN

Stahl-Ø = 20 mm
 Beton-Ø = 19 cm



X kN (Y):

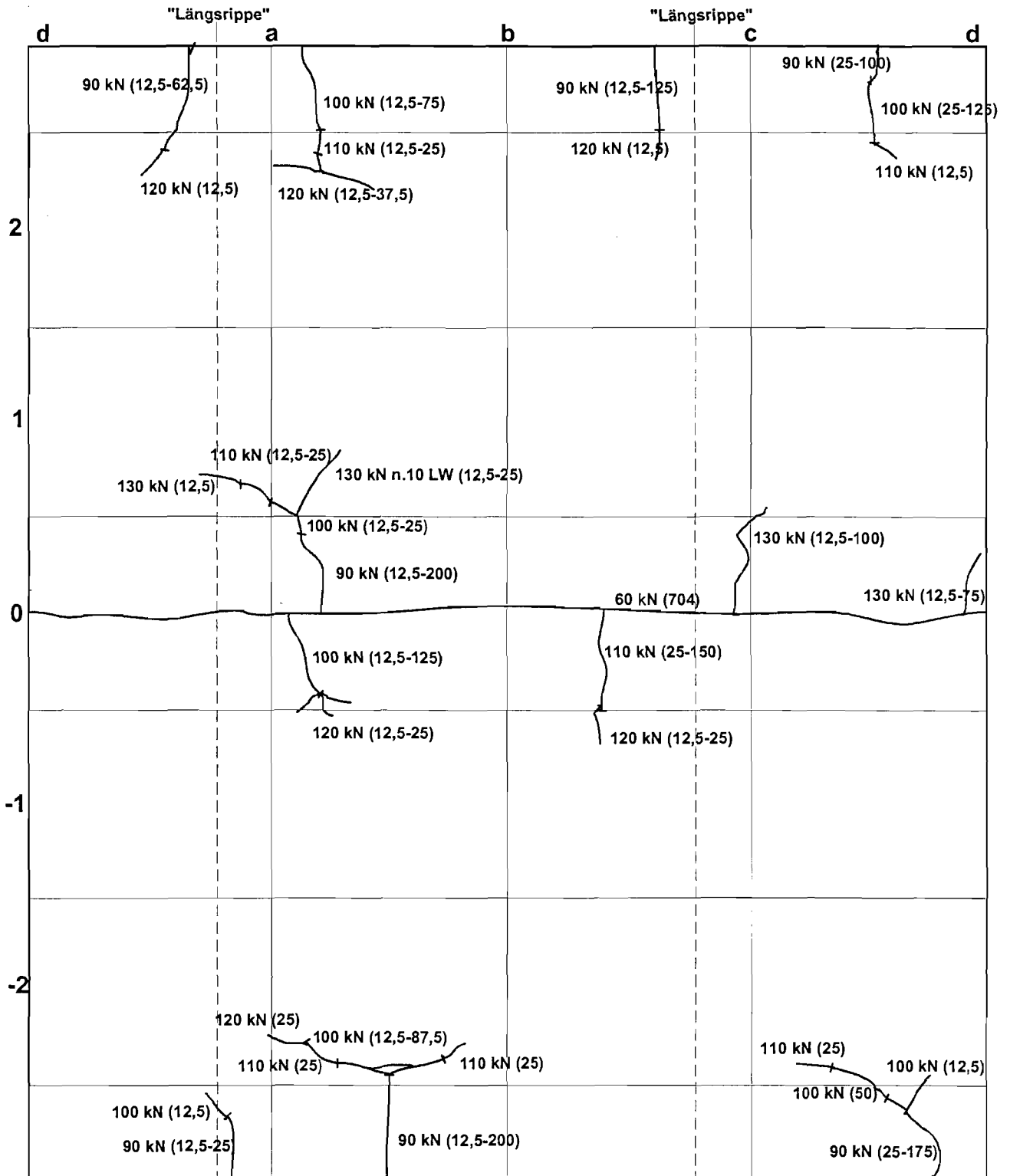
X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K20 - 130 kN nach 10 Lastwechseln

Stahl-Ø = 20 mm

Beton-Ø = 19 cm



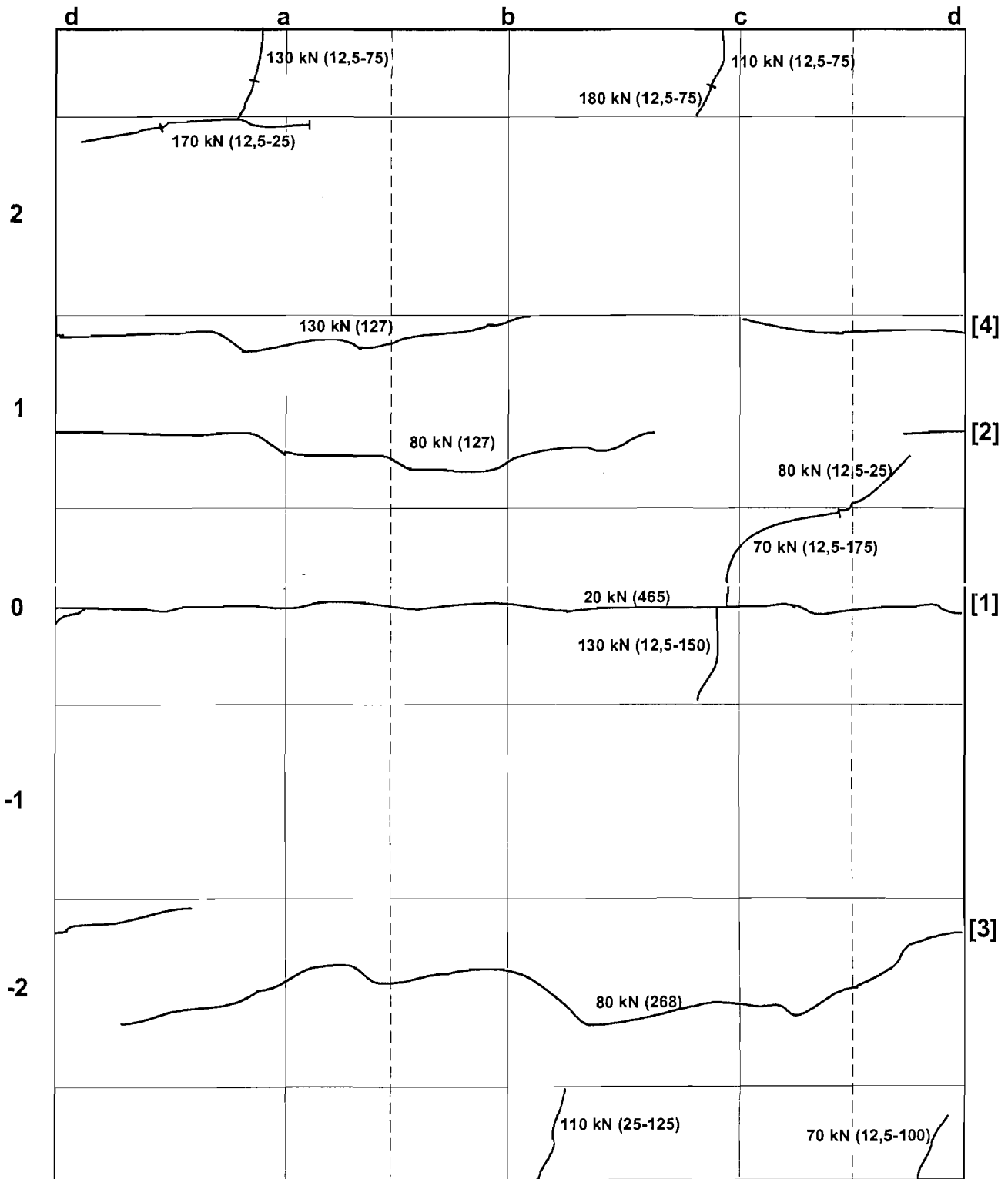
X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K21 - 200 kN

Stahl-Ø = 25 mm
 Beton-Ø = 15 cm
 M 1: 3



X kN (Y):

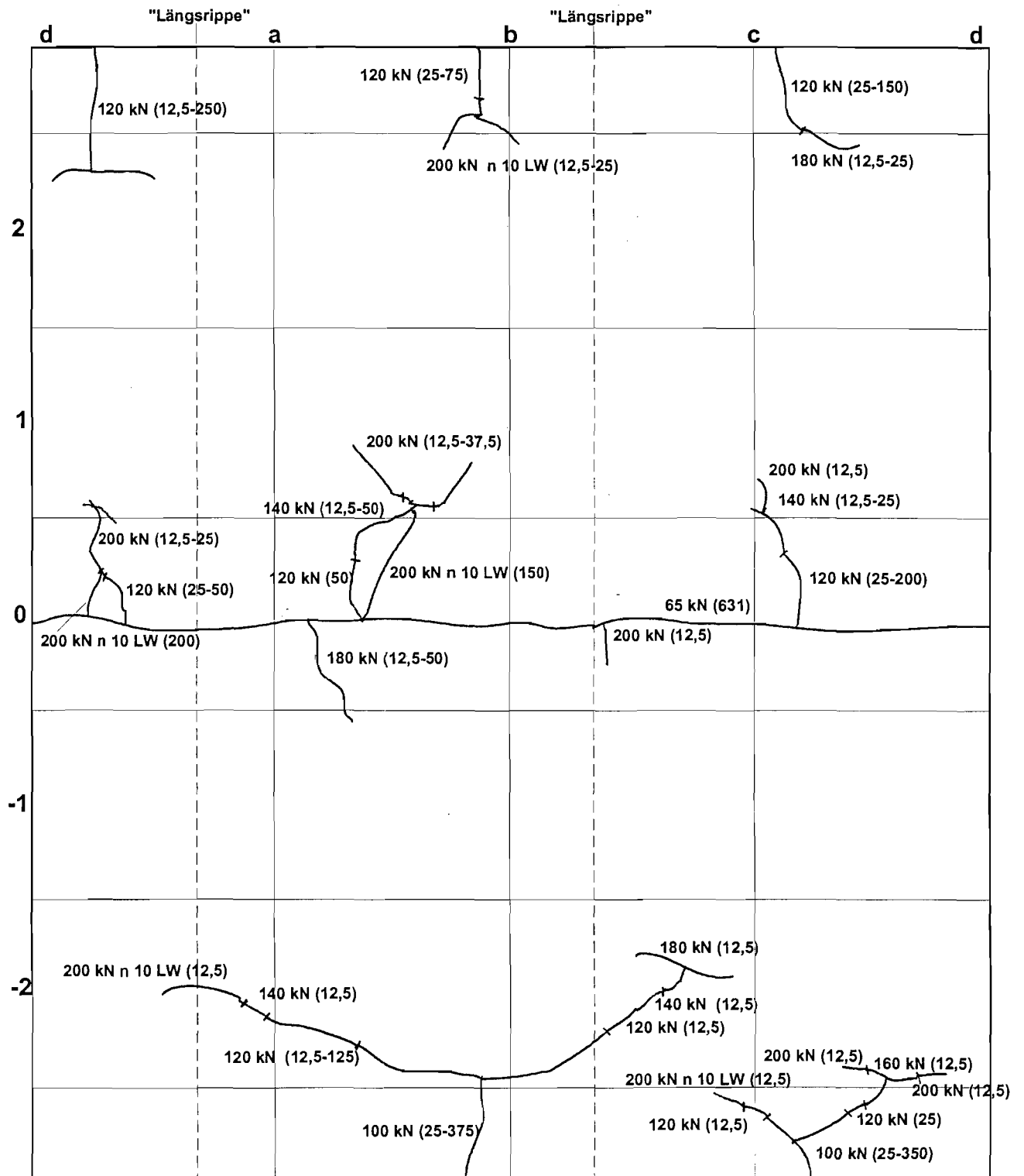
X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

K22 - 200 kN nach 10 Lastwechseln

Stahl- \varnothing = 25 mm

Beton- \varnothing = 19 cm



X kN (Y):

X: Laststufe bei Rißentstehung

Y: aktuelle Rißbreite in 10^{-3} mm

2 Stahl- und Verbundspannungsverläufe Körper K 19

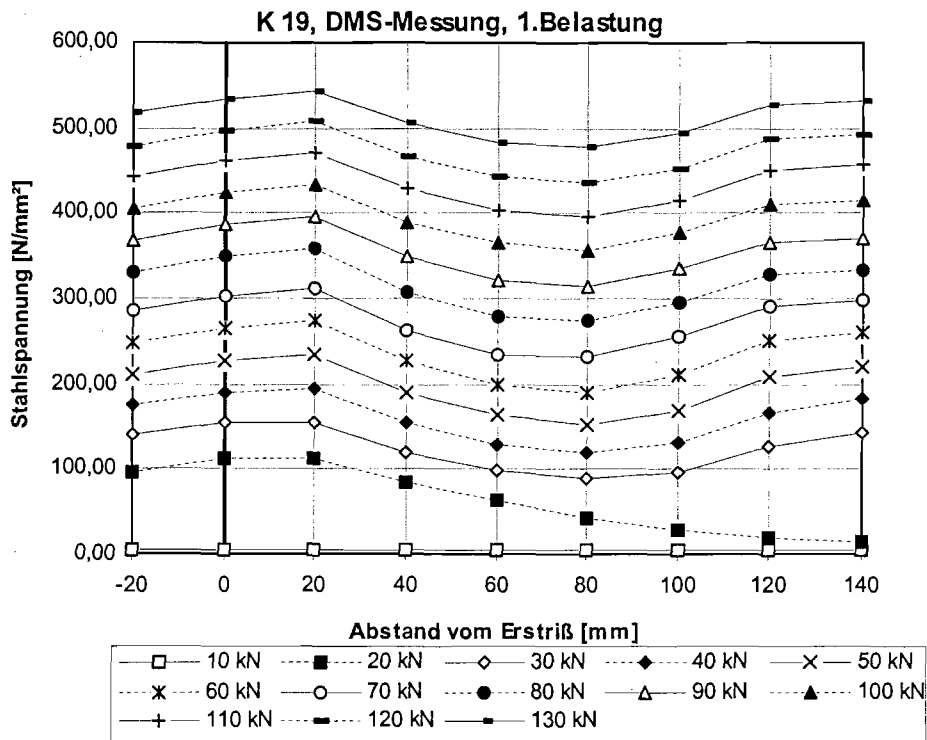


Bild A-2.1 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 19, 1. Belastung

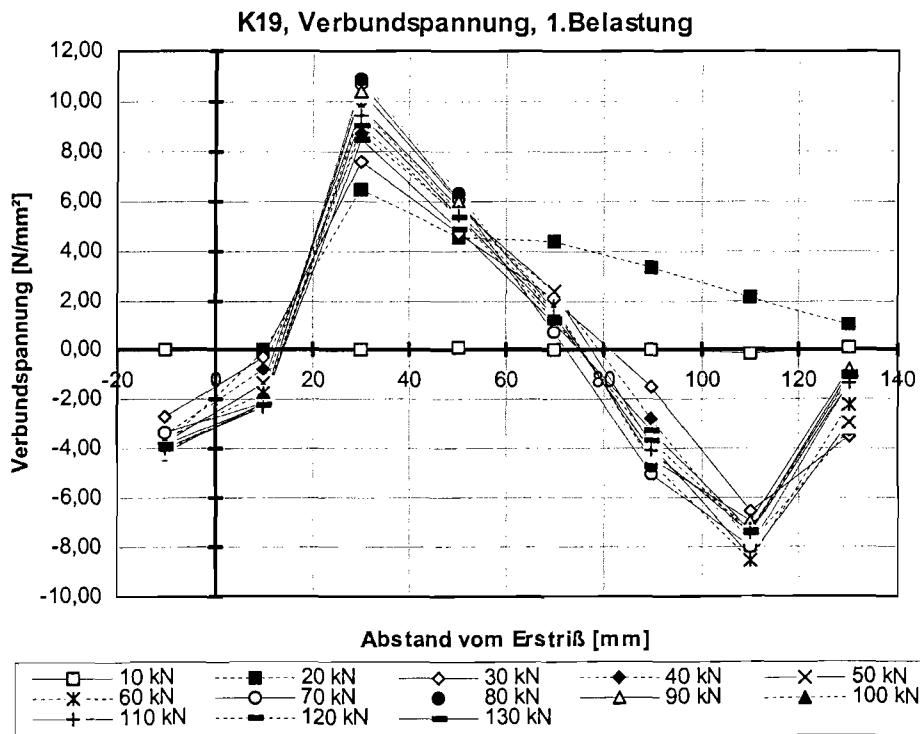


Bild A-2.2 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 19, 1. Belastung

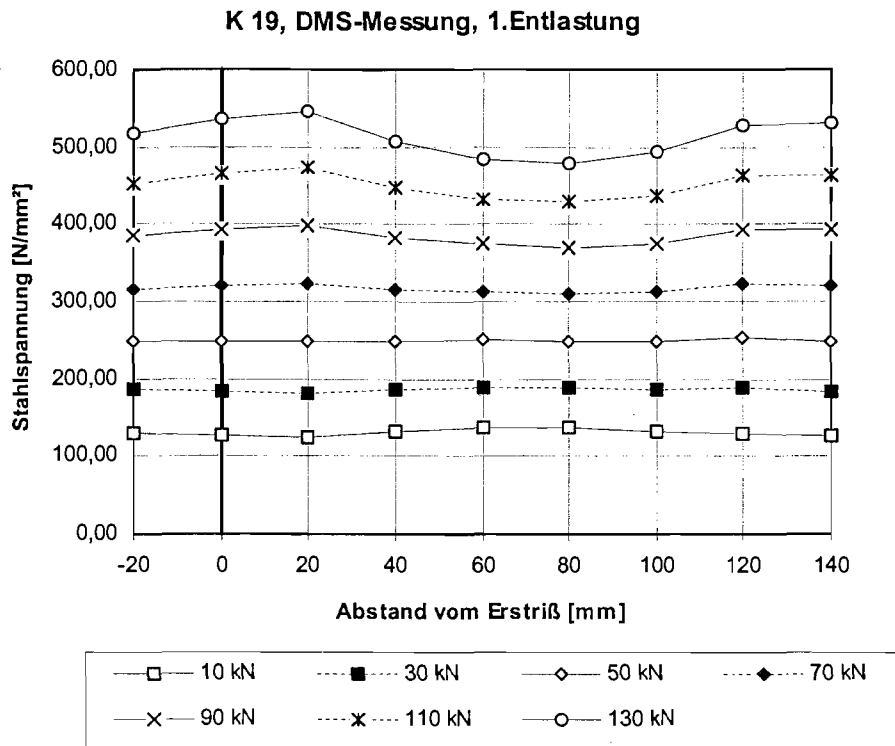


Bild A-2.3 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 19, 1. Entlastung

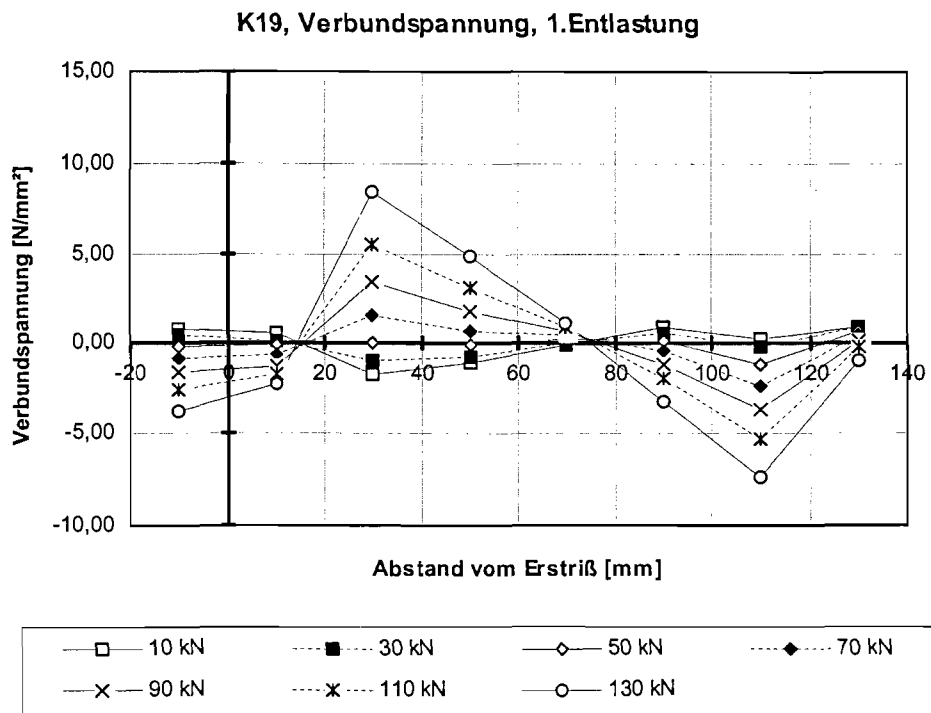


Bild A-2.4 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 19, 1. Entlastung

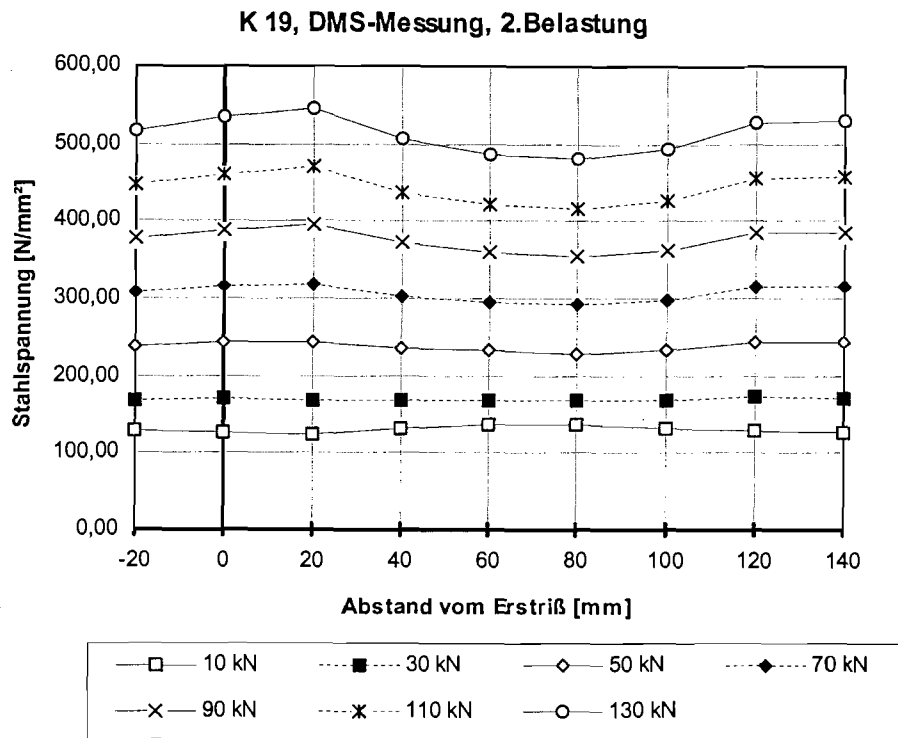


Bild A-2.5 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 19, 2. Belastung

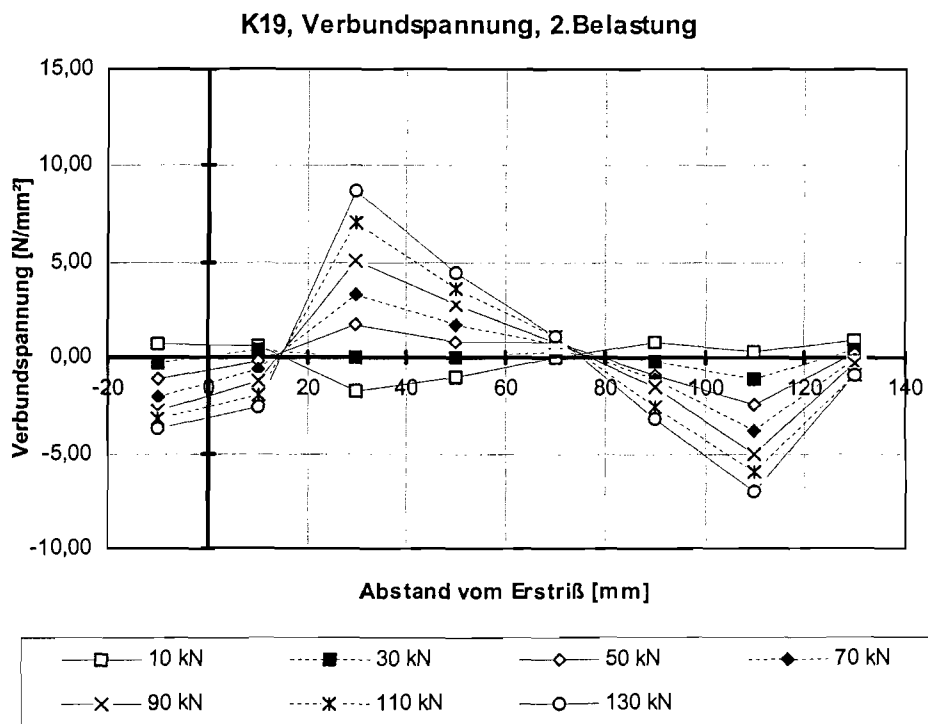


Bild A-2.6 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 19, 2. Belastung

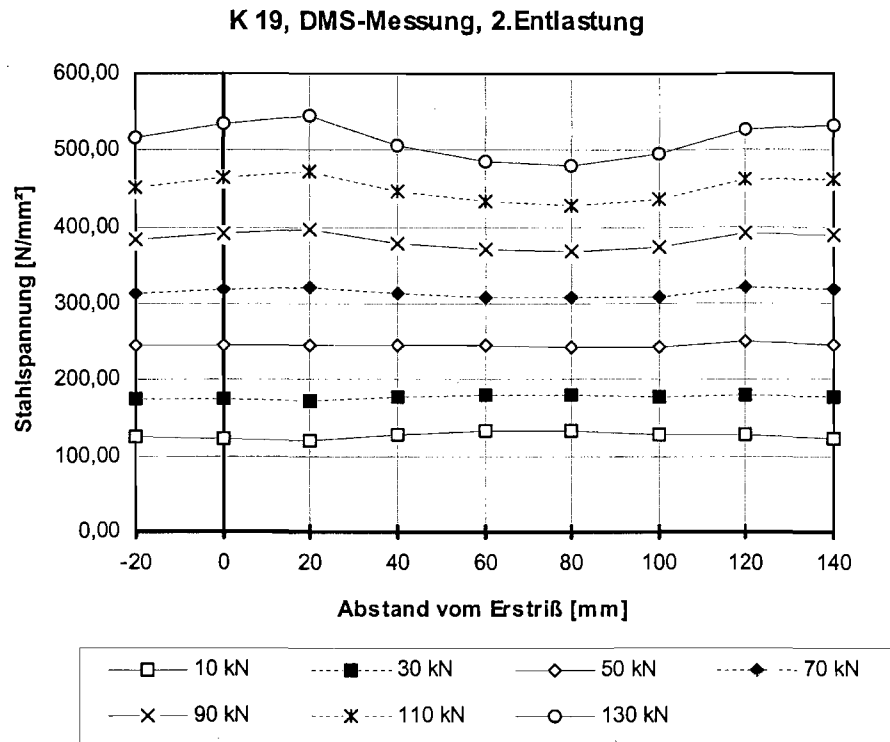


Bild A-2.7 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 19, 2. Entlastung

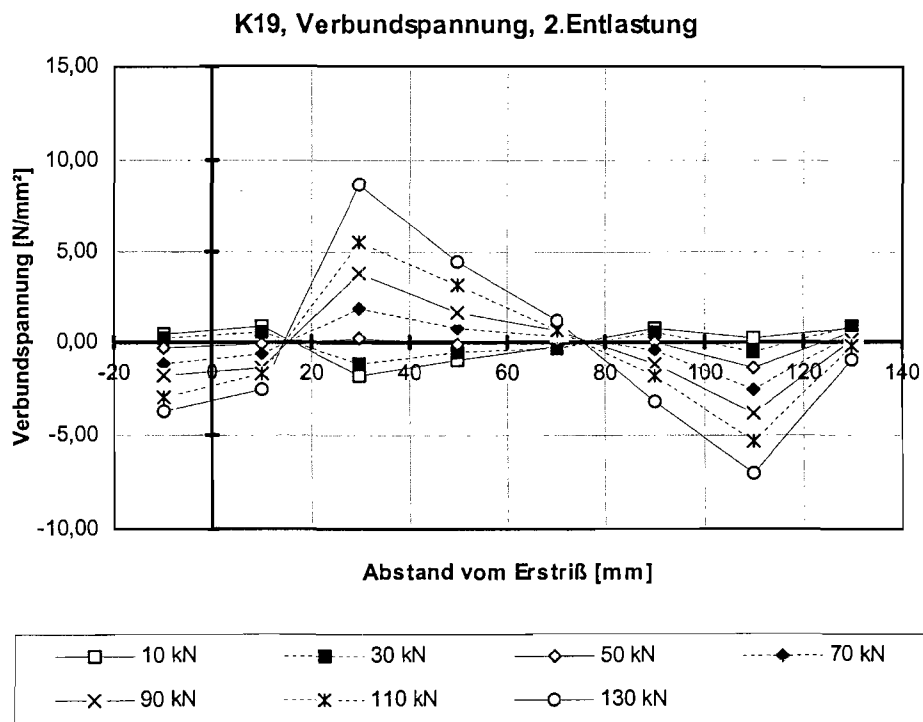


Bild A-2.8 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 19, 2. Entlastung

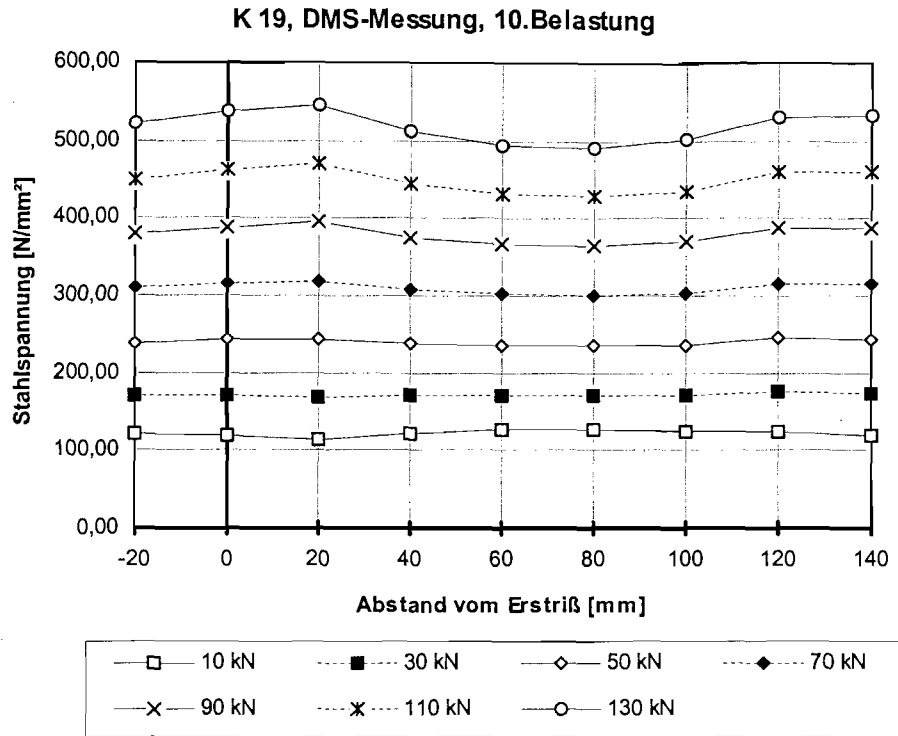


Bild A-2.9 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 19, 10. Belastung

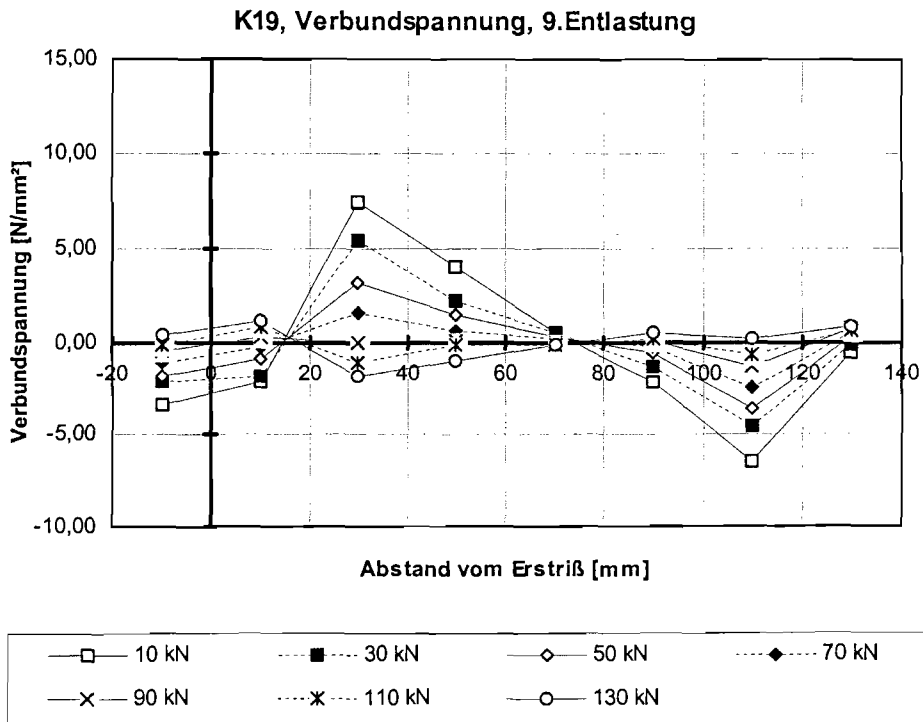


Bild A-2.10 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 19, 10. Belastung

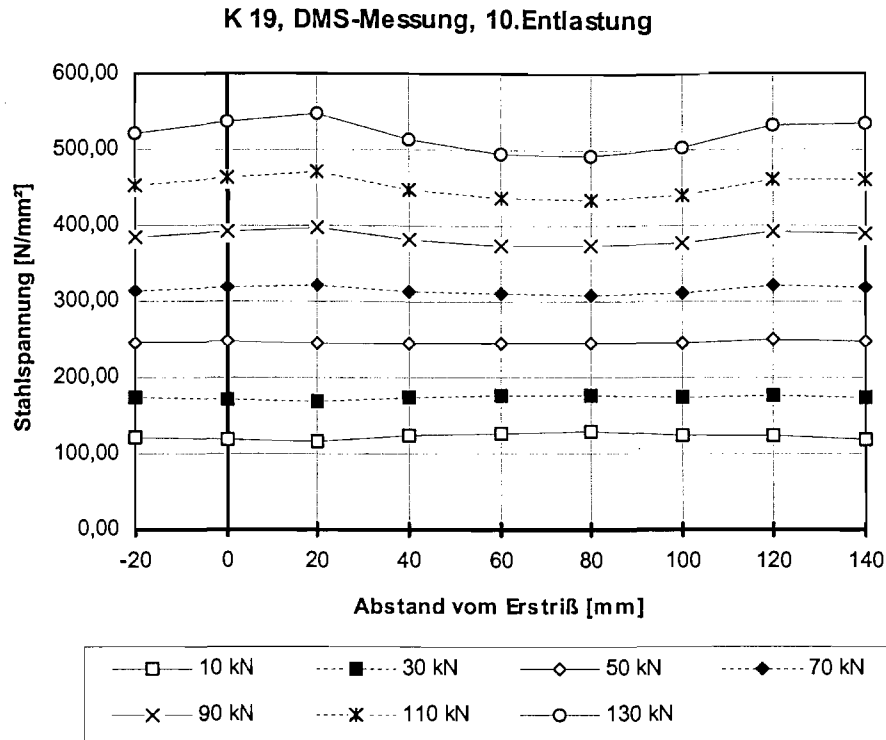


Bild A-2.11 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 19, 10. Entlastung

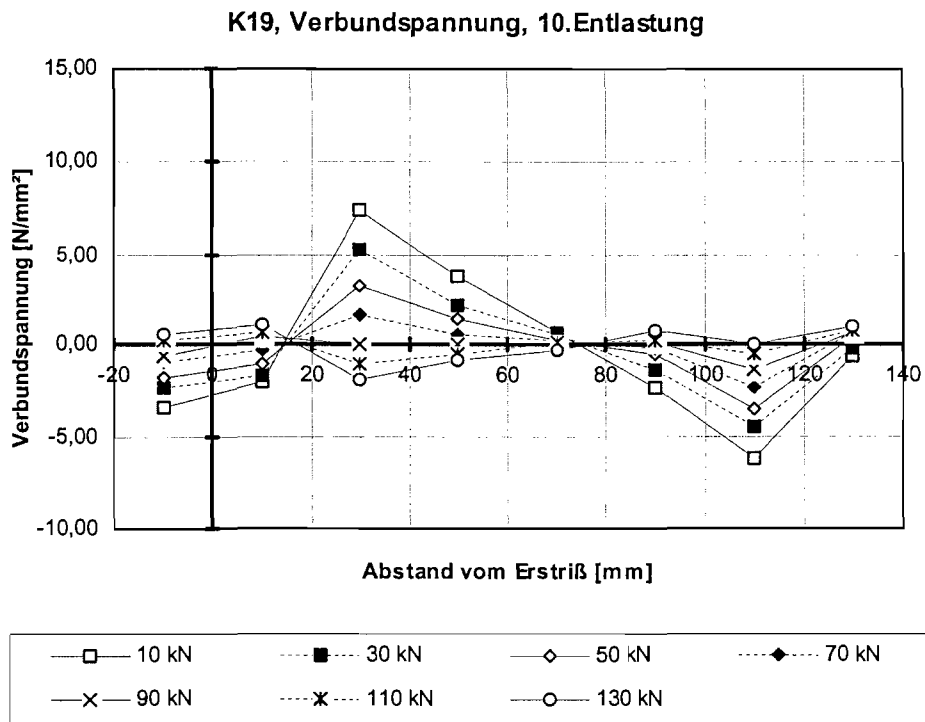


Bild A-2.12 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 19, 10. Entlastung

3 Stahl- und Verbundspannungsverläufe Körper K 20

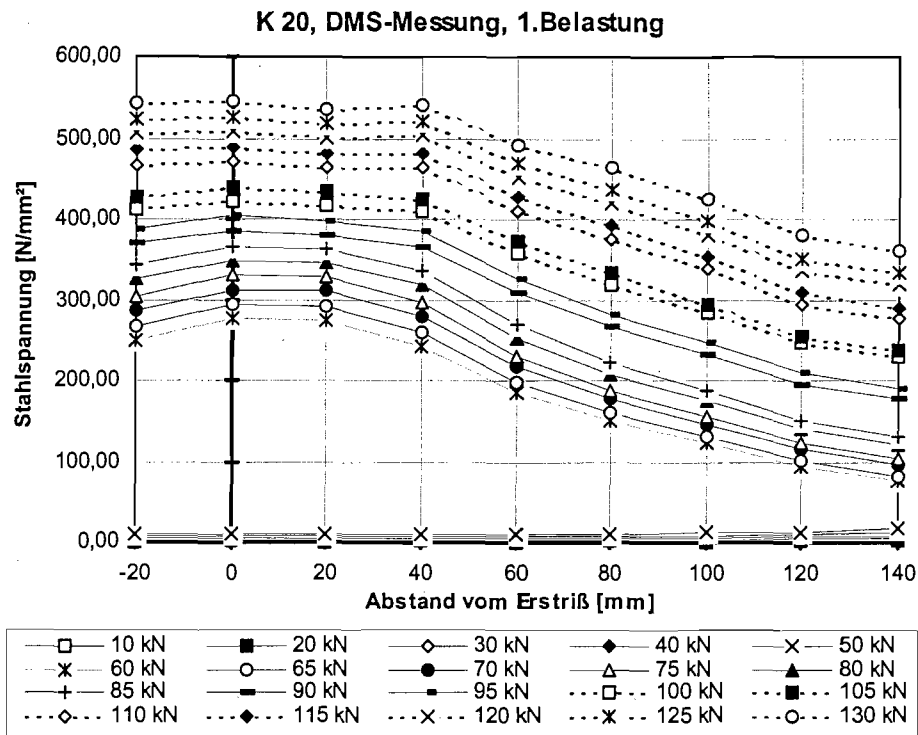


Bild A-3.1 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 20, 1. Belastung

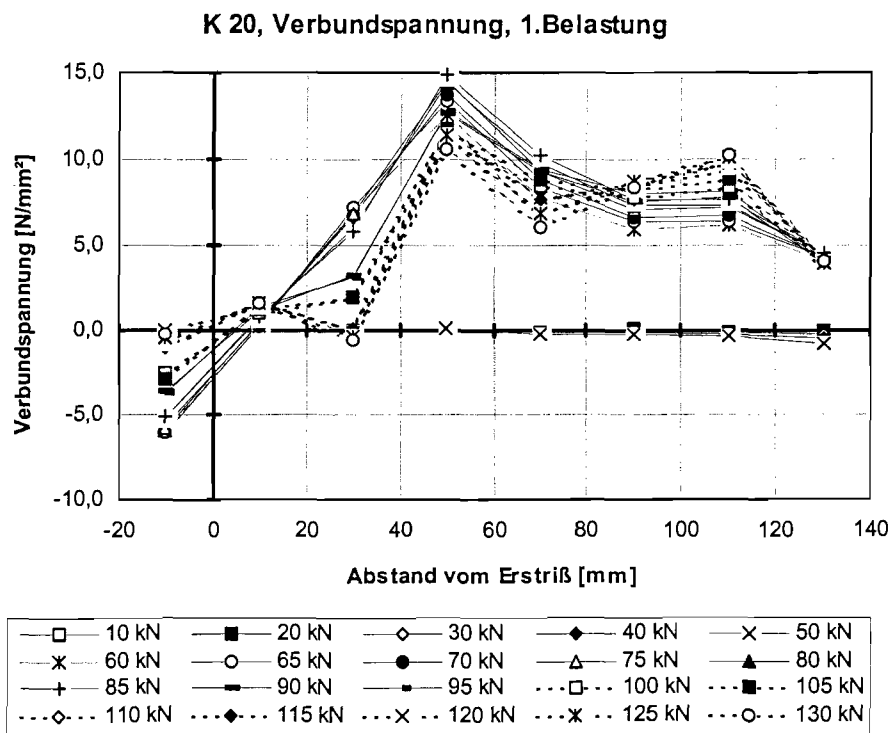


Bild A-3.2 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 20, 1. Belastung

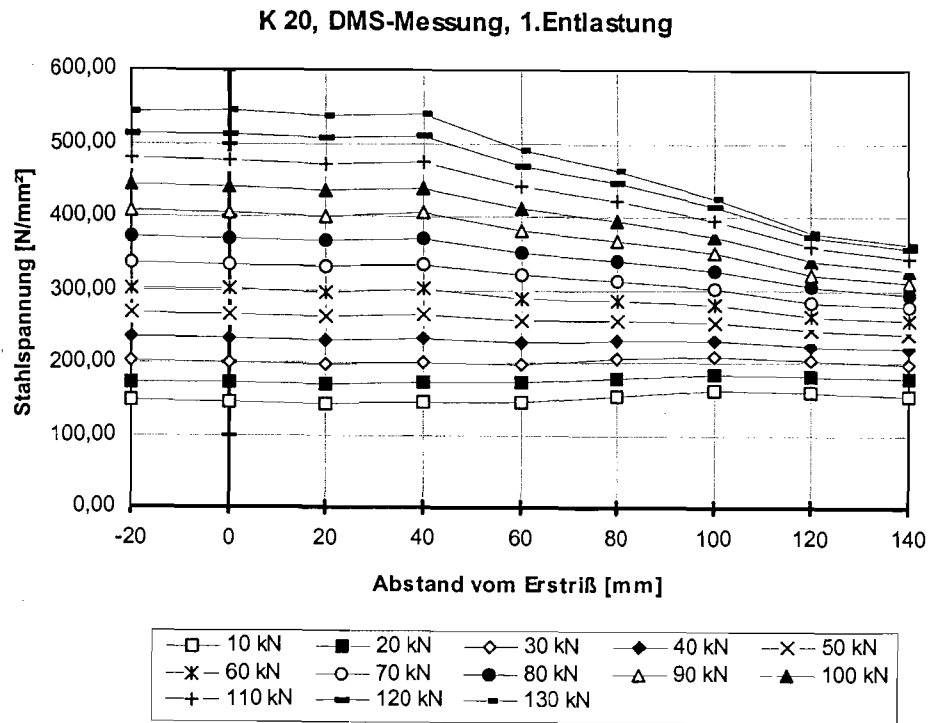


Bild A-3.3 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 20, 1. Entlastung

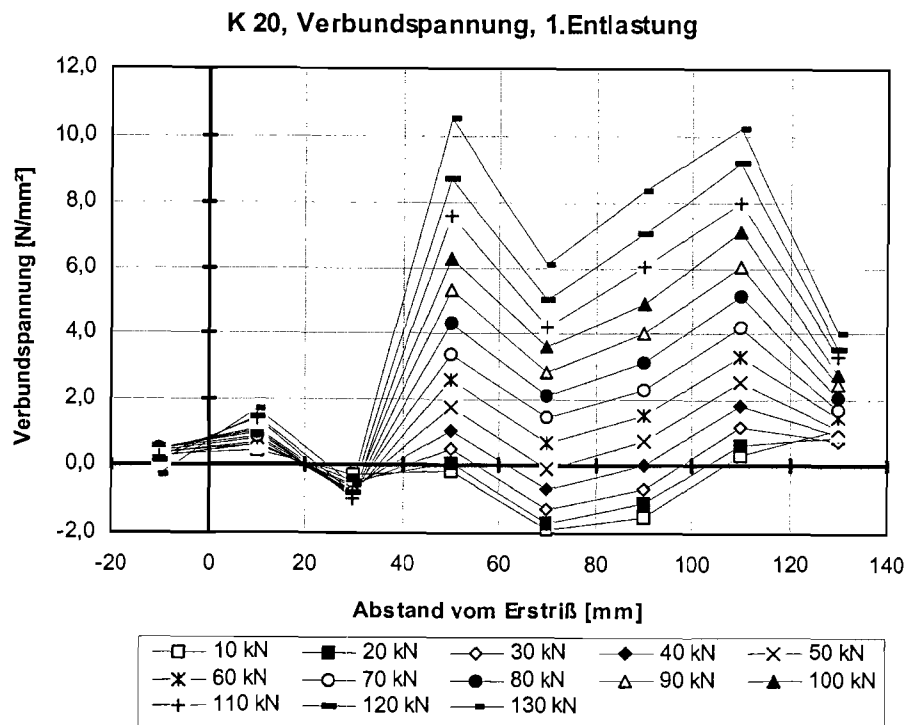


Bild A-3.4 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 20, 1. Entlastung

K 20, DMS-Messung, 2. Belastung

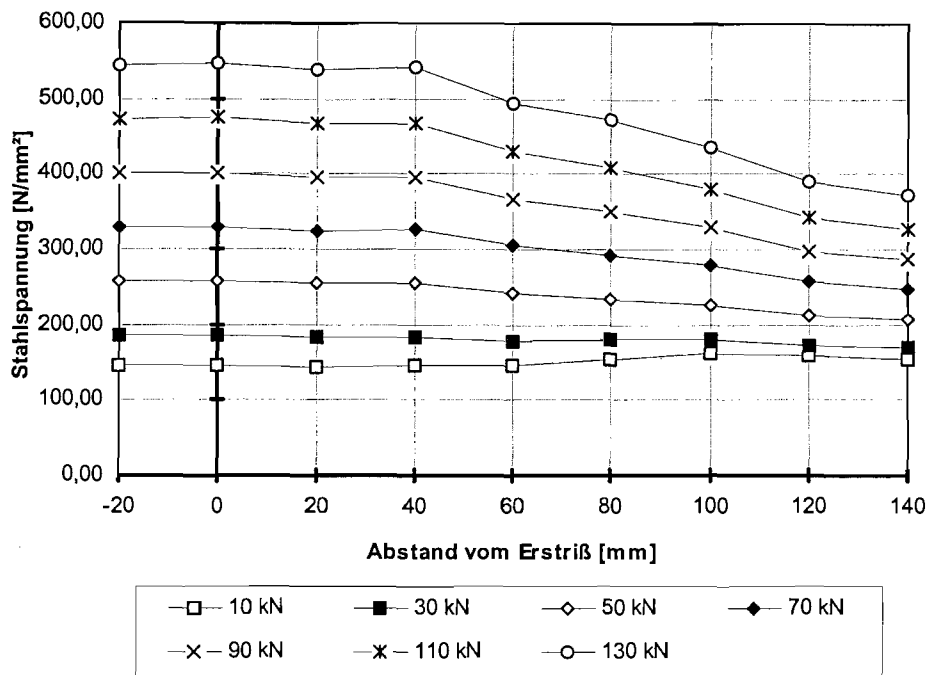


Bild A-3.5 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 20, 2. Belastung

K 20, Verbundspannung, 2. Belastung

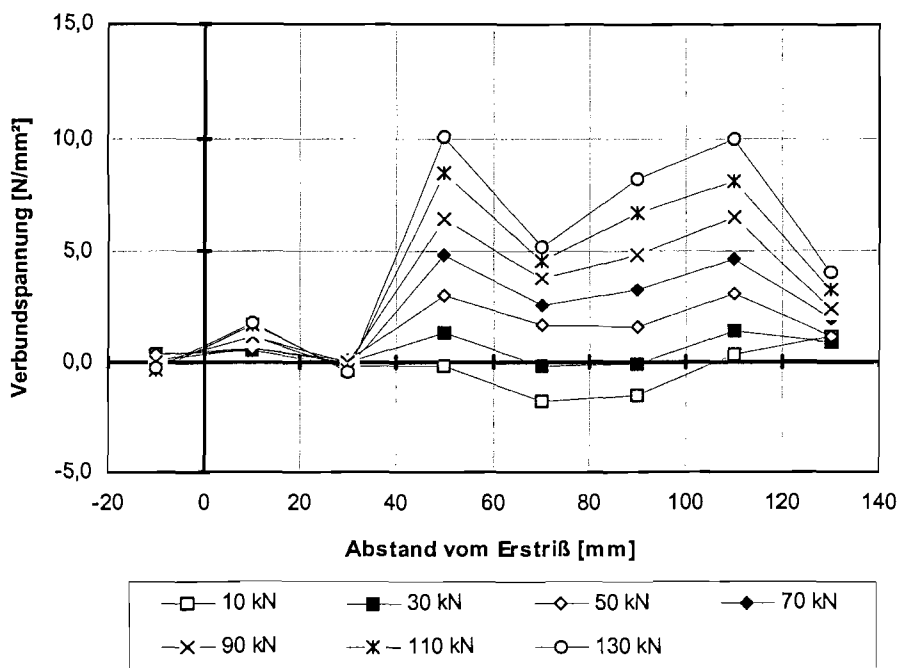


Bild A-3.6 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 20, 2. Belastung

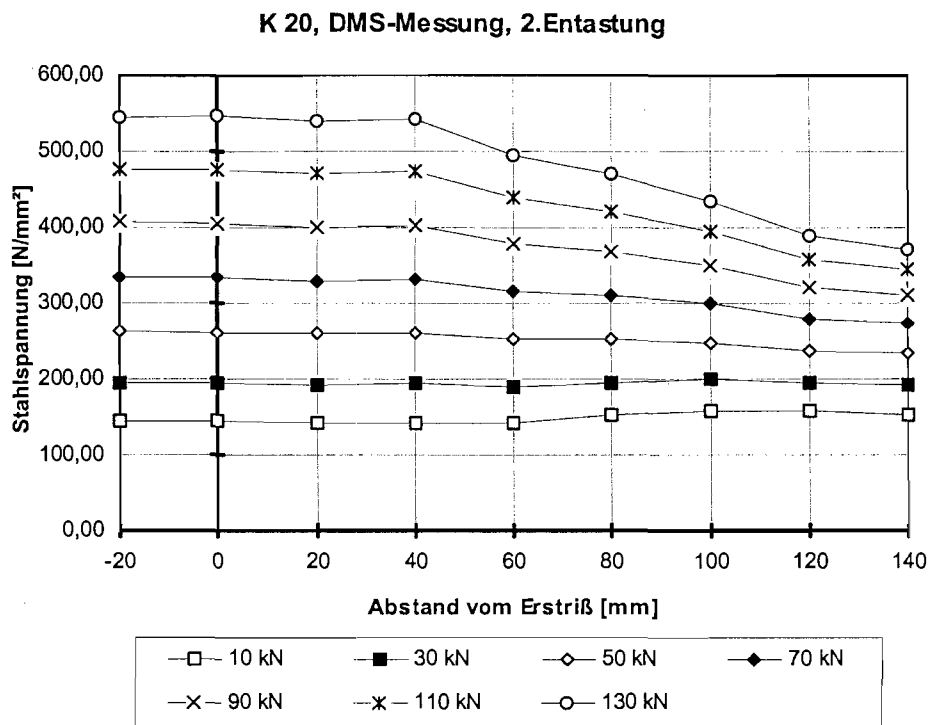


Bild A-3.7 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 20, 2. Entastung

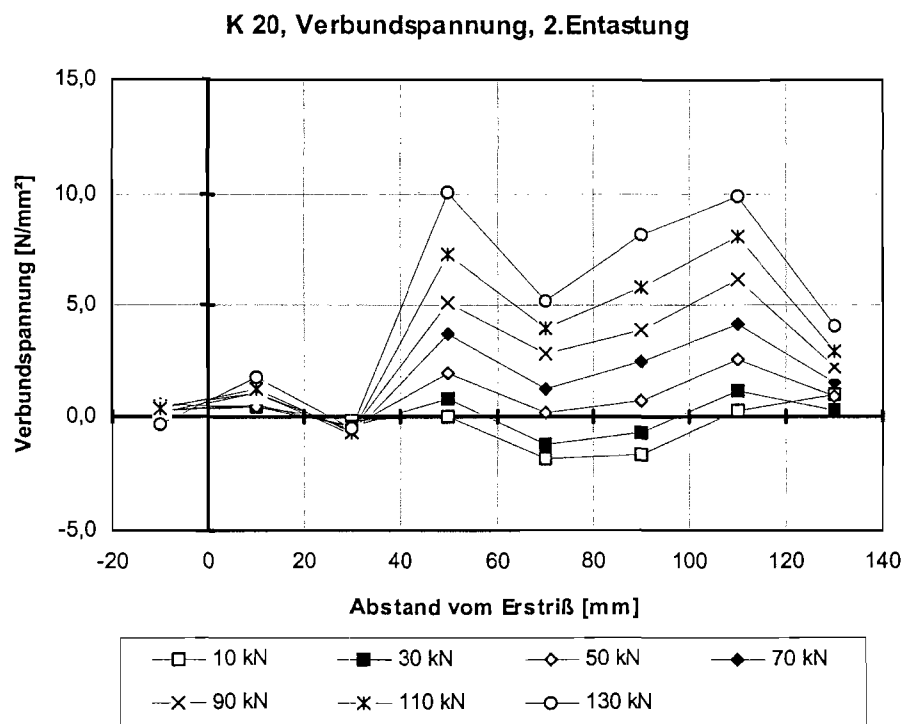


Bild A-3.8 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 20, 2. Entastung

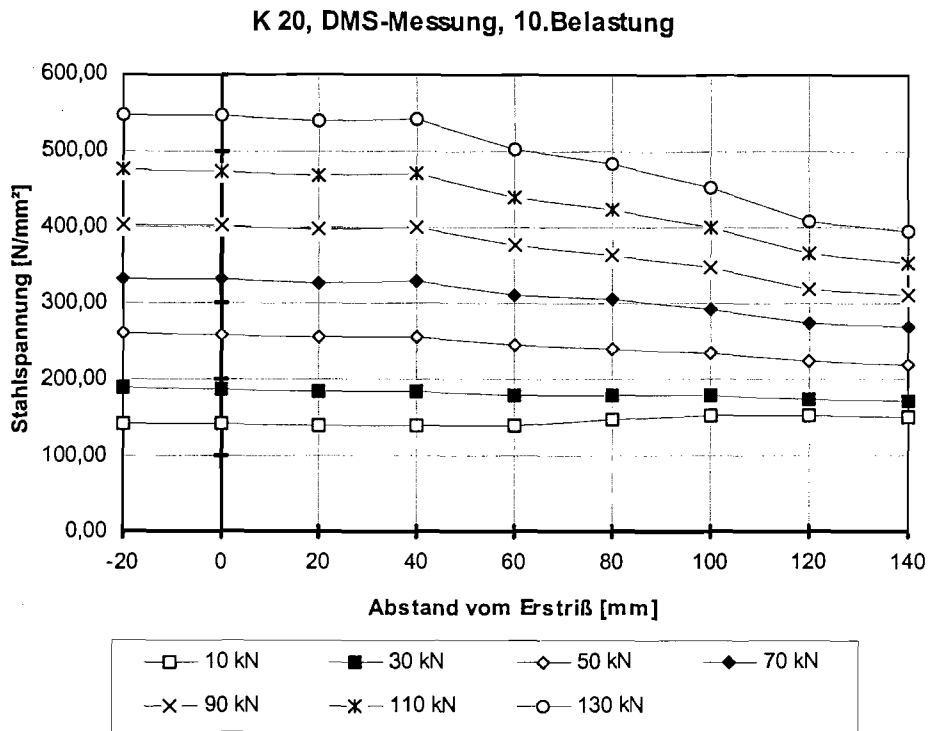


Bild A-3.9 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 20, 10. Belastung

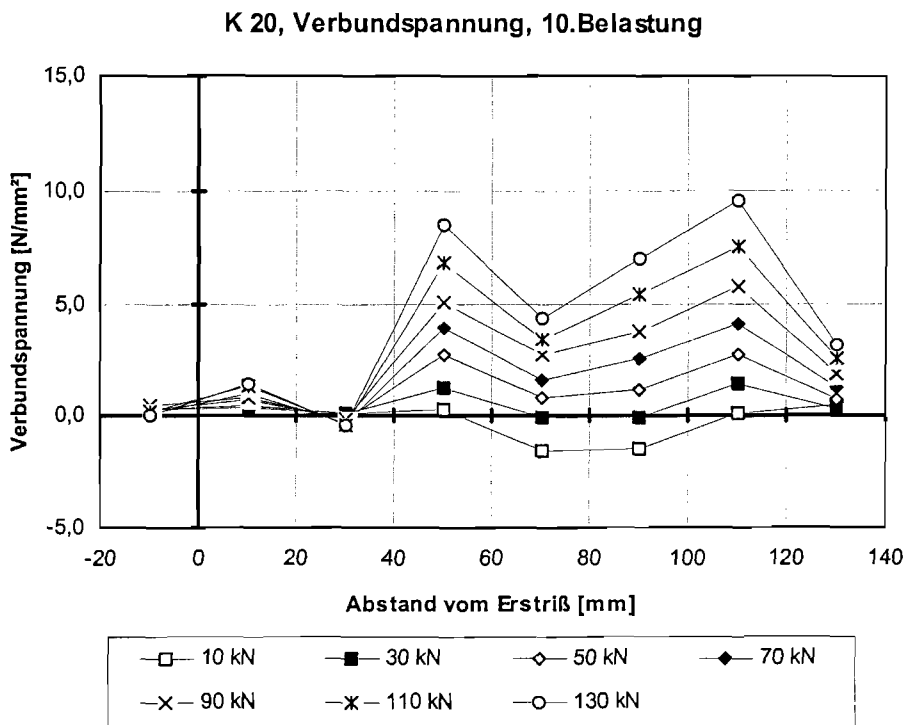


Bild A-3.10 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 20, 10. Belastung

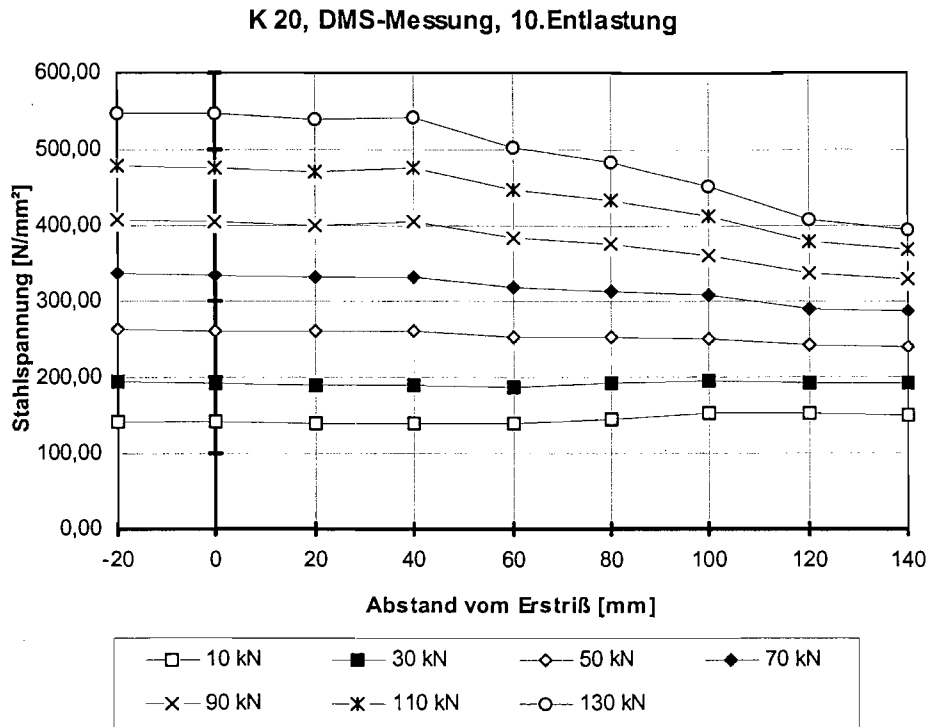


Bild A-3.11 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 20, 10. Entlastung

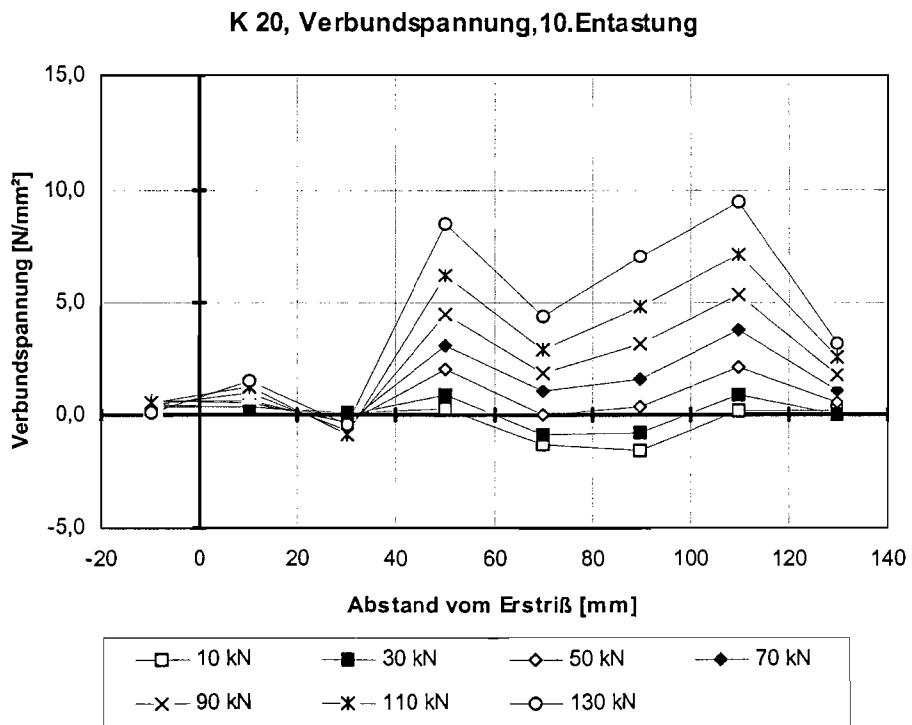


Bild A-3.12 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 20, 10. Entlastung

4 Stahl- und Verbundspannungsverläufe Körper K 21

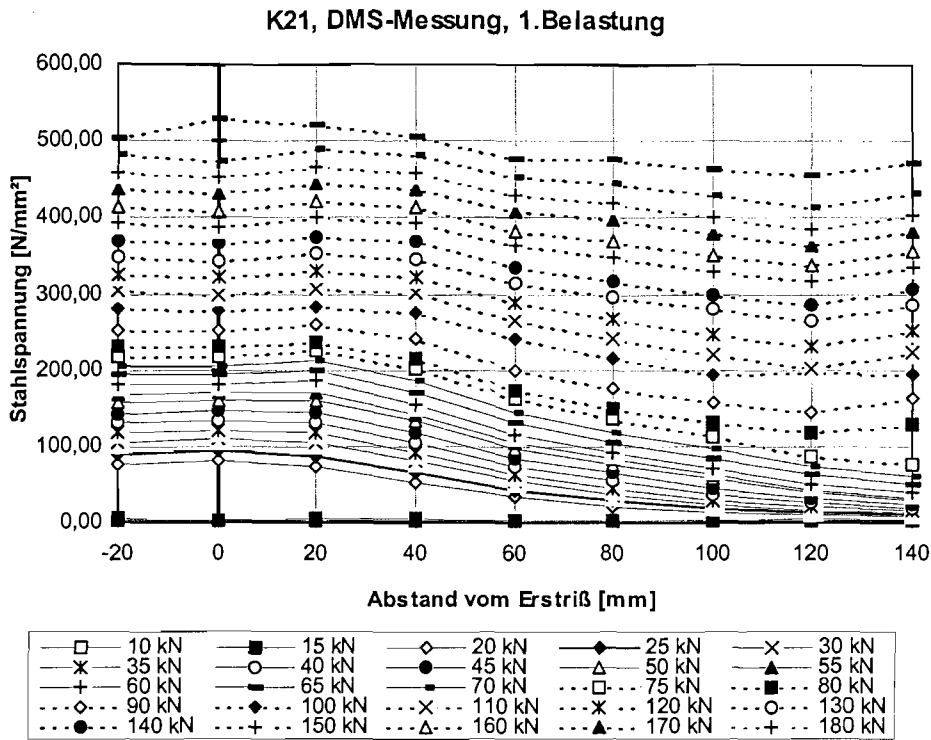


Bild A-4.1 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 21, 1. Belastung

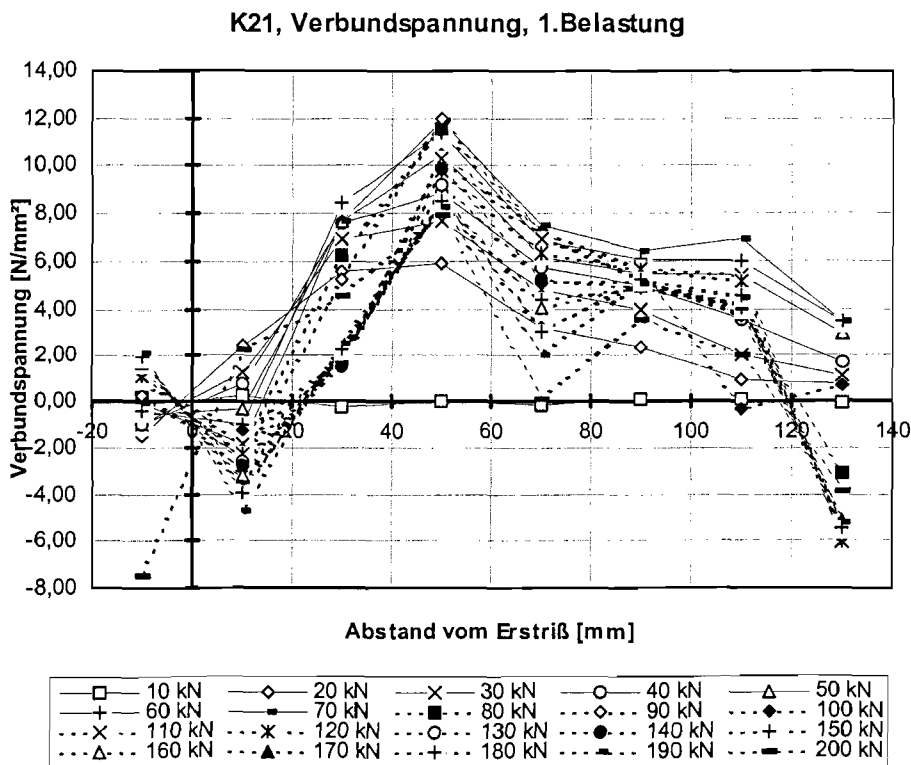


Bild A-4.2 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 21, 1. Belastung

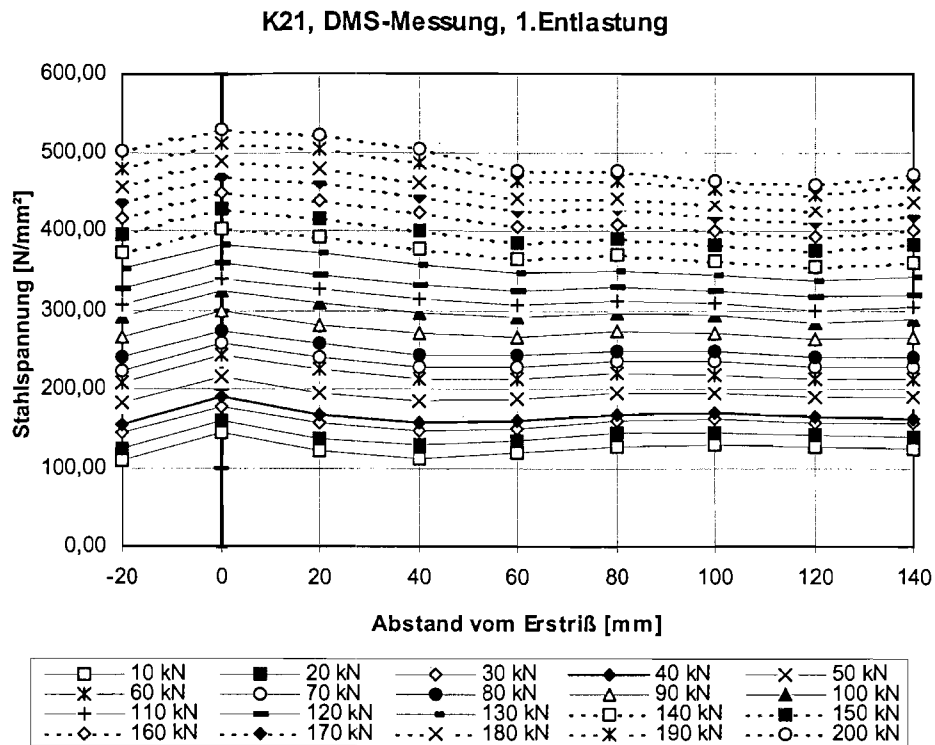


Bild A-4.3 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 21, 1. Entlastung

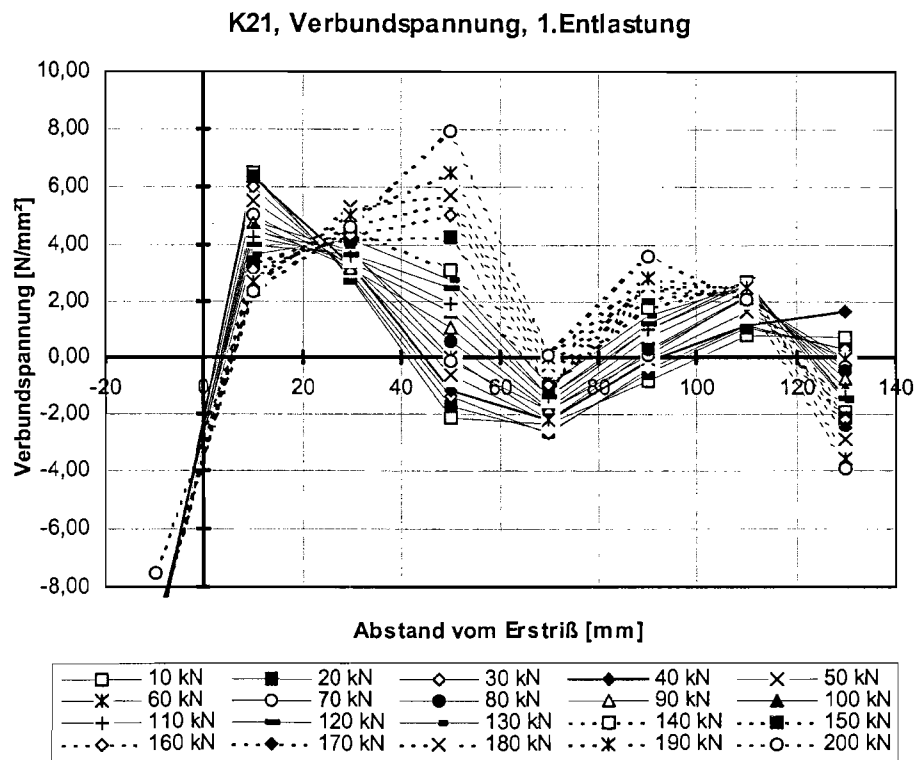


Bild A-4.4 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 21, 1. Entlastung

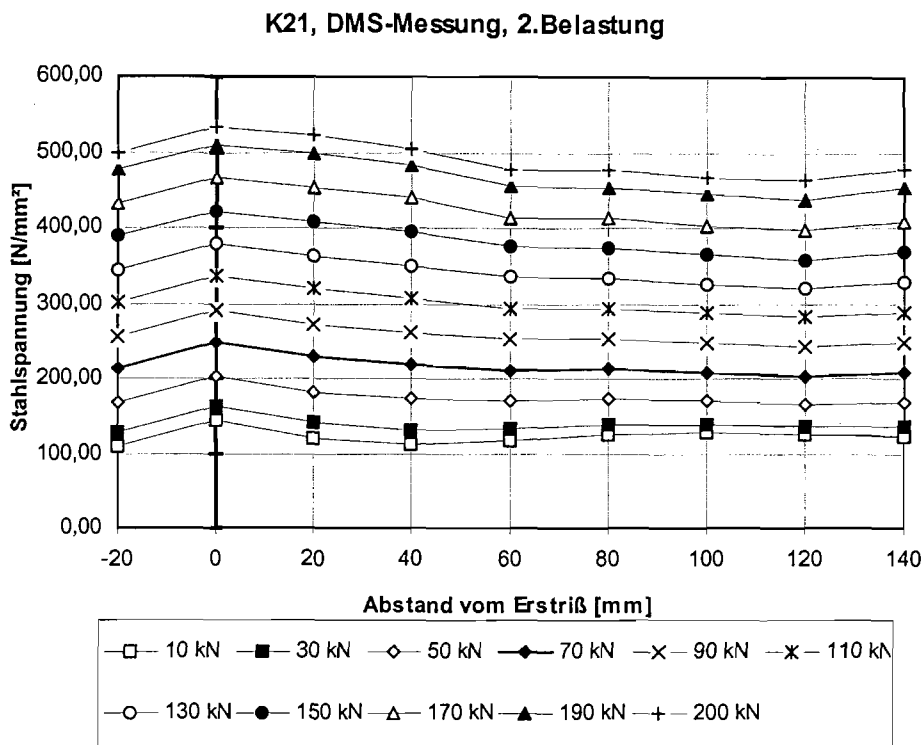


Bild A-4.5 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 21, 2. Belastung

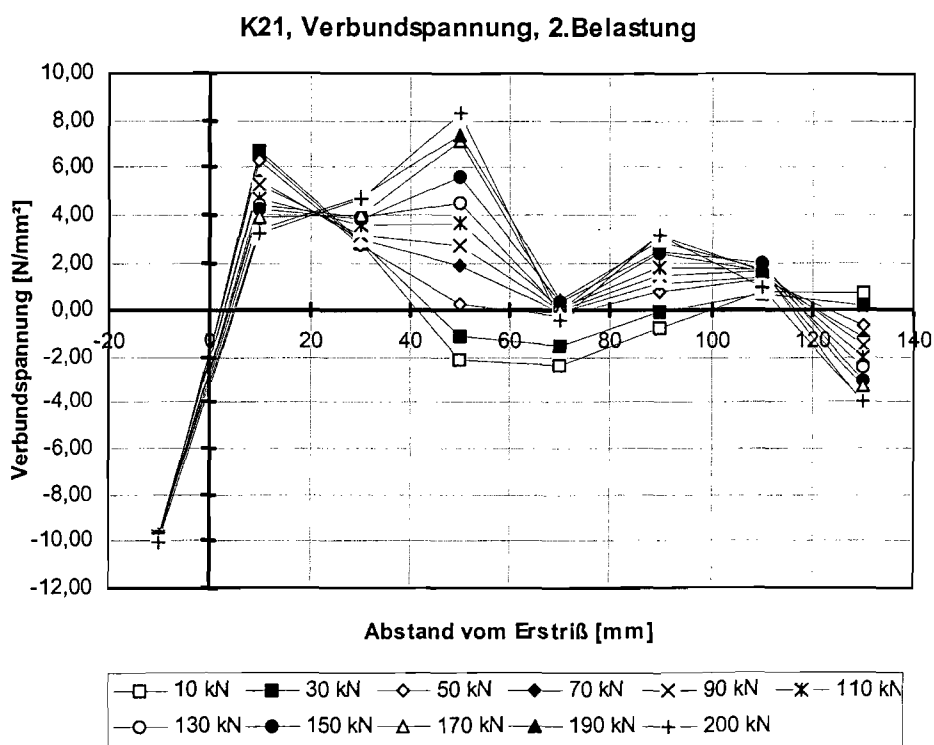


Bild A-4.6 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 21, 2. Belastung

K21, DMS-Messung, 2.Entlastung

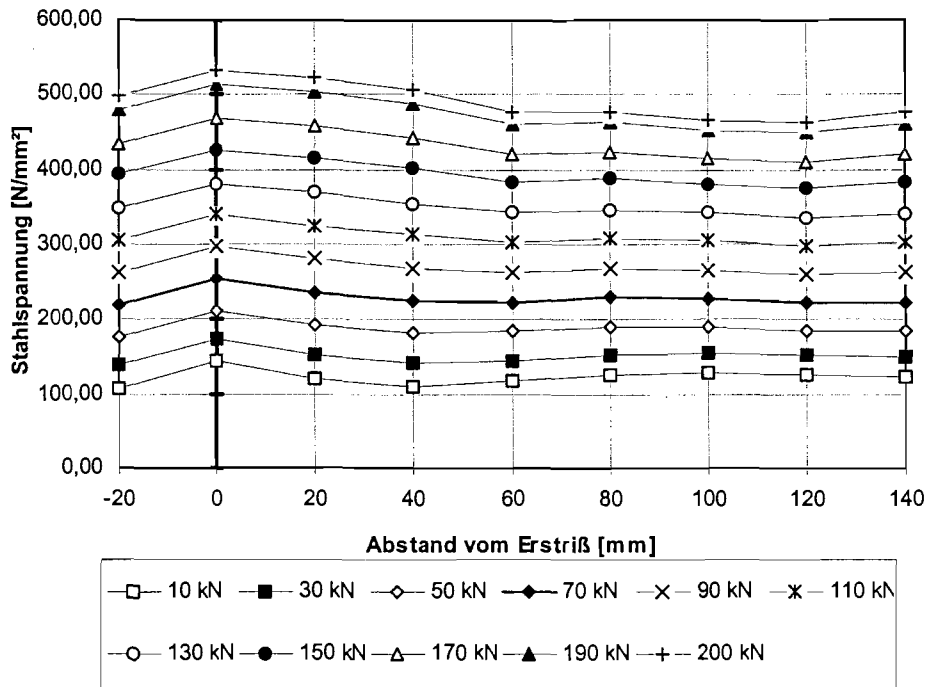


Bild A-4.7 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 21, 2. Entlastung

K21, Verbundspannung, 2.Entlastung

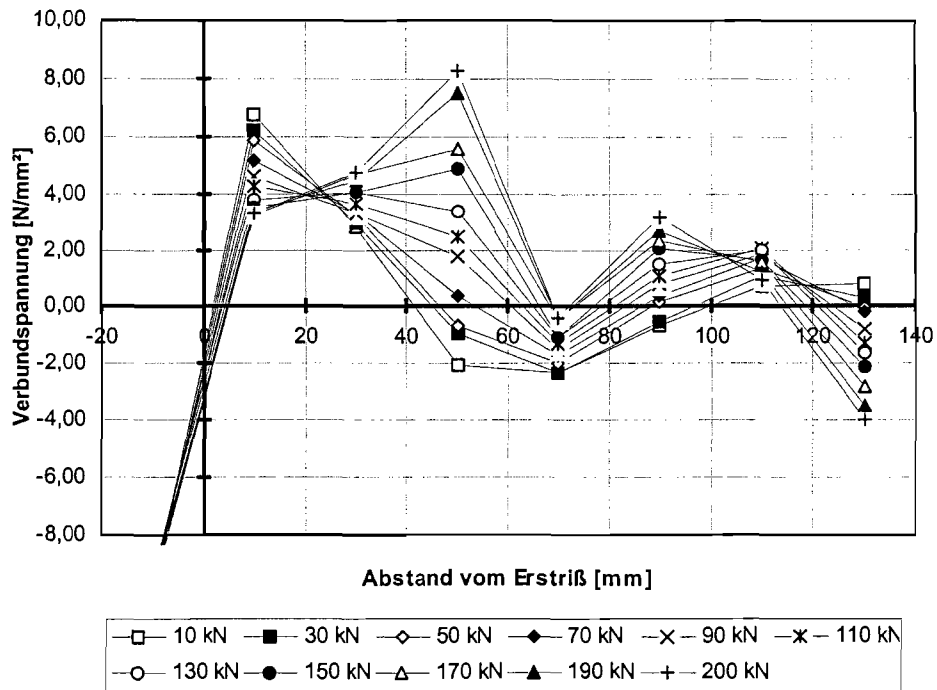


Bild A-4.8 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 21, 2. Entlastung

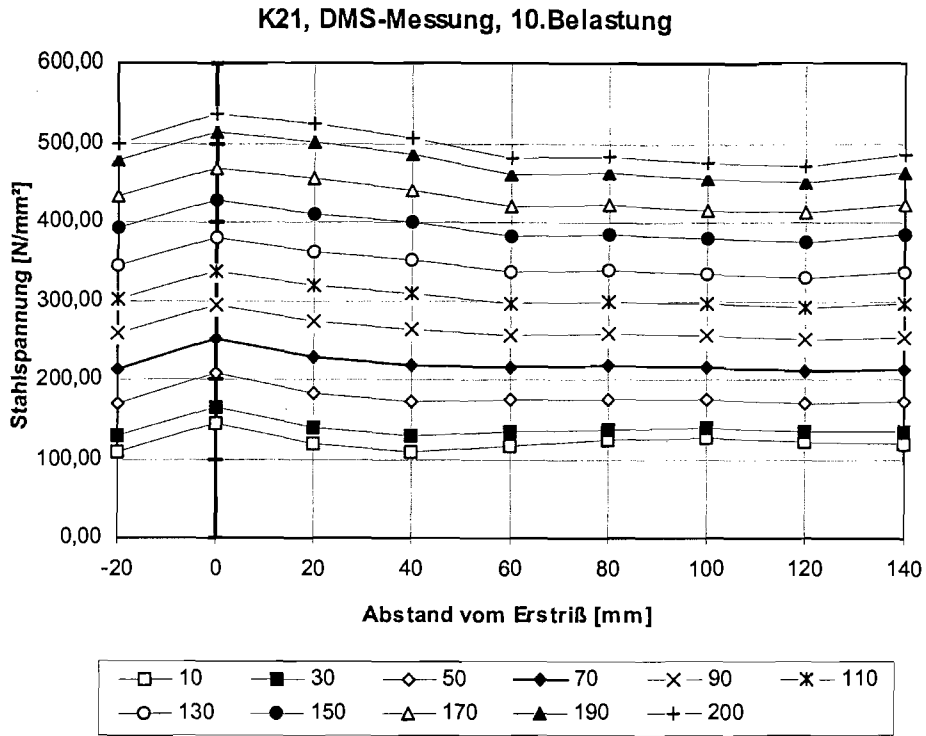


Bild A-4.9 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 21, 10. Belastung

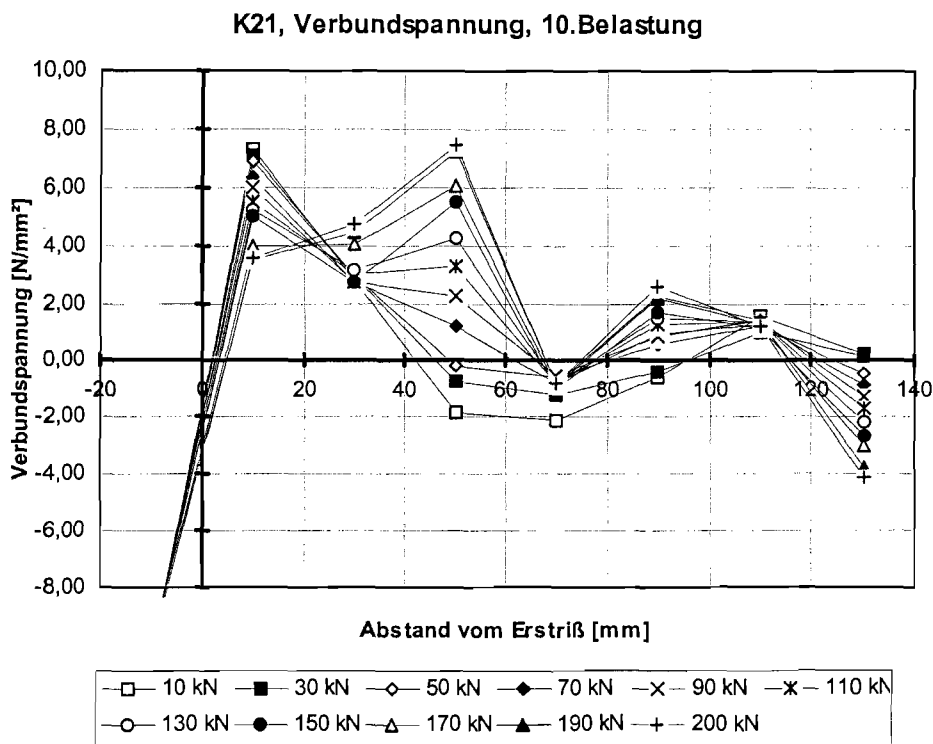


Bild A-4.10 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 21, 10. Belastung

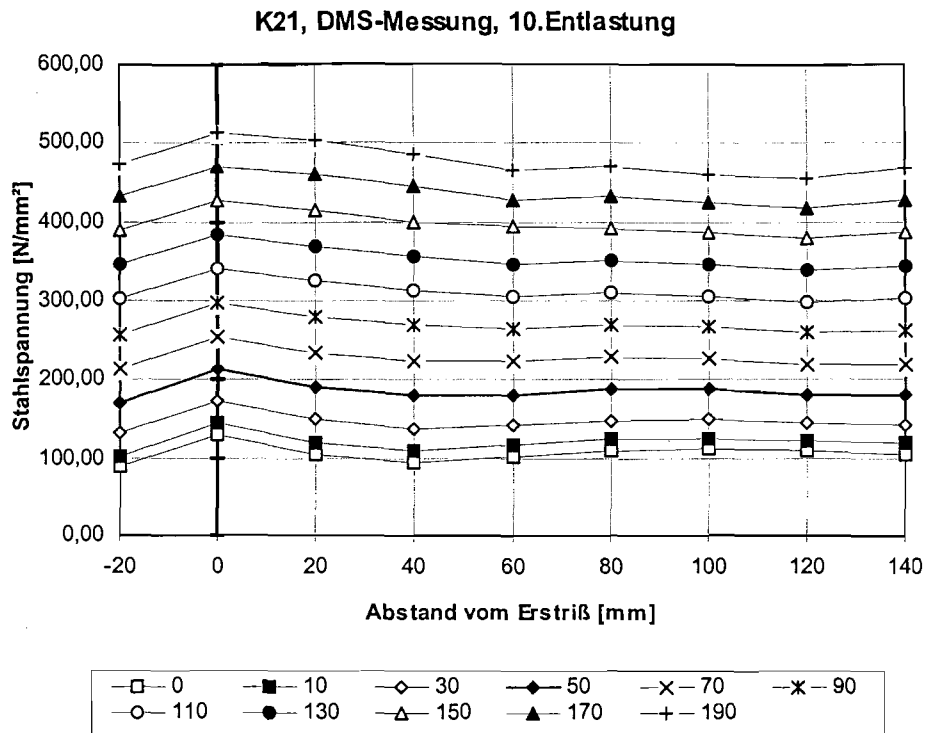


Bild A-4.11 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 21, 10. Entlastung

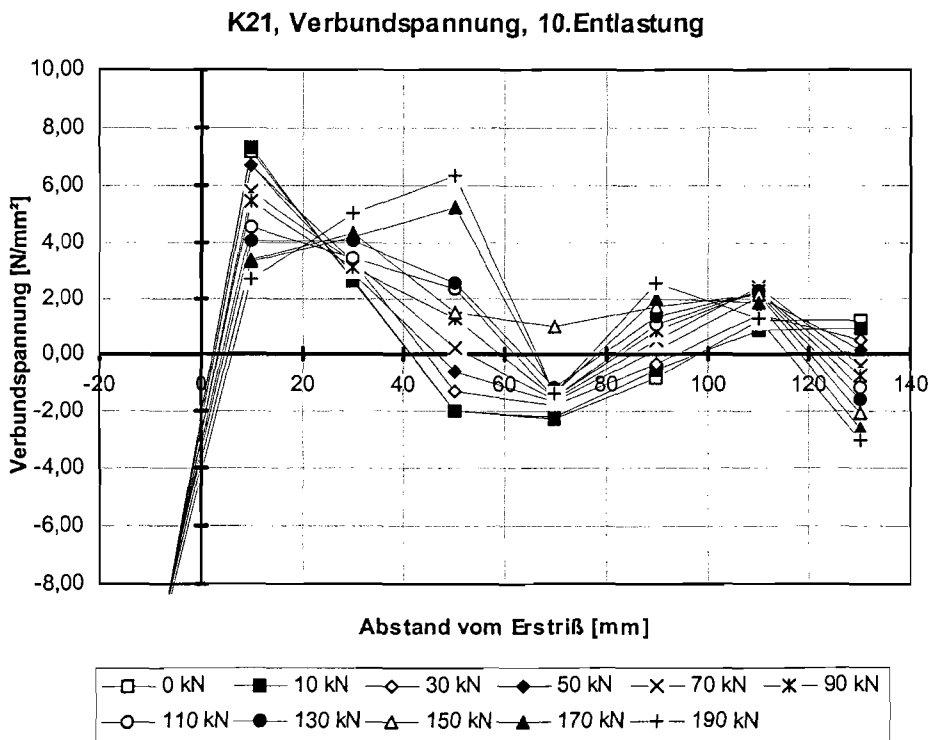


Bild A-4.12 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 21, 10. Entlastung

5 Stahl- und Verbundspannungsverläufe Körper K 22

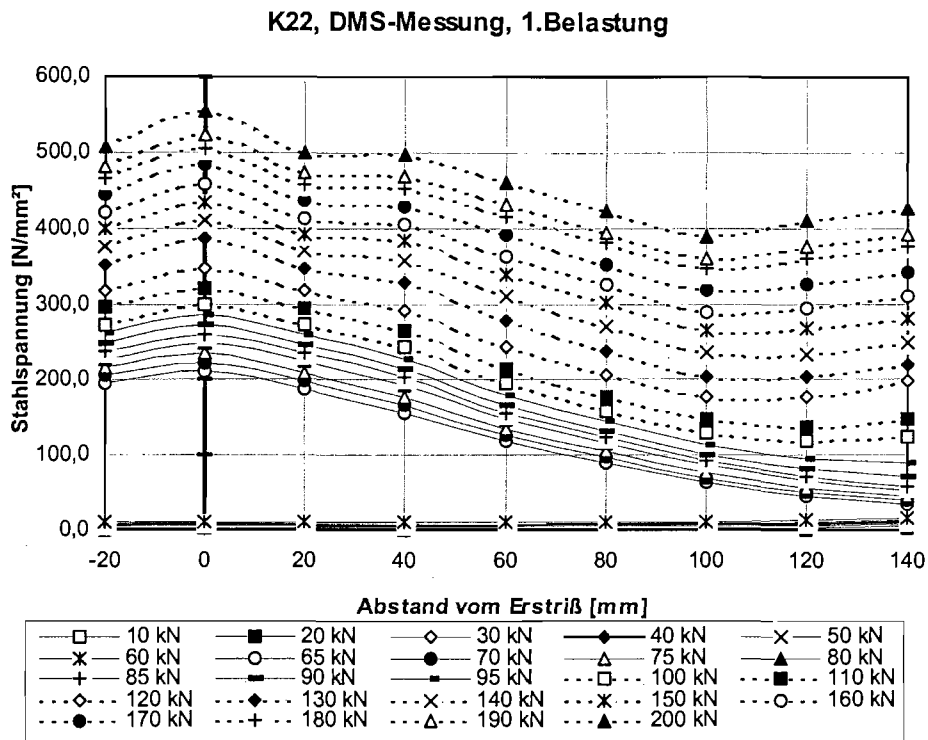


Bild A-5.1 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 22, 1. Belastung

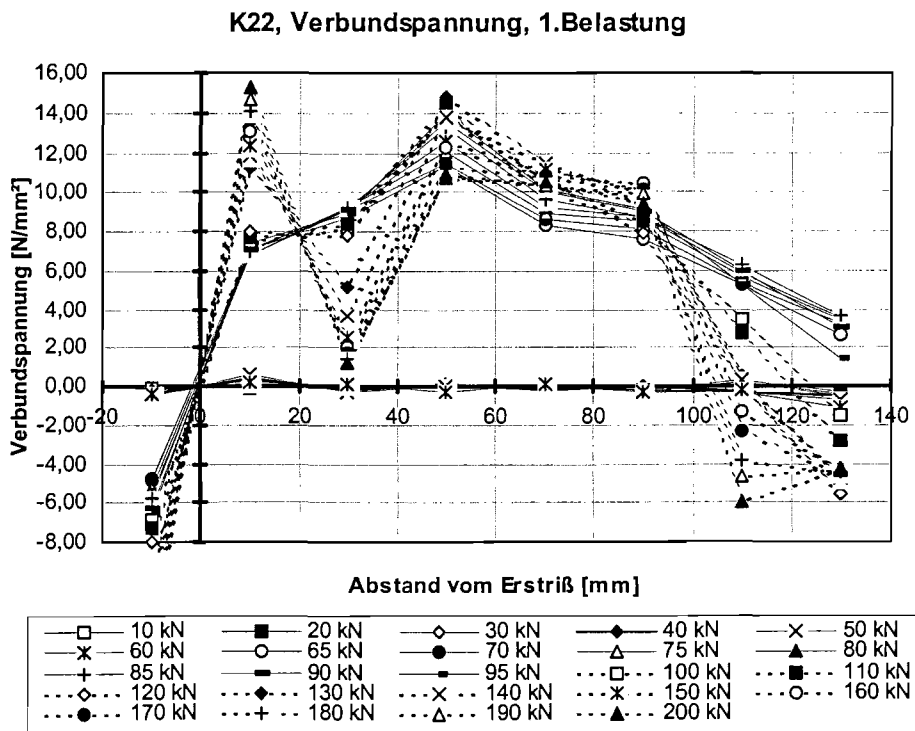


Bild A-5.2 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 22, 1. Belastung

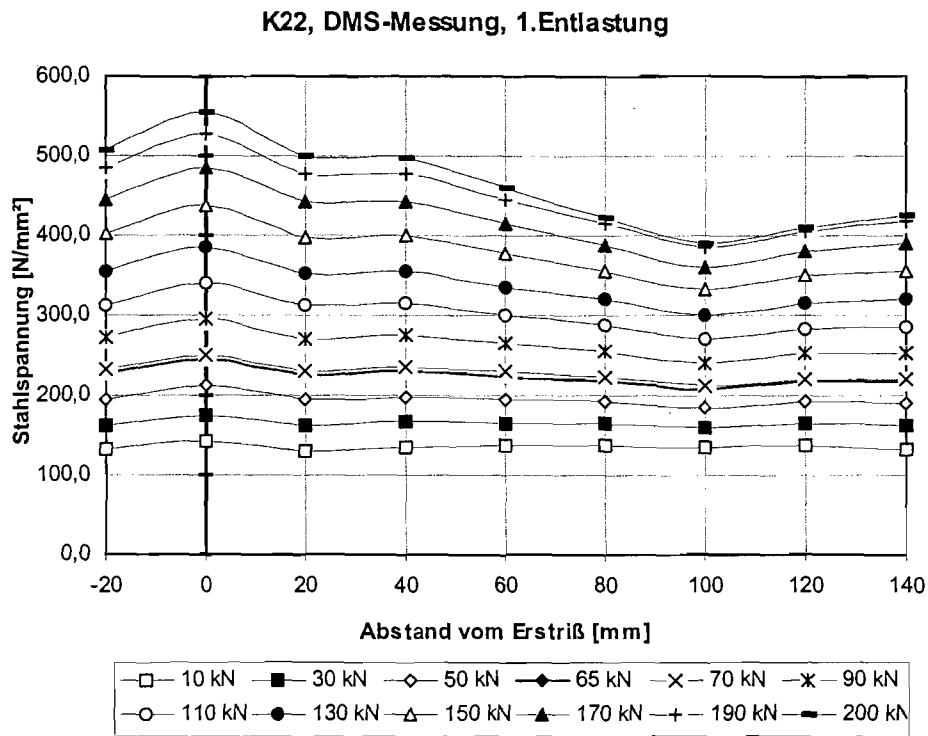


Bild A-5.3 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 22, 1. Entlastung

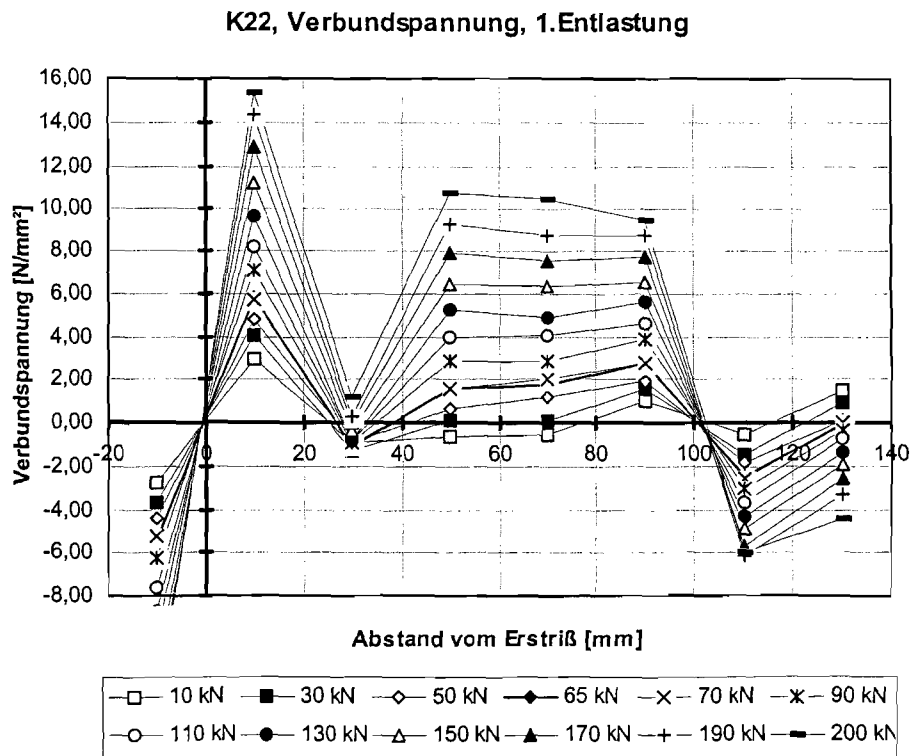


Bild A-5.4 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 22, 1. Entlastung

K22, DMS-Messung, 2. Belastung

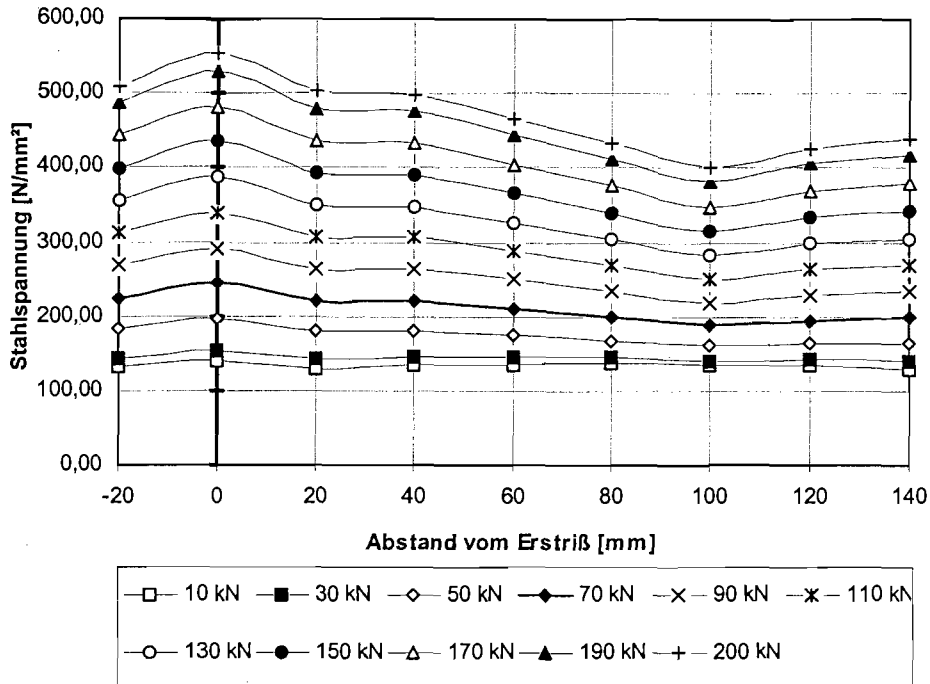


Bild A-5.5 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 22, 2. Belastung

K22, Verbundspannung, 2. Belastung

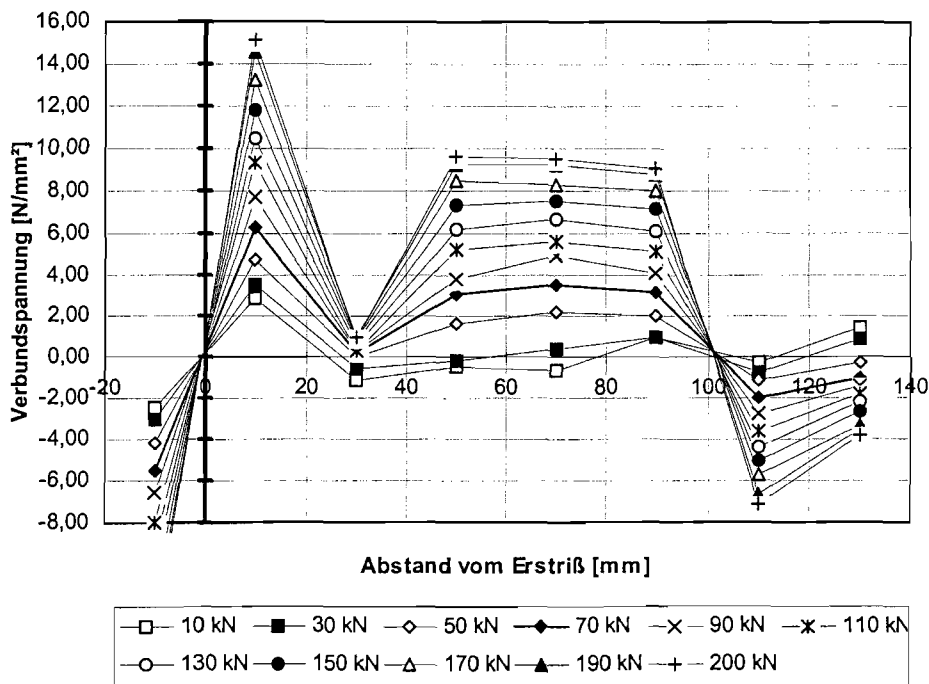


Bild A-5.6 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 22, 2. Belastung

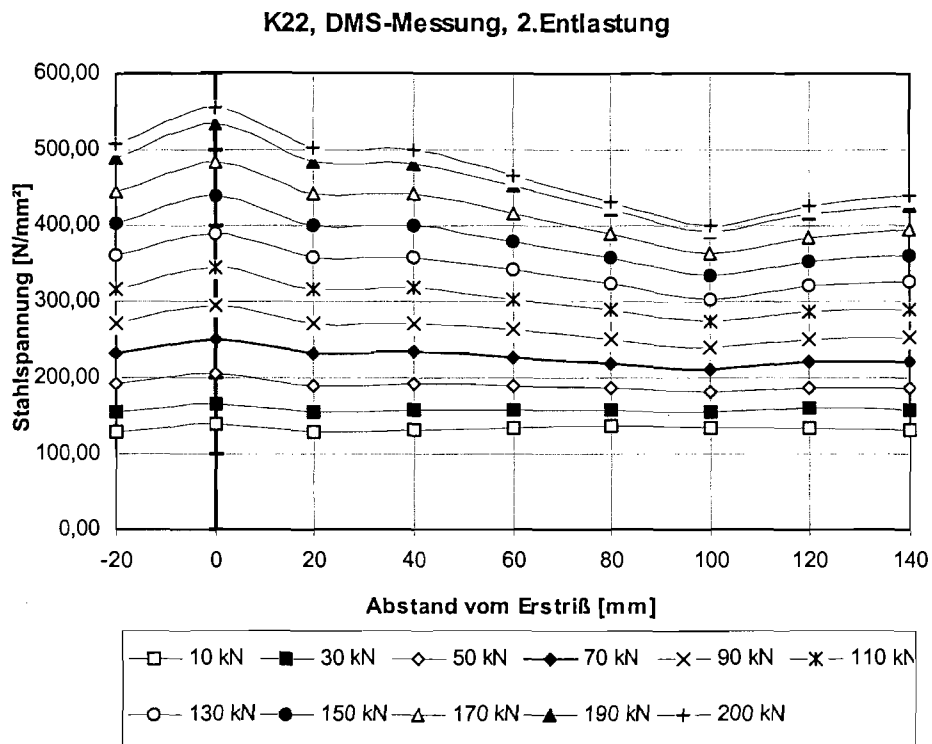


Bild A-5.7 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 22, 2. Entlastung

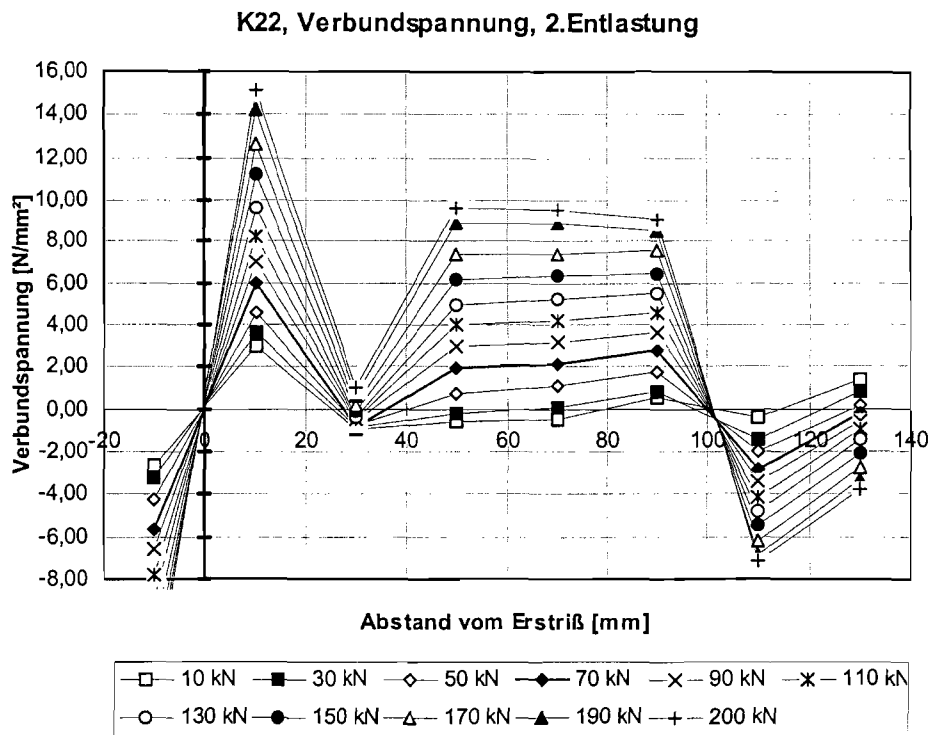


Bild A-5.8 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 22, 2. Entlastung

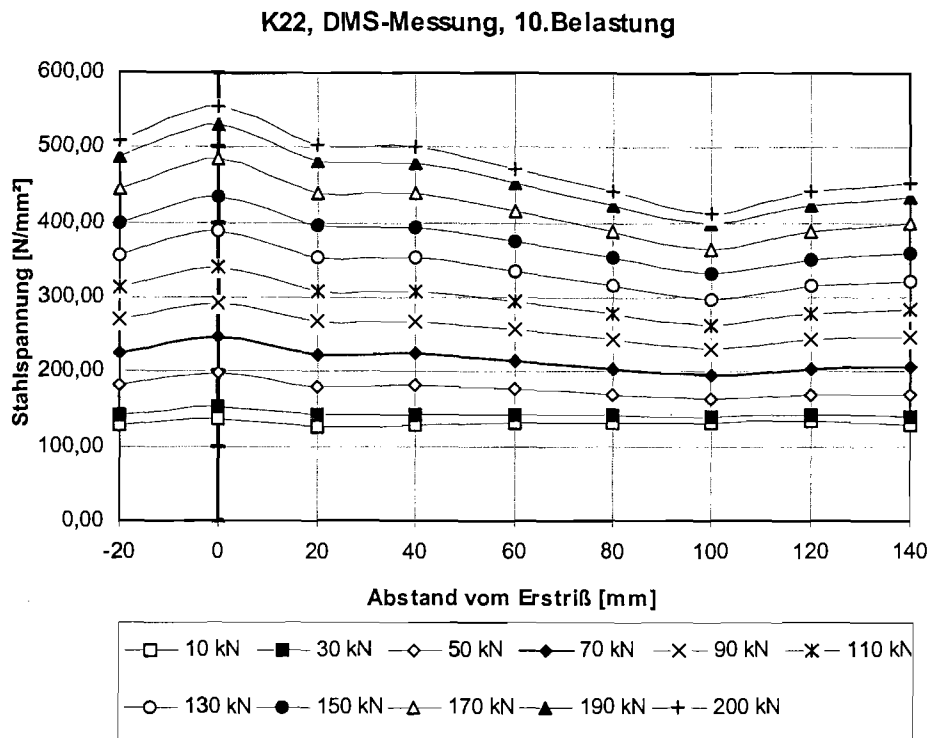


Bild A-5.9 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 22, 10. Belastung

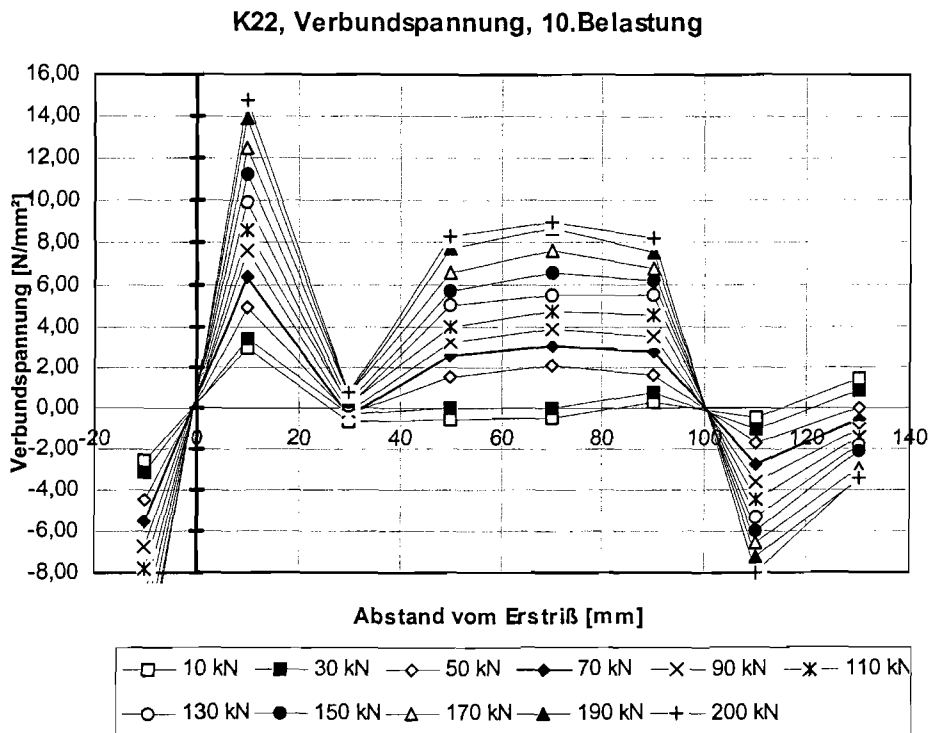


Bild A-5.10 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 22, 10. Belastung

K22, DMS-Messung, 10. Entlastung

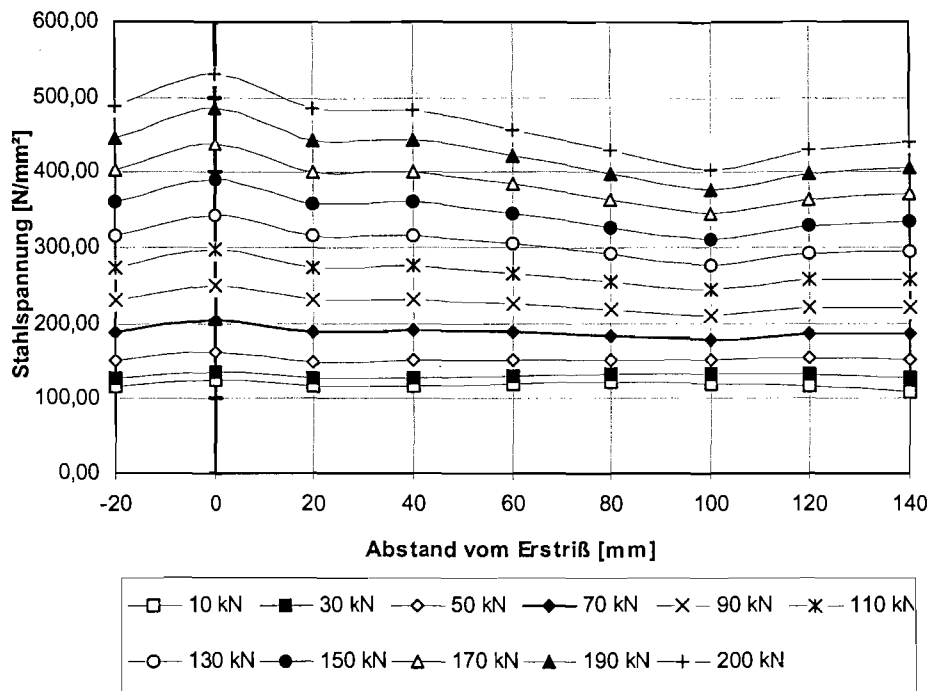


Bild A-5.11 Stahlspannungsverlauf des Probekörpers K 22, 10. Entlastung

K22, Verbundspannung, 10. Entlastung

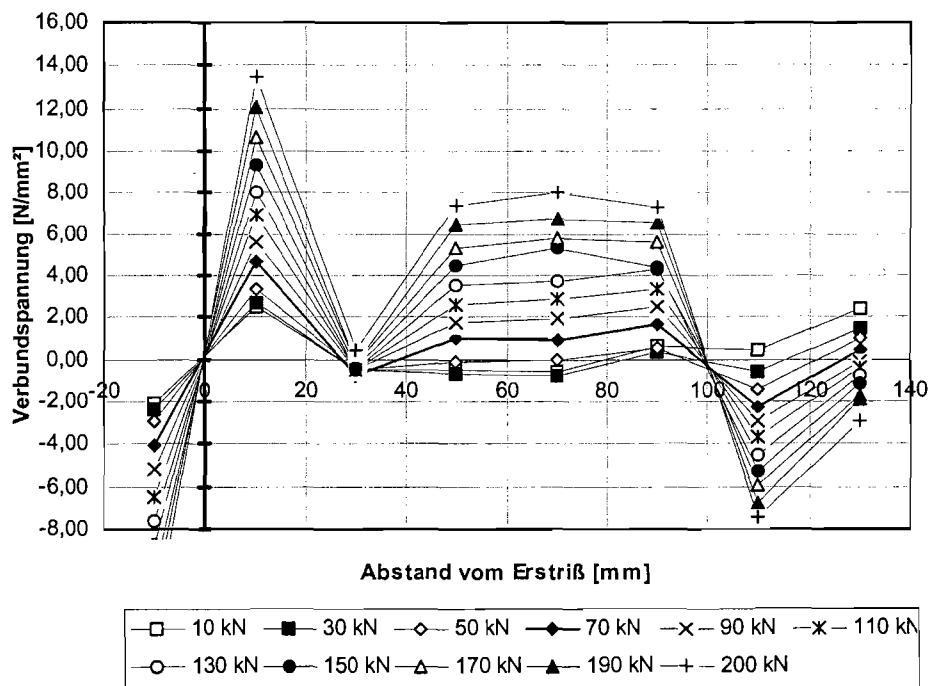


Bild A-5.12 Verbundspannungsverlauf des Probekörpers K 22, 10. Entlastung

LEHRSTUHL UND INSTITUT
FÜR MASSIVBAU
UNIV.-PROF. DR.-ING.
JOSEF HEGGER
MIES-VAN-DER-ROHE-STR. 1
D-52074 AACHEN
TELEFON 0241/80 25170
TELEFAX 0241/80 22335
www.imb.rwth-aachen.de
imb@imb.rwth-aachen.de

Bericht Nr. 72/02

(DIBt-Az.: IV 1-5-862/97)

des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen

Anhang B: Dokumentation der Ergebnisse der zentrischen Zugversuche

Gegenstand: „Spannbetonbauteile mit nachträglichem Verbund aus hochfestem Beton - Untersuchungen zu den Auswirkungen des unterschiedlichen Verbundverhaltens von gemischter Bewehrung aus Betonstahl und Spannglied“

Auftraggeber: Deutsches Institut für Bautechnik
Kolonnenstraße 30
10829 Berlin

erstattet von: Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Dr.-Ing. Norbert Will

Aachen, den 28.06.2002

Dieser Anhang umfasst 88 Seiten Text.

INHALTSVERZEICHNIS

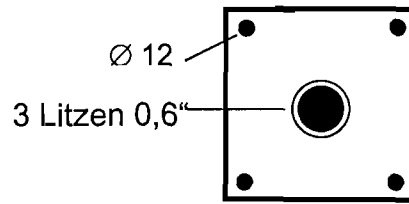
Versuchskörper ZK 1: 3 Litzen 0,6", 4 Ø 12, $A_p/A_s = 0,93$	3
Versuchskörper ZK 2: 3 Litzen 0,6", 4 Ø 12, $A_p/A_s = 0,93$	15
Versuchskörper ZK 3: 3 Litzen 0,6", 4 Ø 12, $A_p/A_s = 0,93$	27
Versuchskörper ZK 4: 3 Litzen 0,6", 4 Ø 12, $A_p/A_s = 0,93$	39
Versuchskörper ZK 5: 3 Litzen 0,6", 4 Ø 12, $A_p/A_s = 0,93$	51
Versuchskörper ZK 6: 3 Litzen 0,6", 4 Ø 12, $A_p/A_s = 0,93$	63
Versuchskörper ZK 7: 3 Litzen 0,6", 4 Ø 12, $A_p/A_s = 0,93$	75

Die Anlagen für die Körper ZK 1 bis ZK 7 beinhalten folgende Darstellungen:

- Deckblatt mit Angaben der Bewehrungskombination und der Querschnittswerte, der Baustofffestigkeiten für Beton und Einpressmörtel, des Versuchsverlaufs und der wichtigsten Versuchsergebnisse
- Bild ZKx-1: Belastungsgeschichte
- Bild ZKx-2: Spannungsumlagerungen für Betonstahl f_{us} und Spannstahl f_{up} während der gesamten Versuchsdurchführung
- Bild ZKx-3: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Betonstahlspannungen f_{us} im ersten Kriechversuch und den anschließenden dynamischen Lastblöcken
- Bild ZKx-4: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Stahlspannungen während der gesamten Versuchsdurchführung
- Bild ZKx-5: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Rissbreite an der Sollrissstelle
- Bild ZKx-6: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Gesamtdehnung
- Bild ZKx-7: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei der Erstbelastung
- Bild ZKx-8: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei Belastung bis zum abgeschlossenen Rissbild
- Bild ZKx-9: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung
- Bild ZKx-10: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)
- Bild ZKx-11: Zuwachs der Rissbreite w bei dem ersten Kriechversuch und den anschließenden dynamischen Lastblöcken
- Bild ZKx-12: Zunahme der Rissbreite w an der Sollrissstelle während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken
- Bild ZKx-13: Zunahme der Gesamtdehnung f während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken
- Bild ZKx-14: Entwicklung ausgewählter Risse bis zum abgeschlossenem Rissbild
- Bild ZKx-15: Entwicklung der einzelnen Risse während der gesamten Versuchsdurchführung
- Bild ZKx-16: Zunahme der Spannungen der Betonstähle und des Spannstahls bis zum abgeschlossenen Rissbild
- Bild ZKx-17: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung
- Bild ZKx-18: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)
- Bild ZKx-19: Änderung der Betonstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken
- Bild ZKx-20: Änderung der Spannstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken
- Bild ZKx-21: Rissbild

ZK 1

$A_c = 424,14 \text{ cm}^2$
 $A_g = 7,13 \text{ cm}^2$
 $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$
 $A_p = 4,21 \text{ cm}^2$
 $A_p/A_s = 0,93$



Baustofffestigkeiten bei Versuchsbeginn	Beton Einpressmörtel	$f_c = 98,2 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 34\,200 \text{ N/mm}^2$ $f_g = 25,1 \text{ N/mm}^2$ $E_g = 10\,100 \text{ N/mm}^2$																
Erstrisslast		$F_R = 120 \text{ kN}$																
Kombination aus statischer und dynamischer Belastung	Kriechversuch Phase Dynamik Kriechversuch Phase Dynamik Kriechversuch Phase Dynamik	$t = 160 \text{ h}$ 2 Lastblöcke à $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$ 1 Lastblock mit $5 \cdot 10^5 \text{ LW}$ $t = 164 \text{ h}$ 3 Lastblöcke à $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$ $t = 88 \text{ h}$ 3 Lastblöcke à $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$																
Spannungumlagerungen der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung	Erstrissbildung Ende 1. Kriechversuch Ende 1. Phase Dynamik Ende 2. Kriechversuch Ende 2. Phase Dynamik Ende 3. Kriechversuch Ende 3. Phase Dynamik Versuchende	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td>$f_{us} = 1,56$</td> <td>$f_{up} = 0,43$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,68$</td> <td>$f_{up} = 0,31$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,72$</td> <td>$f_{up} = 0,26$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,45$</td> <td>$f_{up} = 0,54$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,45$</td> <td>$f_{up} = 0,54$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,28$</td> <td>$f_{up} = 0,71$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,27$</td> <td>$f_{up} = 0,72$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,07$</td> <td>$f_{up} = 0,93$</td> </tr> </table>	$f_{us} = 1,56$	$f_{up} = 0,43$	$f_{us} = 1,68$	$f_{up} = 0,31$	$f_{us} = 1,72$	$f_{up} = 0,26$	$f_{us} = 1,45$	$f_{up} = 0,54$	$f_{us} = 1,45$	$f_{up} = 0,54$	$f_{us} = 1,28$	$f_{up} = 0,71$	$f_{us} = 1,27$	$f_{up} = 0,72$	$f_{us} = 1,07$	$f_{up} = 0,93$
$f_{us} = 1,56$	$f_{up} = 0,43$																	
$f_{us} = 1,68$	$f_{up} = 0,31$																	
$f_{us} = 1,72$	$f_{up} = 0,26$																	
$f_{us} = 1,45$	$f_{up} = 0,54$																	
$f_{us} = 1,45$	$f_{up} = 0,54$																	
$f_{us} = 1,28$	$f_{up} = 0,71$																	
$f_{us} = 1,27$	$f_{up} = 0,72$																	
$f_{us} = 1,07$	$f_{up} = 0,93$																	
Rissbreite w an der Sollrissstelle und Gesamtdehnung f in [mm]	Erstrissbildung Ende 1. Kriechversuch Ende 1. Phase Dynamik Ende 2. Kriechversuch Ende 2. Phase Dynamik Ende 3. Kriechversuch Ende 3. Phase Dynamik Versuchende	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td>$w = 0,095$</td> <td>$f = 0,153$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,126$</td> <td>$f = 0,310$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,132$</td> <td>$f = 0,294$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,191$</td> <td>$f = 0,992$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,196$</td> <td>$f = 1,043$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,288$</td> <td>$f = 1,519$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,293$</td> <td>$f = 1,535$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,438$</td> <td>$f = 2,533$</td> </tr> </table>	$w = 0,095$	$f = 0,153$	$w = 0,126$	$f = 0,310$	$w = 0,132$	$f = 0,294$	$w = 0,191$	$f = 0,992$	$w = 0,196$	$f = 1,043$	$w = 0,288$	$f = 1,519$	$w = 0,293$	$f = 1,535$	$w = 0,438$	$f = 2,533$
$w = 0,095$	$f = 0,153$																	
$w = 0,126$	$f = 0,310$																	
$w = 0,132$	$f = 0,294$																	
$w = 0,191$	$f = 0,992$																	
$w = 0,196$	$f = 1,043$																	
$w = 0,288$	$f = 1,519$																	
$w = 0,293$	$f = 1,535$																	
$w = 0,438$	$f = 2,533$																	
Rissbild	Mittlerer Rissabstand Mittlere Rissbreite 95 %-Fraktilwert	$s_m = 128 \text{ mm}$ $w = 0,30 \text{ mm}$ $w_{95\%} = 0,41 \text{ mm}$																

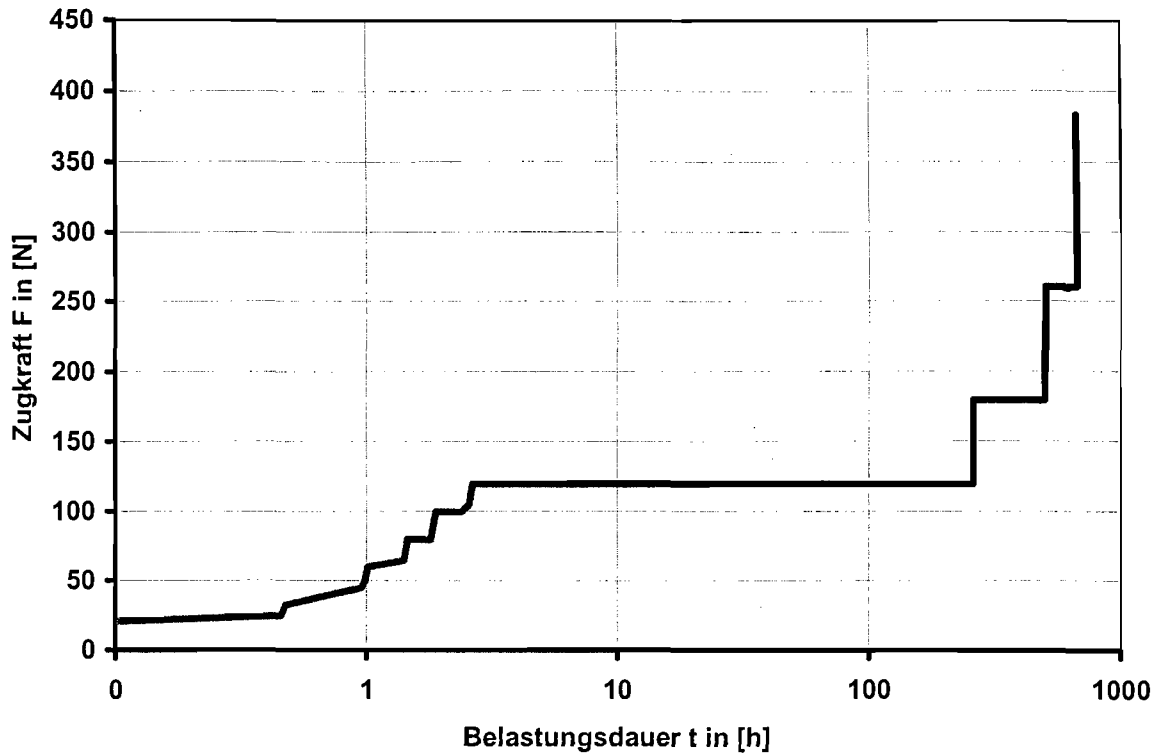


Bild ZK1-1: Lastgeschichte

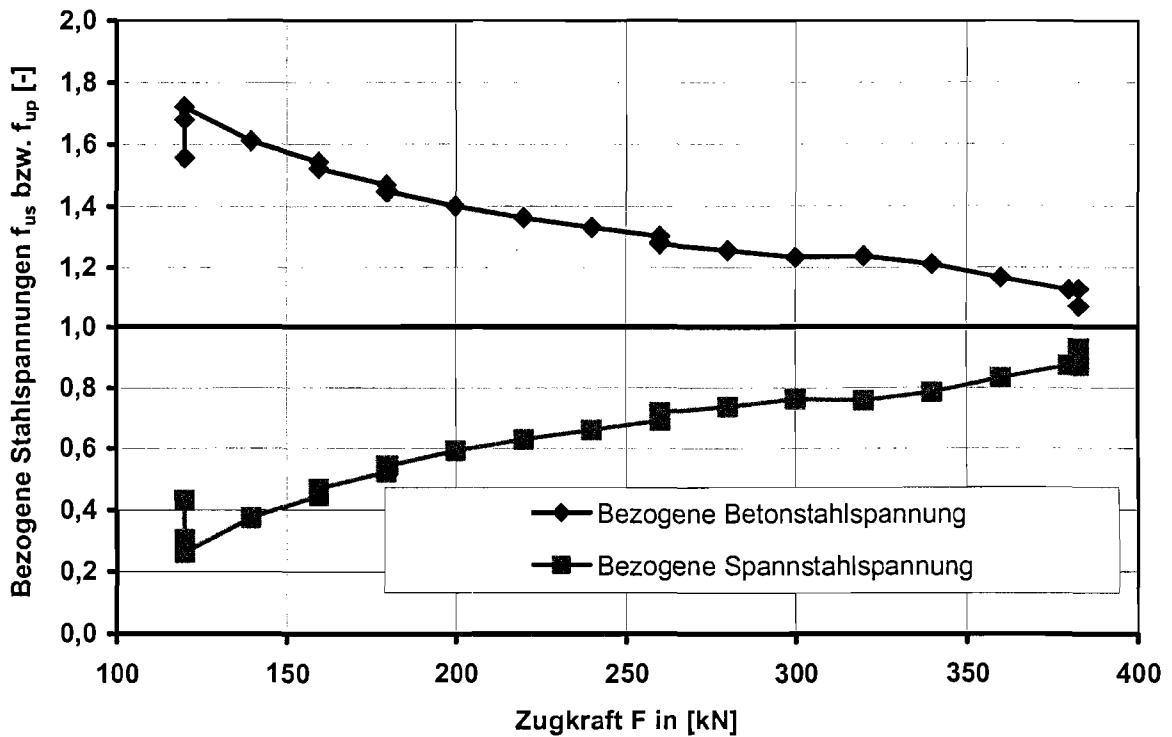


Bild ZK1-2: Spannungumlagerungen für Betonstahl f_{us} und Spannstahl f_{up} während der gesamten Versuchsdurchführung

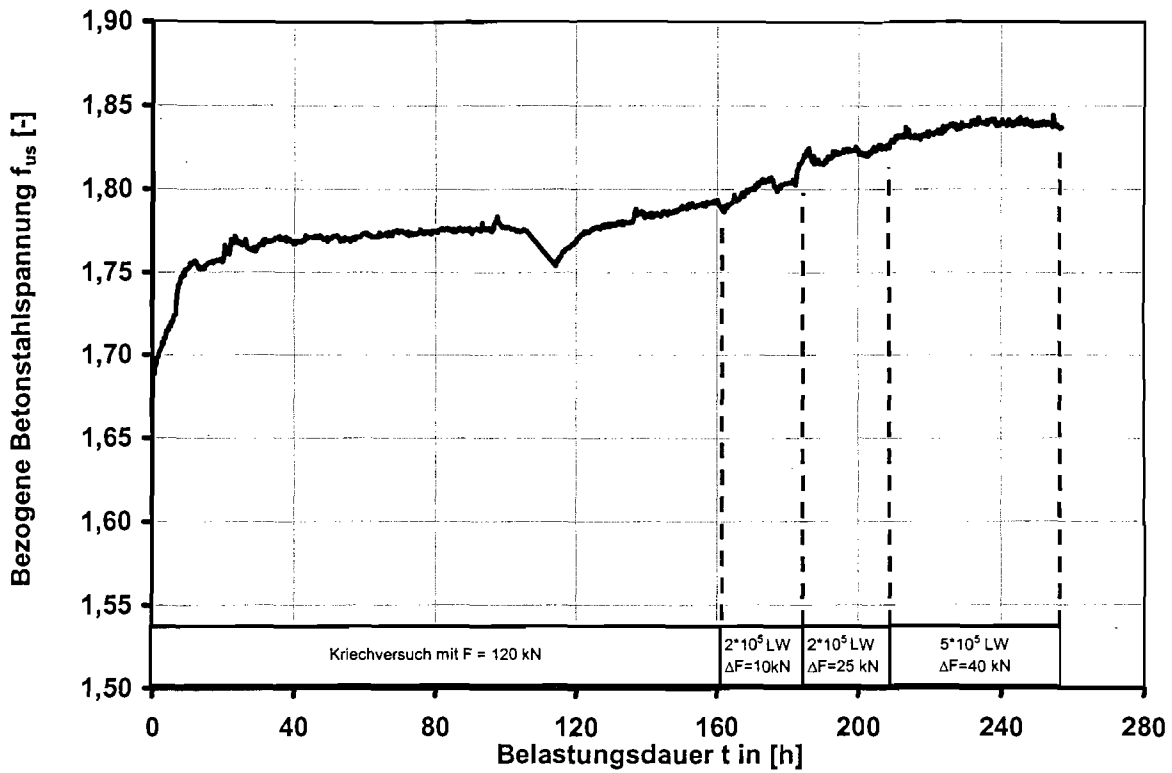


Bild ZK1-3: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Betonstahlspannungen f_{us} im ersten Kriechversuch und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

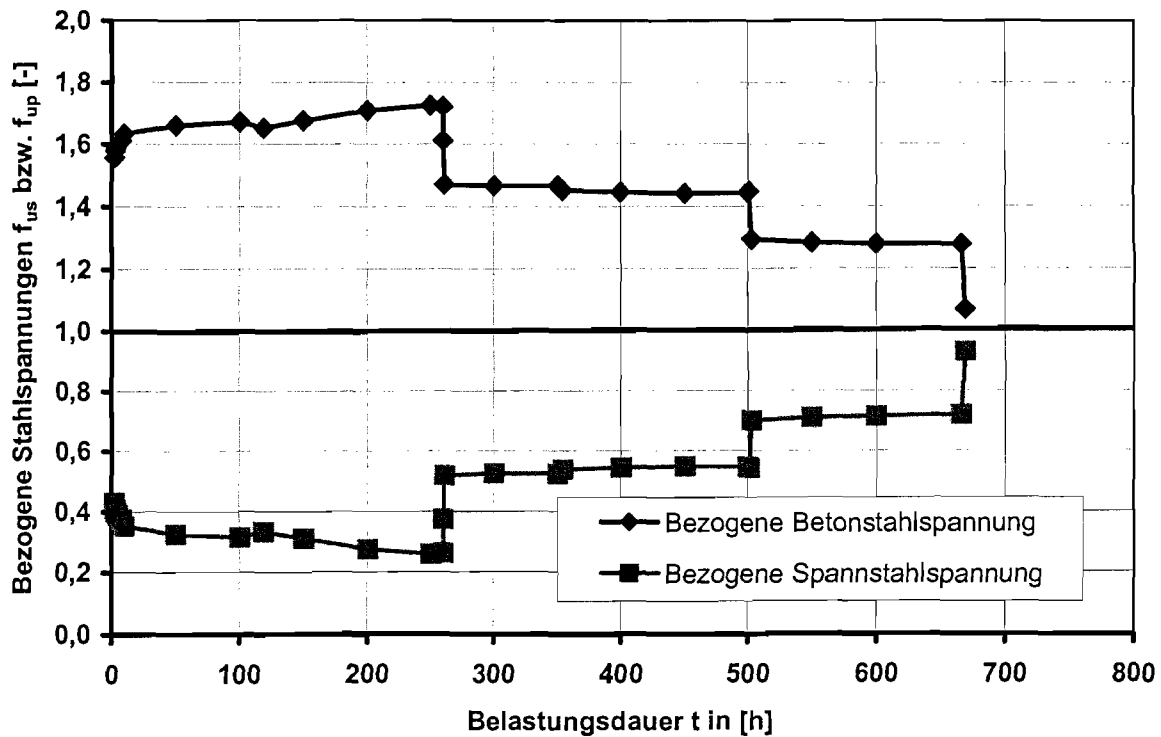


Bild ZK1-4: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Stahlspannungen während der gesamten Versuchsdurchführung

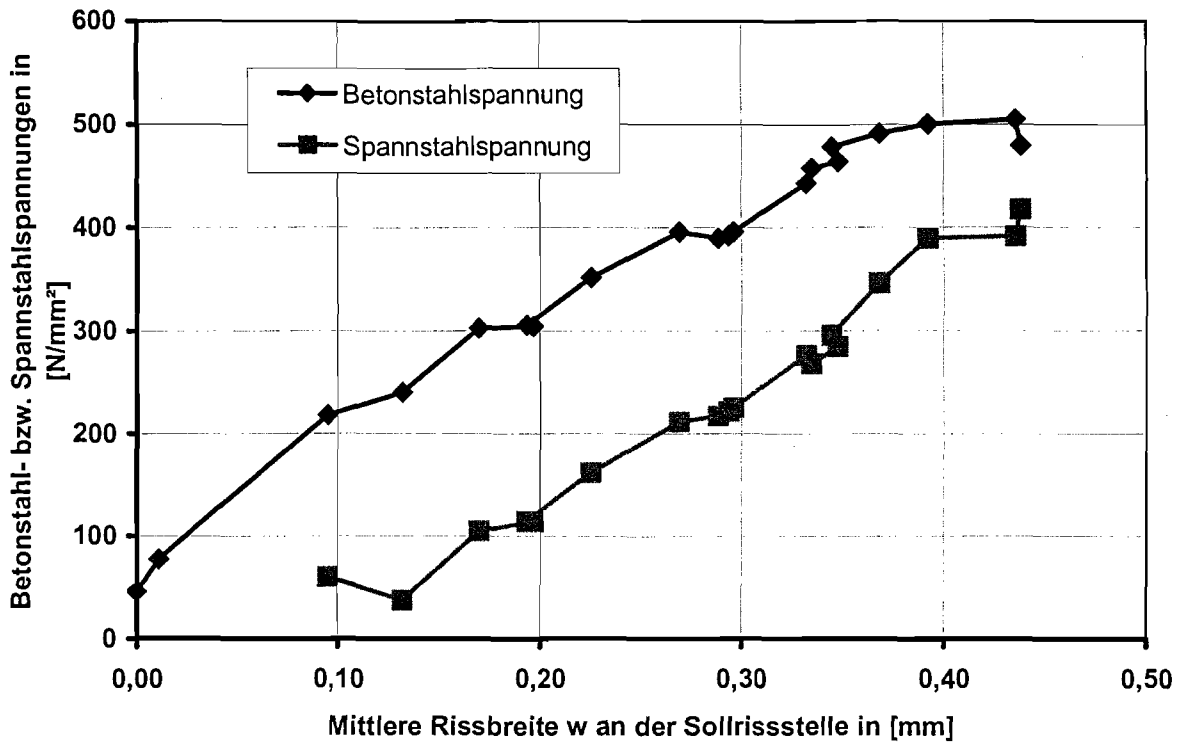


Bild ZK1-5: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Rissbreite an der Sollrissstelle

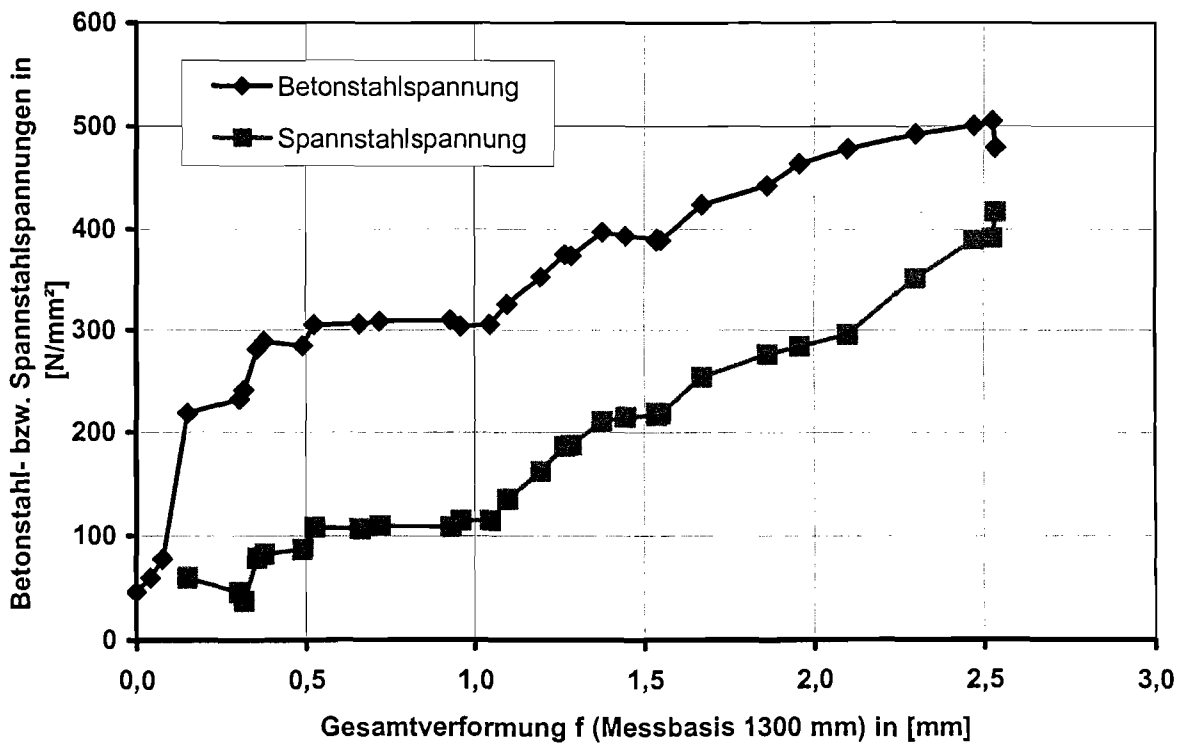


Bild ZK1-6: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Gesamtdehnung

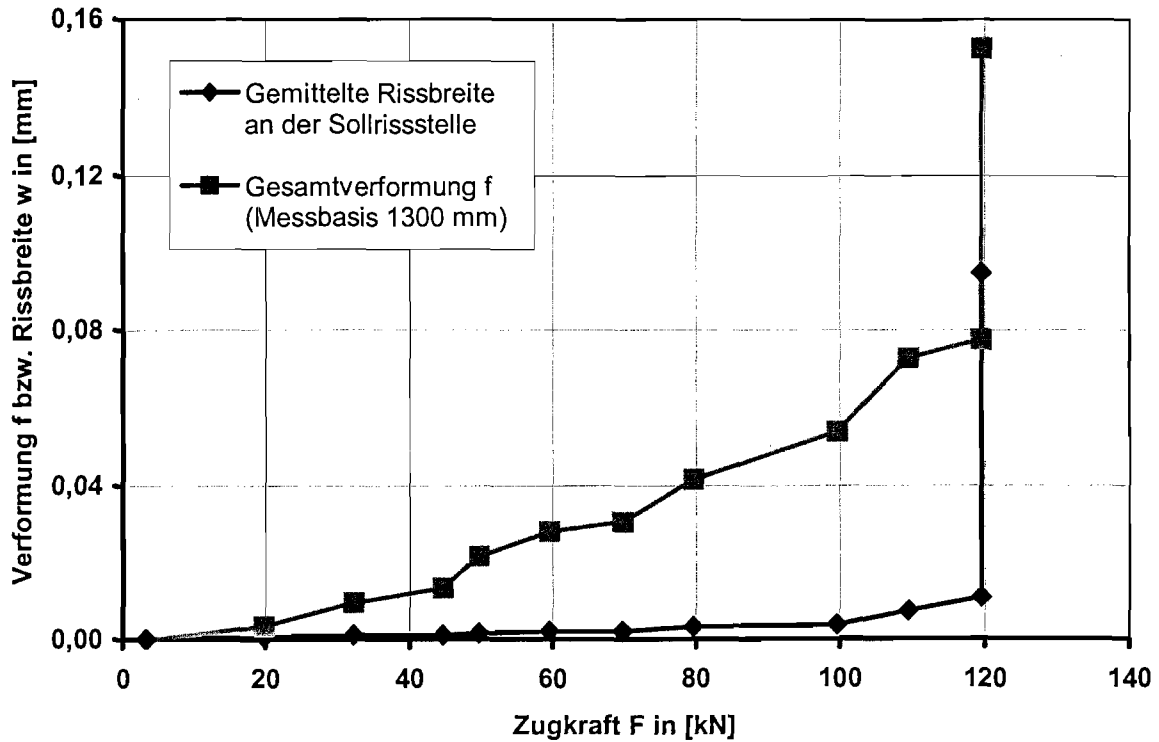


Bild ZK1-7: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei der Erstbelastung

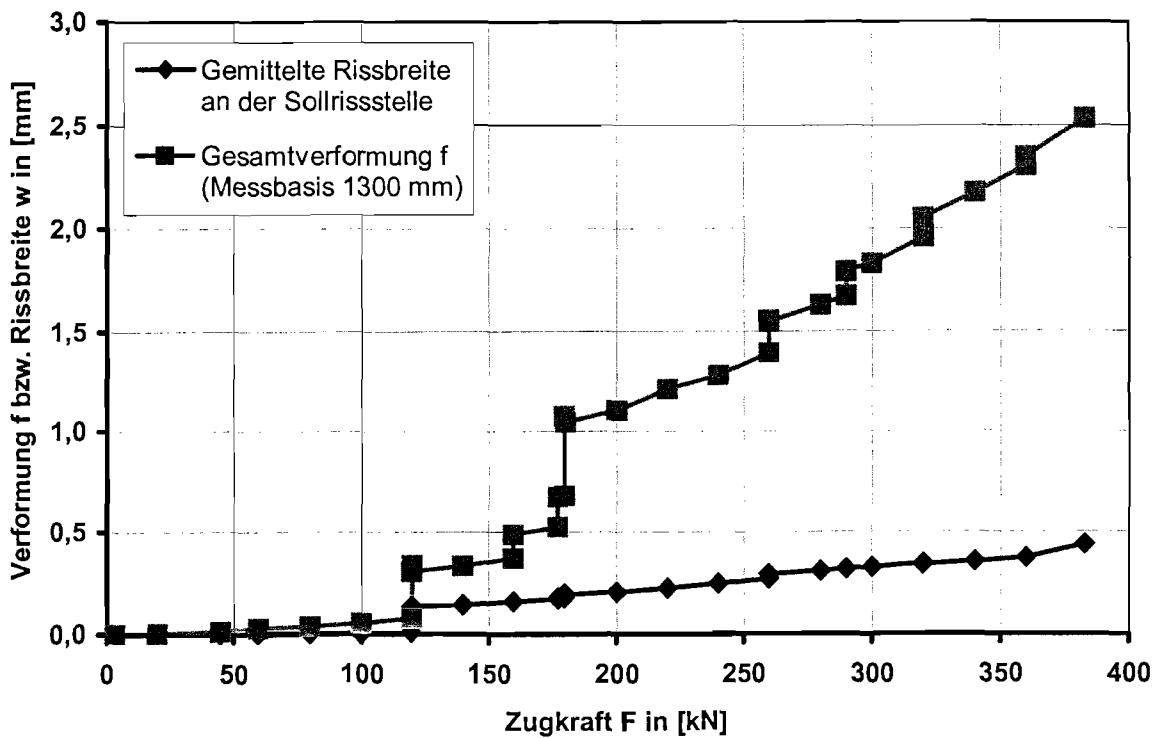


Bild ZK1-8: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei Belastung bis zum abgeschlossenen Rissbild

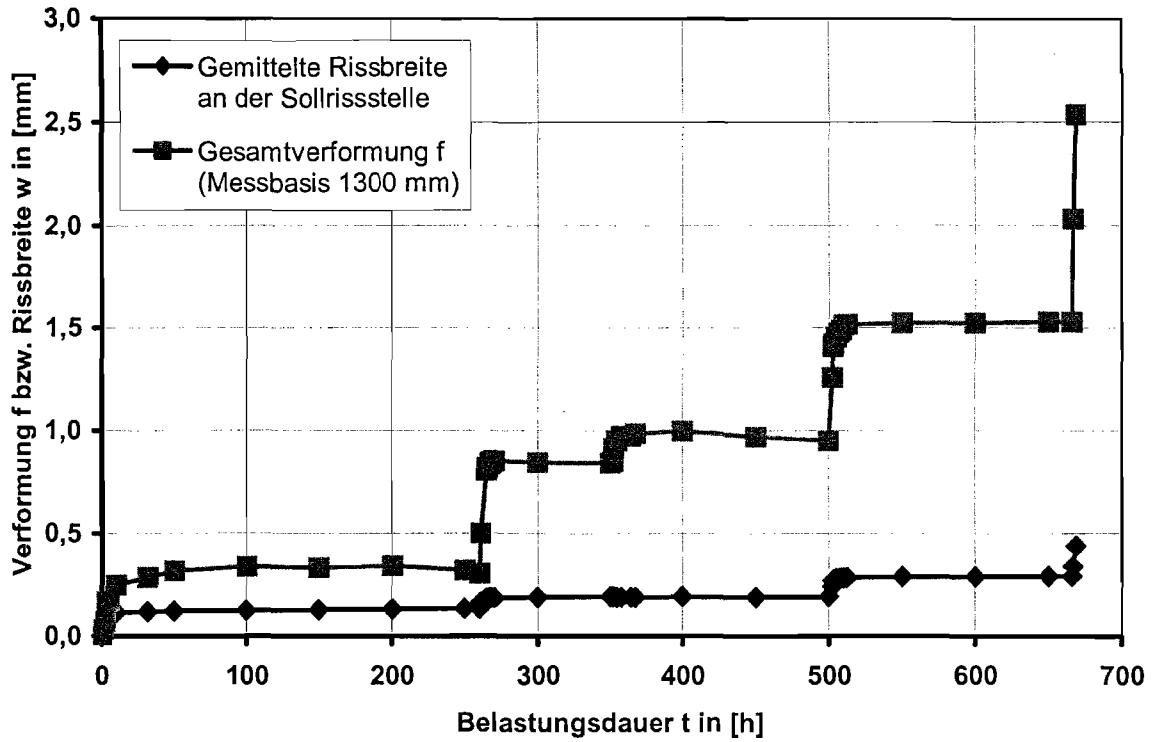


Bild ZK1-9: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung

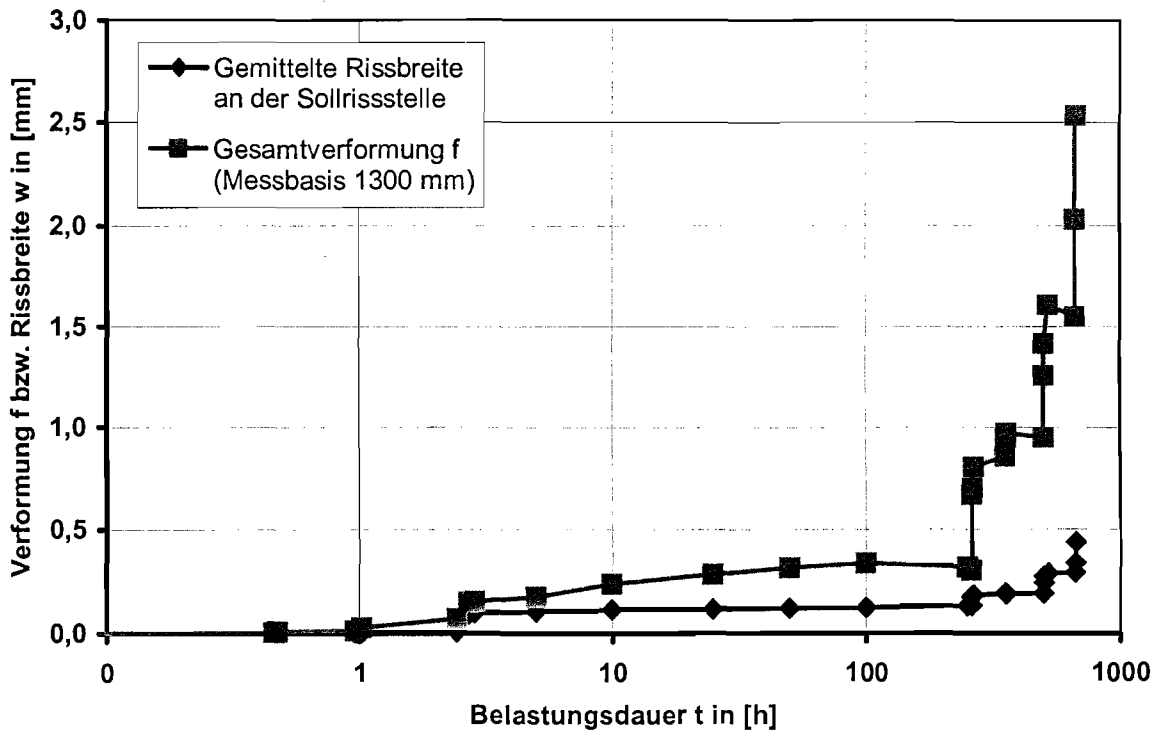


Bild ZK1-10: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

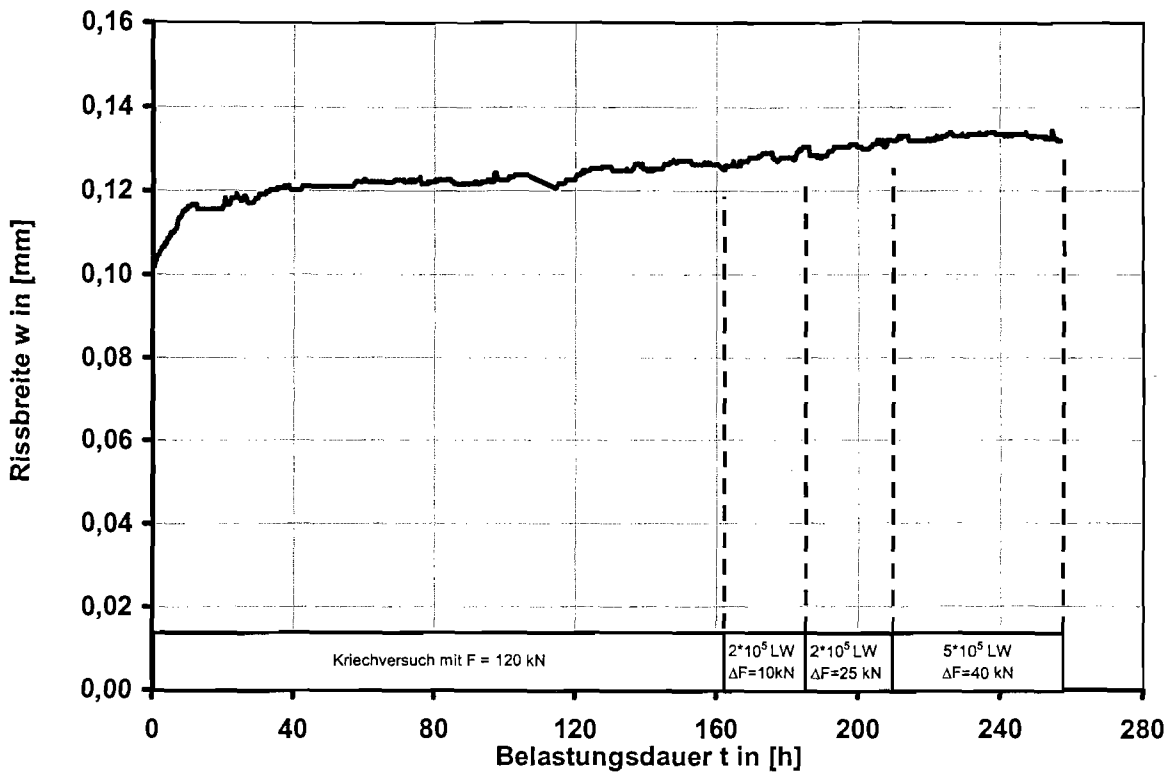


Bild ZK1-11: Zuwachs der Rissbreite w bei dem ersten Kriechversuch mit $F = 120$ kN und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

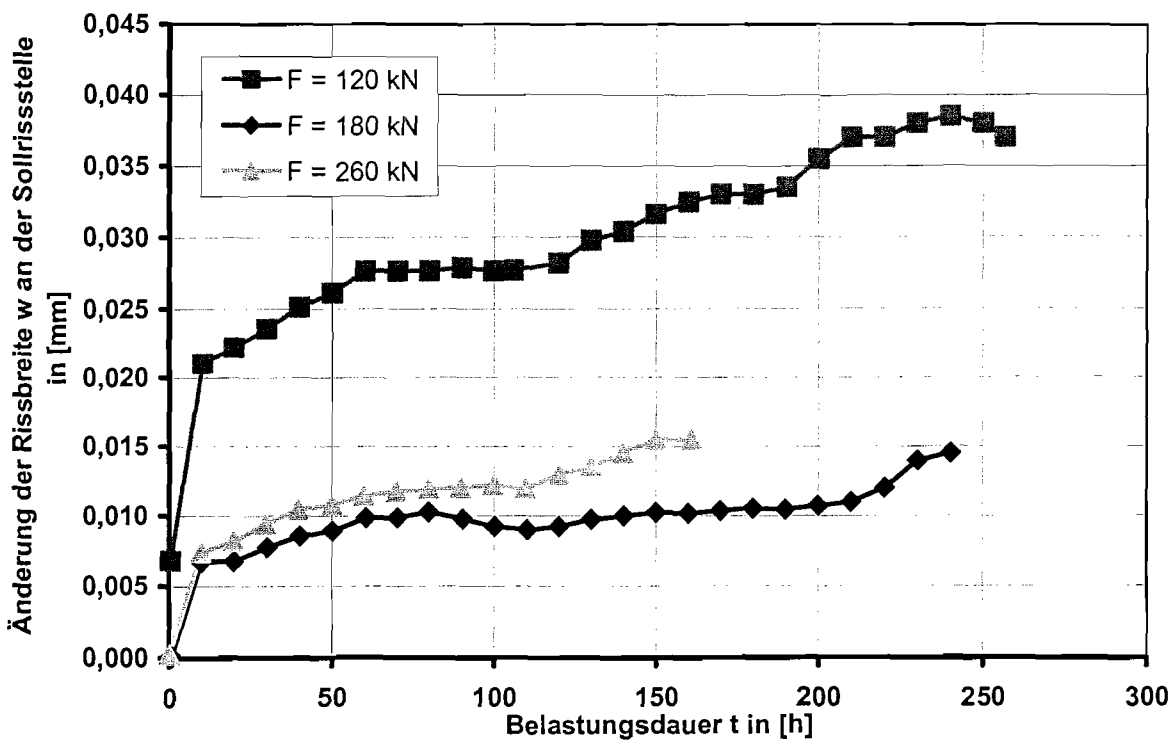


Bild ZK1-12: Zunahme der Rissbreite w an der Sollrissstelle während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

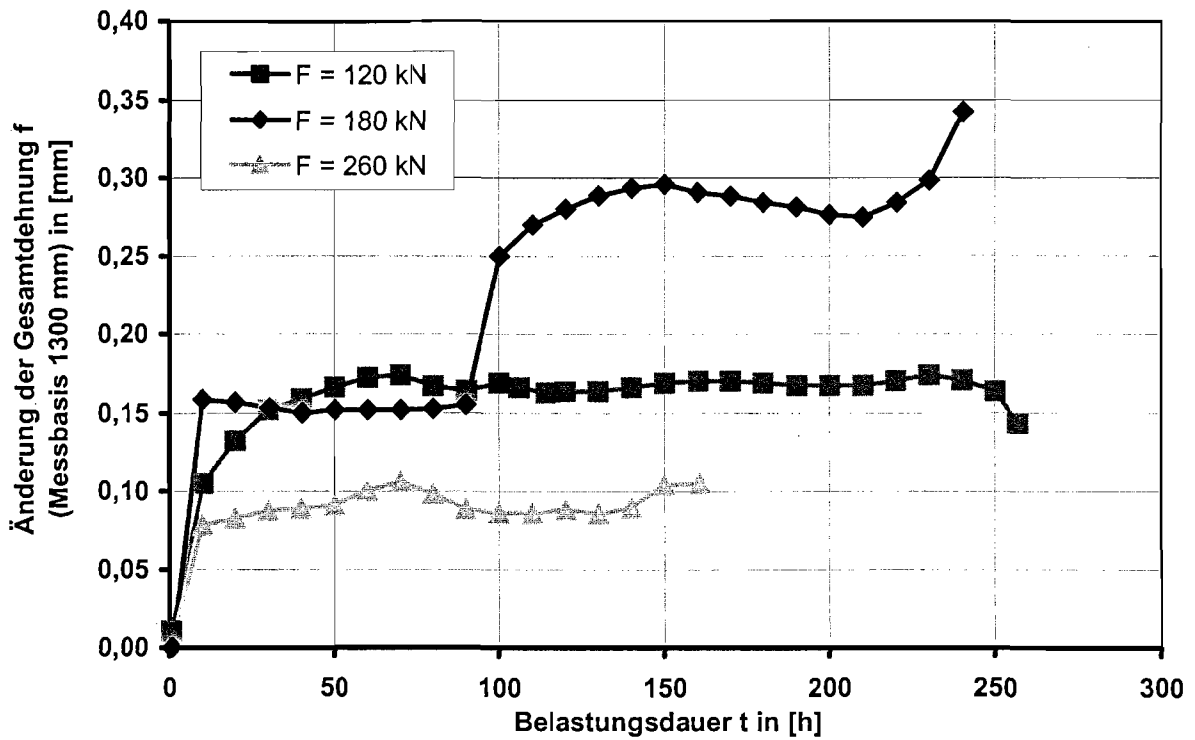


Bild ZK1-13: Zunahme der Gesamtdehnung f während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

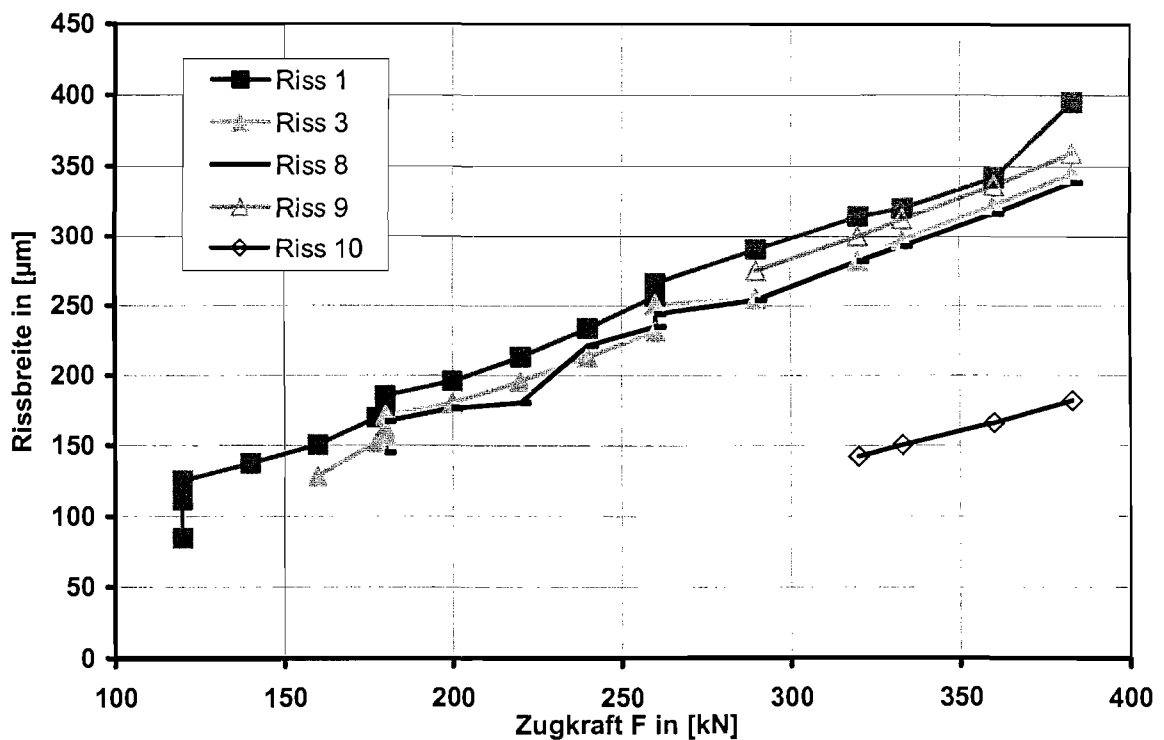


Bild ZK1-14: Entwicklung ausgewählter Risse bis zum abgeschlossenem Rissbild

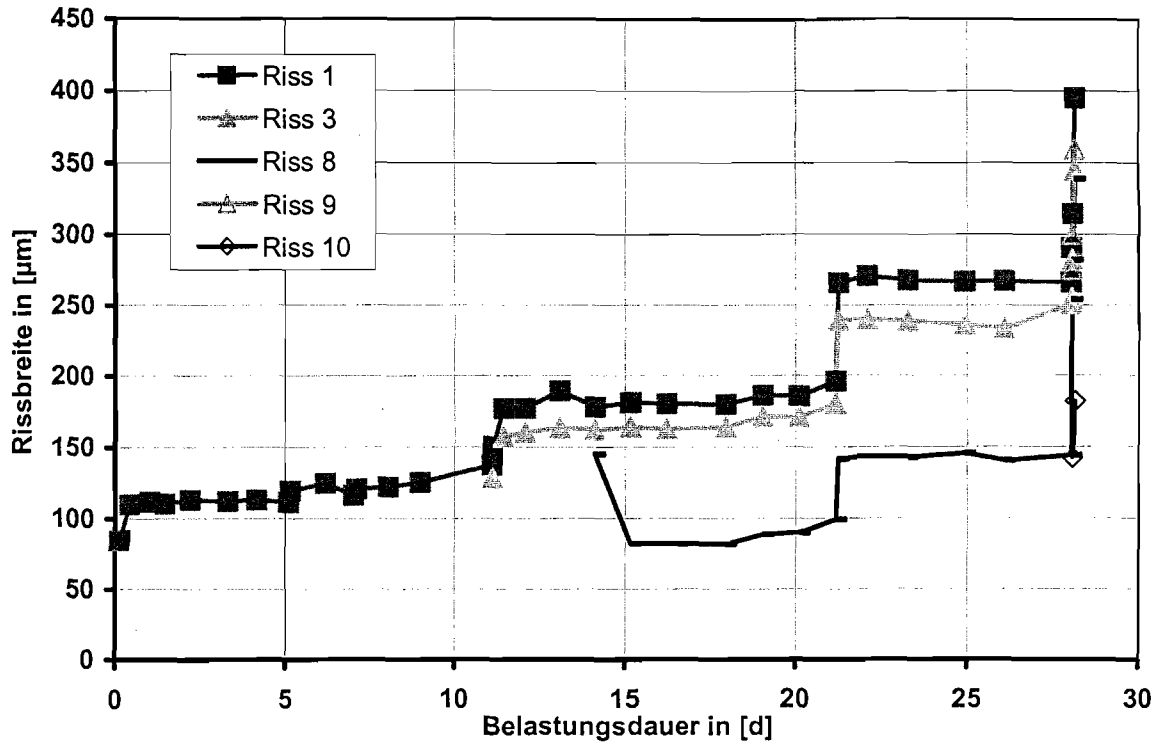


Bild ZK1-15: Entwicklung der einzelnen Risse während der gesamten Versuchsdurchführung

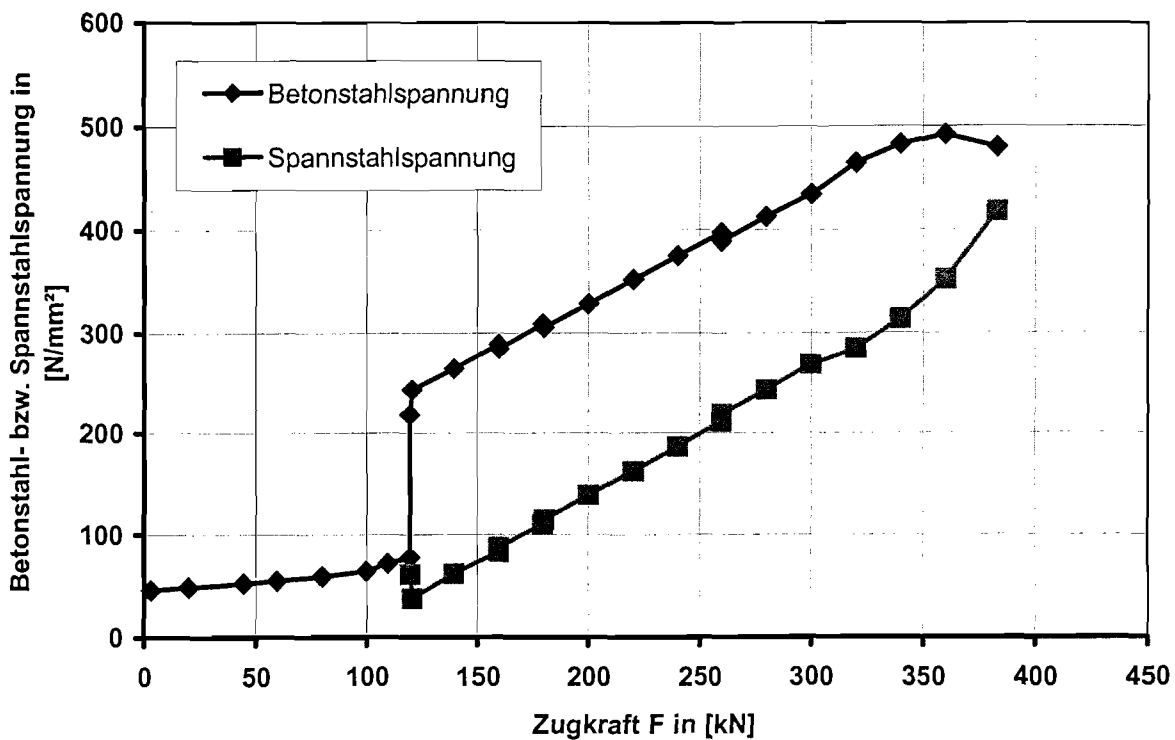


Bild ZK1-16: Zunahme der Spannungen der Betonstäbe und des Spannstahls bis zum abgeschlossenen Rissbild

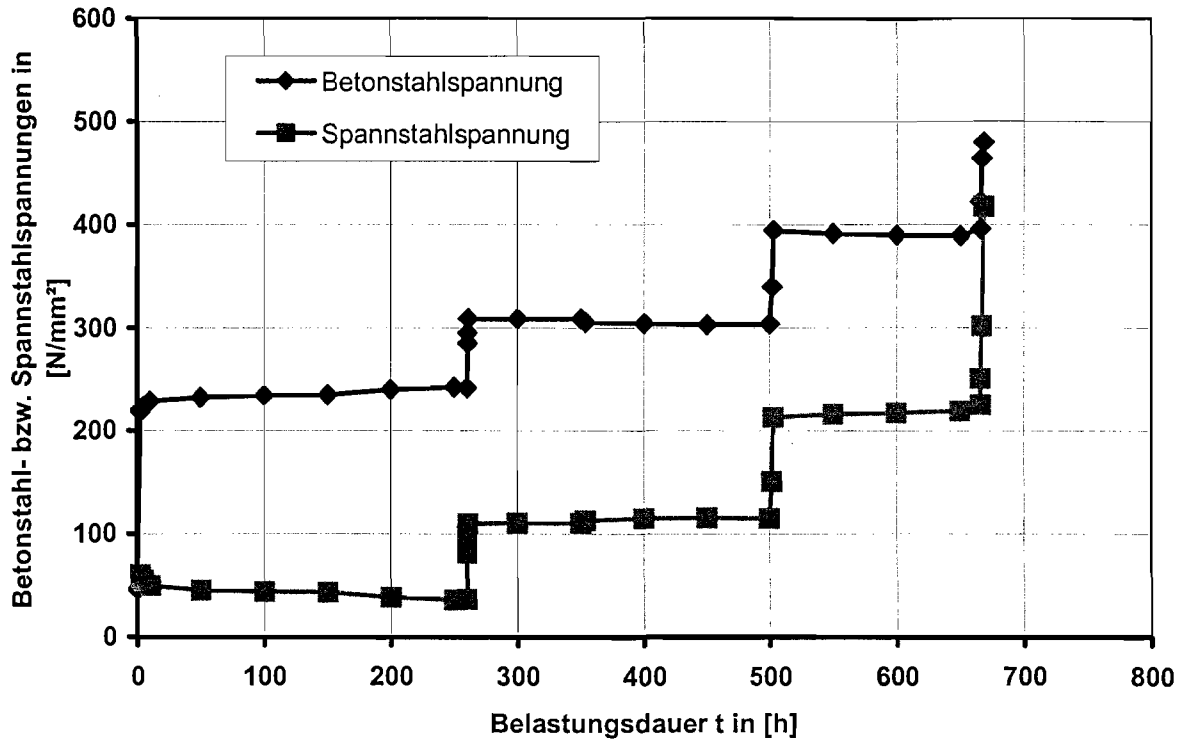


Bild ZK1-17: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung

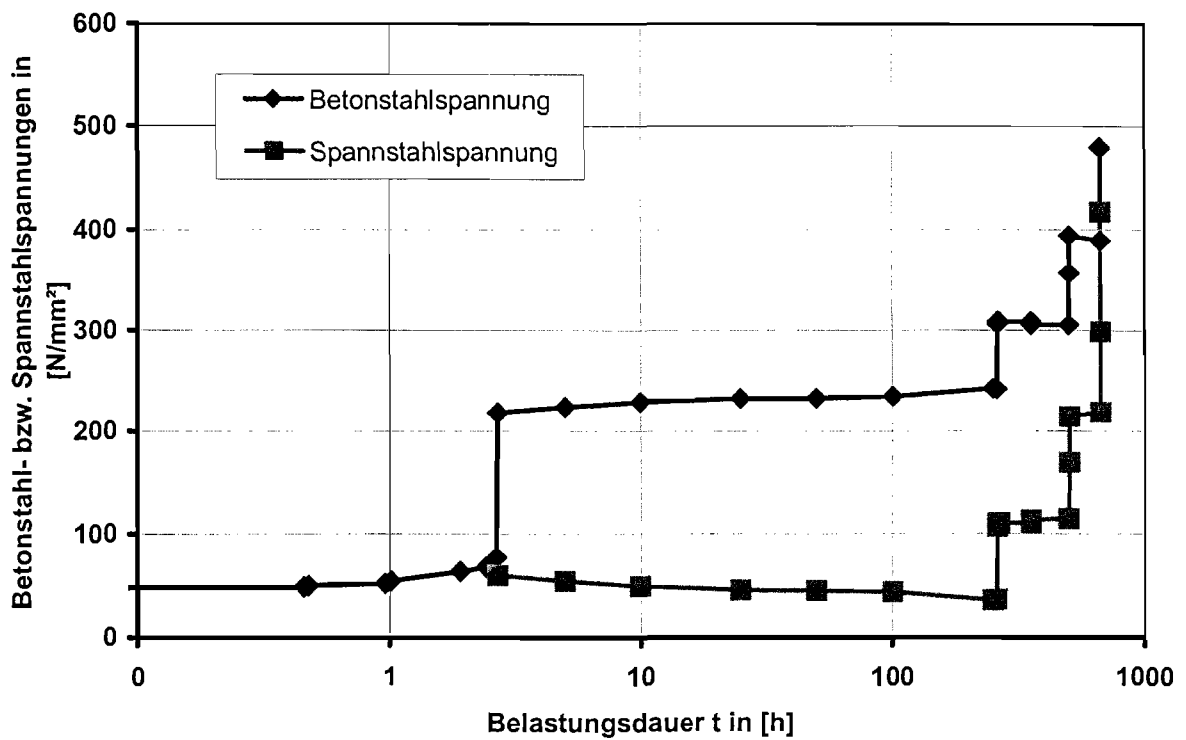


Bild ZK1-18: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

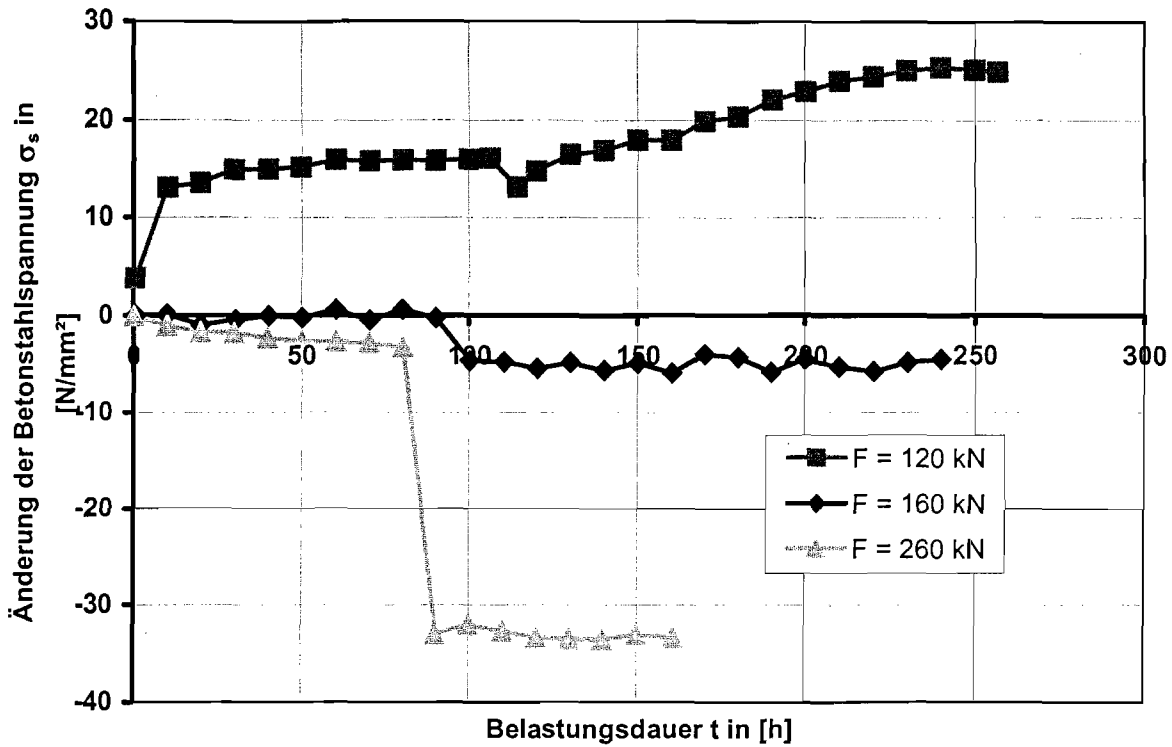


Bild ZK1-19: Änderung der Betonstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

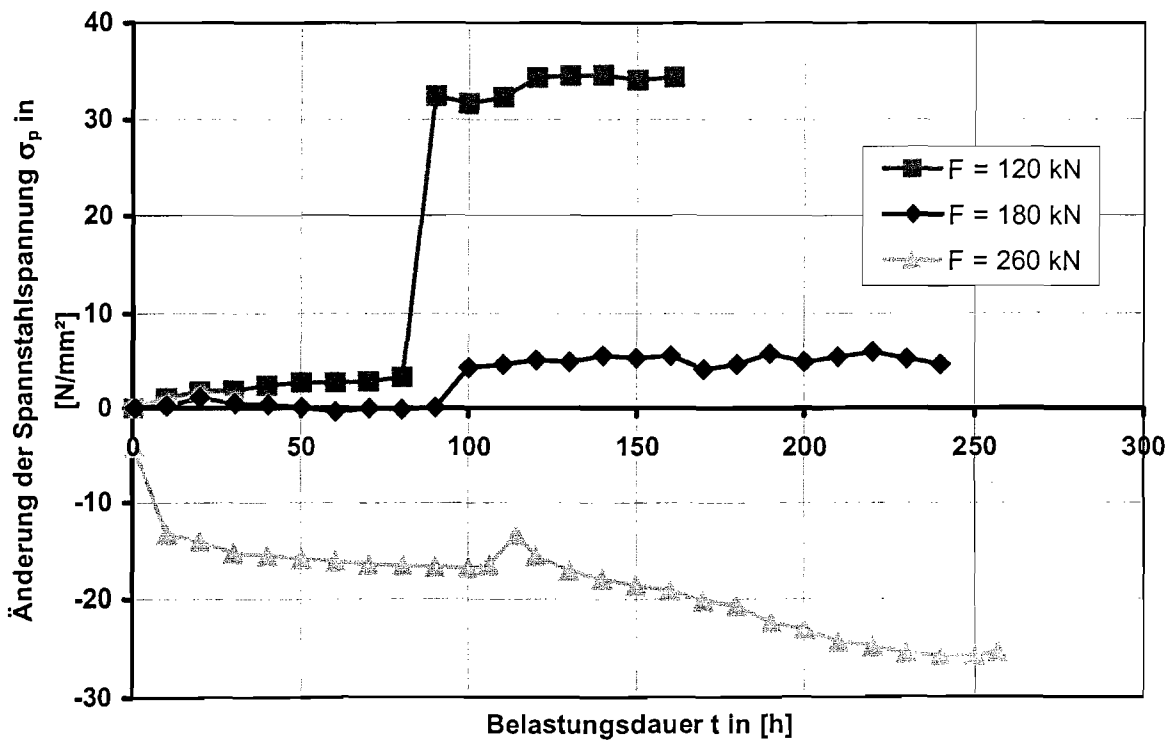


Bild ZK1-20: Änderung der Spannstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

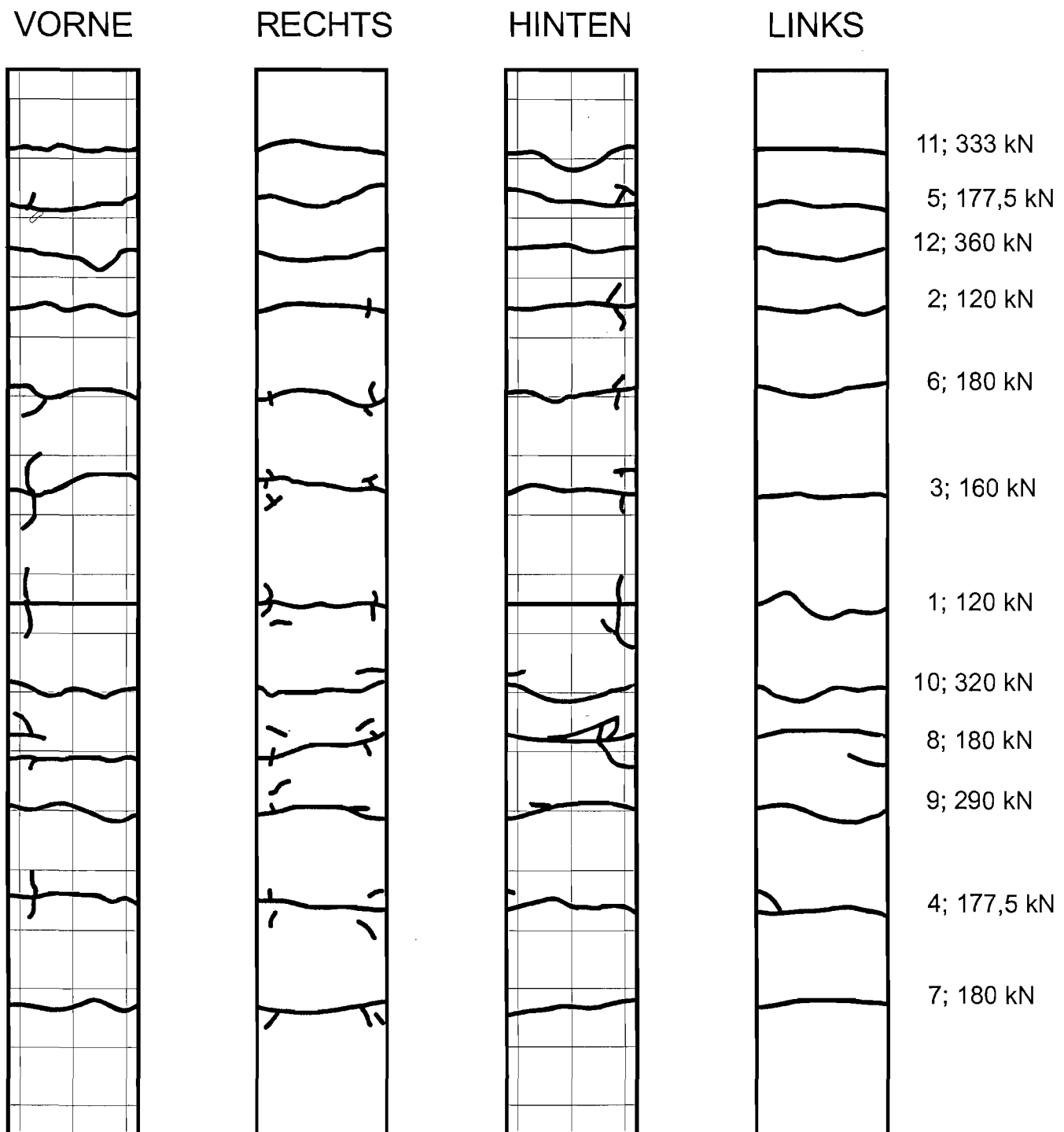


Bild ZK1-21: Rissbild des Versuchskörpers nach Beendigung der Belastung
(Zahlen rechts: Rissentstehungsnummer; Laststufe in kN).

ZK 2

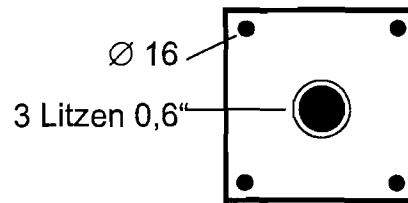
$$A_c = 420,62 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 7,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 4,21 \text{ cm}^2$$

$$A_p/A_s = 0,52$$



Baustofffestigkeiten bei Versuchsbeginn	Beton	$f_c = 97,5 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 32\,900 \text{ N/mm}^2$
	Einpressmörtel	$f_g = 26,4 \text{ N/mm}^2$ $E_g = 8\,000 \text{ N/mm}^2$
Erstrisslast		$F_R = 130 \text{ kN}$
Kombination aus statischer und dynamischer Belastung	Kriechversuch Phase Dynamik Kriechversuch Phase Dynamik Kriechversuch Phase Dynamik	$t = 188 \text{ h}$ 3 Lastblöcke à $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$ $t = 114 \text{ h}$ 3 Lastblöcke à $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$ $t = 166 \text{ h}$ 1 Lastblock mit $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$ 2 Lastblöcke à $4 \cdot 10^5 \text{ LW}$
Spannungumlagerungen der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung	Erstrissbildung Ende 1. Kriechversuch Ende 1. Phase Dynamik Ende 2. Kriechversuch Ende 2. Phase Dynamik Ende 3. Kriechversuch Ende 3. Phase Dynamik Versuchsende	$f_{us} = 1,32$ $f_{up} = 0,41$ $f_{us} = 1,43$ $f_{up} = 0,20$ $f_{us} = 1,45$ $f_{up} = 0,16$ $f_{us} = 1,36$ $f_{up} = 0,32$ $f_{us} = 1,39$ $f_{up} = 0,28$ $f_{us} = 1,19$ $f_{up} = 0,65$ $f_{us} = 1,20$ $f_{up} = 0,62$ $f_{us} = 1,12$ $f_{up} = 0,77$
Rissbreite w an der Sollrissstelle und Gesamtdehnung f in [mm]	Erstrissbildung Ende 1. Kriechversuch Ende 1. Phase Dynamik Ende 2. Kriechversuch Ende 2. Phase Dynamik Ende 3. Kriechversuch Ende 3. Phase Dynamik Versuchsende	$w = 0,074$ $f = 0,114$ $w = 0,095$ $f = 0,193$ $w = 0,098$ $f = 0,256$ $w = 0,117$ $f = 0,488$ $w = 0,121$ $f = 0,552$ $w = 0,173$ $f = 1,250$ $w = 0,176$ $f = 1,296$ $w = 0,273$ $f = 2,017$
Rissbild	Mittlerer Rissabstand Mittlere Rissbreite 95 %-Fraktilwert	$s_m = 150 \text{ mm}$ $w = 0,26 \text{ mm}$ $w_{95\%} = 0,31 \text{ mm}$

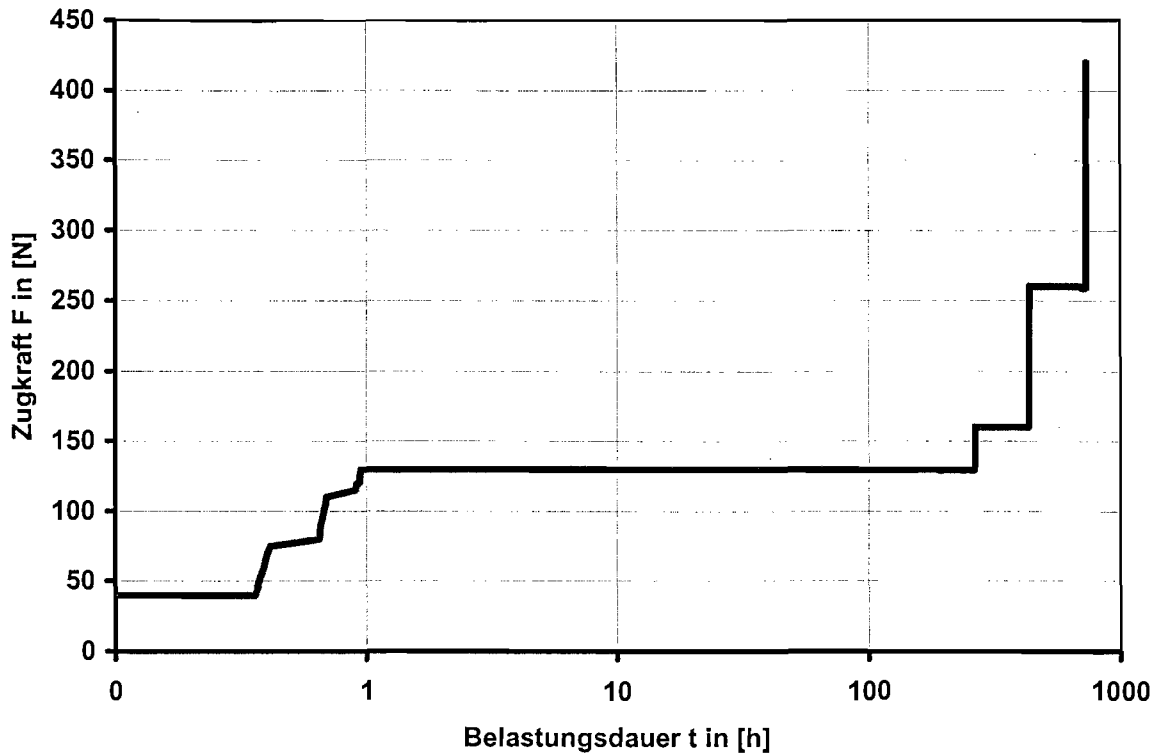


Bild ZK2-1: Lastgeschichte

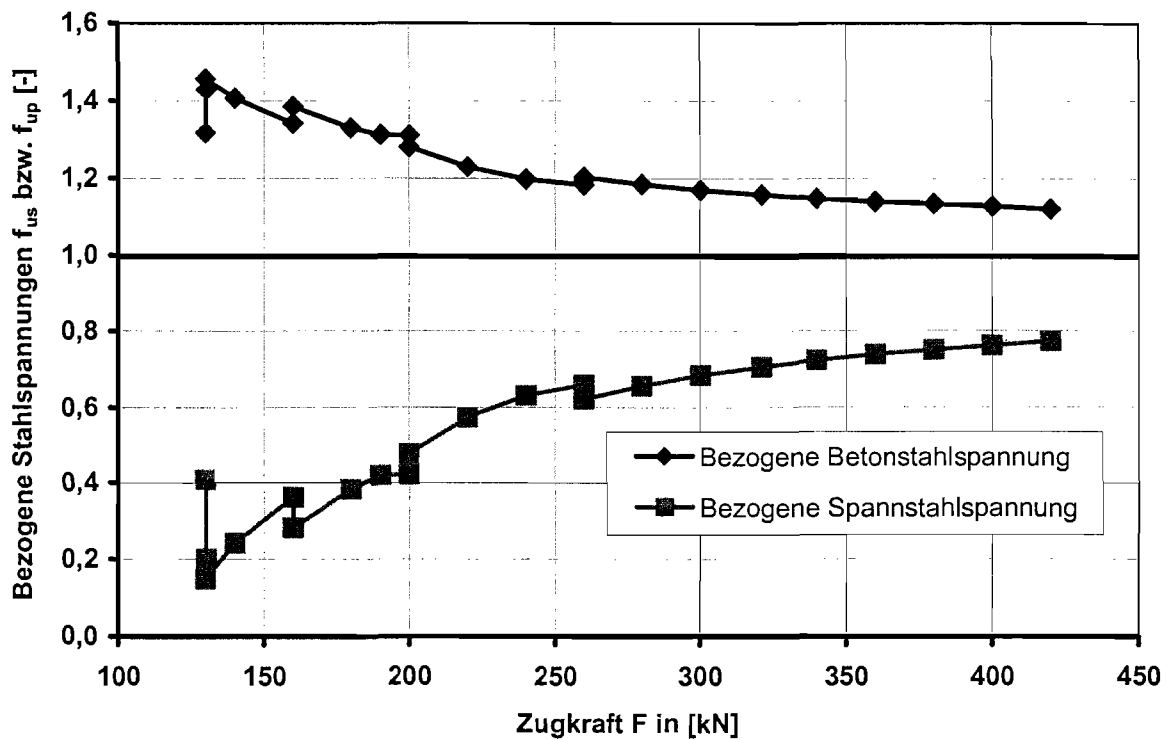


Bild ZK2-2: Spannungumlagerungen für Betonstahl f_{us} und Spannstahl f_{up} während der gesamten Versuchsdurchführung

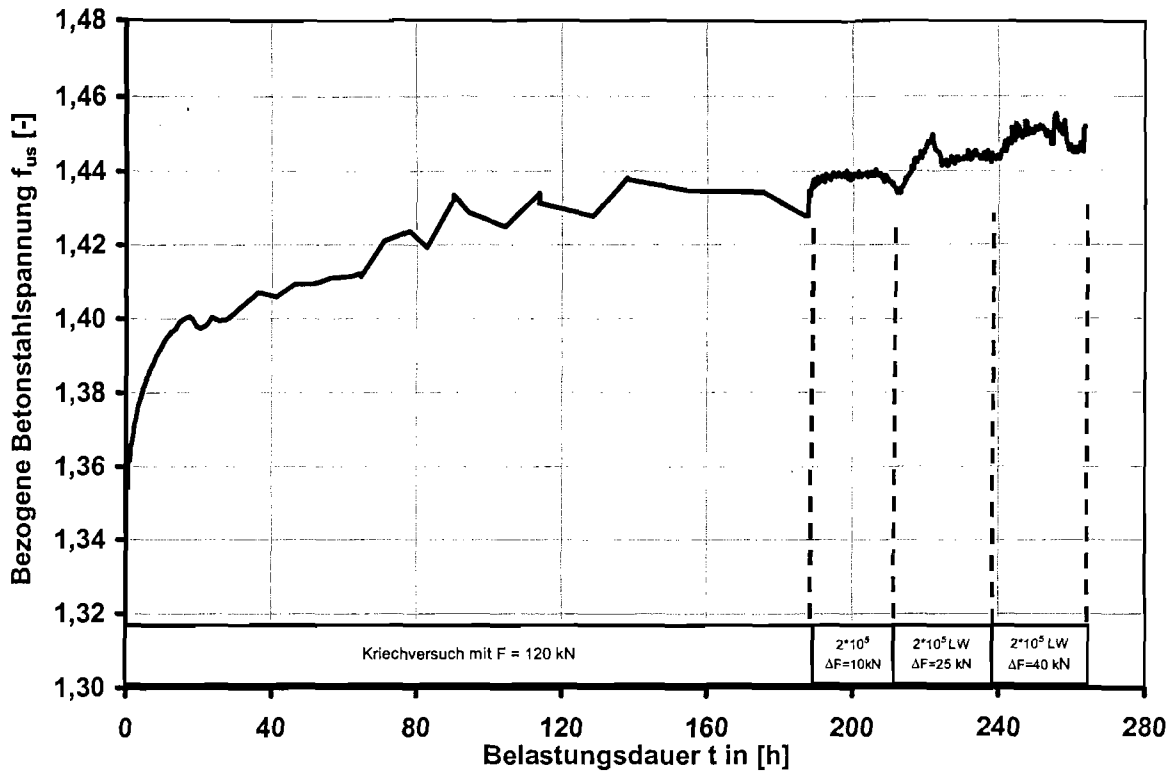


Bild ZK2-3: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Betonstahlspannungen f_{us} im ersten Kriechversuch und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

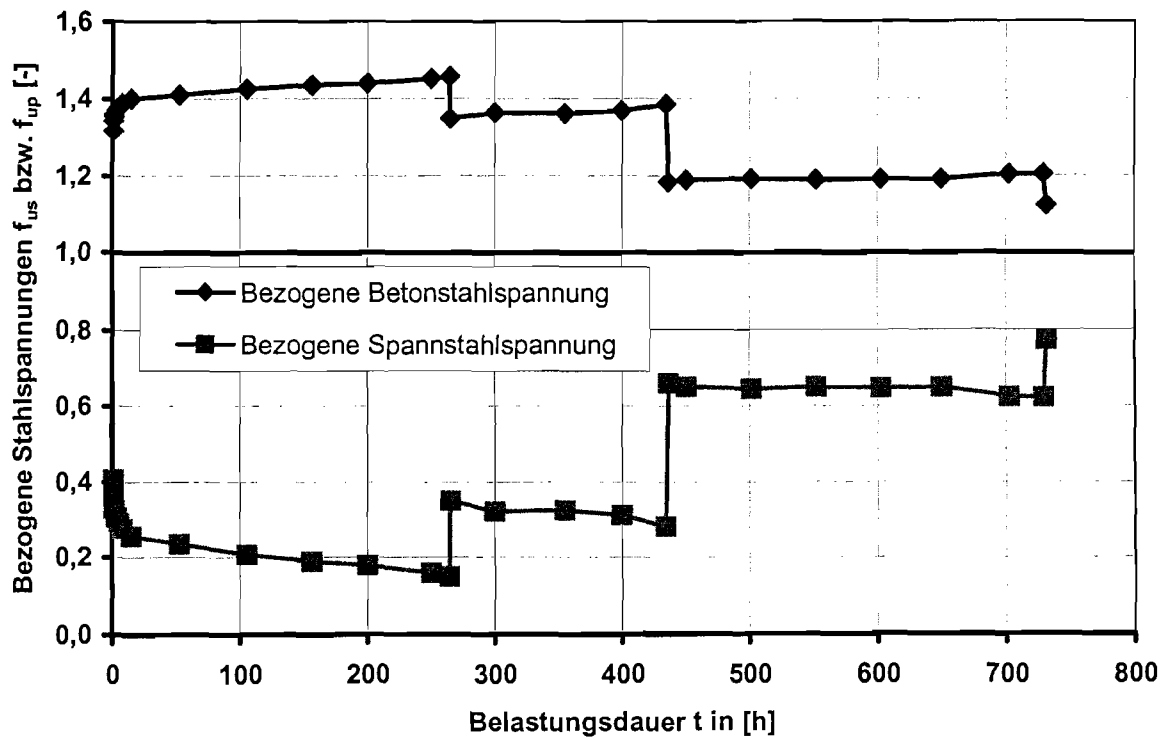


Bild ZK2-4: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Stahlspannungen während der gesamten Versuchsdurchführung

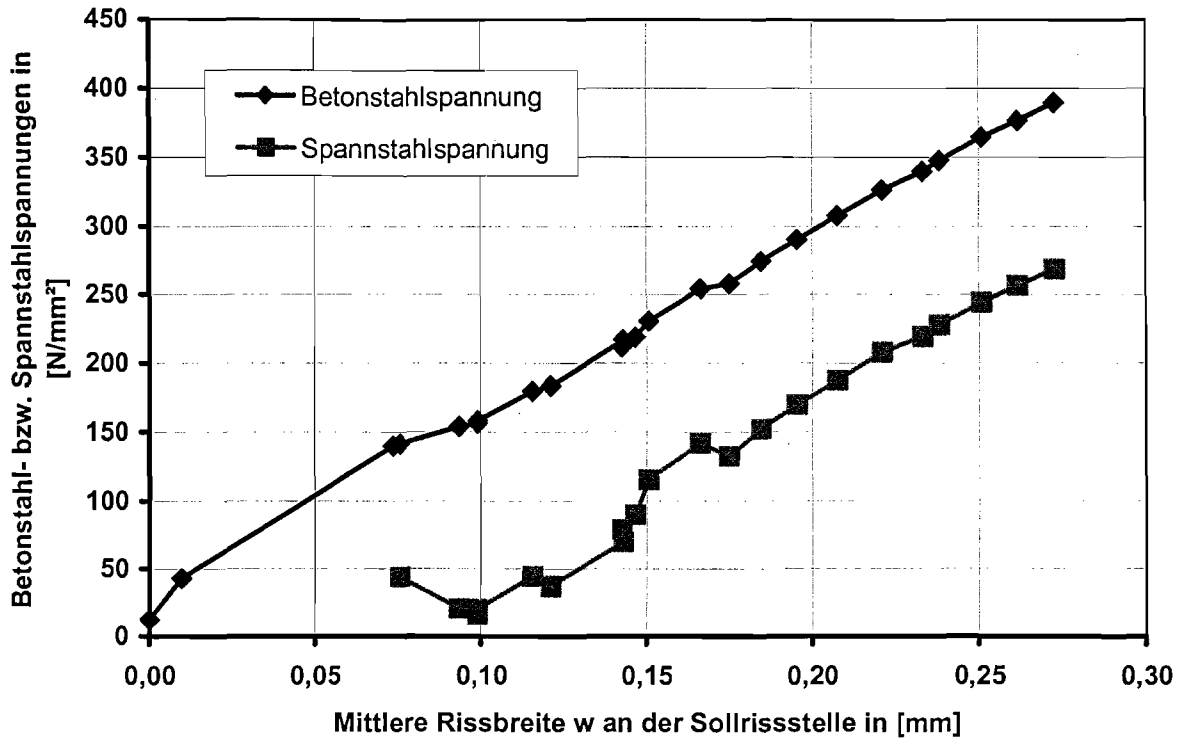


Bild ZK2-5: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Rissbreite an der Sollrissstelle

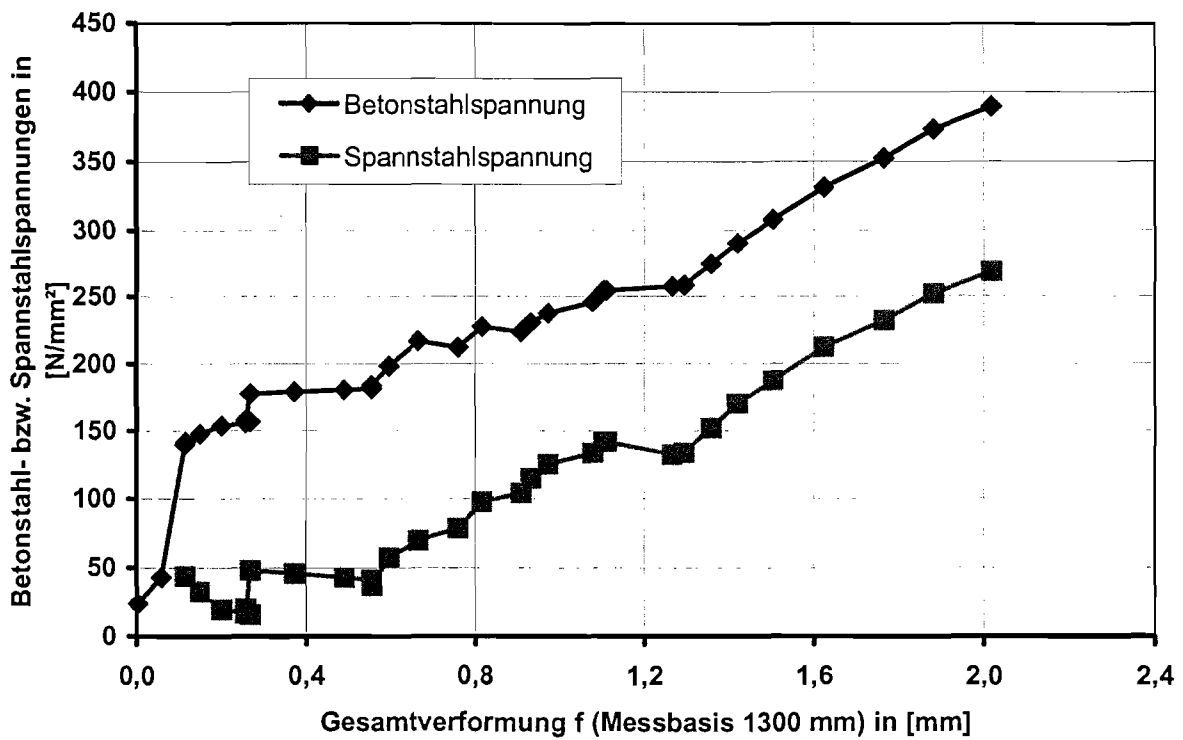


Bild ZK2-6: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Gesamtdehnung

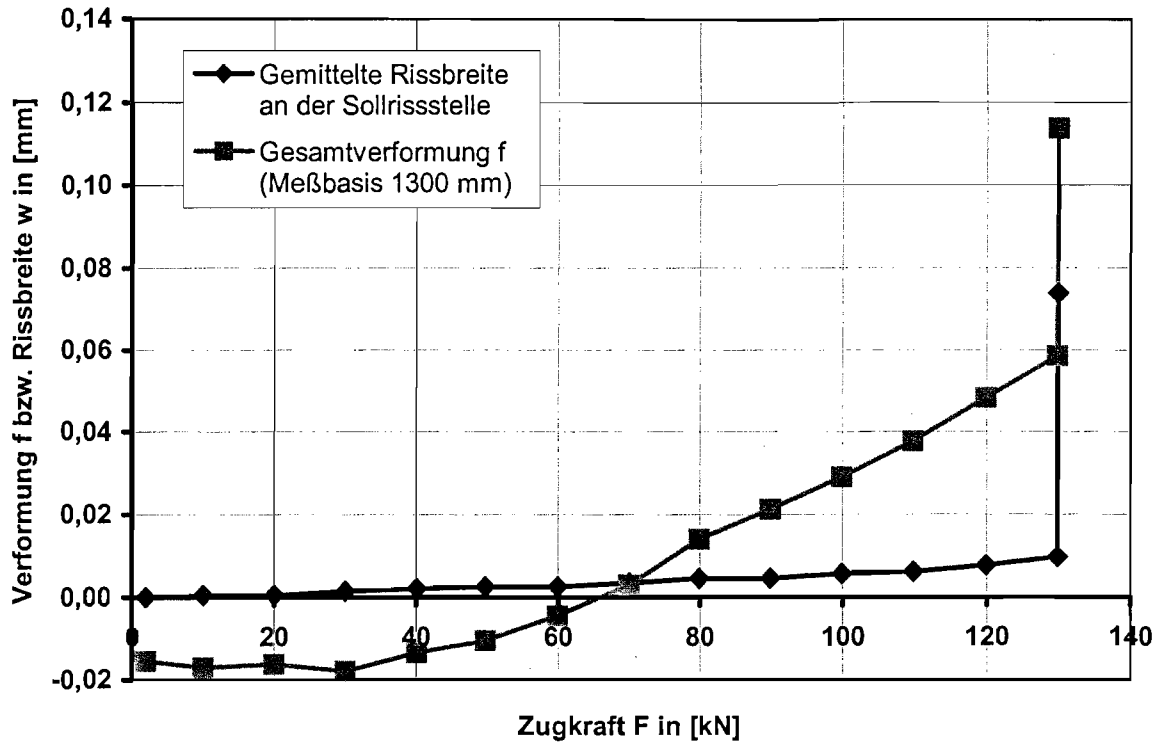


Bild ZK2-7: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei der Erstbelastung

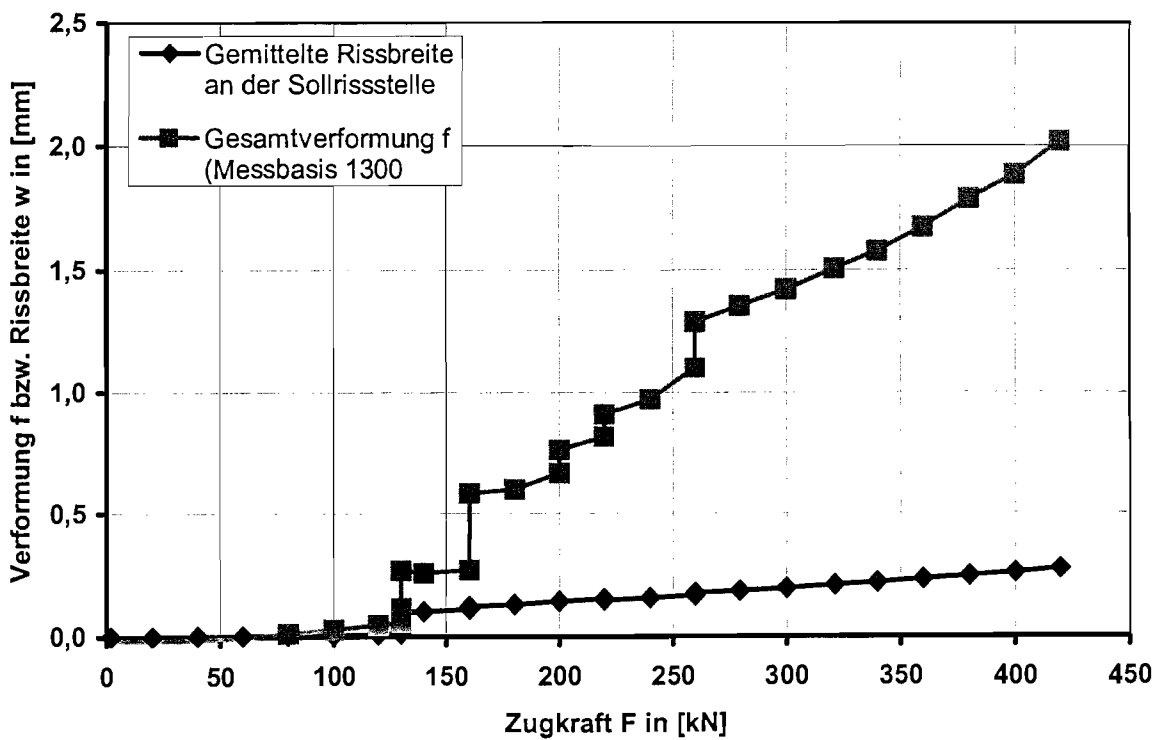


Bild ZK2-8: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei Belastung bis zum abgeschlossenen Rissbild

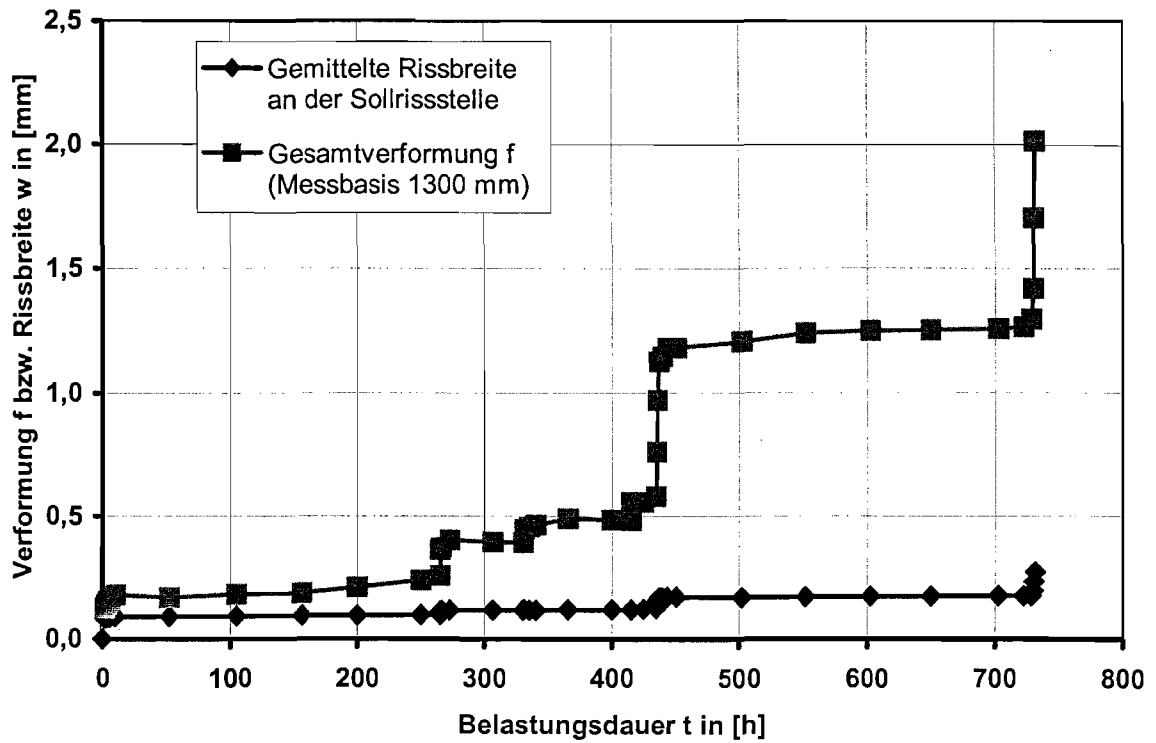


Bild ZK2-9: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung

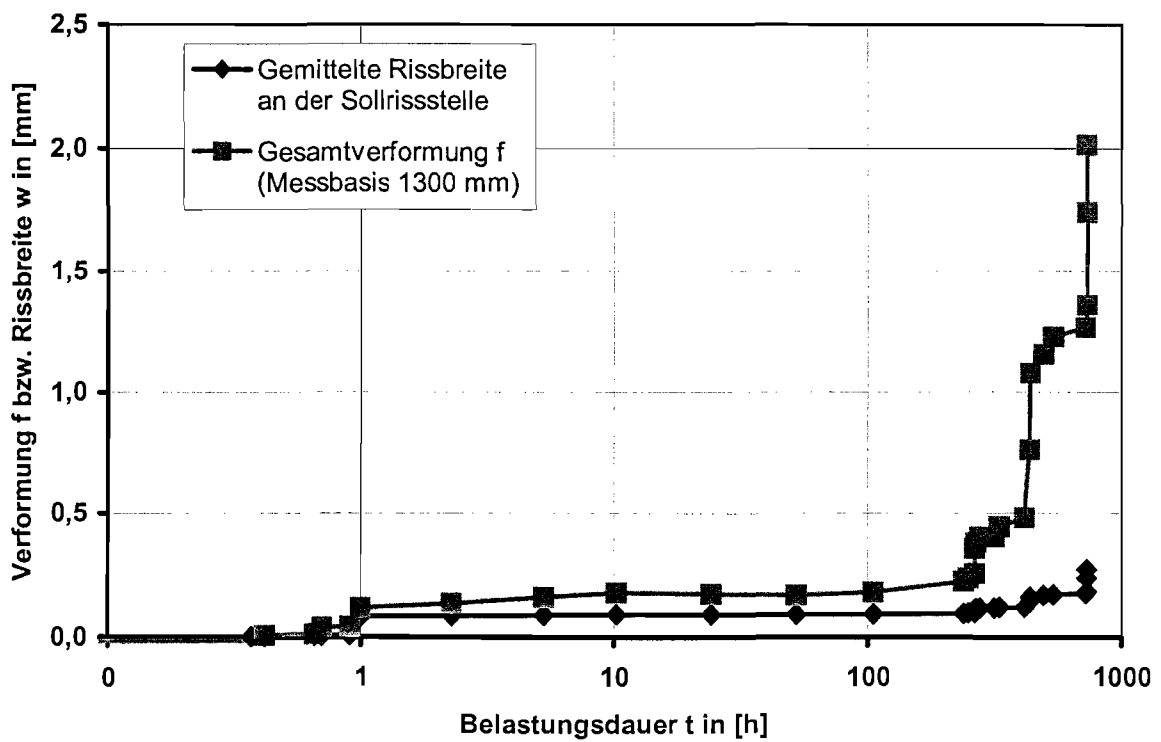


Bild ZK2-10: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

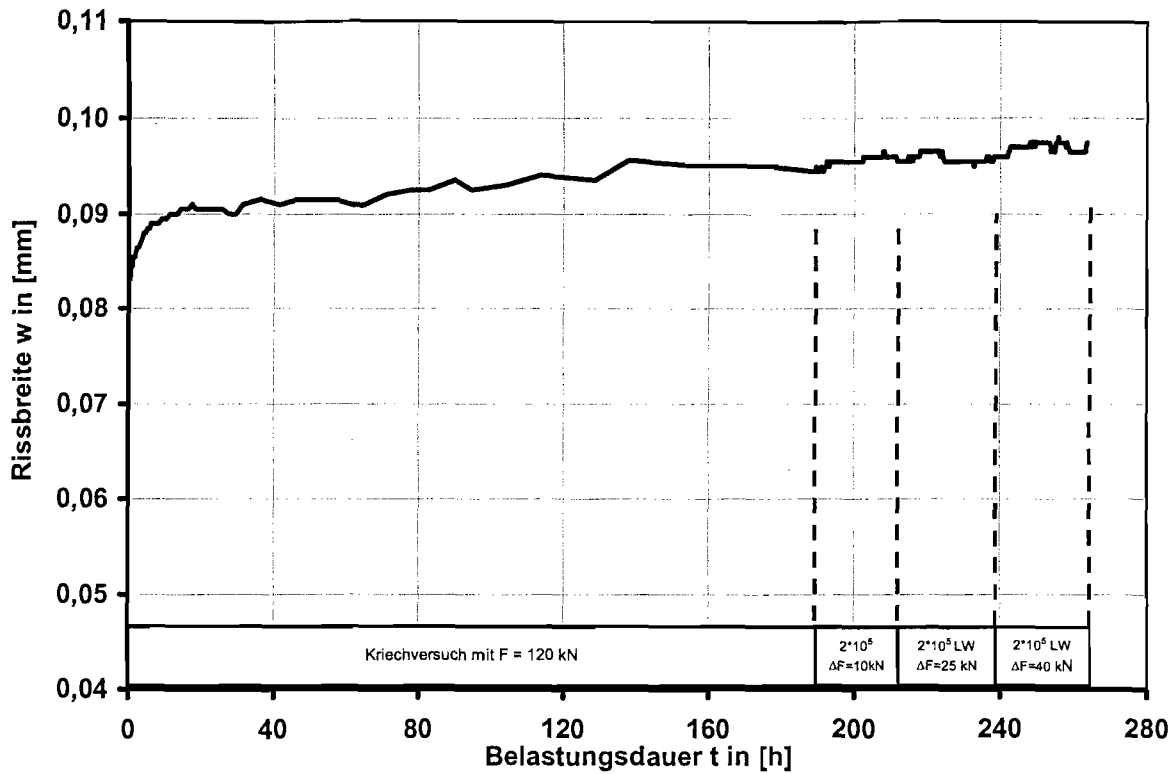


Bild ZK2-11: Zuwachs der Rissbreite w bei dem ersten Kriechversuch mit $F = 120$ kN und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

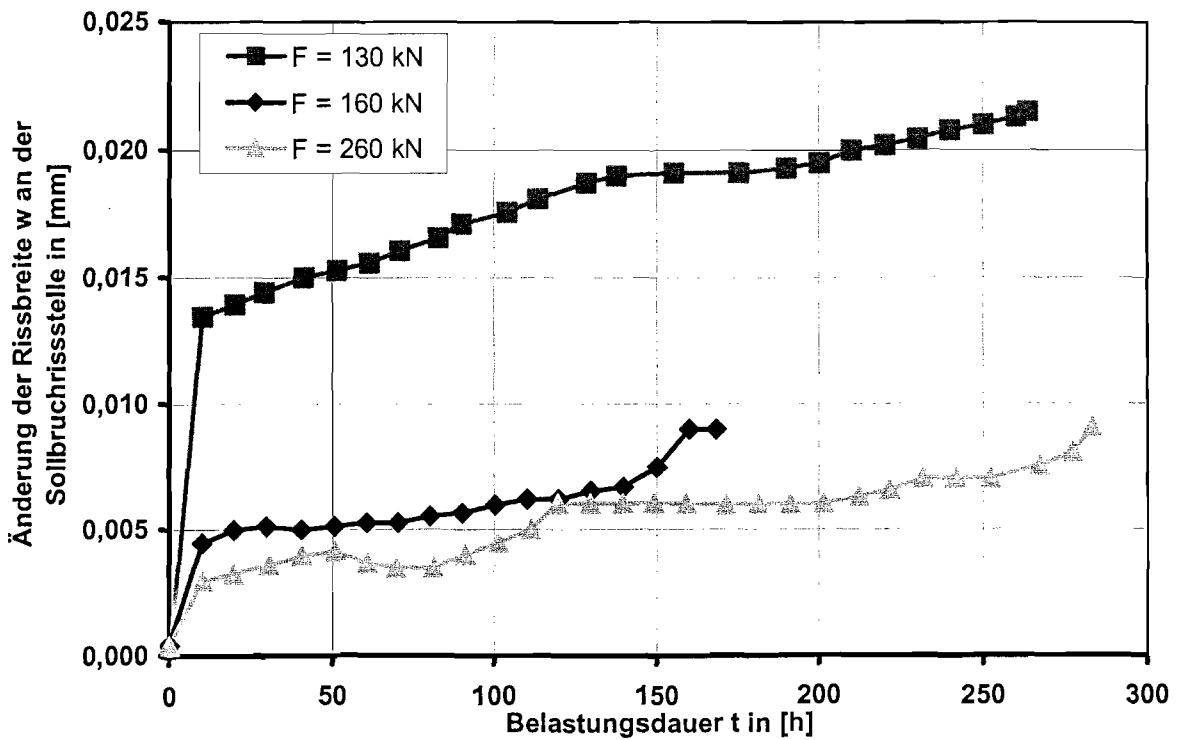


Bild ZK2-12: Zunahme der Rissbreite w an der Sollrissstelle während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

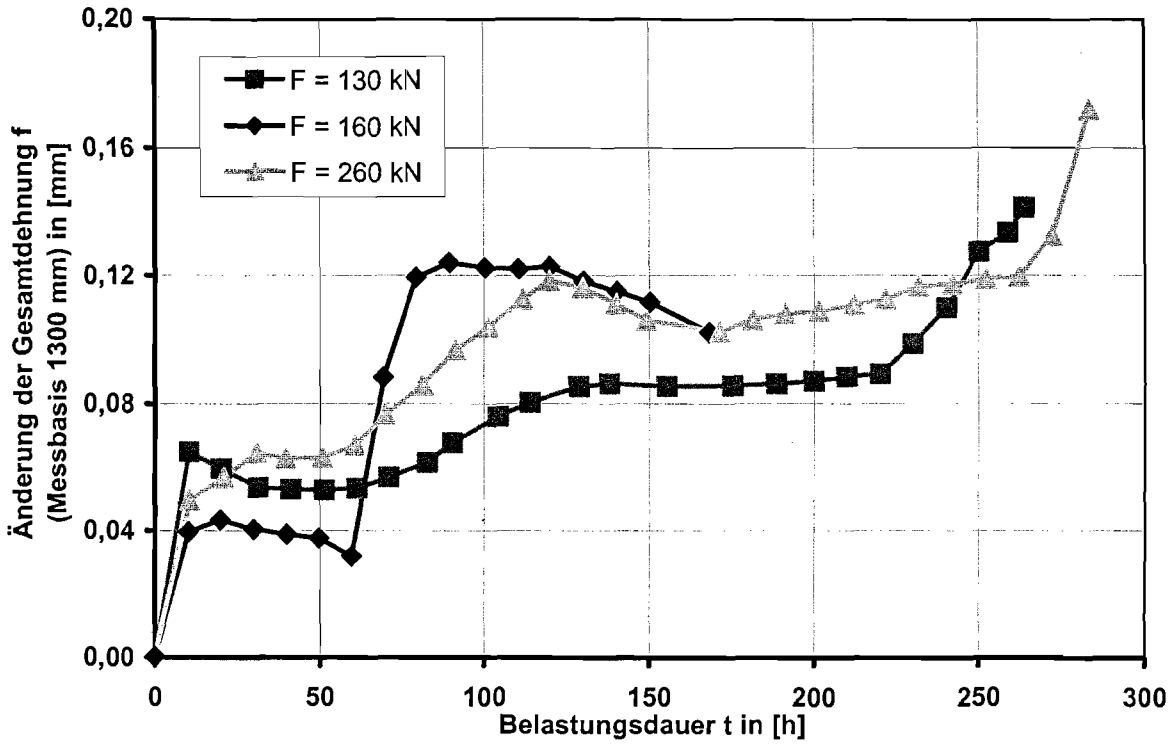


Bild ZK2-13: Zunahme der Gesamtdehnung f während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

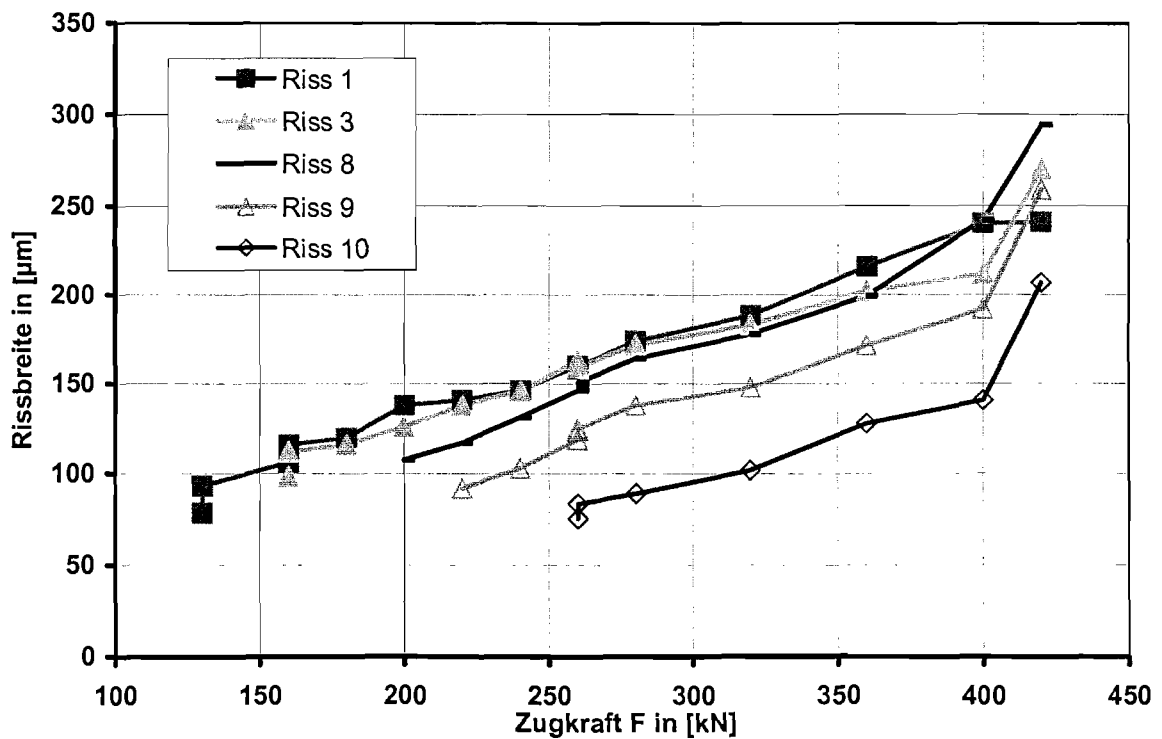


Bild ZK2-14: Entwicklung ausgewählter Risse bis zum abgeschlossenem Rissbild

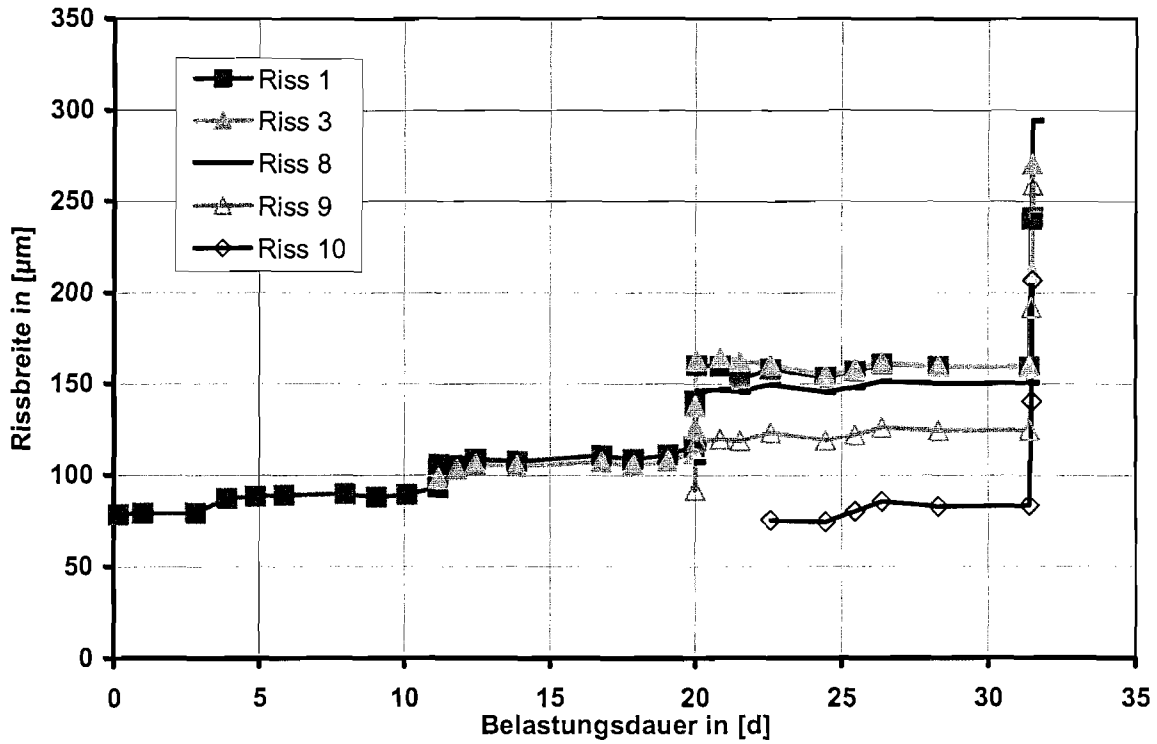


Bild ZK2-15: Entwicklung der einzelnen Risse während der gesamten Versuchsdurchführung

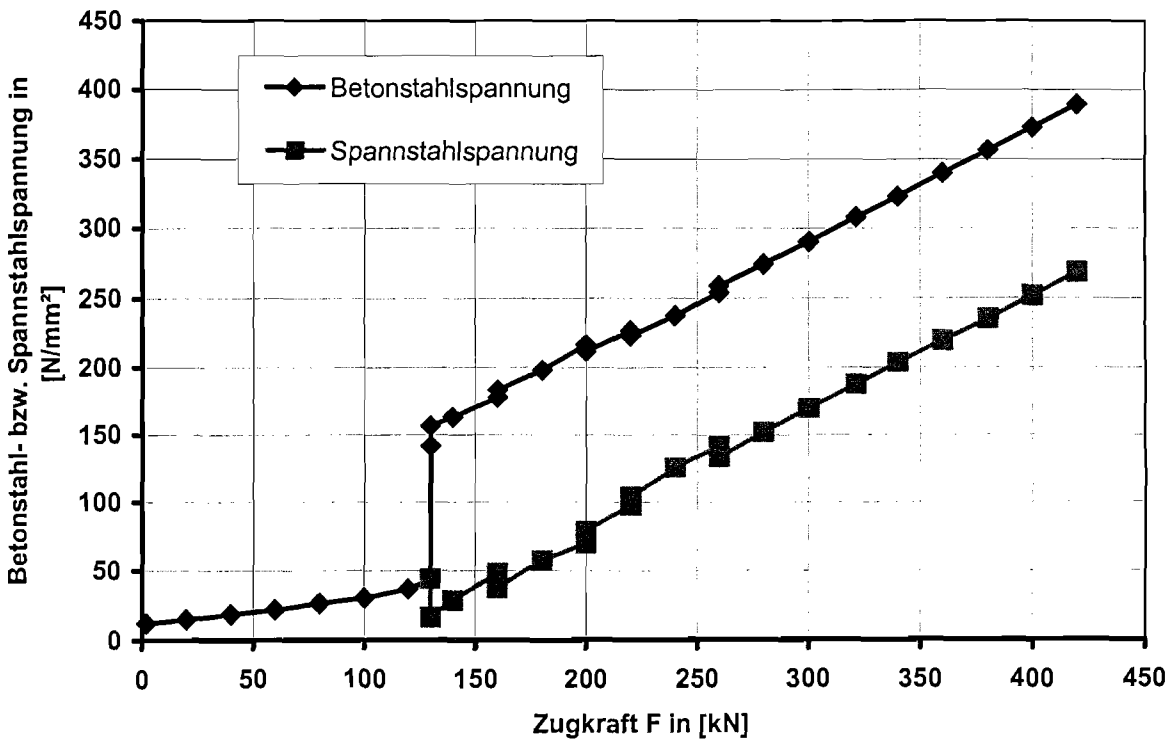


Bild ZK2-16: Zunahme der Spannungen der Betonstäbe und des Spannstahls bis zum abgeschlossenen Rissbild

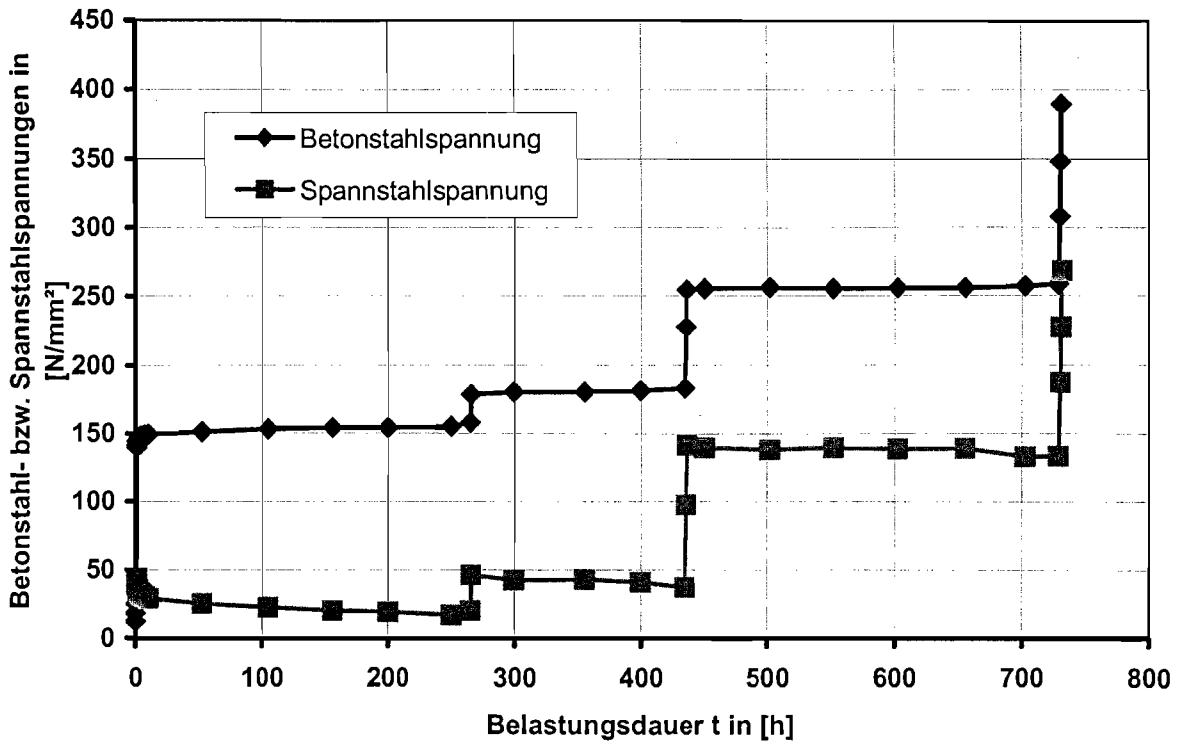


Bild ZK2-17: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung

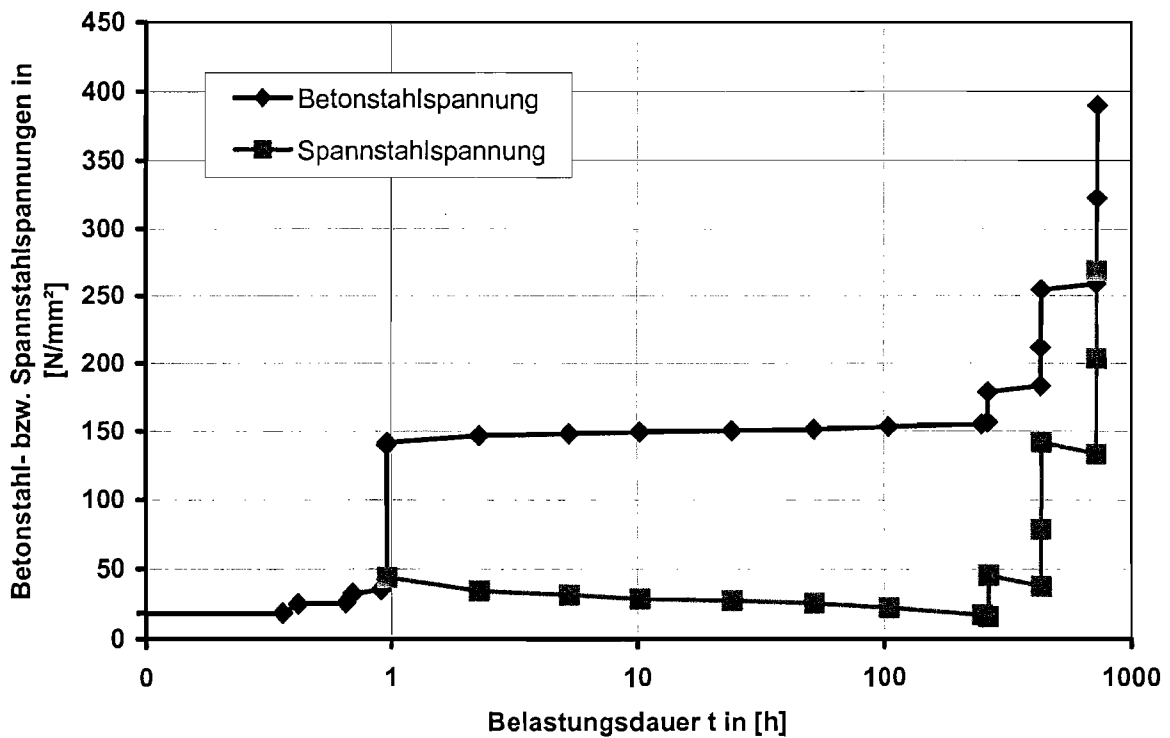


Bild ZK2-18: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

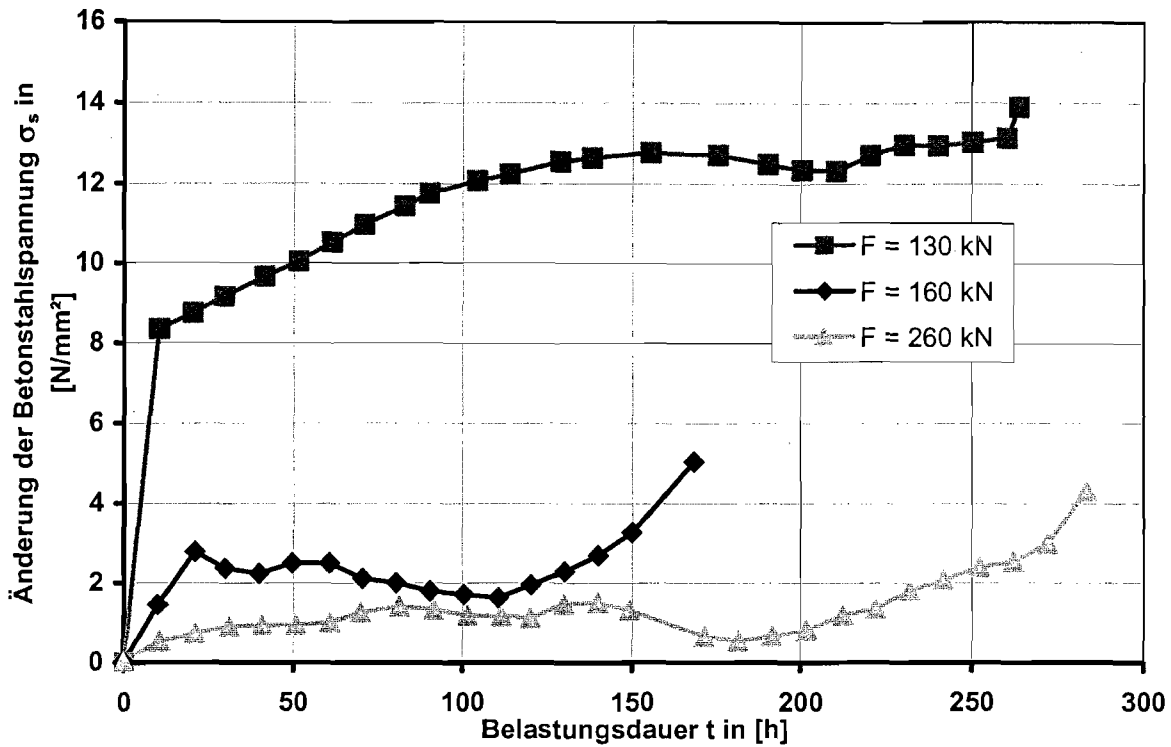


Bild ZK2-19: Änderung der Betonstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

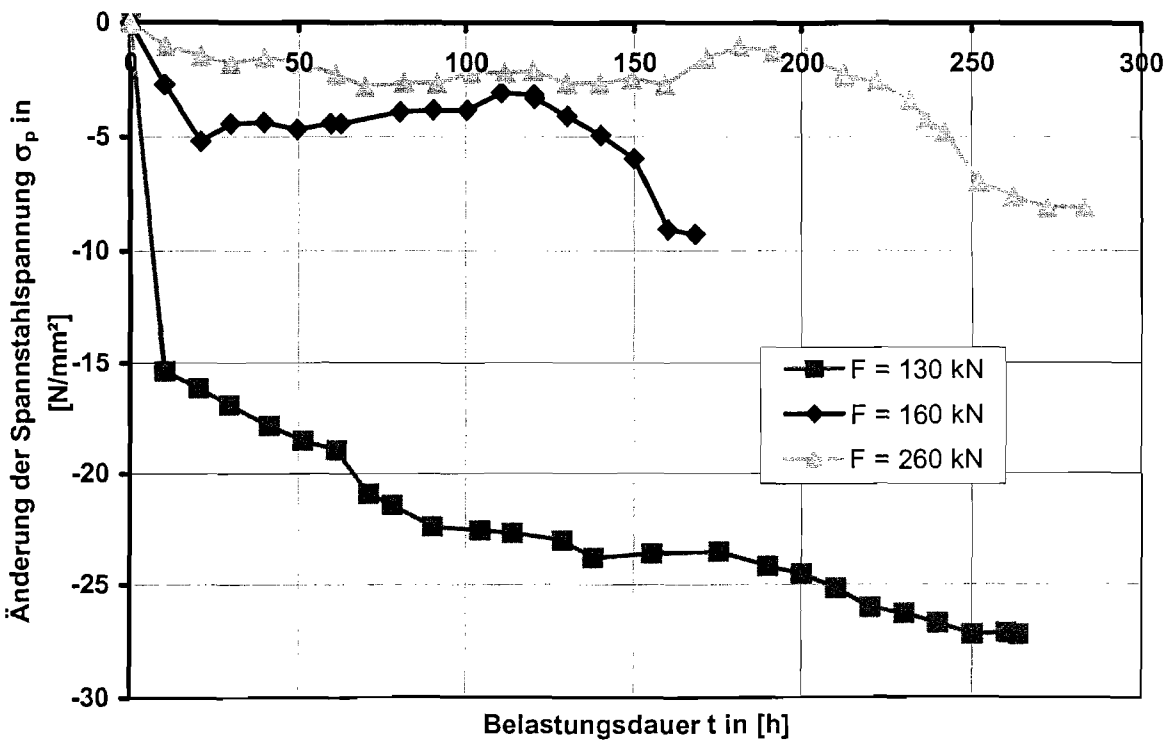


Bild ZK2-20: Änderung der Spannstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

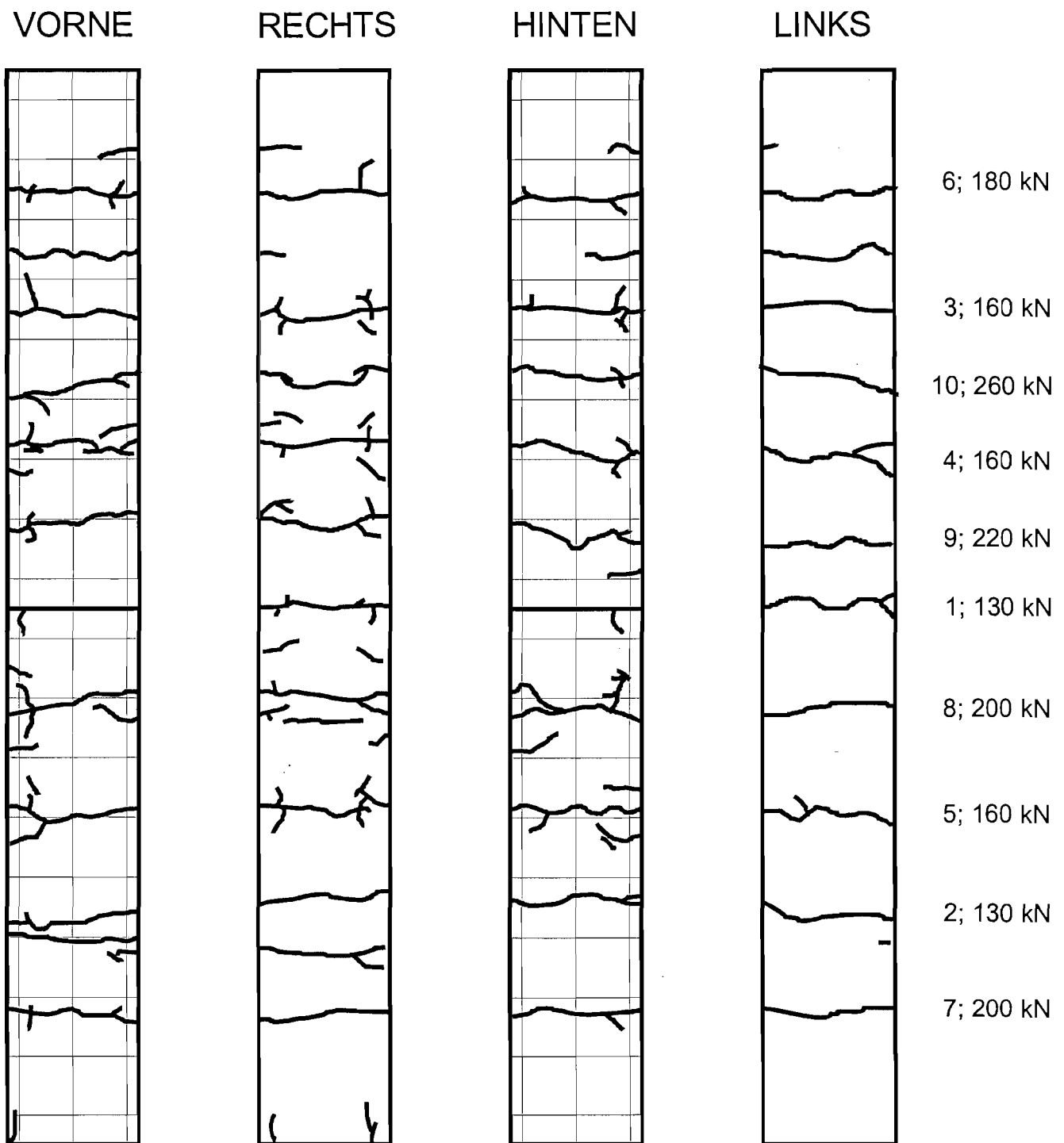
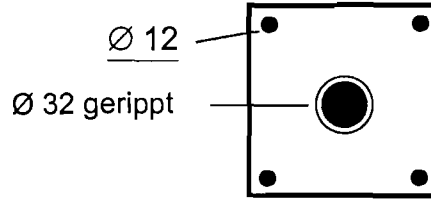


Bild ZK2-21: Rissbild des Versuchskörpers nach Beendigung der Belastung
(Zahlen rechts: Rissentstehungsnummer; Laststufe in kN)

ZK 3

$A_c = 420,28 \text{ cm}^2$
 $A_g = 6,85 \text{ cm}^2$
 $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$
 $A_p = 8,35 \text{ cm}^2$
 $A_p/A_s = 1,85$



Baustofffestigkeiten bei Versuchsbeginn	Beton Einpressmörtel	$f_c = 99,8 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 35\,500 \text{ N/mm}^2$ $f_g = 41,9 \text{ N/mm}^2$ $E_g = 15\,800 \text{ N/mm}^2$																
Erstrisslast		$F_R = 120 \text{ kN}$																
Kombination aus statischer und dynamischer Belastung	Kriechversuch Phase Dynamik Kriechversuch Phase Dynamik Kriechversuch Phase Dynamik	$t = 252 \text{ h}$ 1 Lastblock mit $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$ 1 Lastblock mit $5 \cdot 10^5 \text{ LW}$ $t = 114 \text{ h}$ 2 Lastblöcke à $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$ $t = 118 \text{ h}$ 2 Lastblöcke à $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$																
Spannungumlagerungen der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung	Erstrissbildung Ende 1. Kriechversuch Ende 1. Phase Dynamik Ende 2. Kriechversuch Ende 2. Phase Dynamik Ende 3. Kriechversuch Ende 3. Phase Dynamik Versuchsende	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td>$f_{us} = 1,89$</td> <td>$f_{up} = 0,56$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,96$</td> <td>$f_{up} = 0,52$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 2,00$</td> <td>$f_{up} = 0,50$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,72$</td> <td>$f_{up} = 0,64$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,60$</td> <td>$f_{up} = 0,71$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,42$</td> <td>$f_{up} = 0,80$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,41$</td> <td>$f_{up} = 0,81$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,21$</td> <td>$f_{up} = 0,91$</td> </tr> </table>	$f_{us} = 1,89$	$f_{up} = 0,56$	$f_{us} = 1,96$	$f_{up} = 0,52$	$f_{us} = 2,00$	$f_{up} = 0,50$	$f_{us} = 1,72$	$f_{up} = 0,64$	$f_{us} = 1,60$	$f_{up} = 0,71$	$f_{us} = 1,42$	$f_{up} = 0,80$	$f_{us} = 1,41$	$f_{up} = 0,81$	$f_{us} = 1,21$	$f_{up} = 0,91$
$f_{us} = 1,89$	$f_{up} = 0,56$																	
$f_{us} = 1,96$	$f_{up} = 0,52$																	
$f_{us} = 2,00$	$f_{up} = 0,50$																	
$f_{us} = 1,72$	$f_{up} = 0,64$																	
$f_{us} = 1,60$	$f_{up} = 0,71$																	
$f_{us} = 1,42$	$f_{up} = 0,80$																	
$f_{us} = 1,41$	$f_{up} = 0,81$																	
$f_{us} = 1,21$	$f_{up} = 0,91$																	
Rissbreite w an der Sollrissstelle und Gesamtdehnung f in [mm]	Erstrissbildung Ende 1. Kriechversuch Ende 1. Phase Dynamik Ende 2. Kriechversuch Ende 2. Phase Dynamik Ende 3. Kriechversuch Ende 3. Phase Dynamik Versuchsende	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td>$w = 0,091$</td> <td>$f = 0,130$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,114$</td> <td>$f = 0,101$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,122$</td> <td>$f = 0,265$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,168$</td> <td>$f = 0,412$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,161$</td> <td>$f = 0,484$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,319$</td> <td>$f = 1,045$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,215$</td> <td>$f = 1,065$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,355$</td> <td>$f = 2,355$</td> </tr> </table>	$w = 0,091$	$f = 0,130$	$w = 0,114$	$f = 0,101$	$w = 0,122$	$f = 0,265$	$w = 0,168$	$f = 0,412$	$w = 0,161$	$f = 0,484$	$w = 0,319$	$f = 1,045$	$w = 0,215$	$f = 1,065$	$w = 0,355$	$f = 2,355$
$w = 0,091$	$f = 0,130$																	
$w = 0,114$	$f = 0,101$																	
$w = 0,122$	$f = 0,265$																	
$w = 0,168$	$f = 0,412$																	
$w = 0,161$	$f = 0,484$																	
$w = 0,319$	$f = 1,045$																	
$w = 0,215$	$f = 1,065$																	
$w = 0,355$	$f = 2,355$																	
Rissbild	Mittlerer Rissabstand Mittlere Rissbreite 95 %-Fraktilwert	$s_m = 128 \text{ mm}$ $w = 0,23 \text{ mm}$ $w_{95\%} = 0,23 \text{ mm}$																

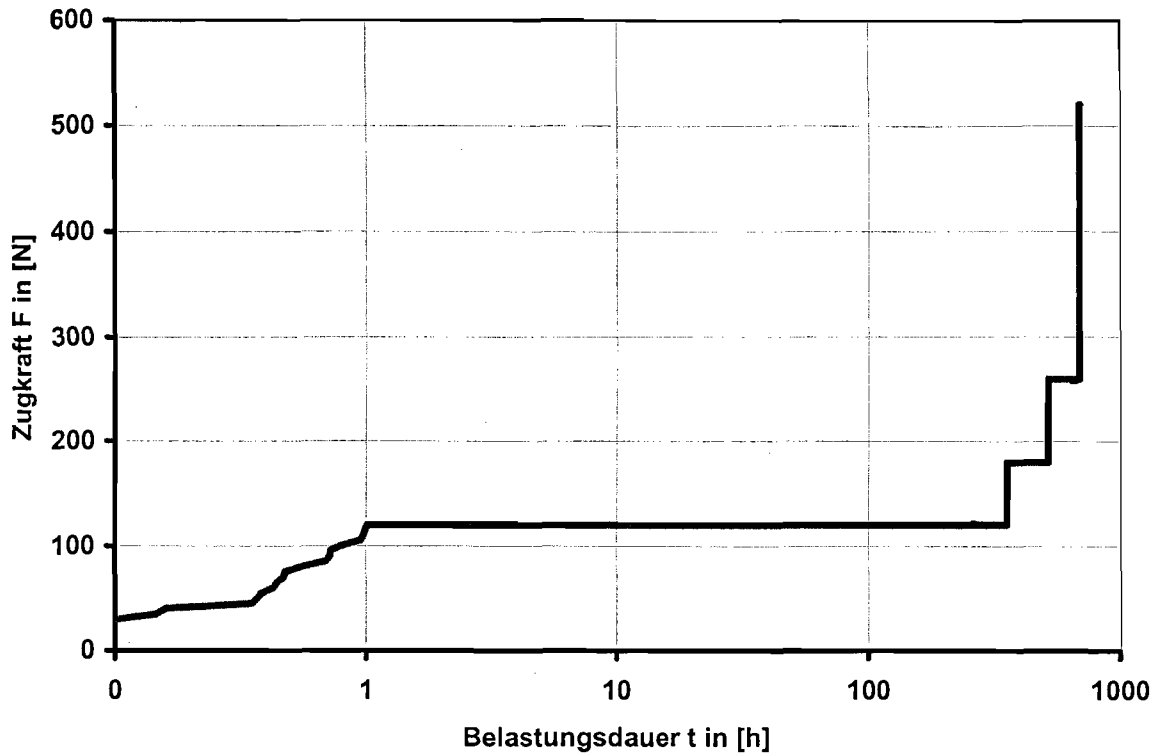


Bild ZK3-1: Lastgeschichte

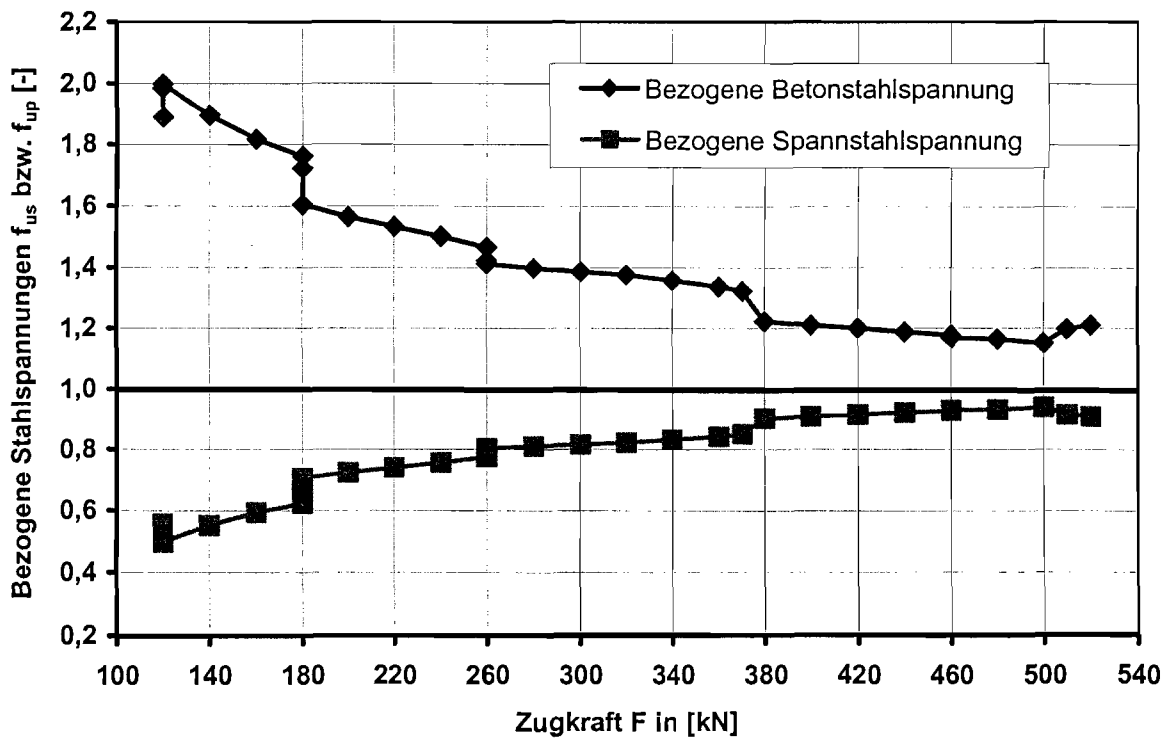


Bild ZK3-2: Spannungumlagerungen für Betonstahl f_{us} und Spannstahl f_{up} während der gesamten Versuchsdurchführung

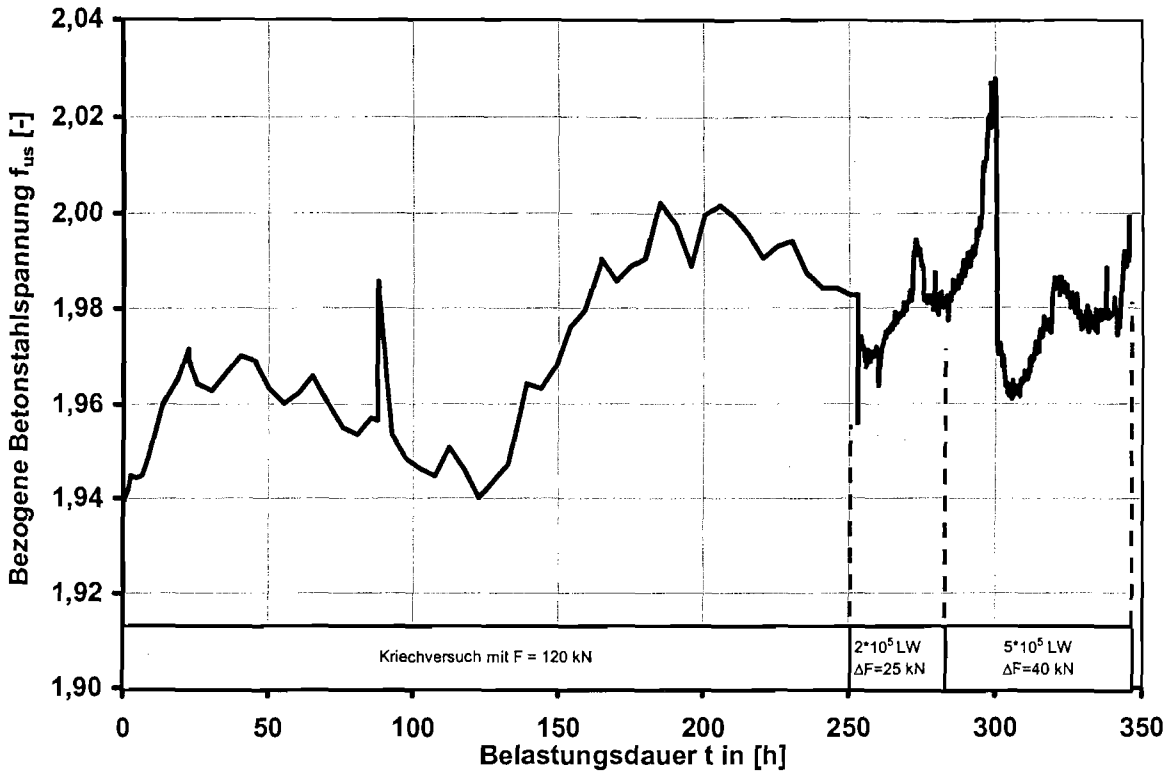


Bild ZK3-3: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Betonstahlspannungen f_{us} im ersten Kriechversuch und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

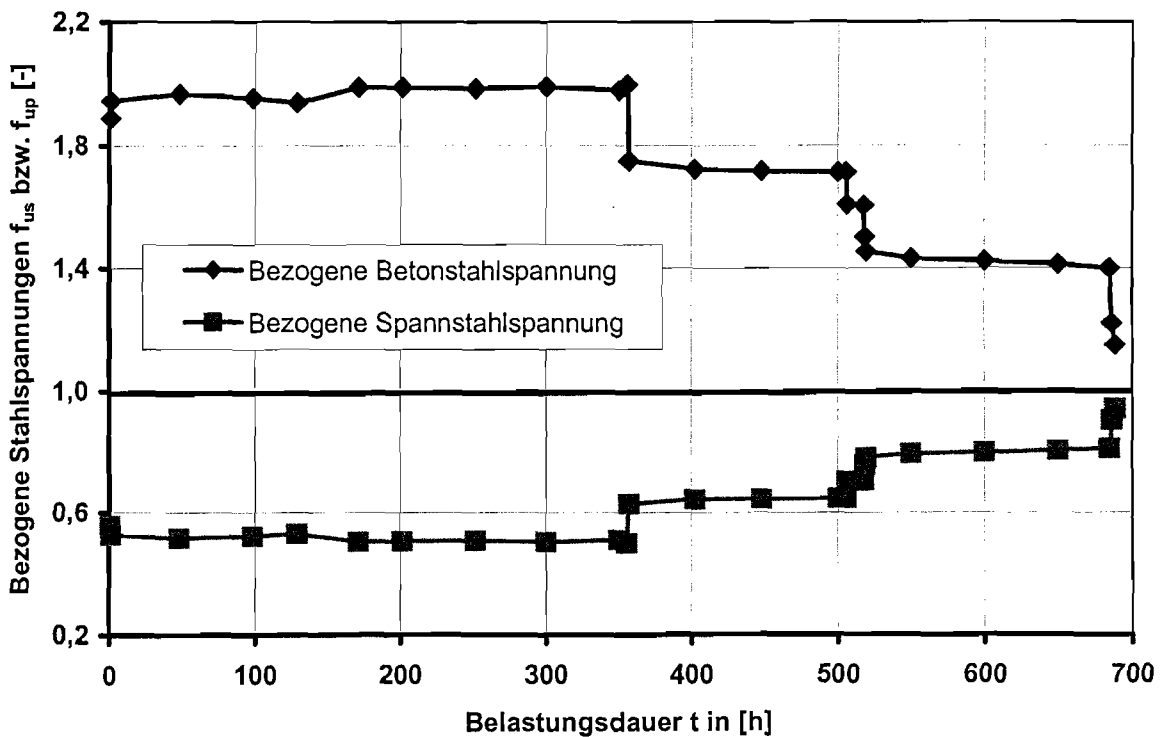


Bild ZK3-4: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Stahlspannungen während der gesamten Versuchsdurchführung

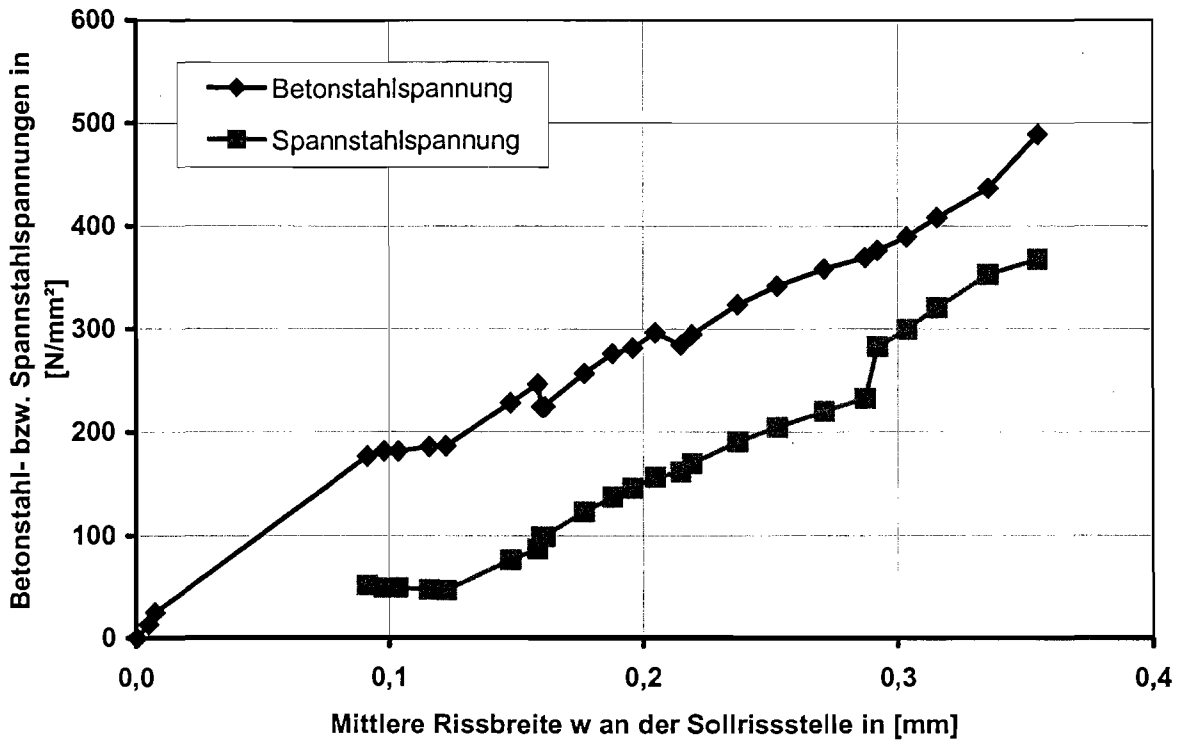


Bild ZK3-5: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Rissbreite an der Sollrissstelle

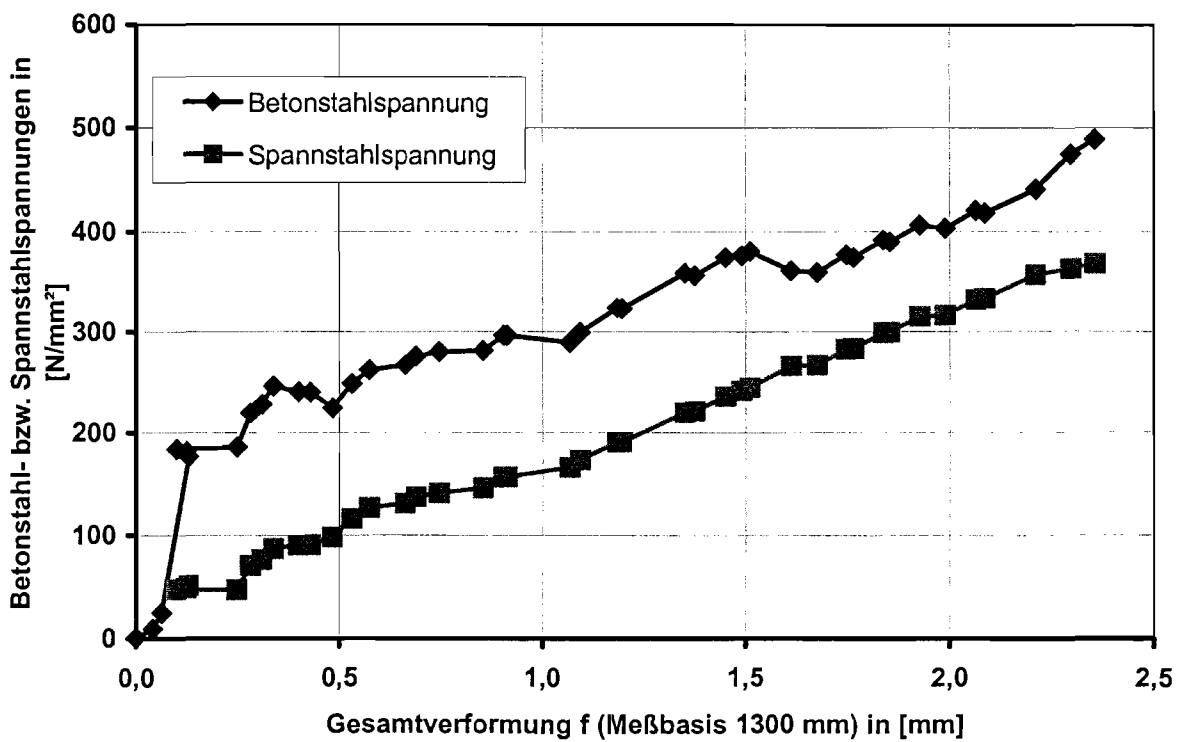


Bild ZK3-6: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Gesamtdehnung

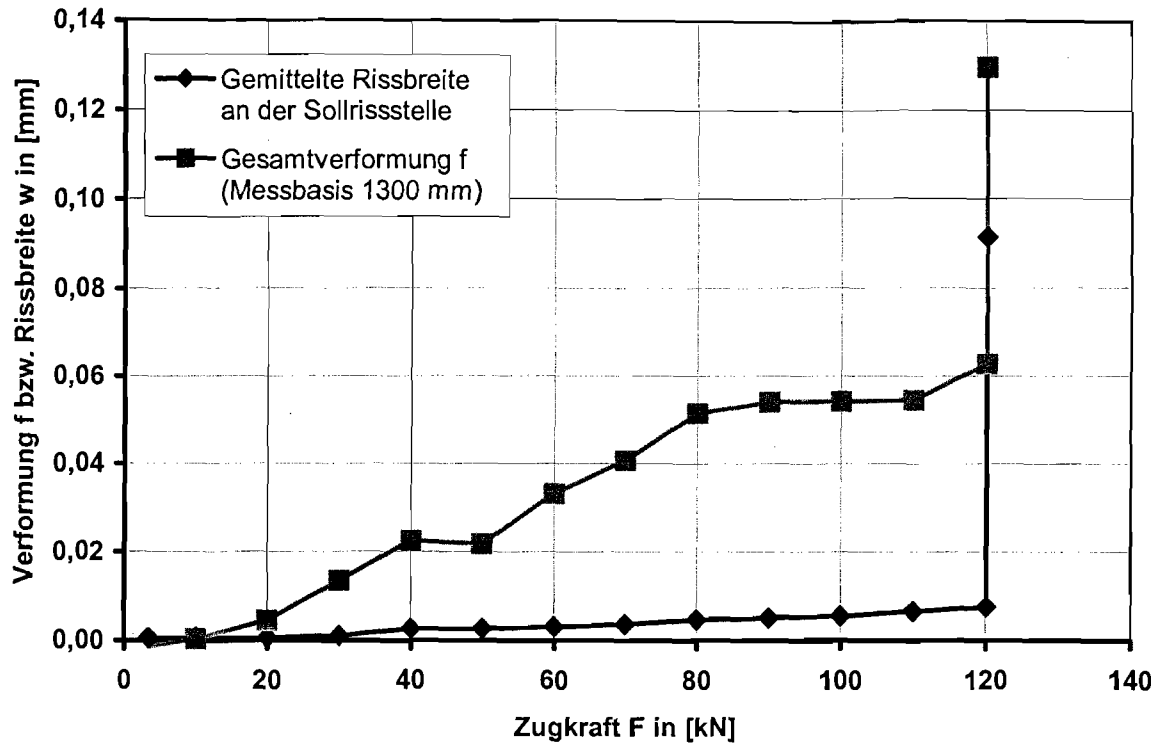


Bild ZK3-7: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei der Erstbelastung

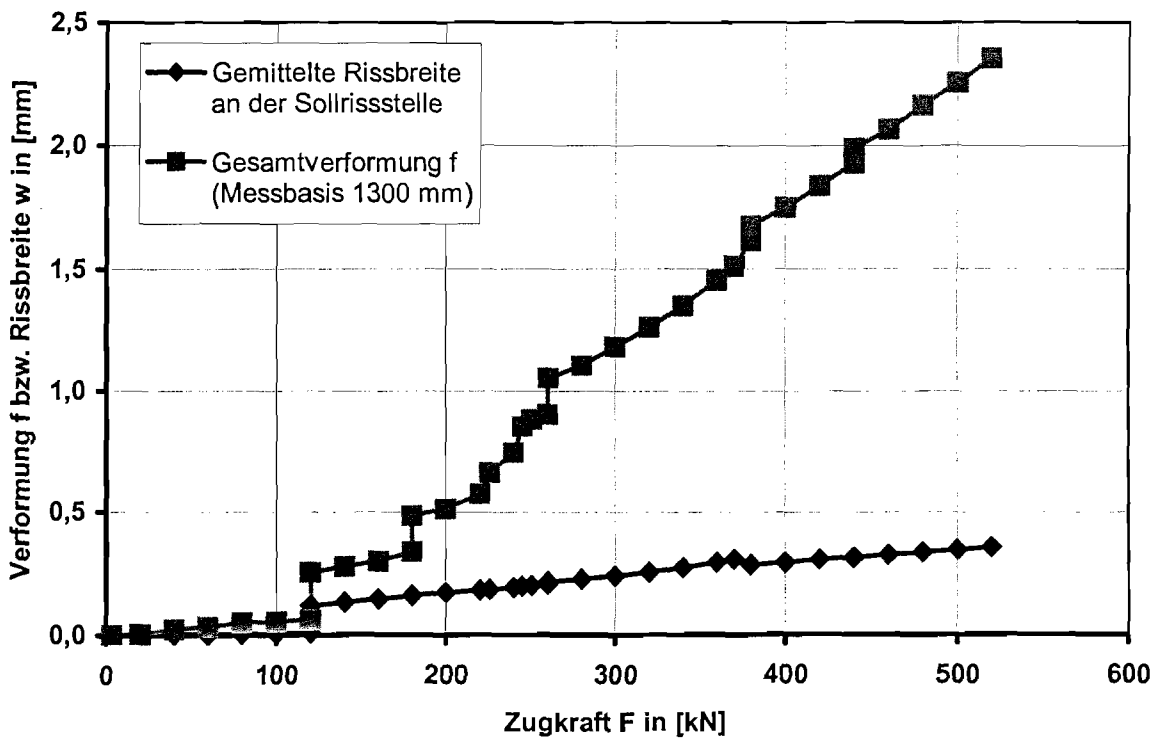


Bild ZK3-8: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei Belastung bis zum abgeschlossenen Rissbild

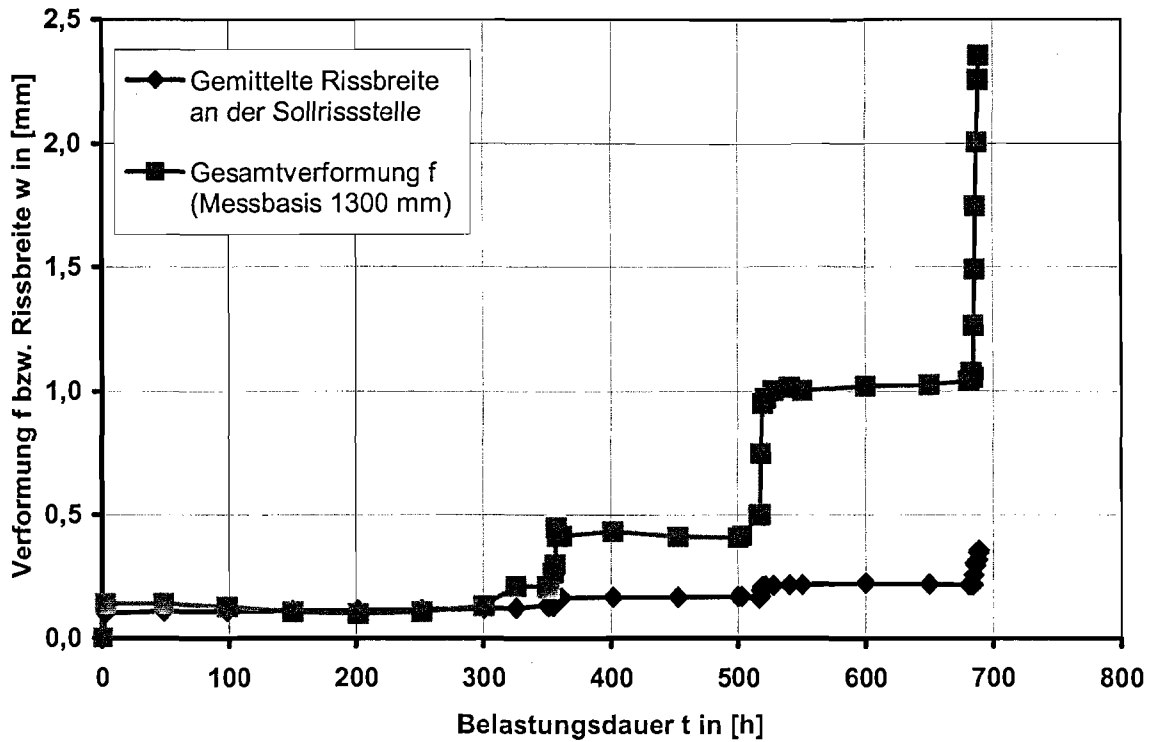


Bild ZK3-9: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung

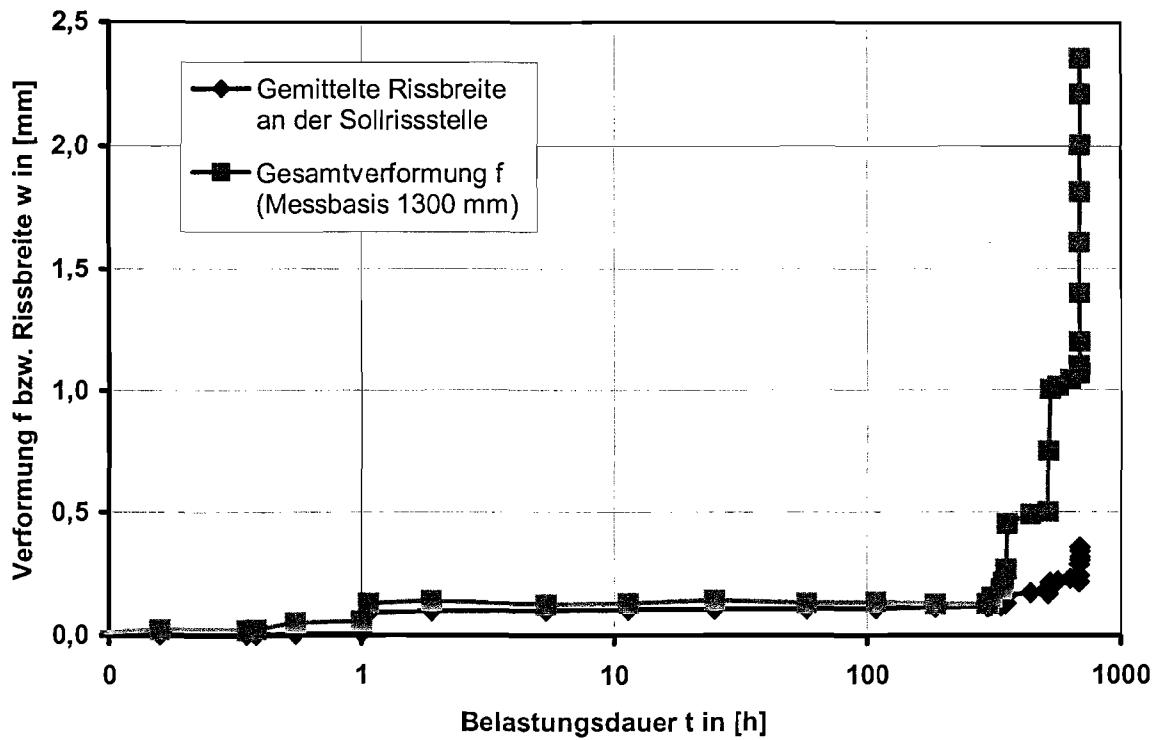


Bild ZK3-10: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

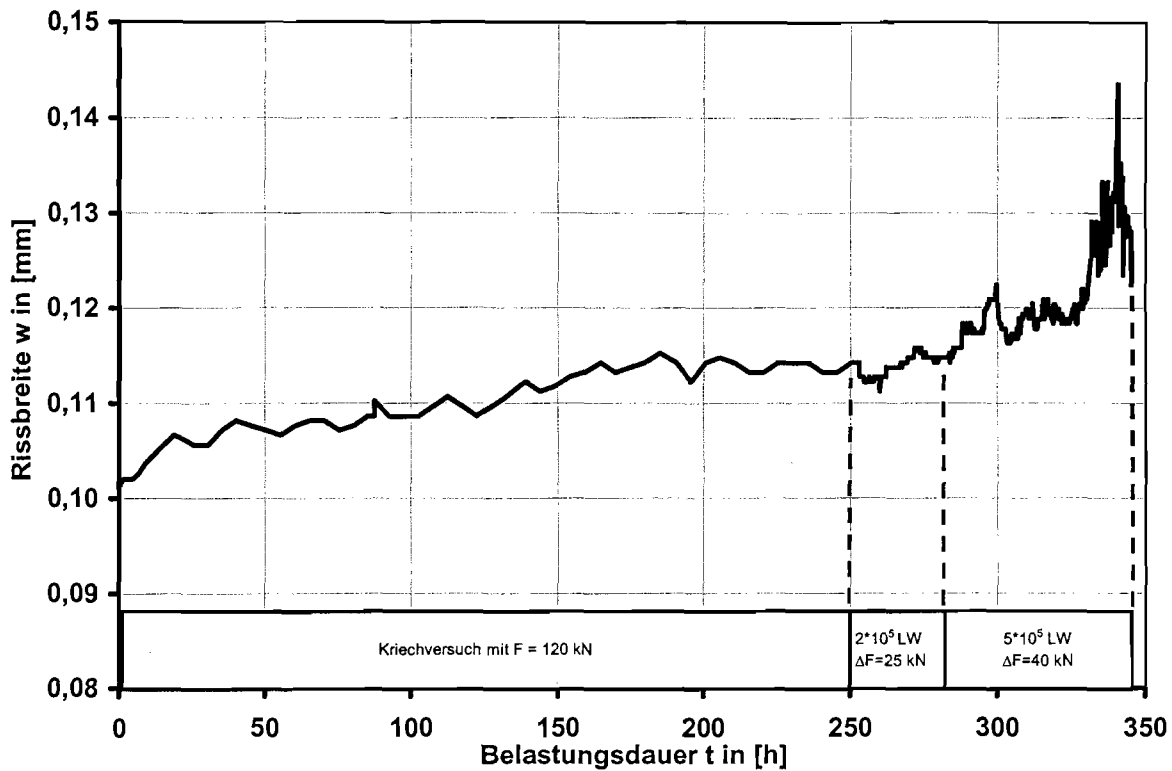


Bild ZK3-11: Zuwachs der Rissbreite w bei dem ersten Kriechversuch mit $F = 120 \text{ kN}$ und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

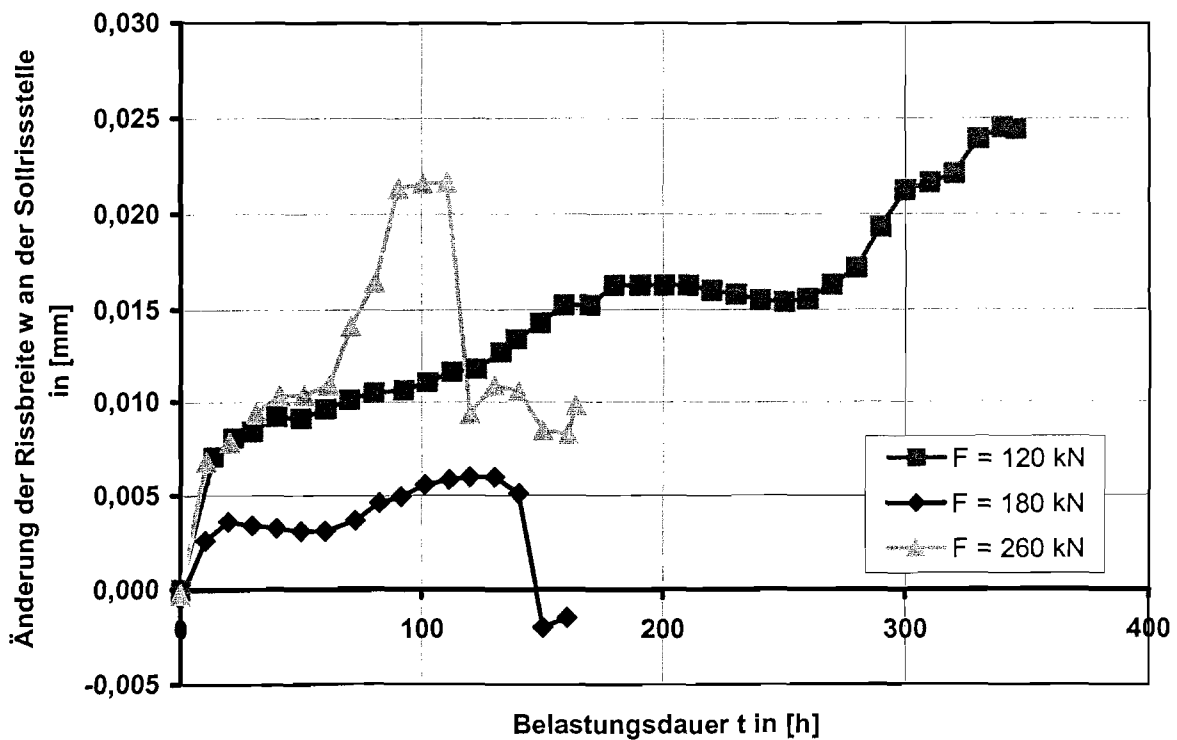


Bild ZK3-12: Zunahme der Rissbreite w an der Sollrissstelle während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

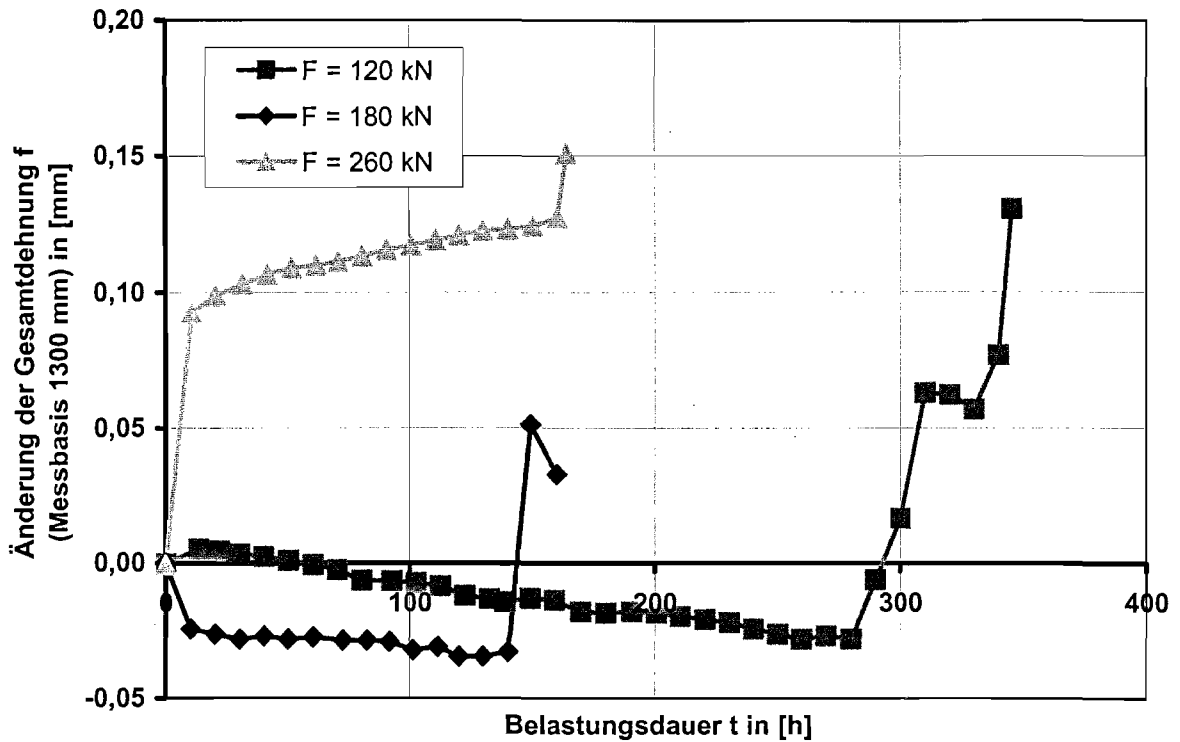


Bild ZK3-13: Zunahme der Gesamtdehnung f während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

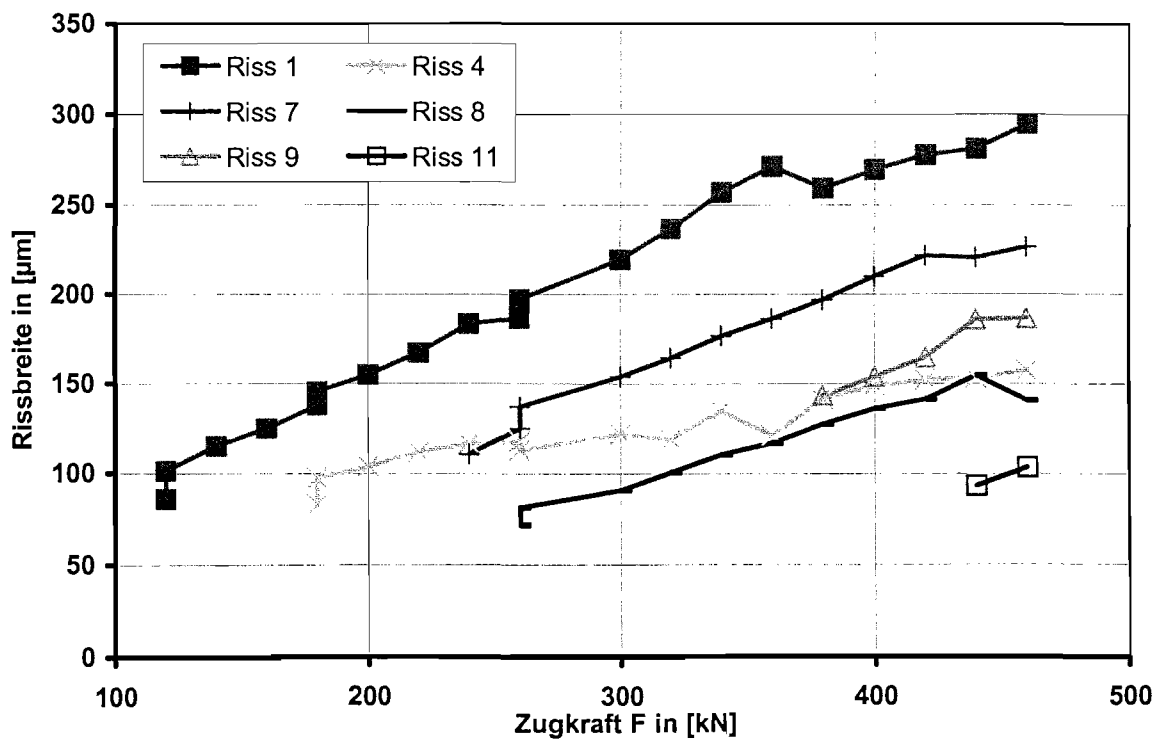


Bild ZK3-14: Entwicklung ausgewählter Risse bis zum abgeschlossenem Rissbild

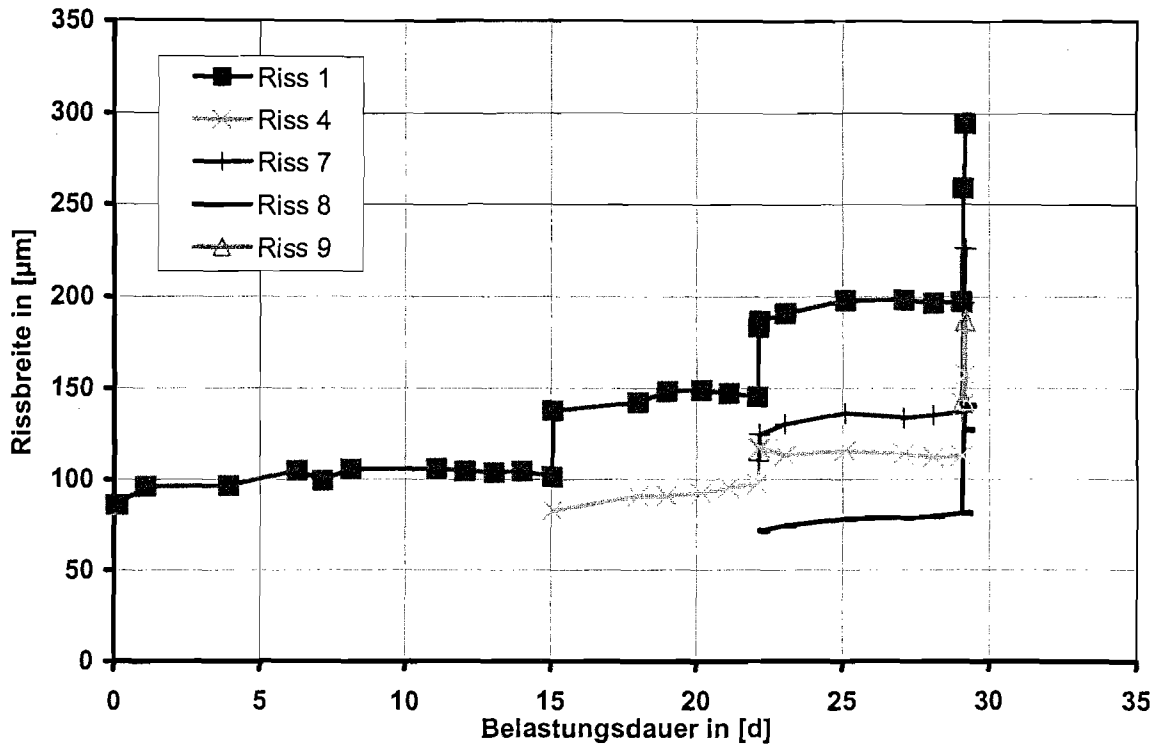


Bild ZK3-15: Entwicklung der einzelnen Risse während der gesamten Versuchsdurchführung

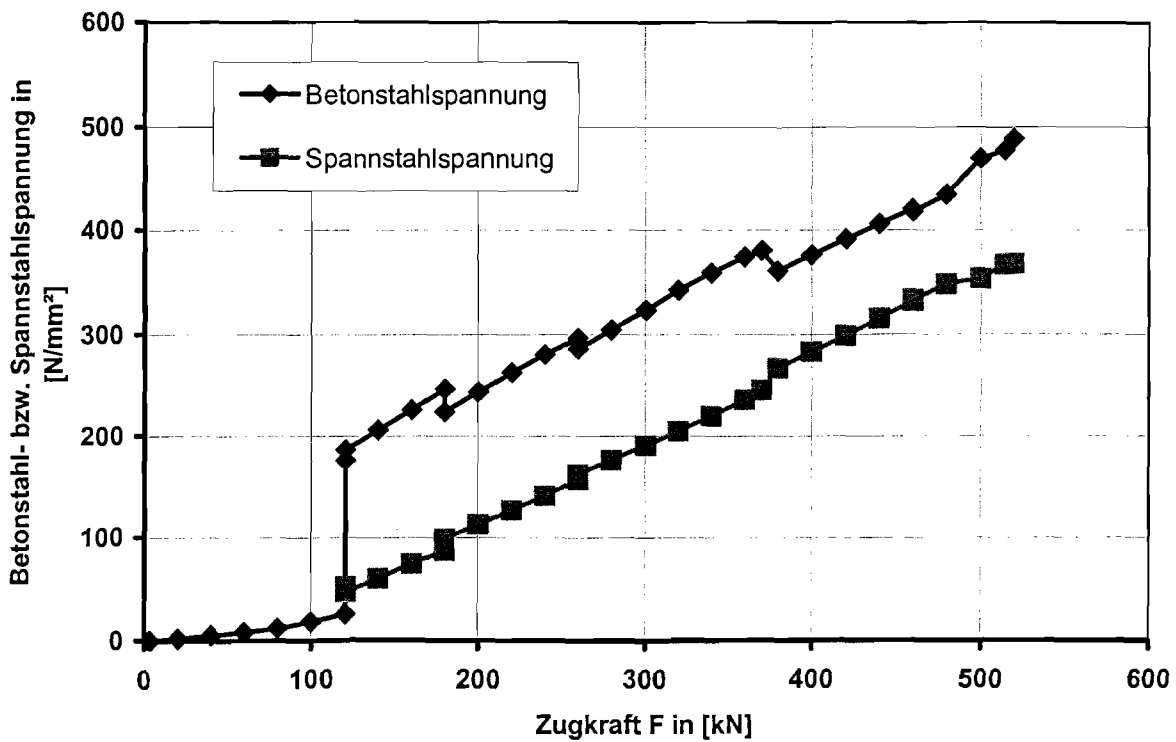


Bild ZK3-16: Zunahme der Spannungen der Betonstäbe und des Spannstahls bis zum abgeschlossenen Rissbild

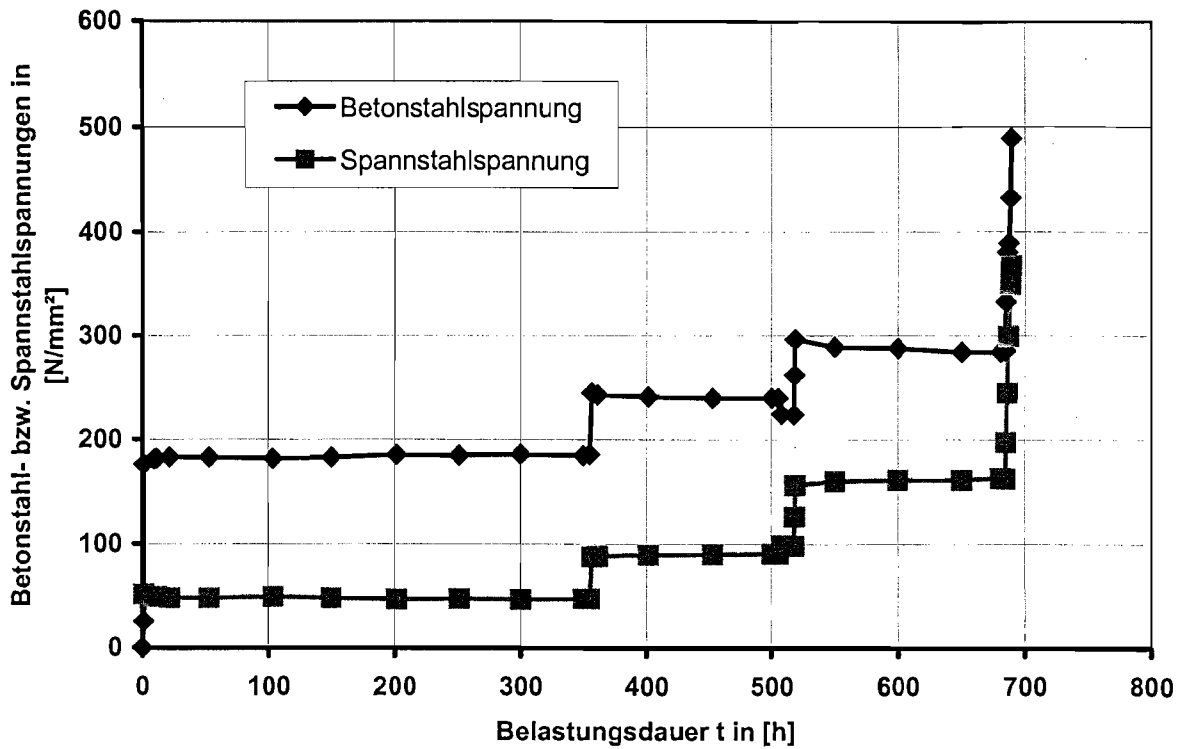


Bild ZK3-17: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung

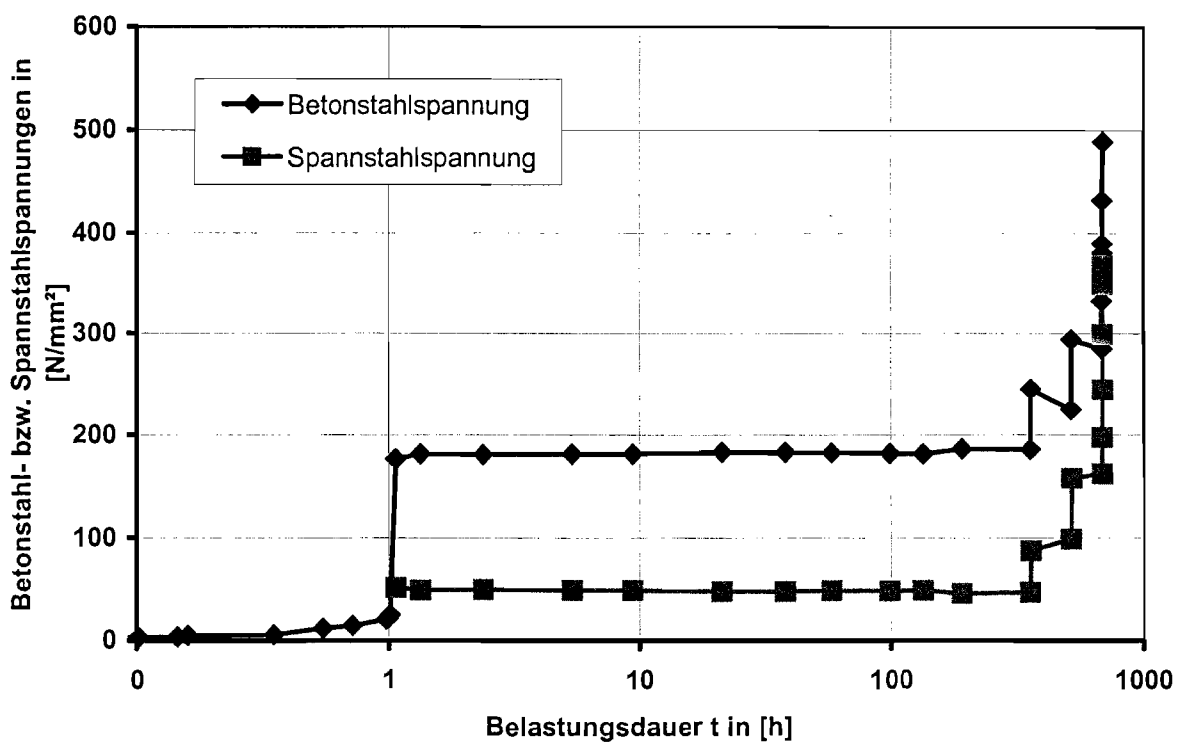


Bild ZK3-18: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

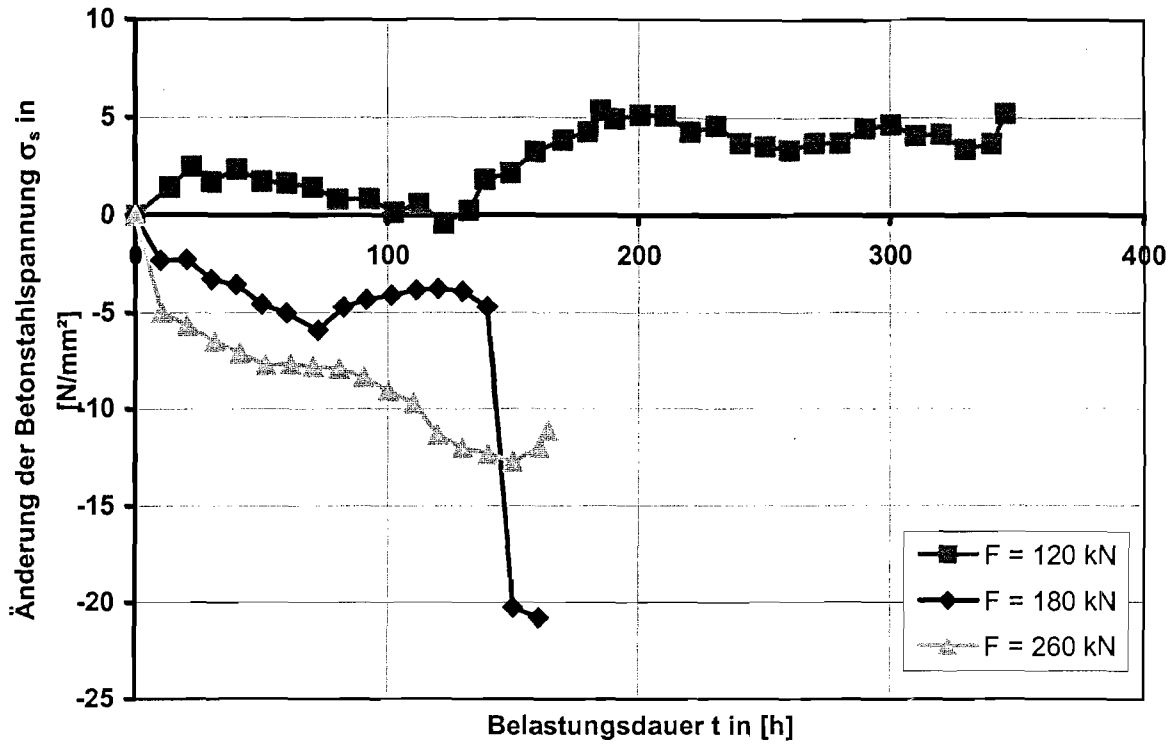


Bild ZK3-19: Änderung der Betonstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

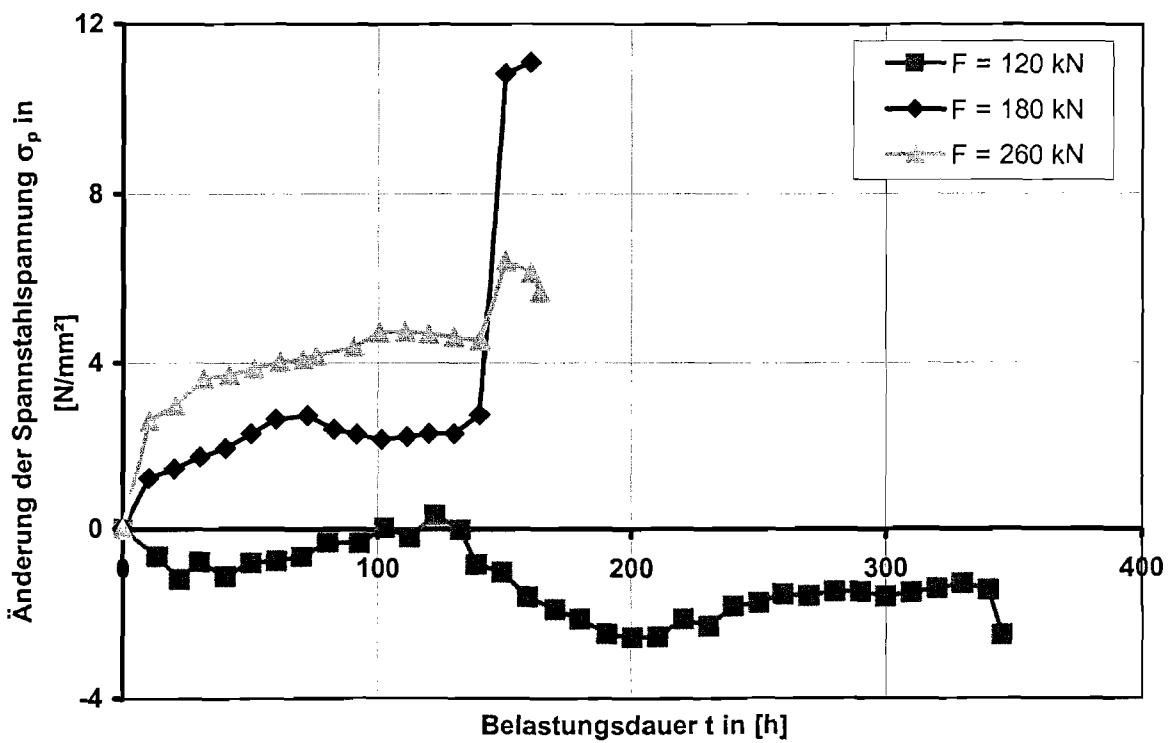


Bild ZK3-20: Änderung der Spannstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

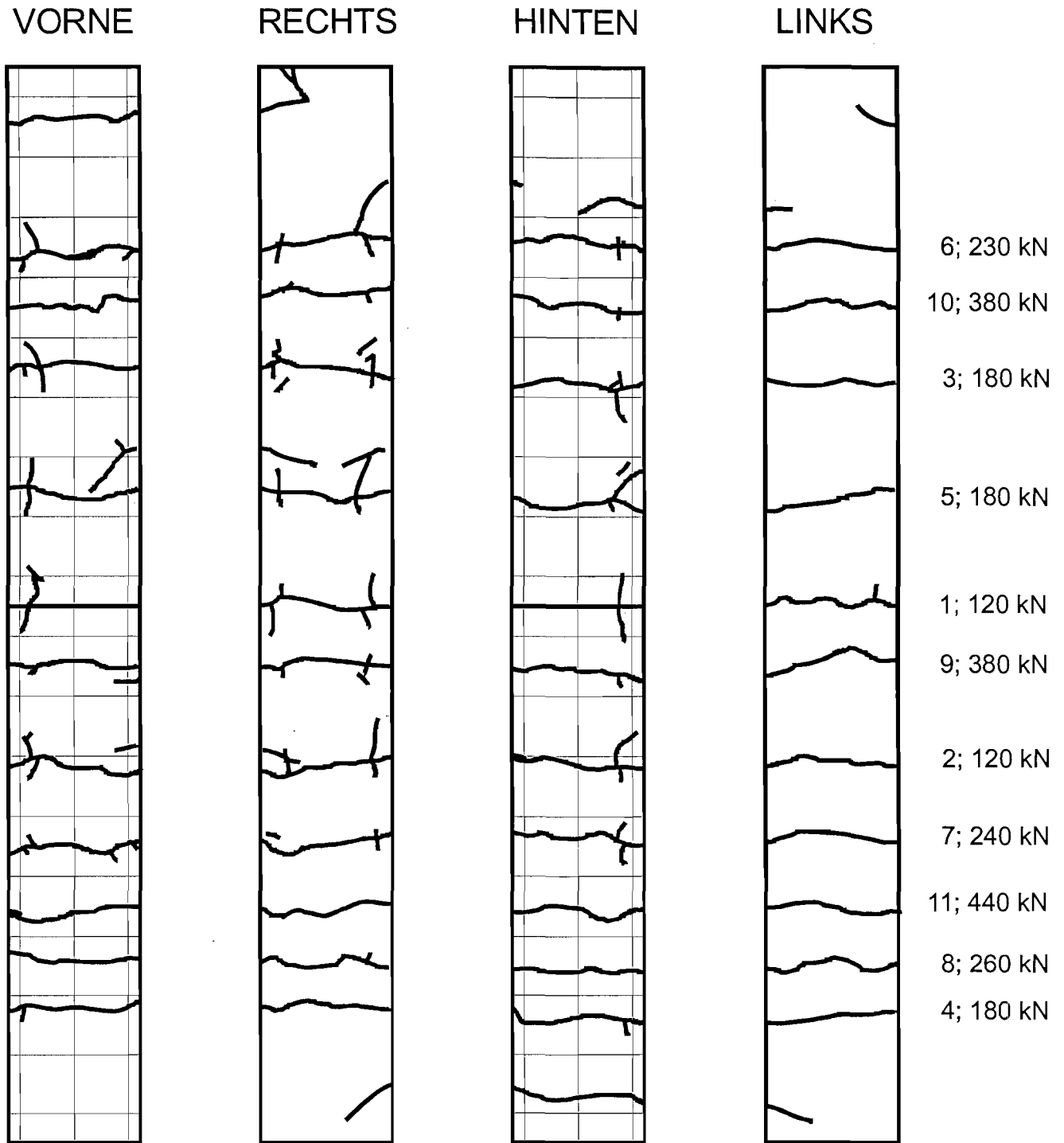
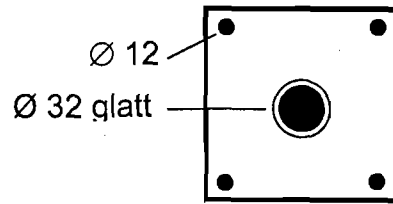


Bild ZK3-21: Rissbild des Versuchskörpers nach Beendigung der Belastung
(Zahlen rechts: Rissentstehungsnummer; Laststufe in kN)

ZK 4

$A_c = 420,28 \text{ cm}^2$
 $A_g = 7,16 \text{ cm}^2$
 $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$
 $A_p = 8,04 \text{ cm}^2$
 $A_p/A_s = 1,78$



Baustofffestigkeiten
bei Versuchsbeginn

Beton
Einpressmörtel

$f_c = 101,8 \text{ N/mm}^2$
 $E_c = 35\,700 \text{ N/mm}^2$
 $f_g = 42,4 \text{ N/mm}^2$
 $E_g = 14\,300 \text{ N/mm}^2$

Erstrisslast

$F_R = 110 \text{ kN}$

Kombination
aus statischer und dynami-
scher Belastung

Kriechversuch
 Phase Dynamik
 Kriechversuch
 Phase Dynamik
 Kriechversuch
 Phase Dynamik

$t = 138 \text{ h}$
 2 Lastblöcke à $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$
 $t = 111 \text{ h}$
 2 Lastblöcke à $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$
 $t = 114 \text{ h}$
 2 Lastblöcke à $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$

Spannungsumlagerungen der
Betonstahl- und Spannstahl-
bewehrung

Erstrissbildung
 Ende 1. Kriechversuch
 Ende 1. Phase Dynamik
 Ende 2. Kriechversuch
 Ende 2. Phase Dynamik
 Ende 3. Kriechversuch
 Ende 3. Phase Dynamik
 Versuchsende

$f_{us} = 1,90$	$f_{up} = 0,49$
$f_{us} = 1,86$	$f_{up} = 0,51$
$f_{us} = 1,92$	$f_{up} = 0,48$
$f_{us} = 1,68$	$f_{up} = 0,60$
$f_{us} = 1,67$	$f_{up} = 0,61$
$f_{us} = 1,32$	$f_{up} = 0,79$
$f_{us} = 1,31$	$f_{up} = 0,79$
$f_{us} = 1,03$	$f_{up} = 0,94$

Rissbreite w an der Sollriss-
stelle und Gesamtdehnung f
in [mm]

Erstrissbildung
 Ende 1. Kriechversuch
 Ende 1. Phase Dynamik
 Ende 2. Kriechversuch
 Ende 2. Phase Dynamik
 Ende 3. Kriechversuch
 Ende 3. Phase Dynamik
 Versuchsende

$w = 0,058$	$f = 0,087$
$w = 0,065$	$f = 0,069$
$w = 0,070$	$f = 0,134$
$w = 0,107$	$f = 0,443$
$w = 0,106$	$f = 0,437$
$w = 0,167$	$f = 1,002$
$w = 0,166$	$f = 0,986$
$w = 0,214$	$f = 1,780$

Rissbild

Mittlerer Rissabstand
 Mittlere Rissbreite
 95 %-Fraktilwert

$s_m = 150 \text{ mm}$
 $w = 0,19 \text{ mm}$
 $w_{95\%} = 0,27 \text{ mm}$

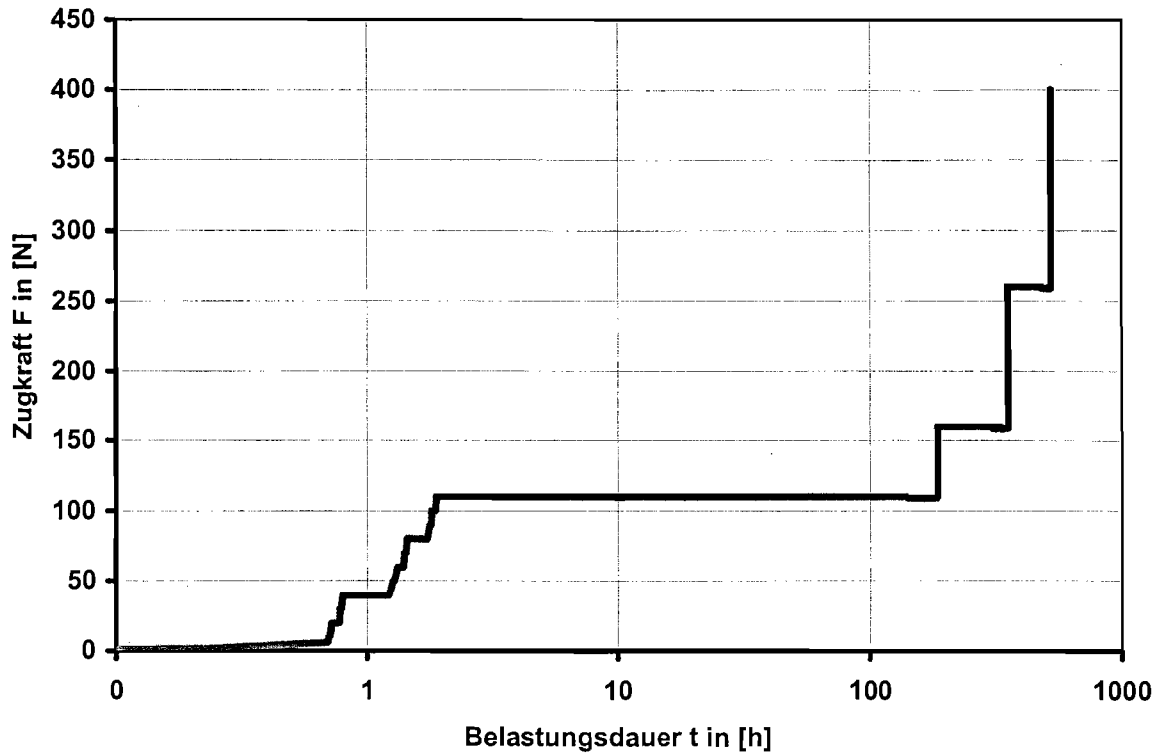


Bild ZK4-1: Lastgeschichte

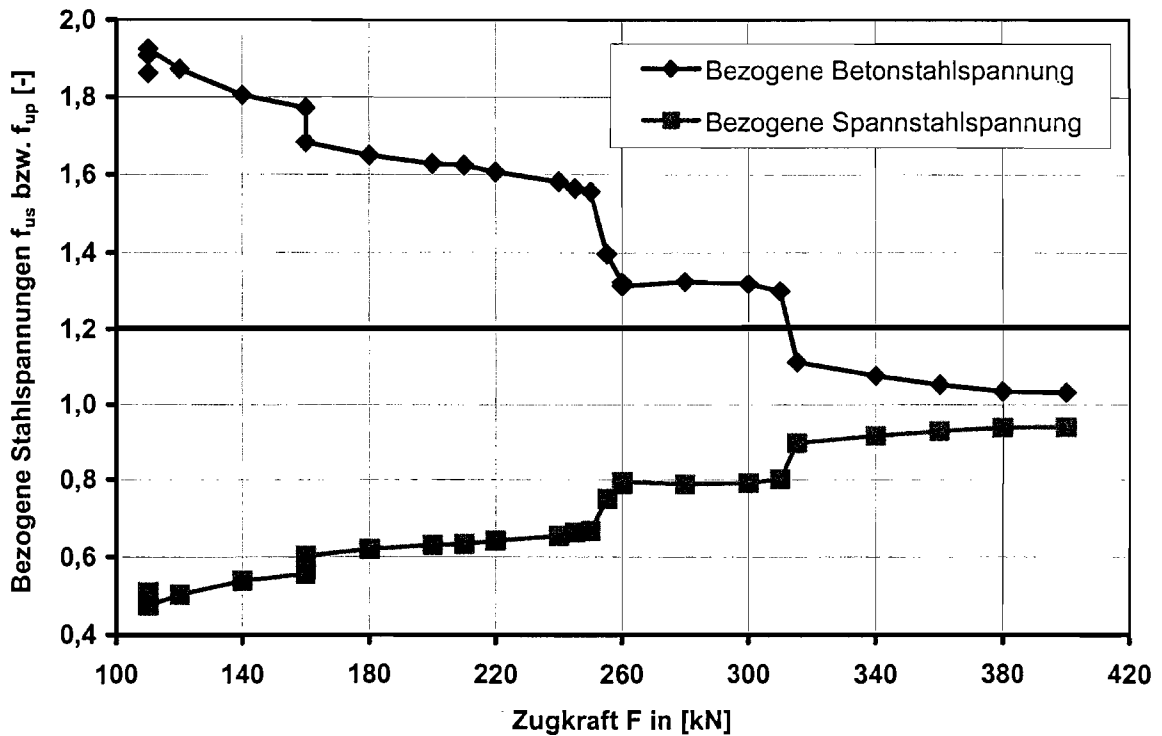


Bild ZK4-2: Spannungumlagerungen für Betonstahl f_{us} und Spannstahl f_{up} während der gesamten Versuchsdurchführung

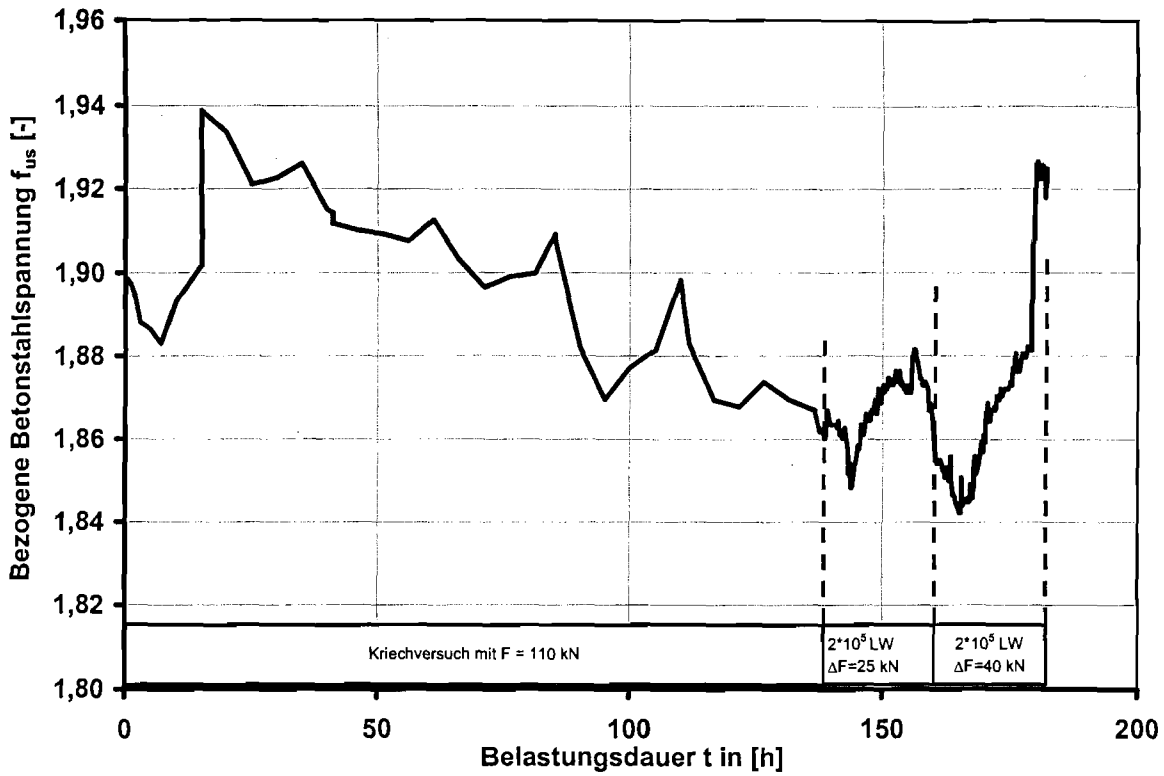


Bild ZK4-3: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Betonstahlspannungen f_{us} im ersten Kriechversuch und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

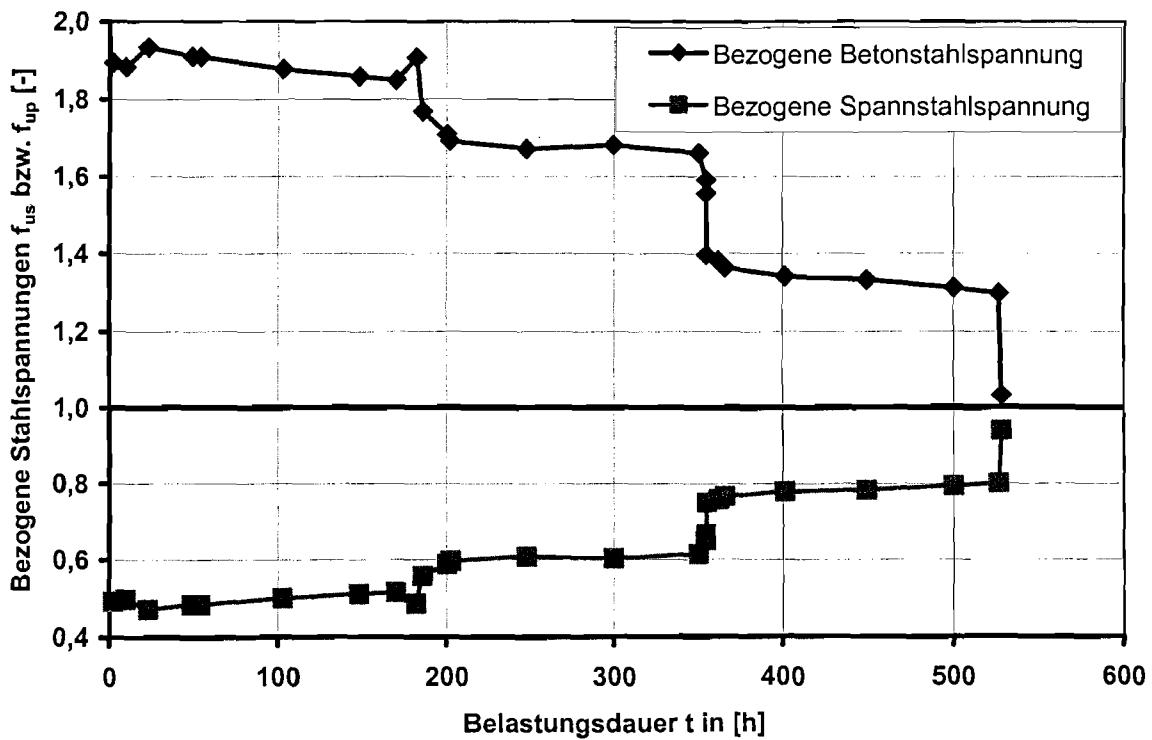


Bild ZK4-4: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Stahlspannungen während der gesamten Versuchsdurchführung

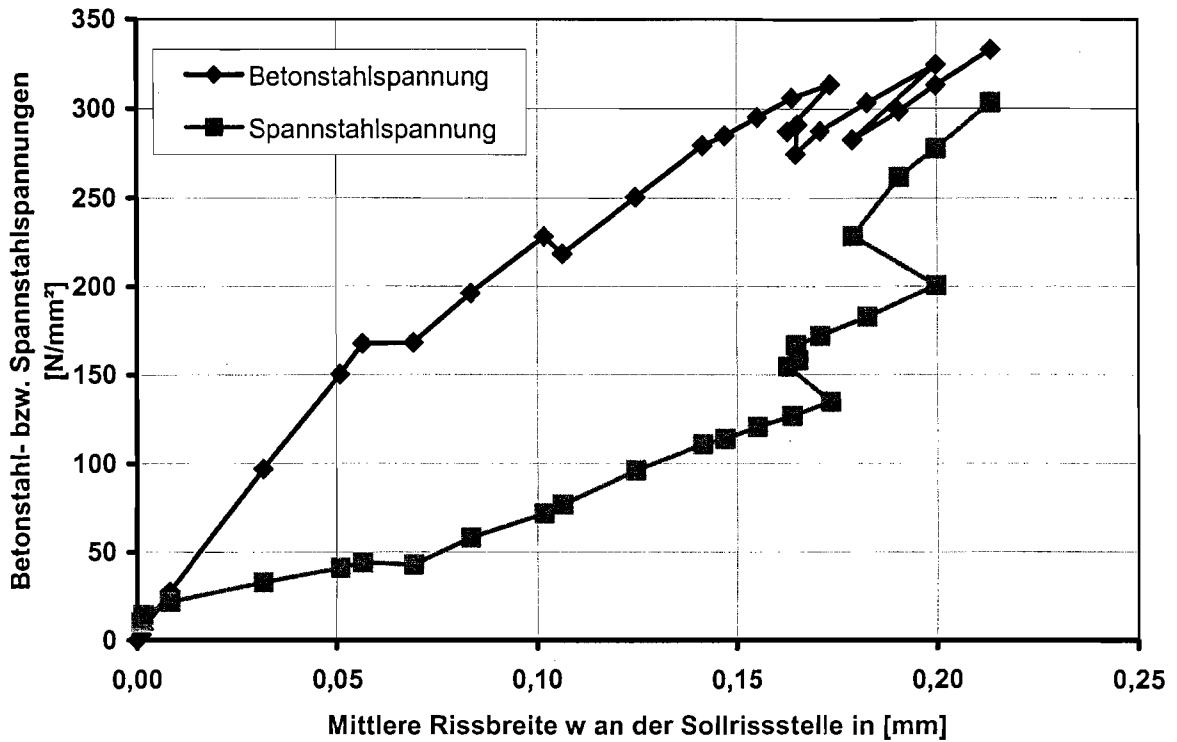


Bild ZK4-5: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Rissbreite an der Sollrissstelle

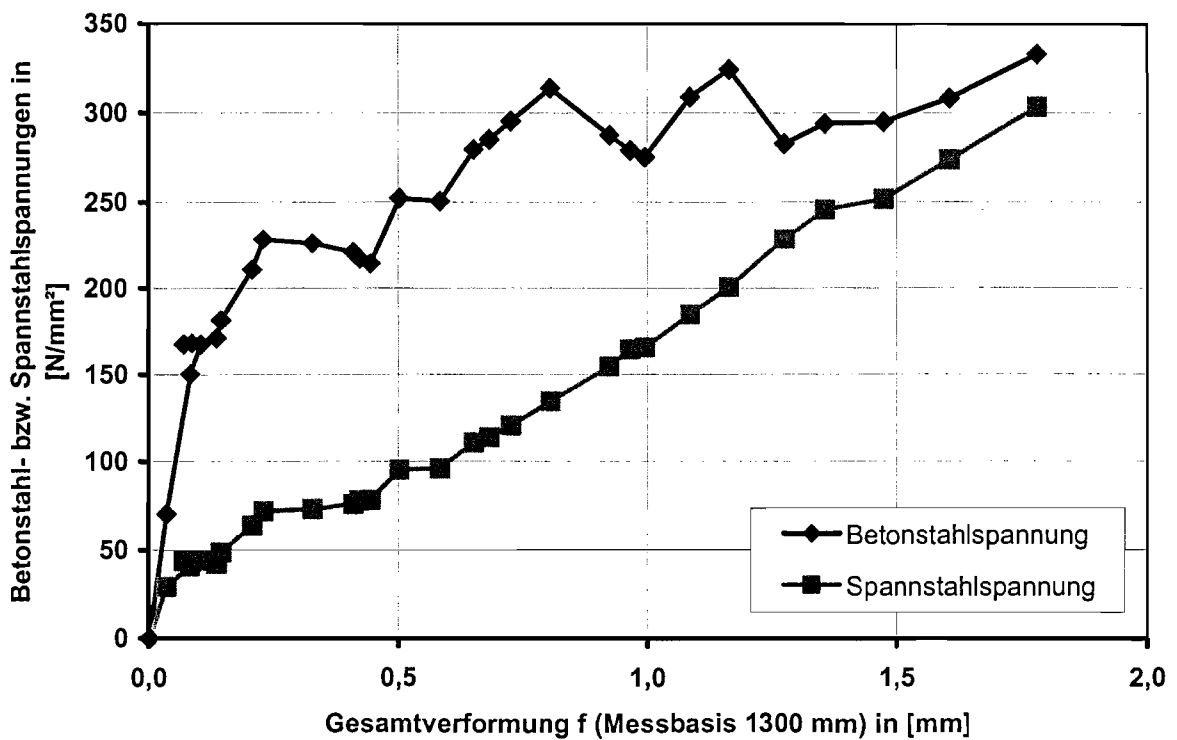


Bild ZK4-6: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Gesamtdehnung

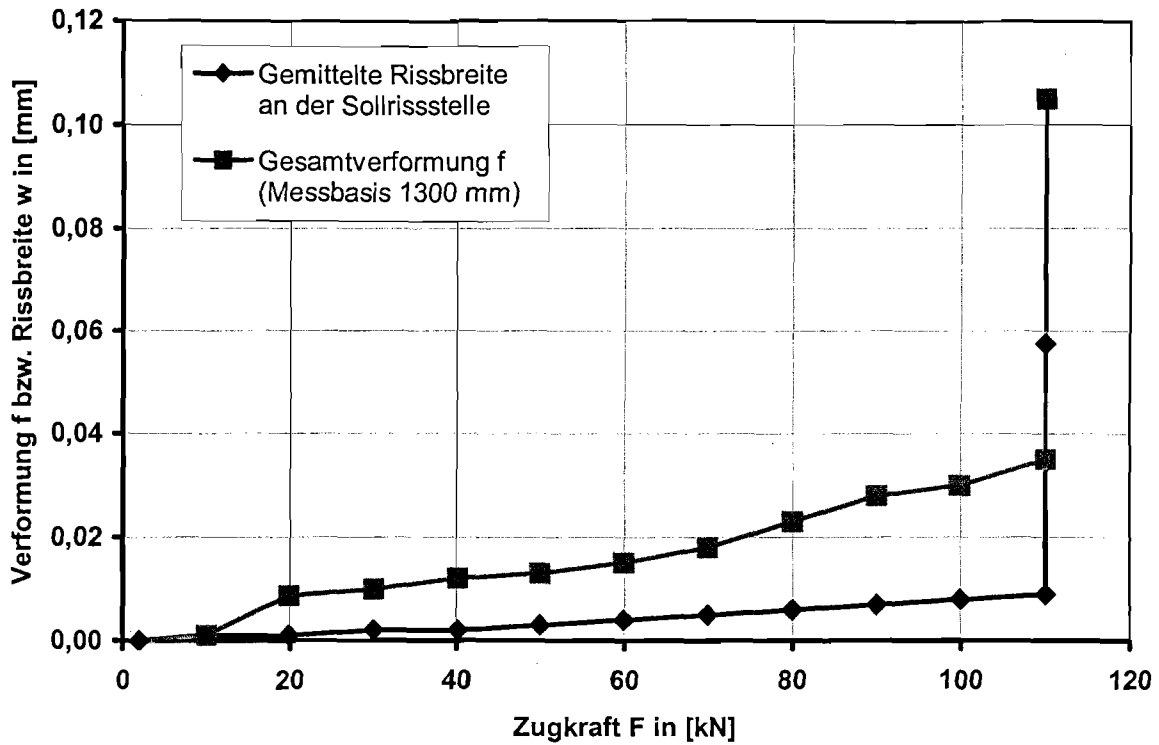


Bild ZK4-7: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei der Erstbelastung

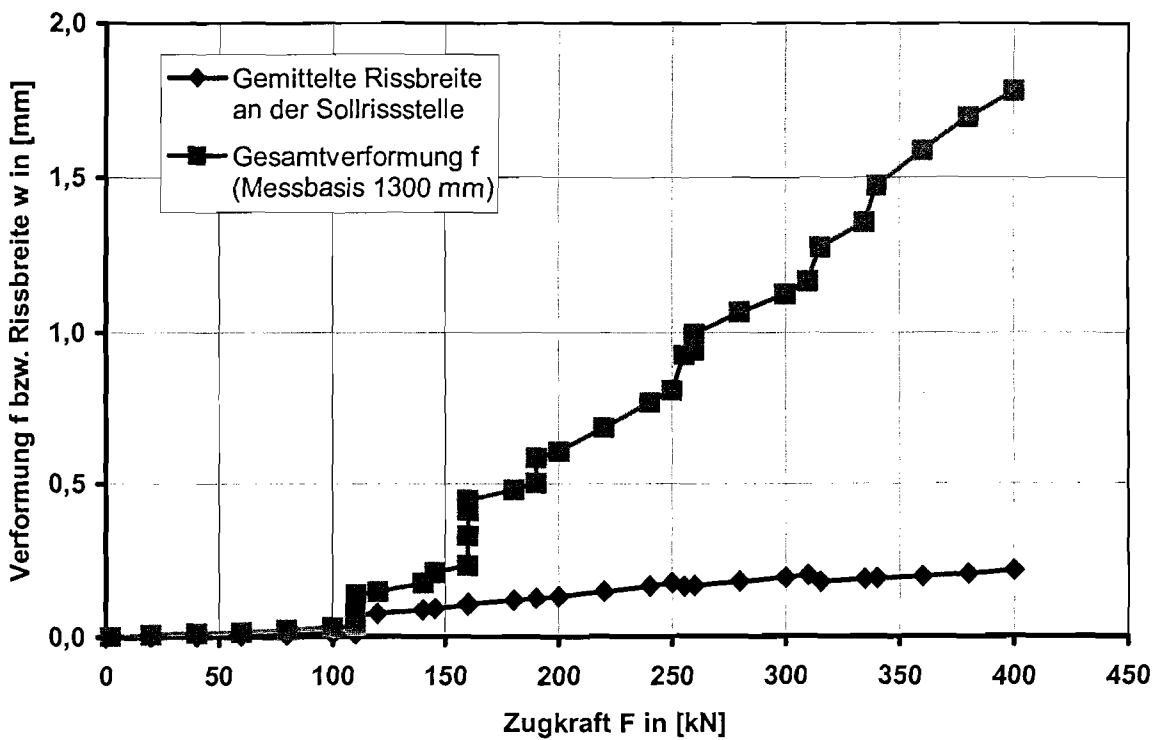


Bild ZK4-8: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei Belastung bis zum abgeschlossenen Rissbild

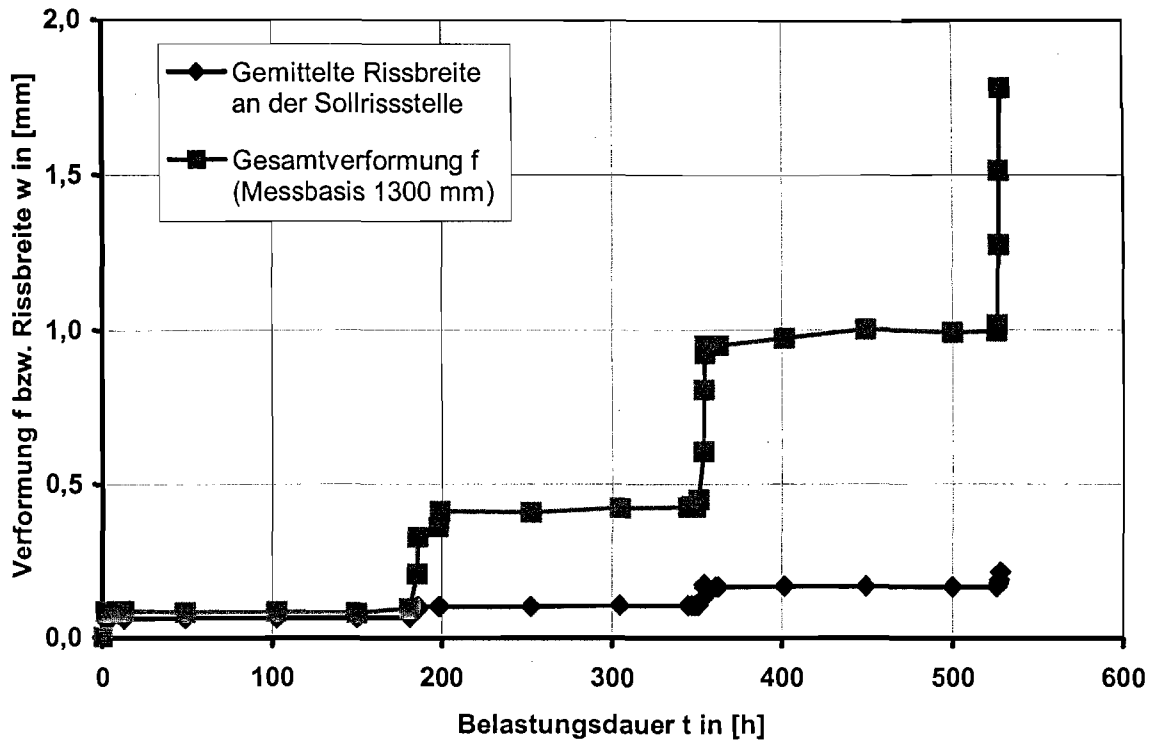


Bild ZK4-9: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung

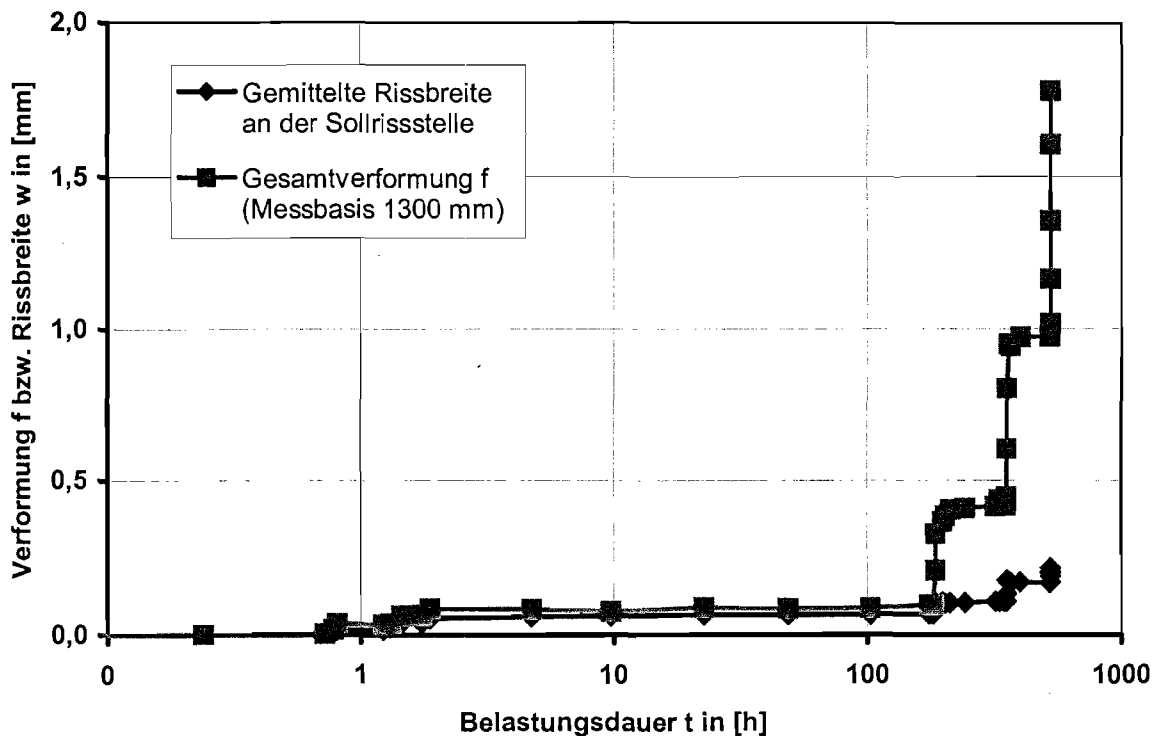


Bild ZK4-10: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

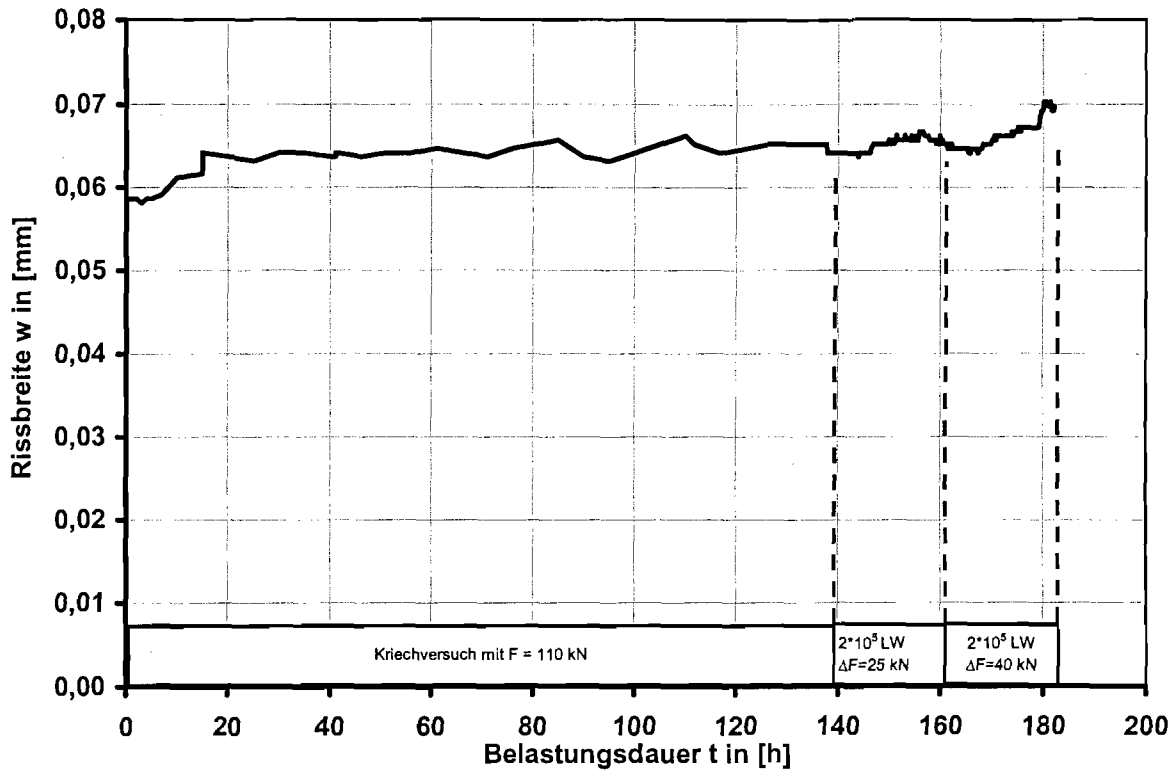


Bild ZK4-11: Zuwachs der Rissbreite w bei dem ersten Kriechversuch mit $F = 110 \text{ kN}$ und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

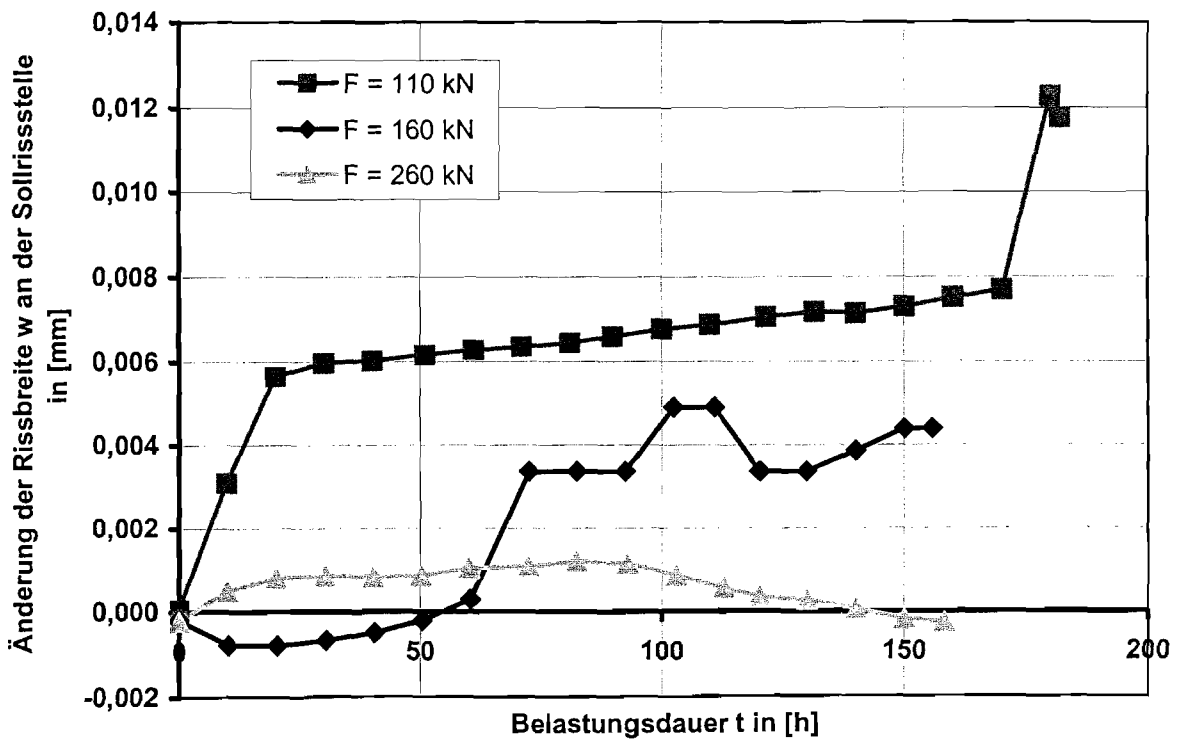


Bild ZK4-12: Zunahme der Rissbreite w an der Sollrissstelle während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

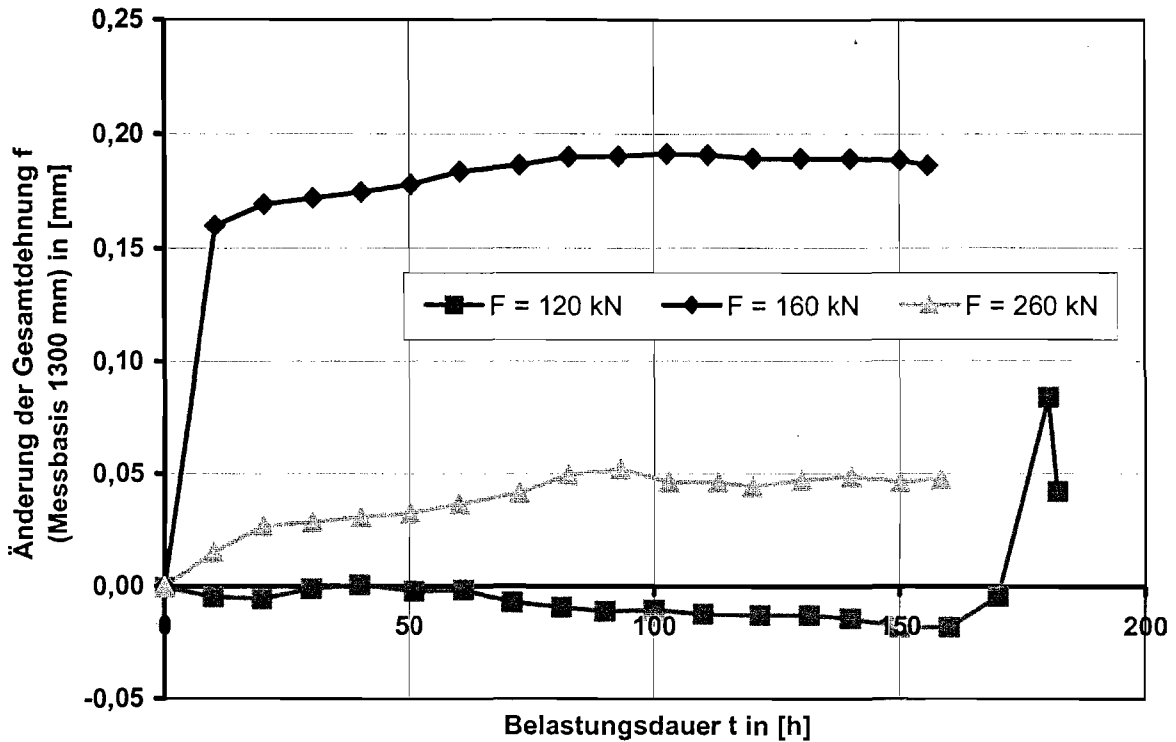


Bild ZK4-13: Zunahme der Gesamtdehnung f während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

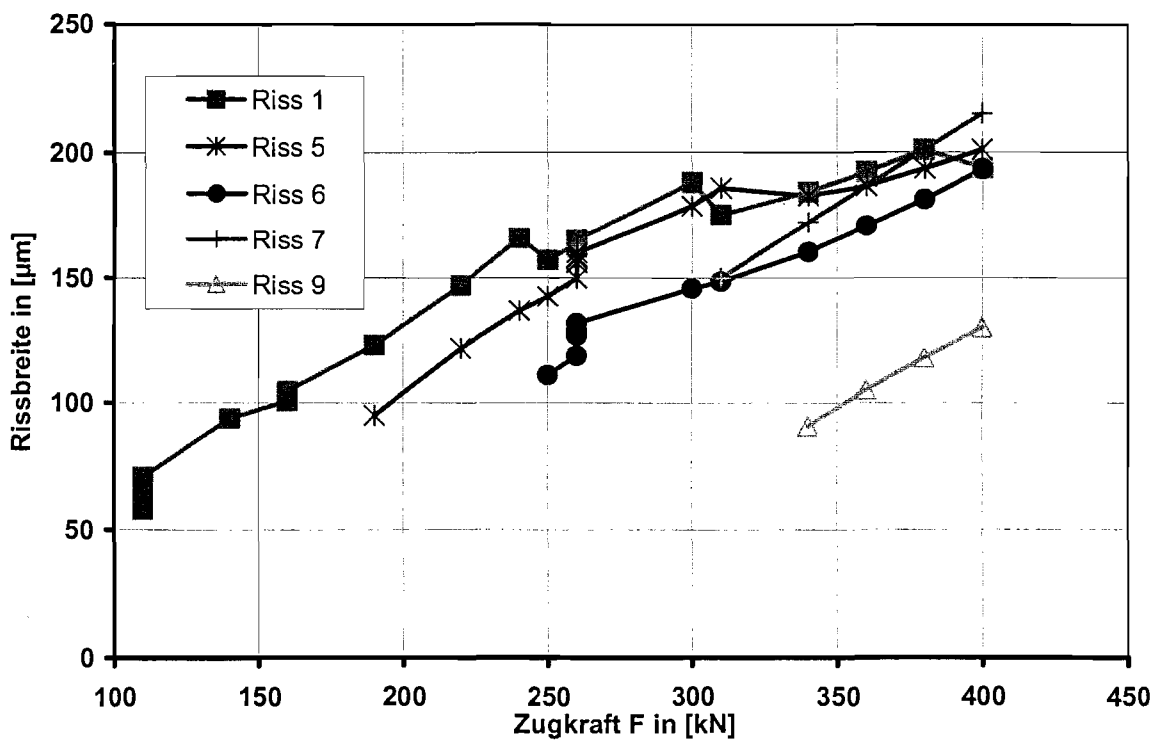


Bild ZK4-14: Entwicklung ausgewählter Risse bis zum abgeschlossenem Rissbild

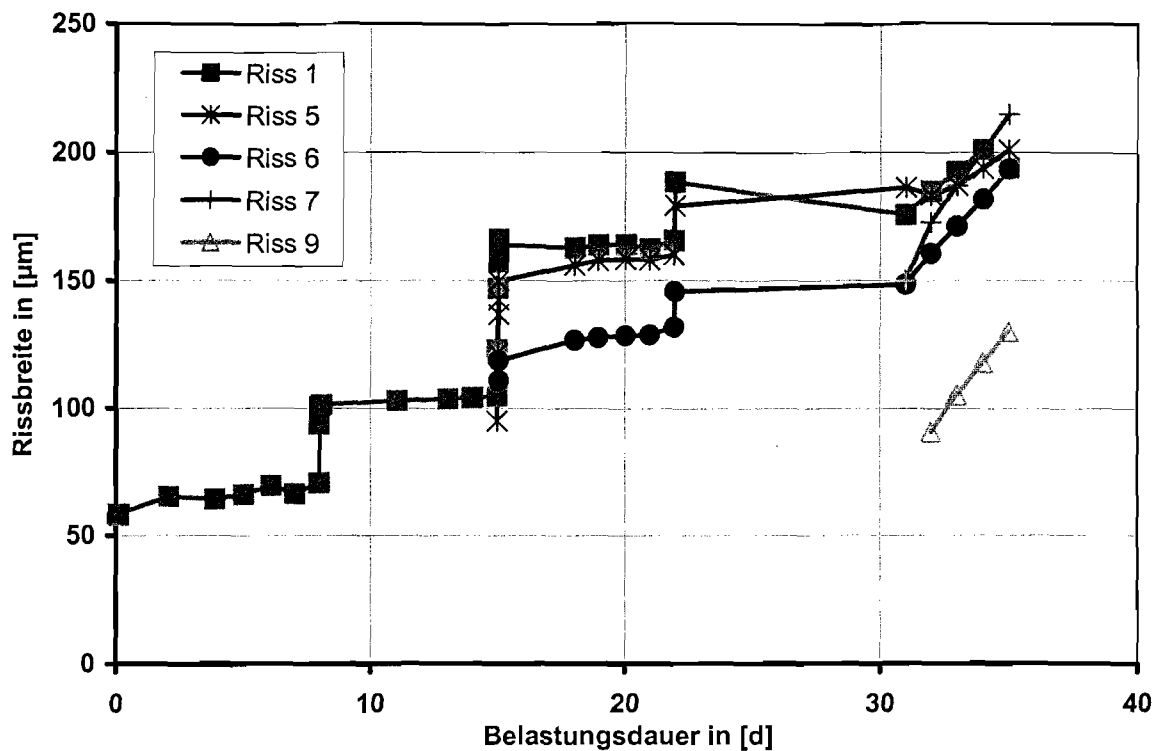


Bild ZK4-15: Entwicklung der einzelnen Risse während der gesamten Versuchsdurchführung

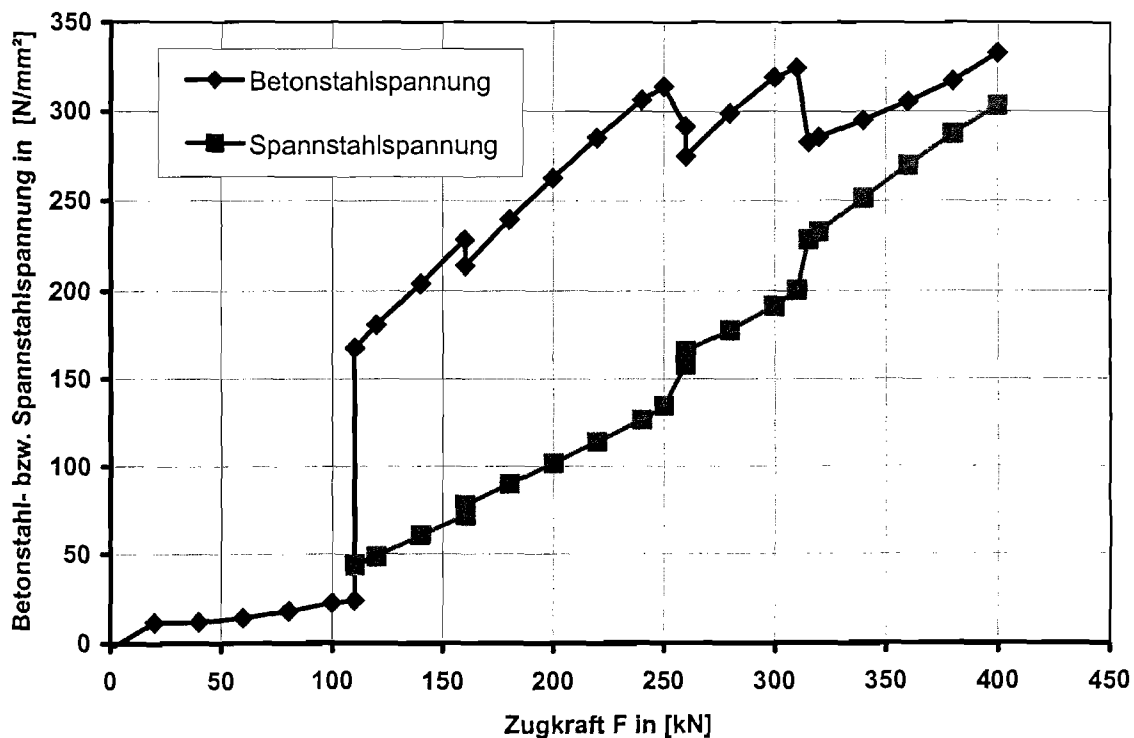


Bild ZK4-16: Zunahme der Spannungen der Betonstäbe und des Spannstahls bis zum abgeschlossenen Rissbild

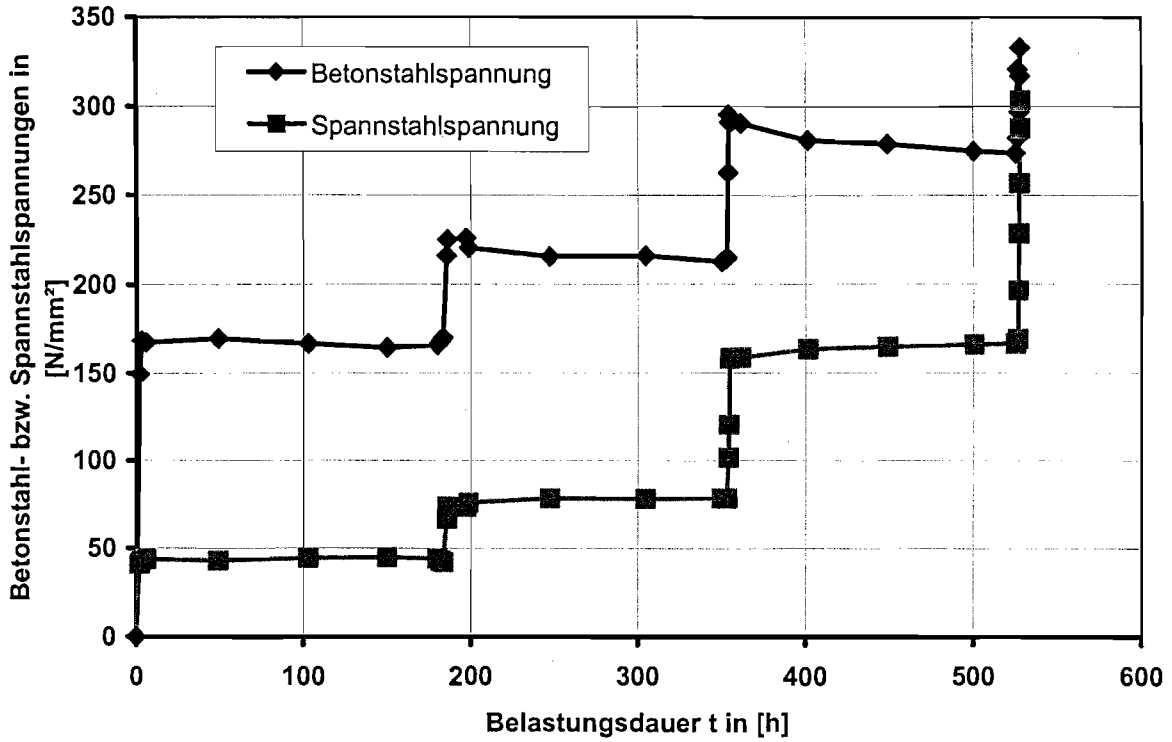


Bild ZK4-17: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung

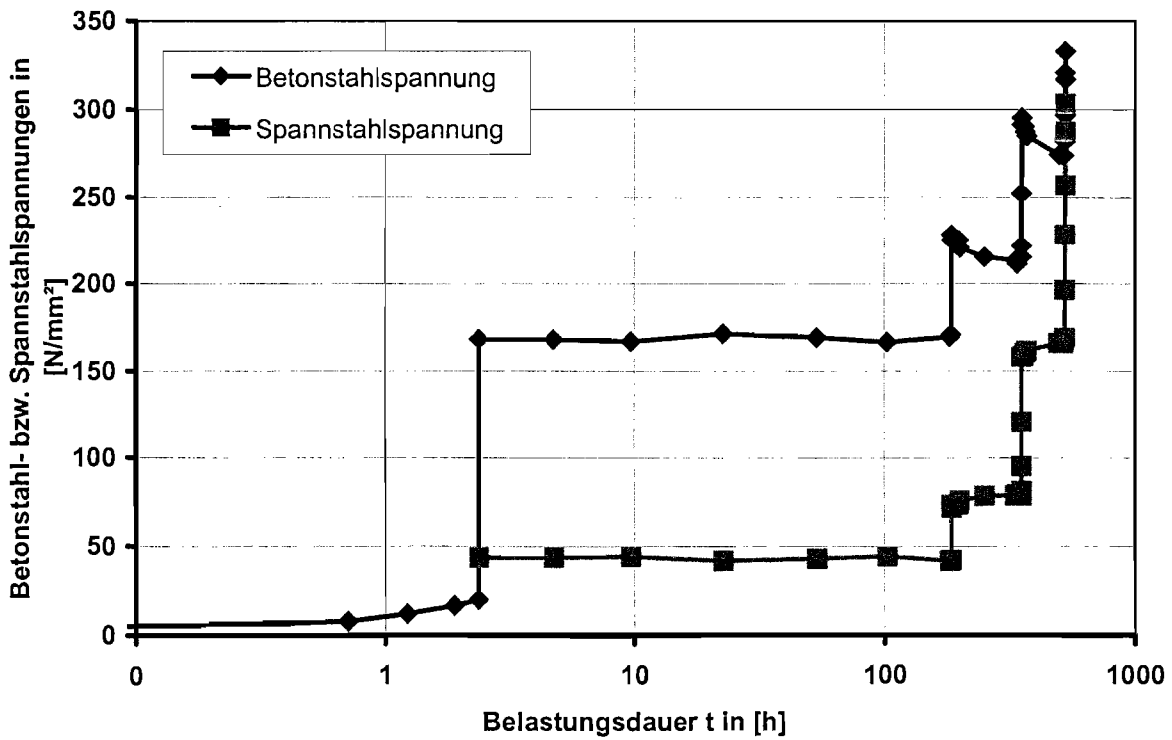


Bild ZK4-18: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

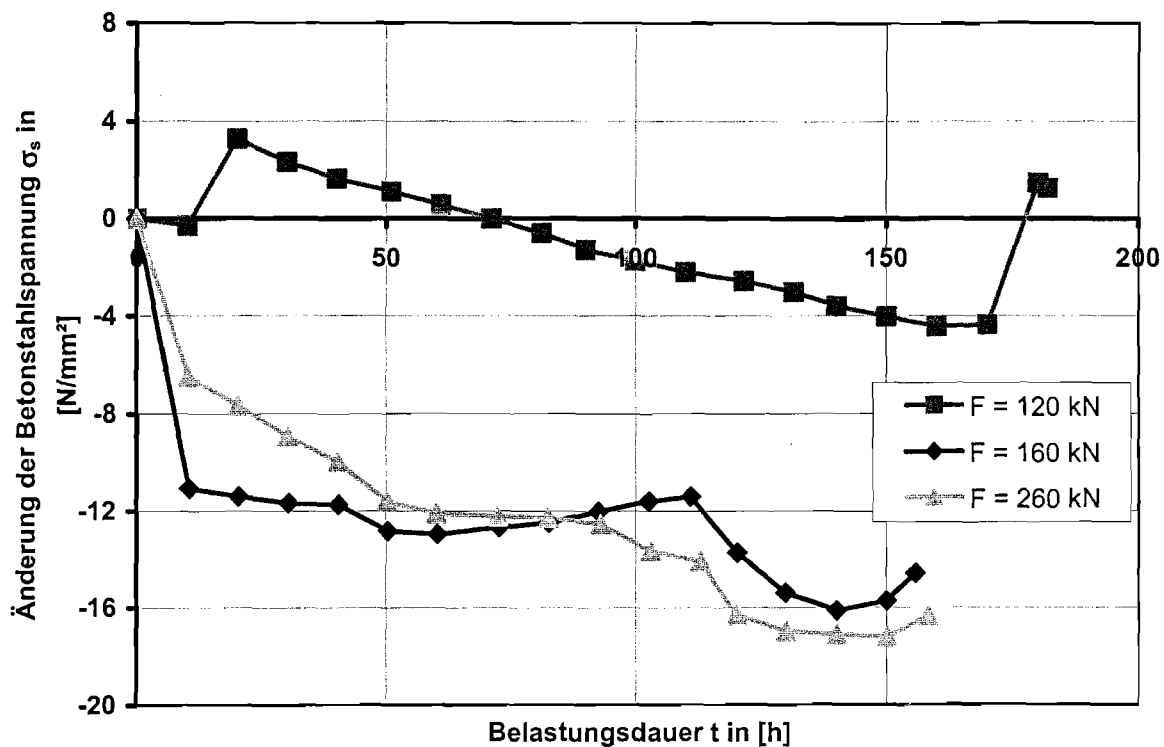


Bild ZK4-19: Änderung der Betonstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

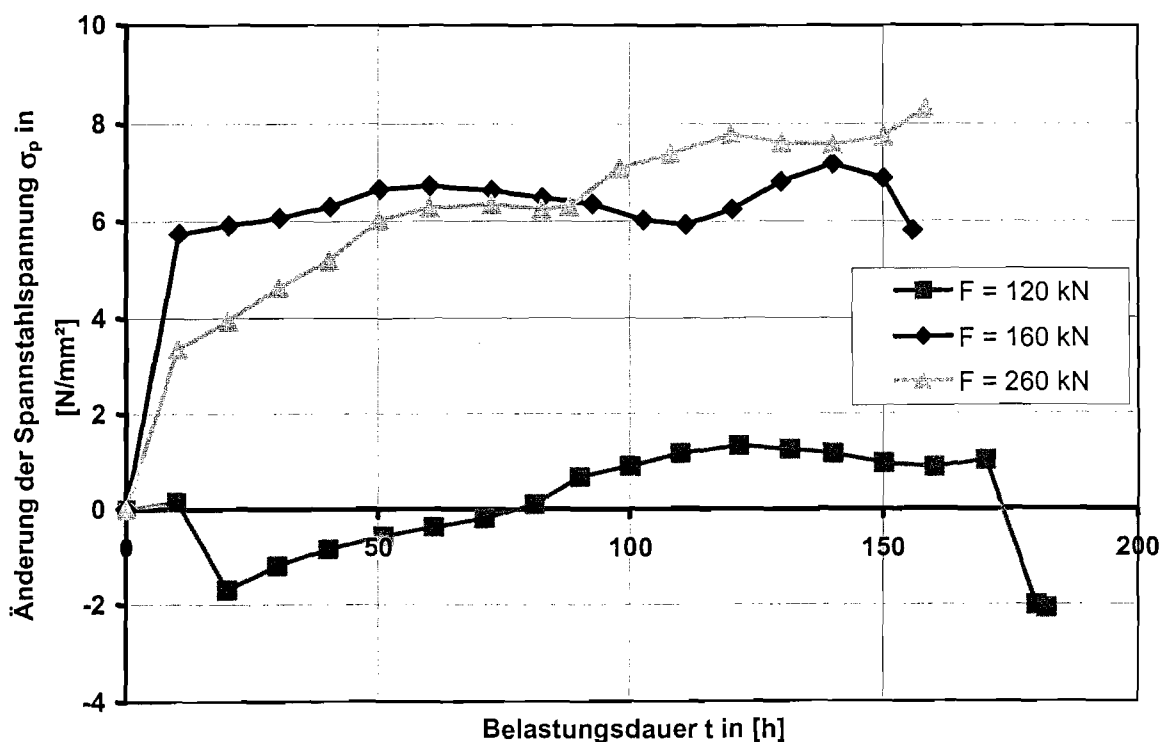


Bild ZK4-20: Änderung der Spannstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

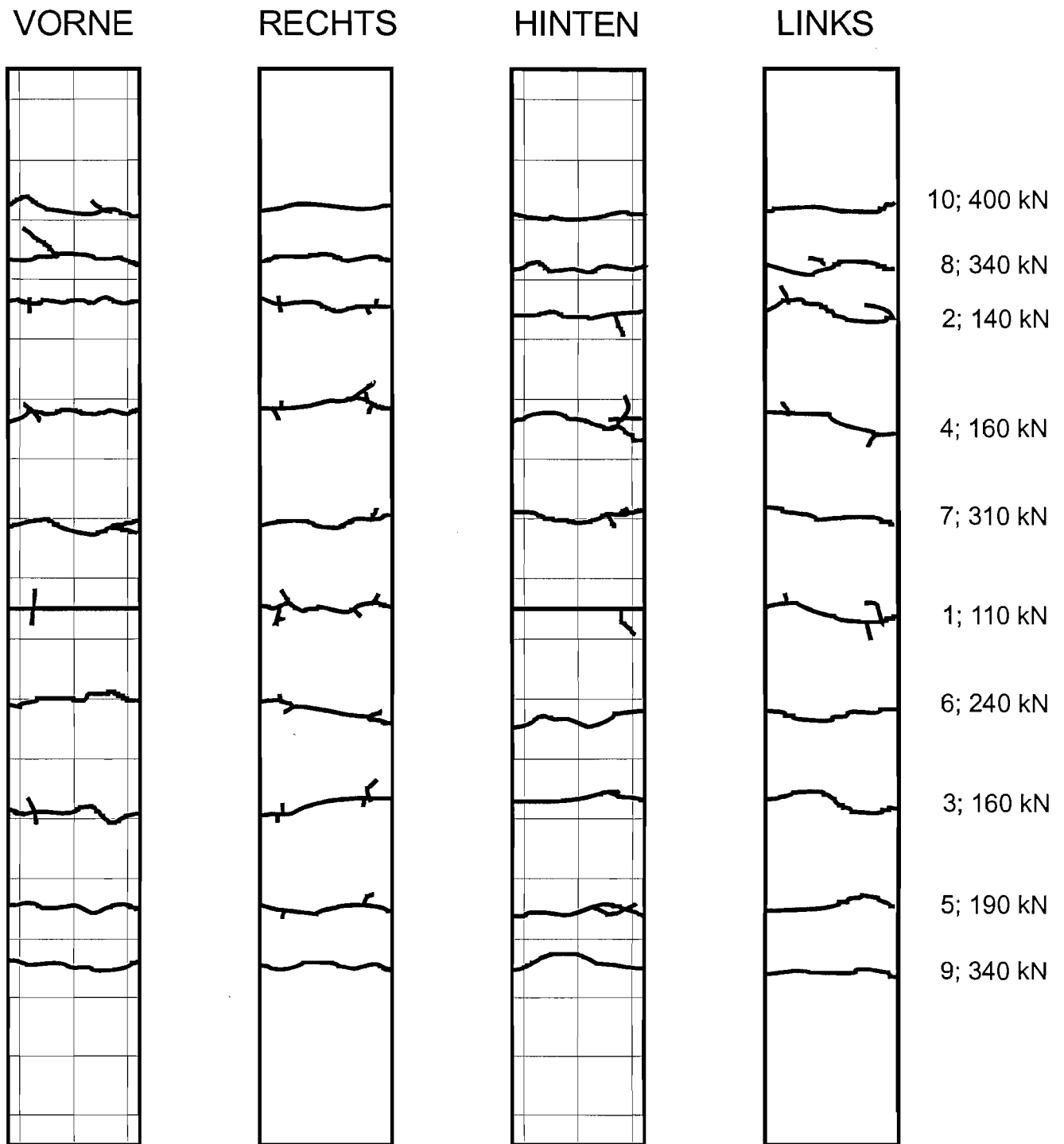
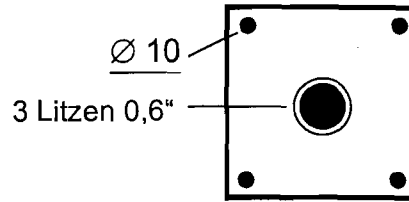


Bild ZK4-21: Rissbild des Versuchskörpers nach Beendigung der Belastung
(Zahlen rechts: Rissentstehungsnummer; Laststufe in kN)

ZK 5

$A_c = 425,52 \text{ cm}^2$
 $A_g = 7,13 \text{ cm}^2$
 $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$
 $A_p = 4,21 \text{ cm}^2$
 $A_p/A_s = 1,34$



Baustofffestigkeiten bei Versuchsbeginn	Beton Einpressmörtel	$f_c = 74,3 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 25\,400 \text{ N/mm}^2$ $f_g = 30,1 \text{ N/mm}^2$ $E_g = 13\,400 \text{ N/mm}^2$
Erstrisslast		$F_R = 100 \text{ kN}$
Kombination aus statischer und dynamischer Belastung	Kriechversuch Phase Dynamik Kriechversuch Phase Dynamik Kriechversuch Phase Dynamik	$t = 164 \text{ h}$ 1 Lastblock mit $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$ 1 Lastblock mit $8 \cdot 10^5 \text{ LW}$ $t = 149 \text{ h}$ 1 Lastblock mit $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$ 1 Lastblock mit $8 \cdot 10^5 \text{ LW}$ $t = 73 \text{ h}$ 1 Lastblock mit $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$ 1 Lastblock mit $6 \cdot 10^5 \text{ LW}$
Spannungumlagerungen der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung	Erstrissbildung Ende 1. Kriechversuch Ende 1. Phase Dynamik Ende 2. Kriechversuch Ende 2. Phase Dynamik Ende 3. Kriechversuch Ende 3. Phase Dynamik Versuchsende	$f_{us} = 1,40$ $f_{up} = 0,72$ $f_{us} = 1,53$ $f_{up} = 0,63$ $f_{us} = 1,60$ $f_{up} = 0,58$ $f_{us} = 1,39$ $f_{up} = 0,73$ $f_{us} = 1,39$ $f_{up} = 0,73$ $f_{us} = 1,29$ $f_{up} = 0,79$ $f_{us} = 1,33$ $f_{up} = 0,77$ $f_{us} = 0,99$ $f_{up} = 1,01$
Rissbreite w an der Sollrissstelle und Gesamtdehnung f in [mm]	Erstrissbildung Ende 1. Kriechversuch Ende 1. Phase Dynamik Ende 2. Kriechversuch Ende 2. Phase Dynamik Ende 3. Kriechversuch Ende 3. Phase Dynamik Versuchsende	$w = 0,093$ $f = 0,165$ $w = 0,119$ $f = 0,300$ $w = 0,130$ $f = 0,364$ $w = 0,161$ $f = 0,955$ $w = 0,161$ $f = 0,966$ $w = 0,218$ $f = 1,439$ $w = 0,224$ $f = 1,519$ $w = 0,536$ $f = 2,795$
Rißbild	Mittlerer Rissabstand Mittlere Rissbreite 95 %-Fraktilwert	$s_m = 128 \text{ mm}$ $w = 0,28 \text{ mm}$ $w_{95\%} = 0,35 \text{ mm}$

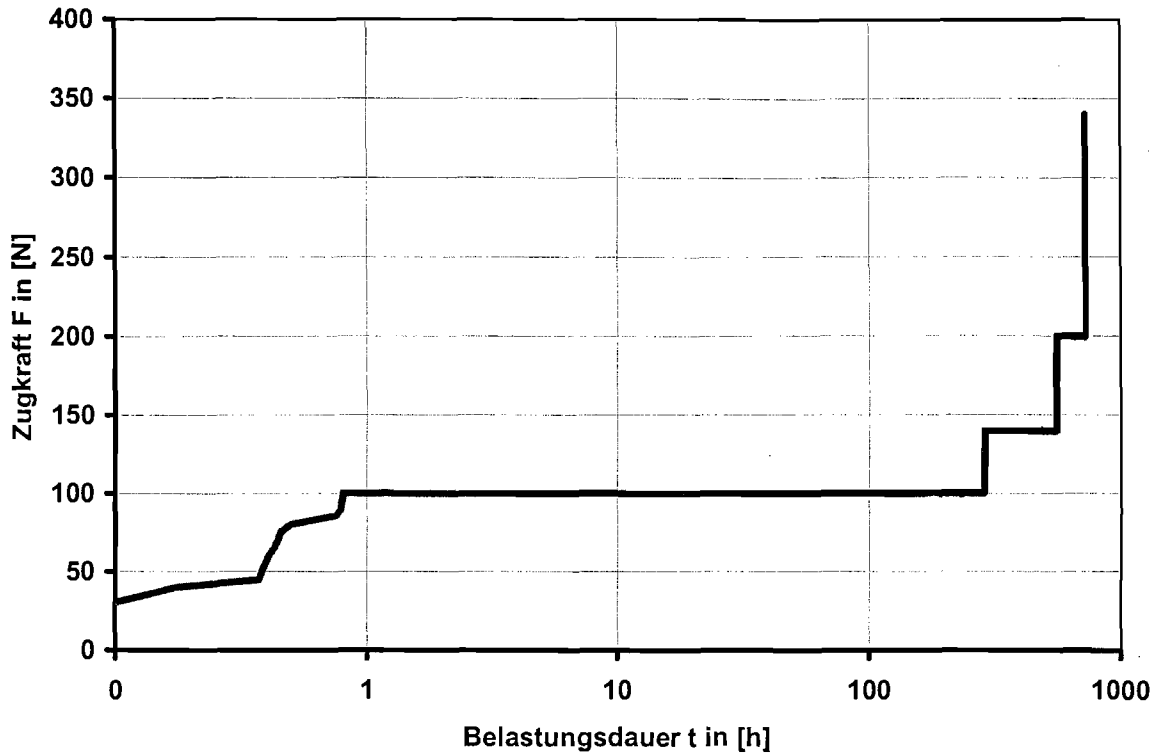


Bild ZK5-1: Lastgeschichte

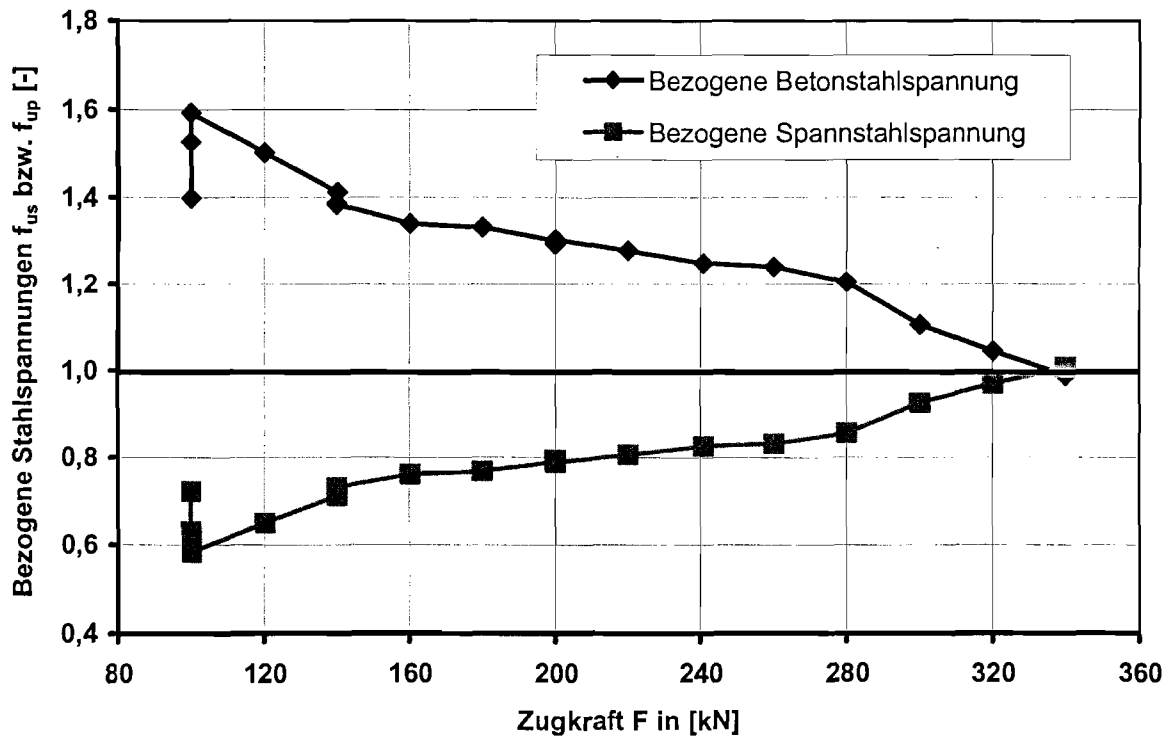


Bild ZK5-2: Spannungumlagerungen für Betonstahl f_{us} und Spannstahl f_{up} während der gesamten Versuchsdurchführung

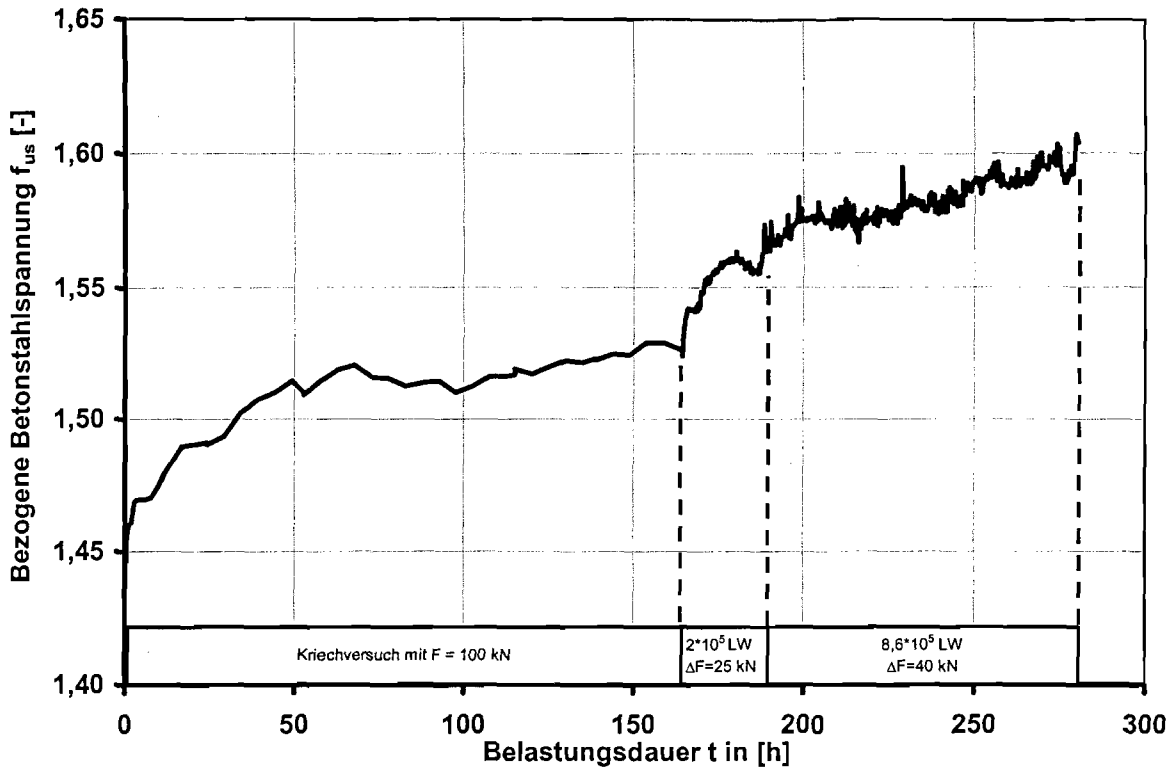


Bild ZK5-3: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Betonstahlspannungen f_{us} im ersten Kriechversuch und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

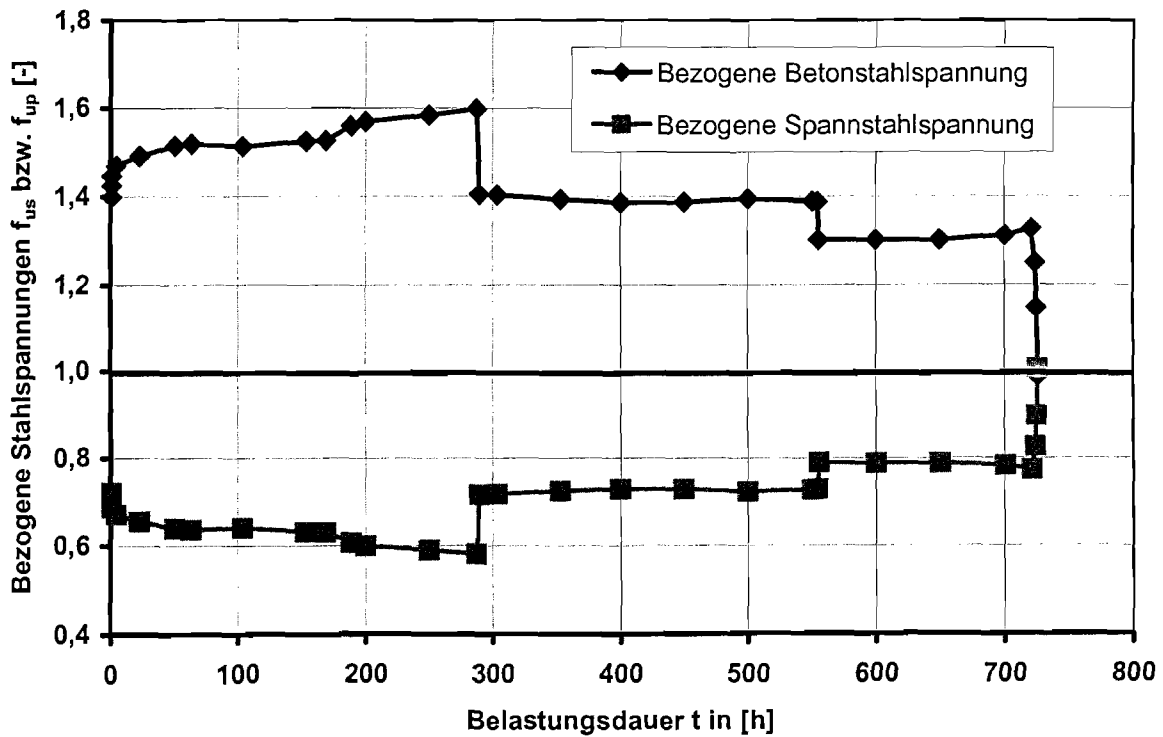


Bild ZK5-4: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Stahlspannungen während der gesamten Versuchsdurchführung

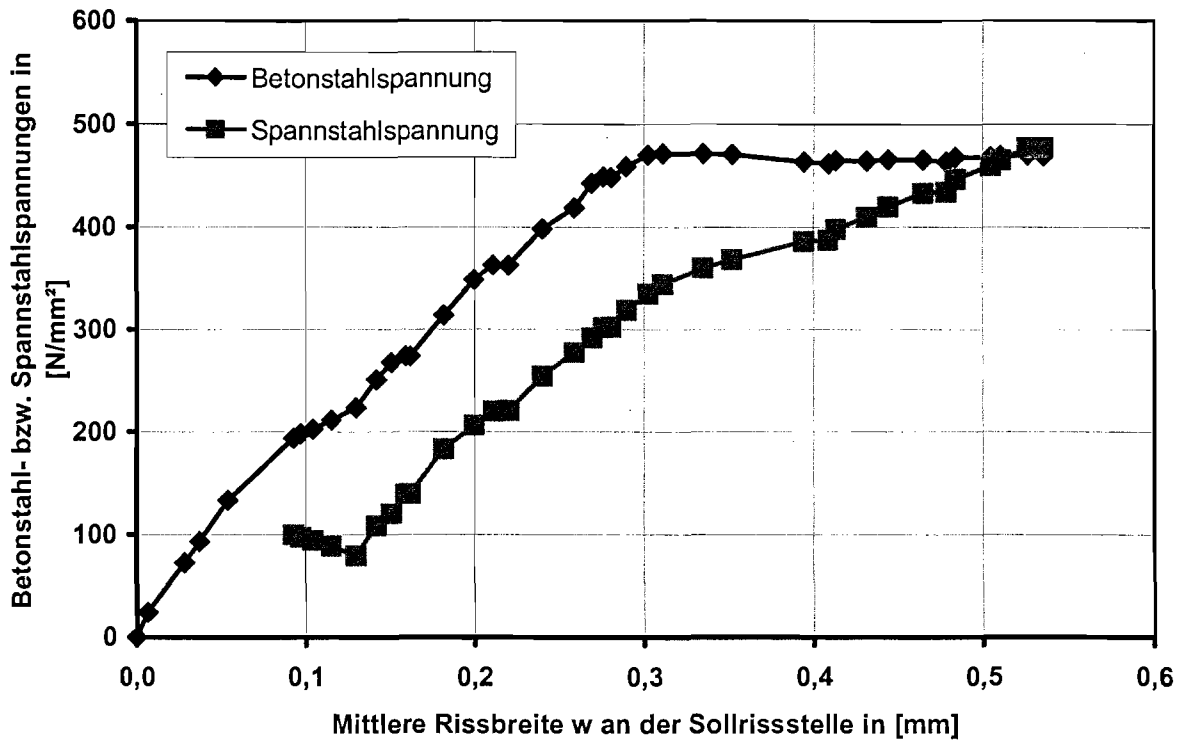


Bild ZK5-5: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Rissbreite an der Sollrissstelle

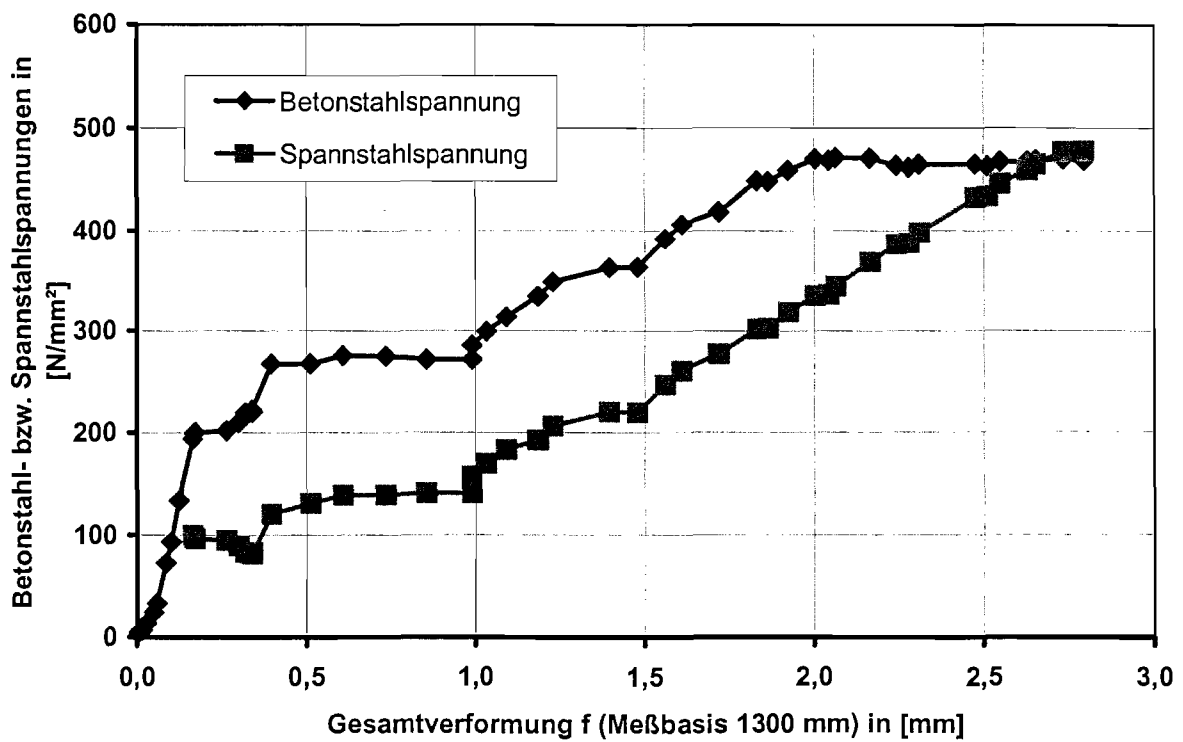


Bild ZK5-6: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Gesamtdehnung

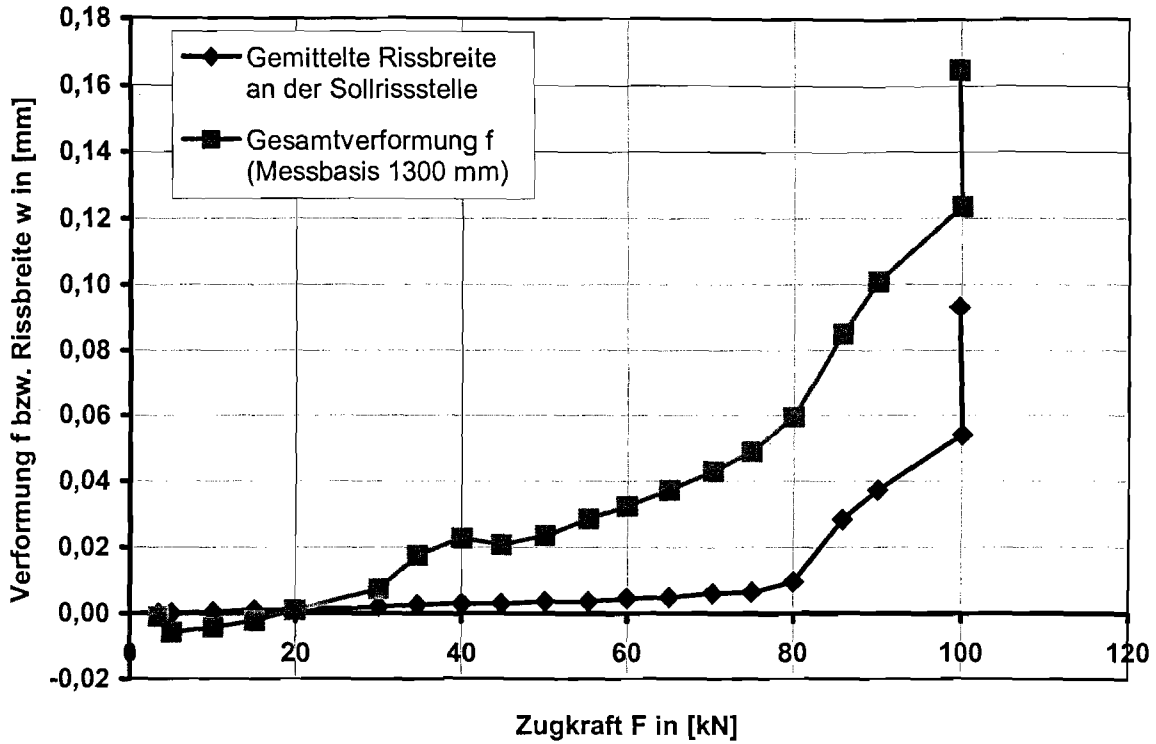


Bild ZK5-7: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei der Erstbelastung

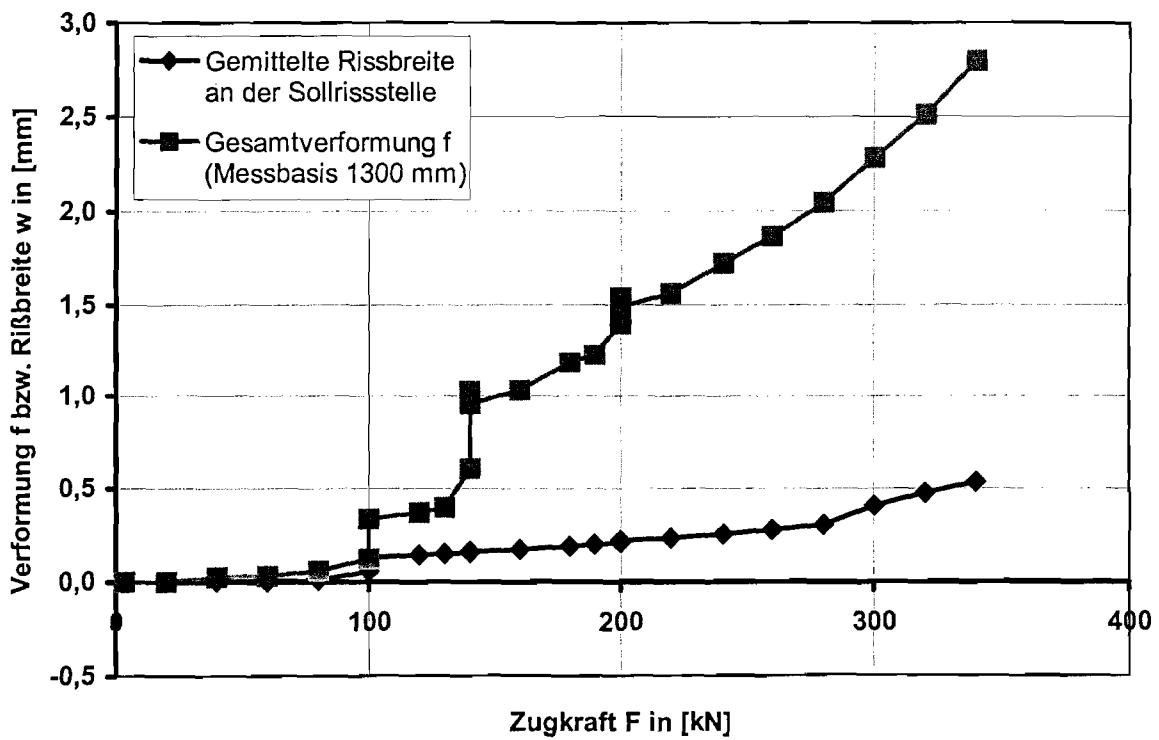


Bild ZK5-8: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei Belastung bis zum abgeschlossenen Rissbild

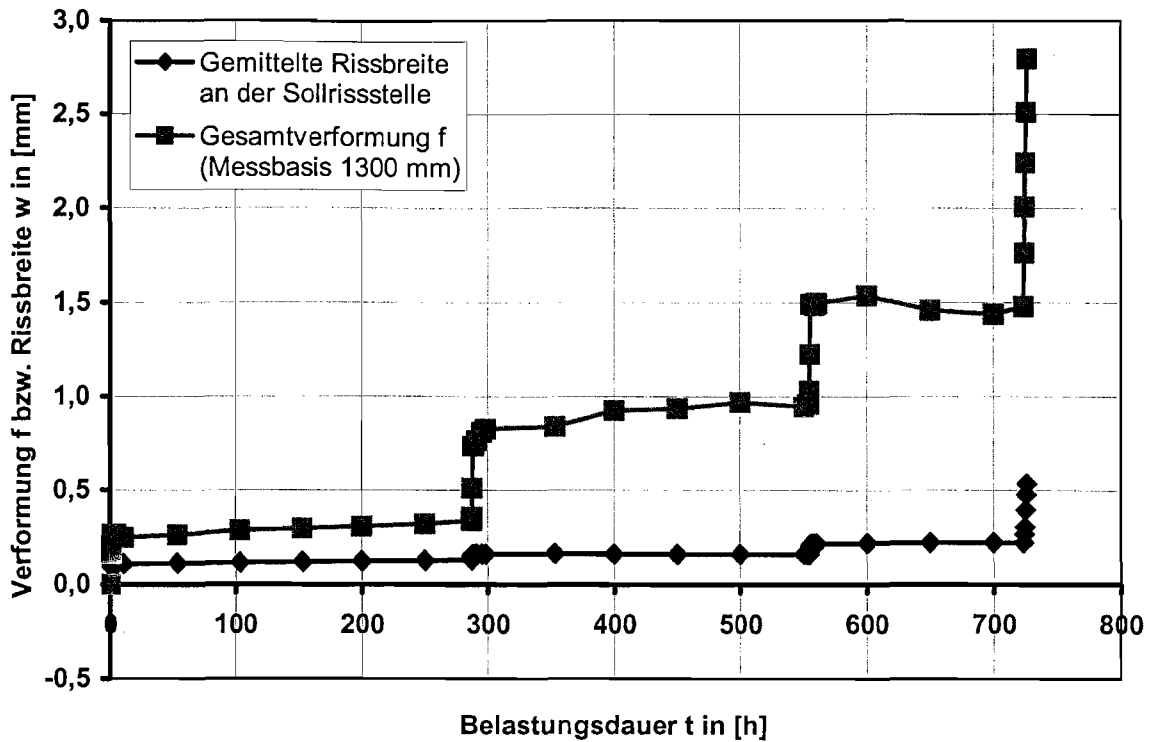


Bild ZK5-9: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung

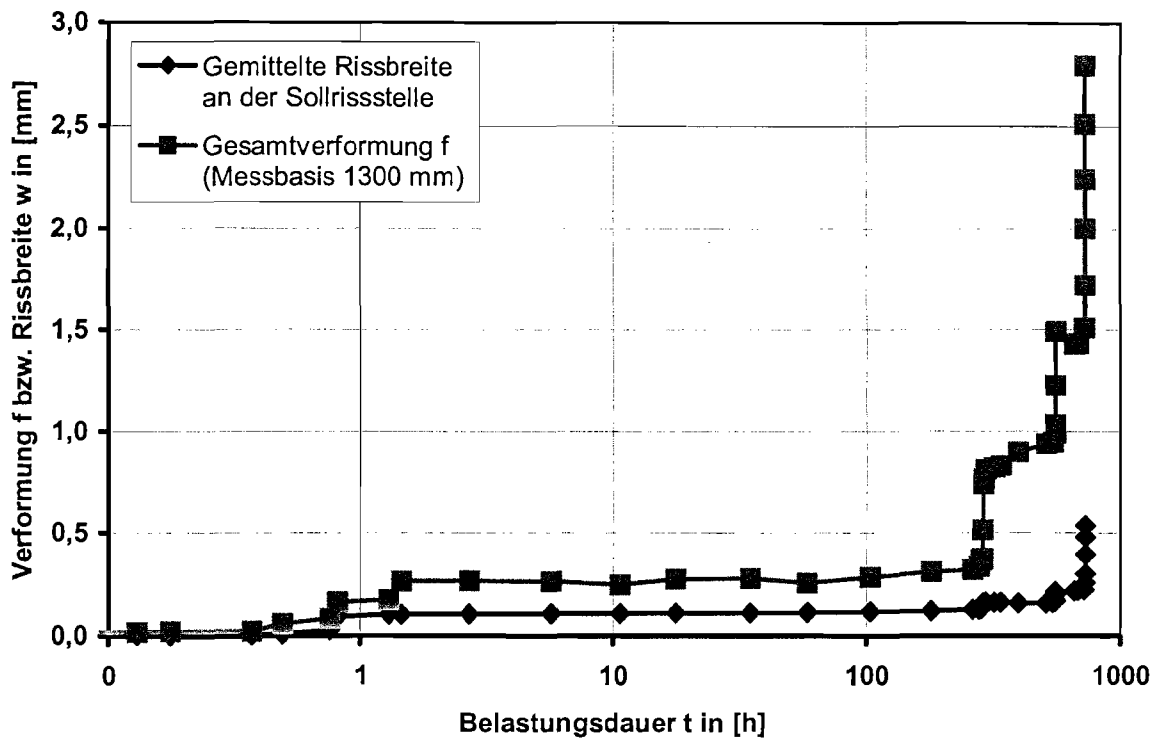


Bild ZK5-10: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

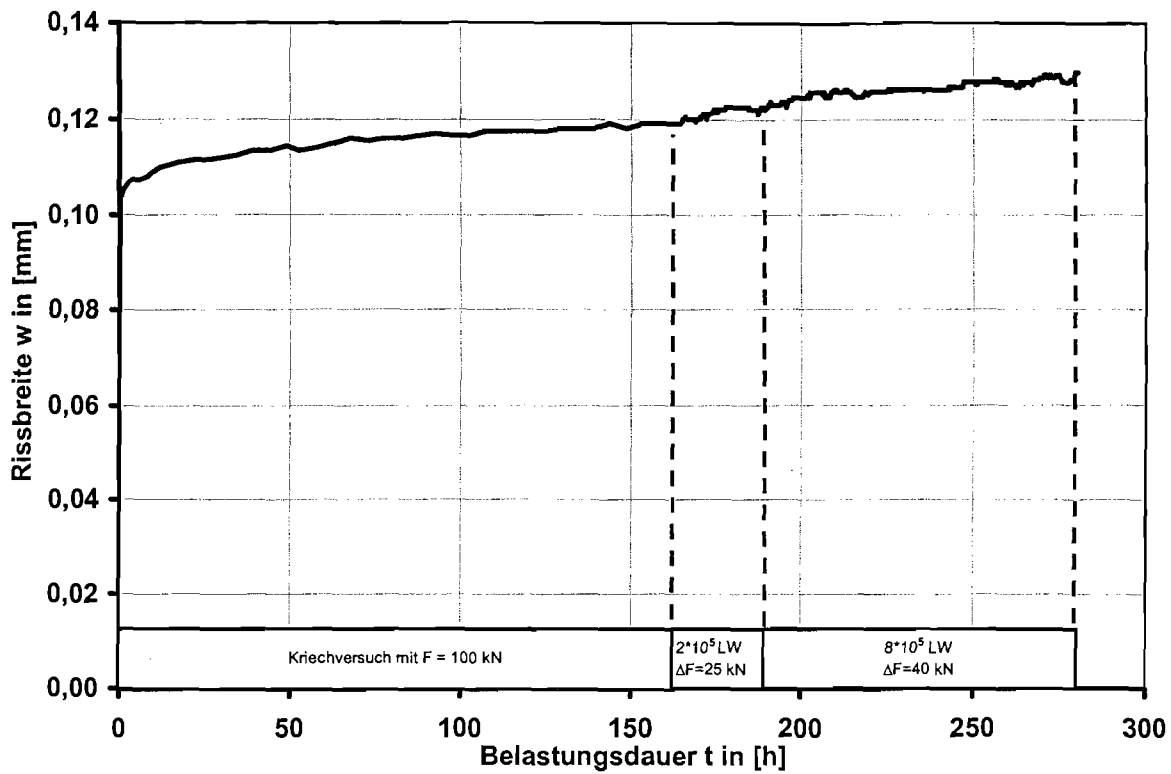


Bild ZK5-11: Zuwachs der Rissbreite w bei dem ersten Kriechversuch mit $F = 100 \text{ kN}$ und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

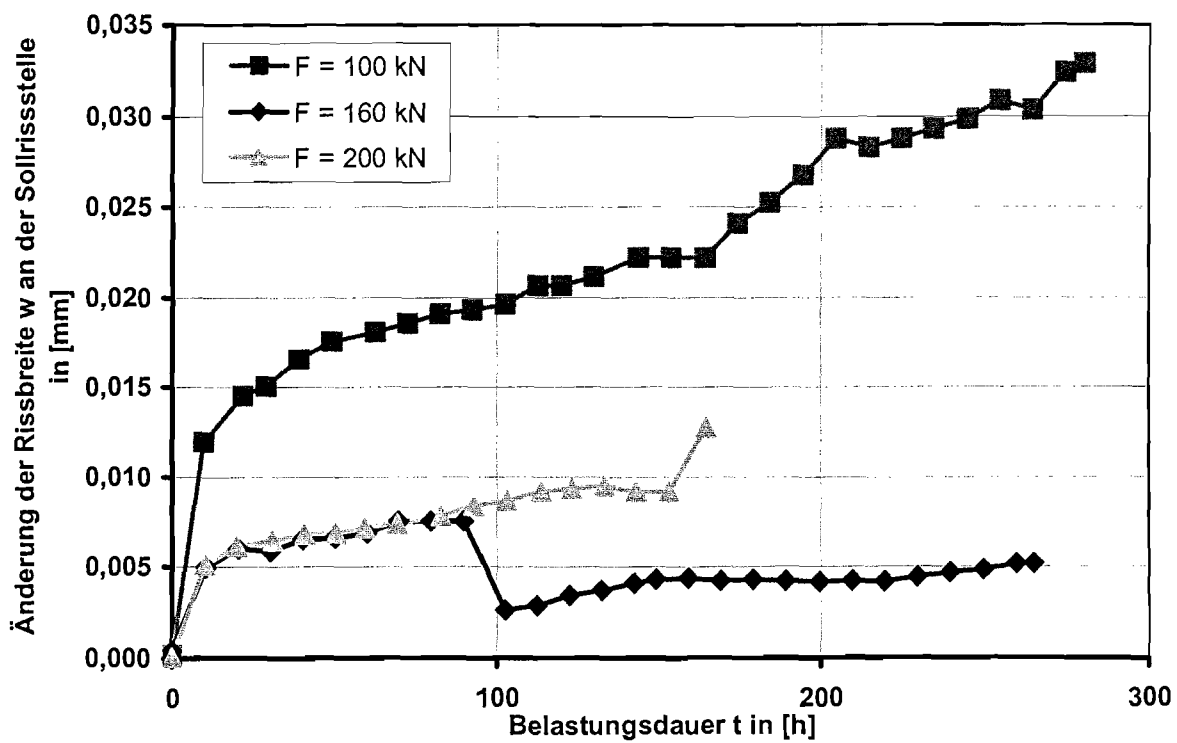


Bild ZK5-12: Zunahme der Rissbreite w an der Sollrissstelle während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

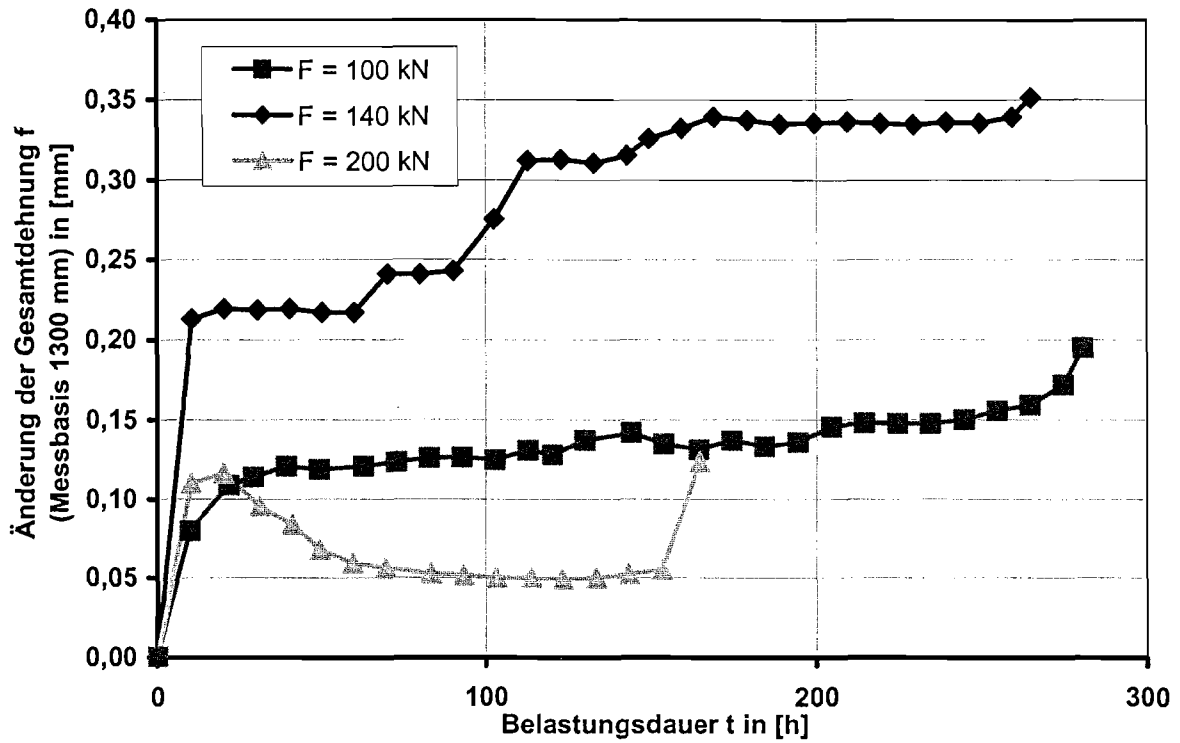


Bild ZK5-13: Zunahme der Gesamtdehnung f während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

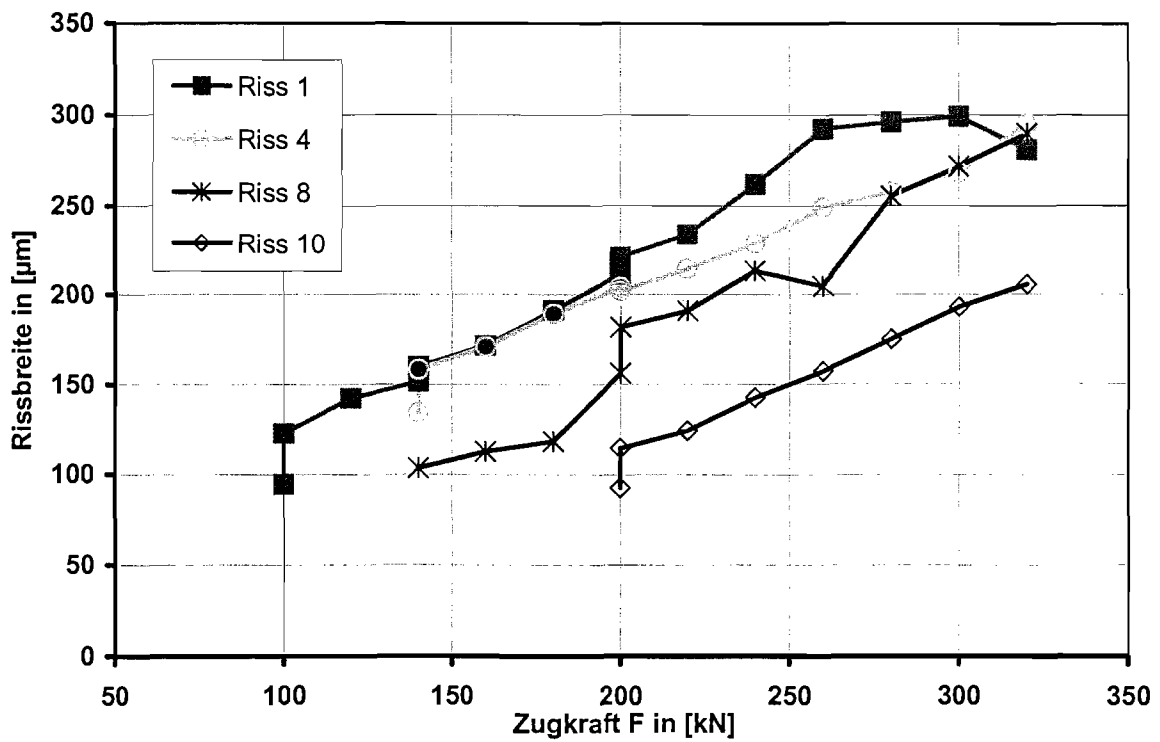


Bild ZK5-14: Entwicklung ausgewählter Risse bis zum abgeschlossenem Rissbild

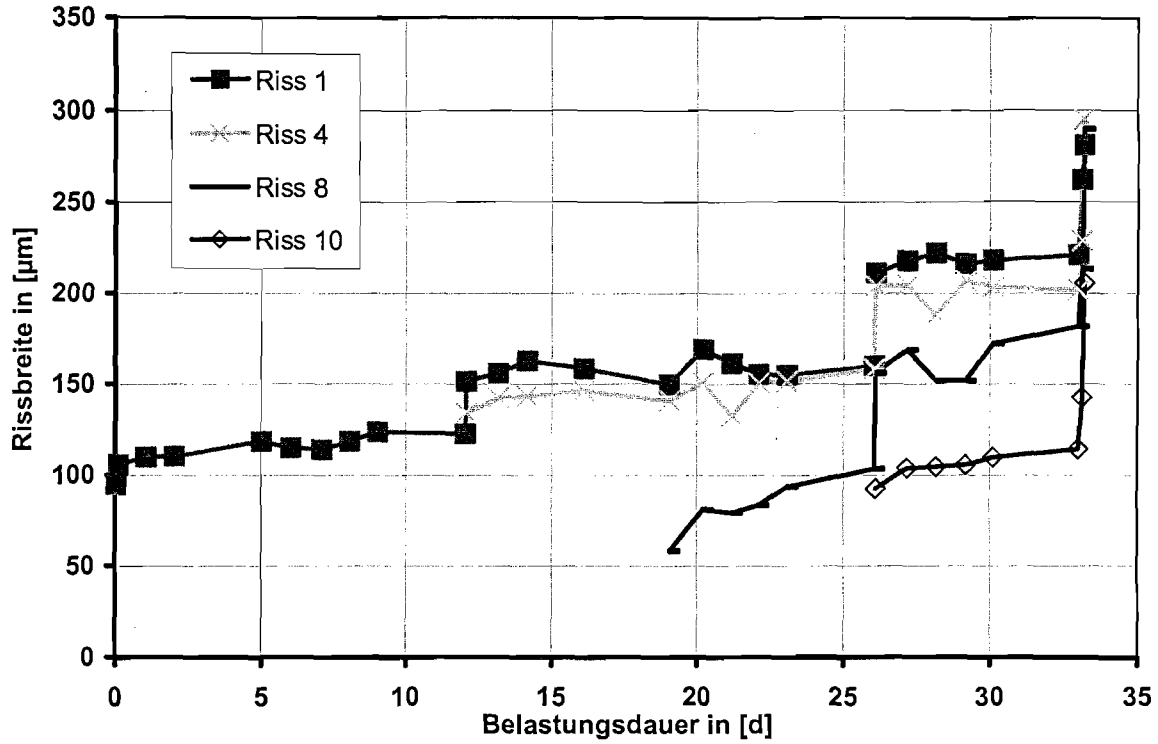


Bild ZK5-15: Entwicklung der einzelnen Risse während der gesamten Versuchsdurchführung

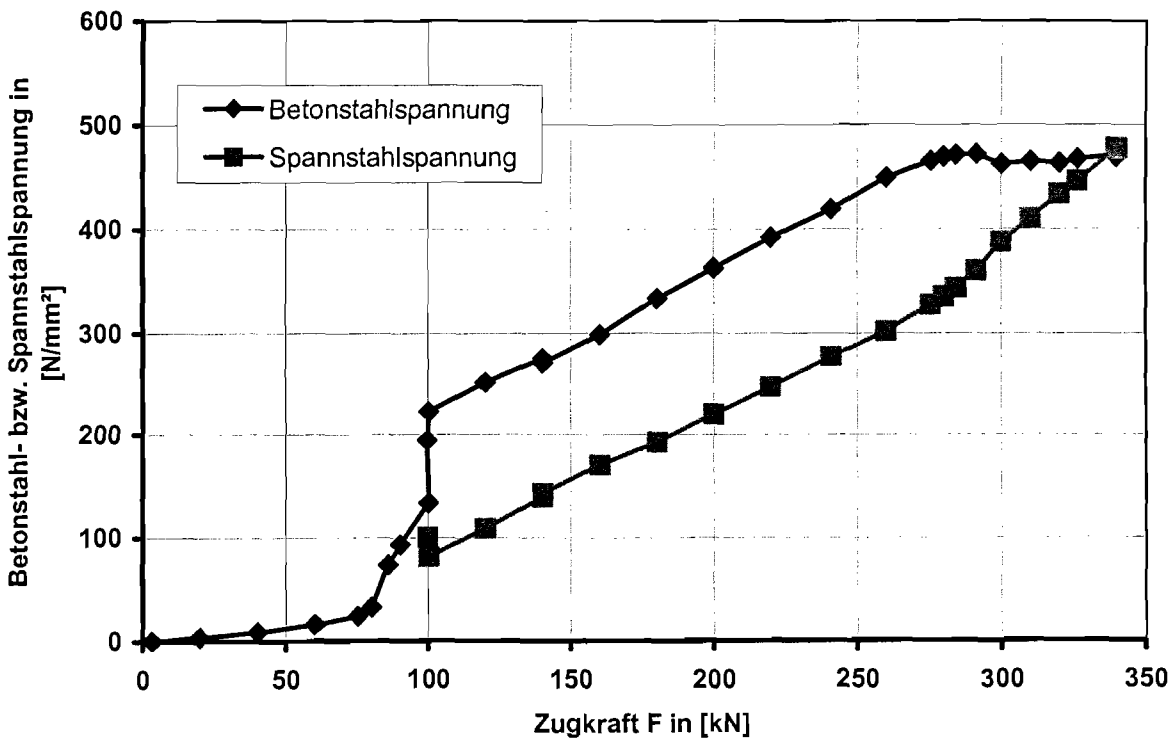


Bild ZK5-16: Zunahme der Spannungen der Betonstäbe und des Spannstahls bis zum abgeschlossenen Rissbild

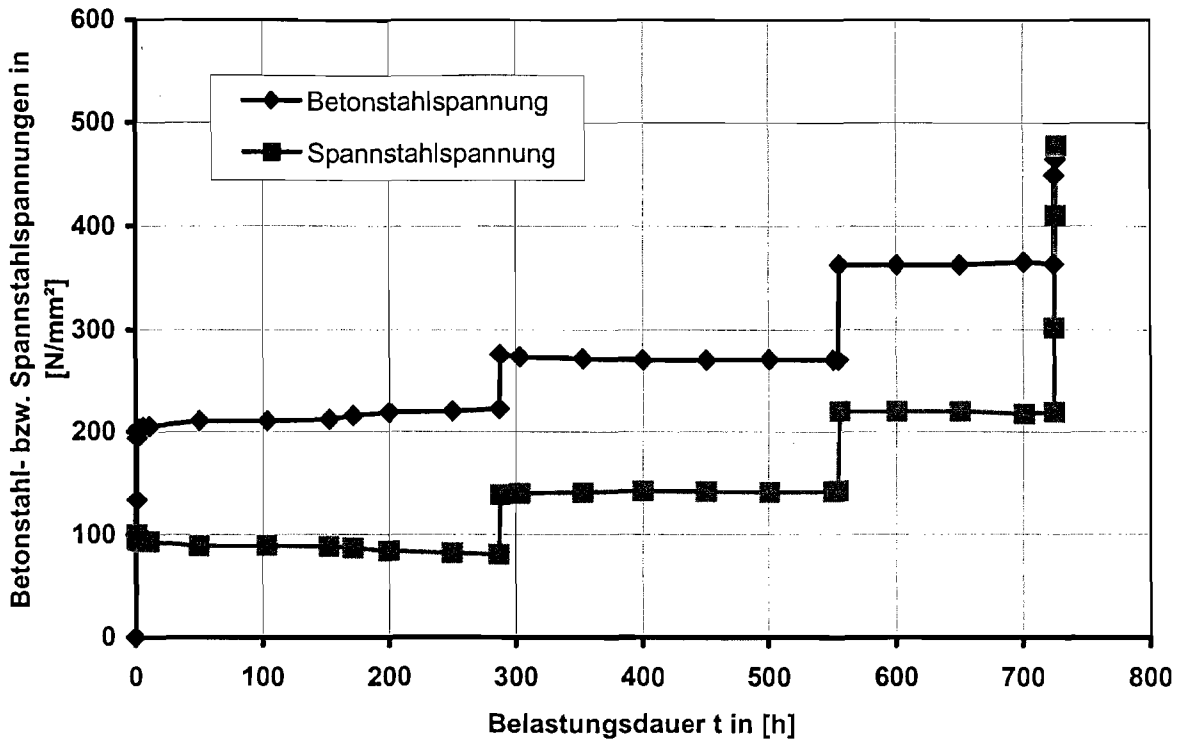


Bild ZK5-17: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung

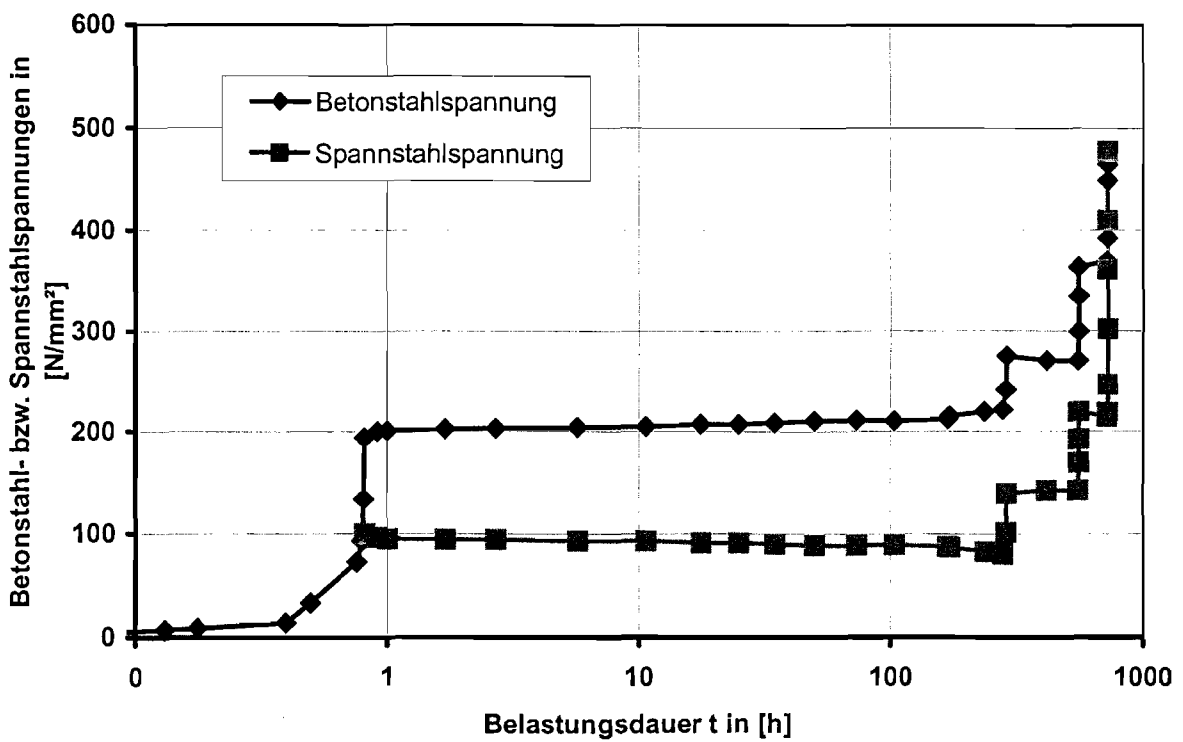


Bild ZK5-18: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

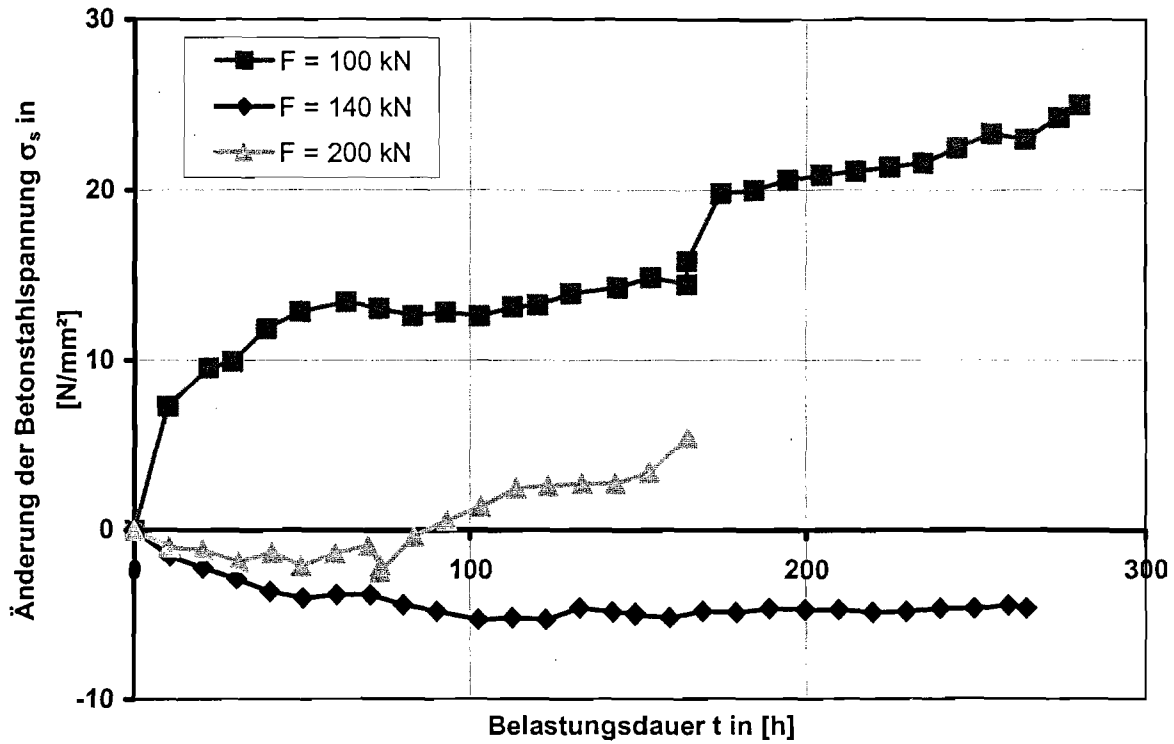


Bild ZK5-19: Änderung der Betonstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

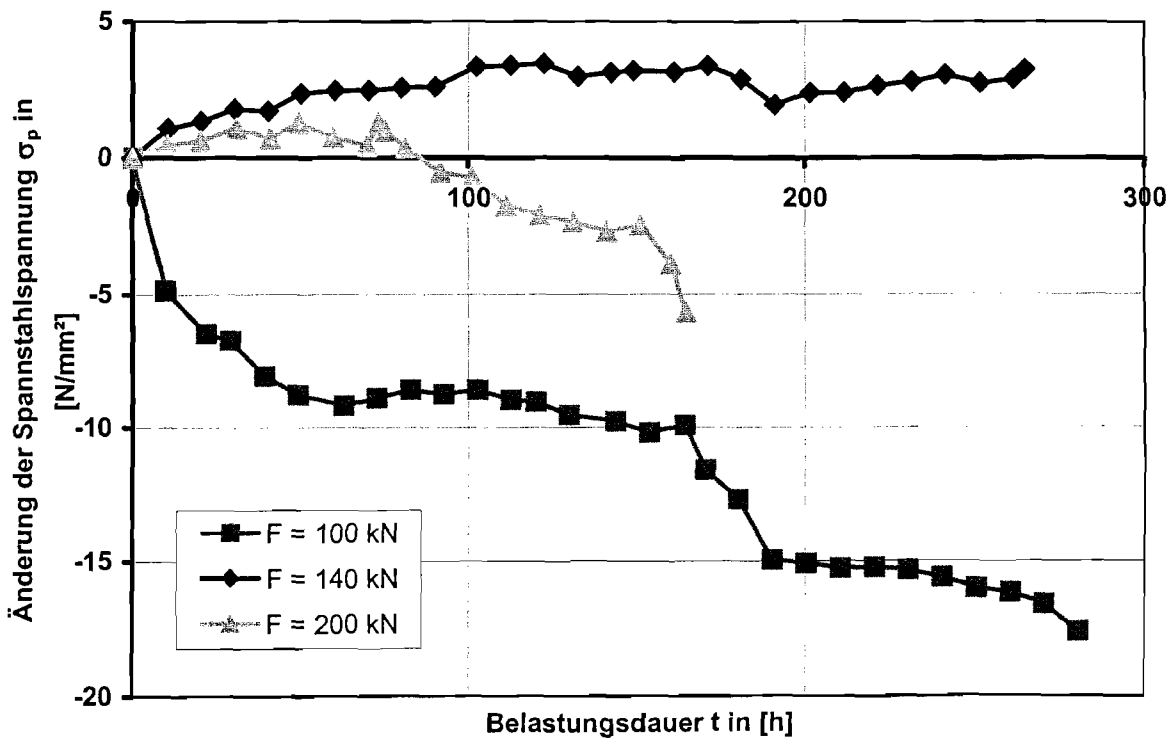


Bild ZK5-20: Änderung der Spannstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

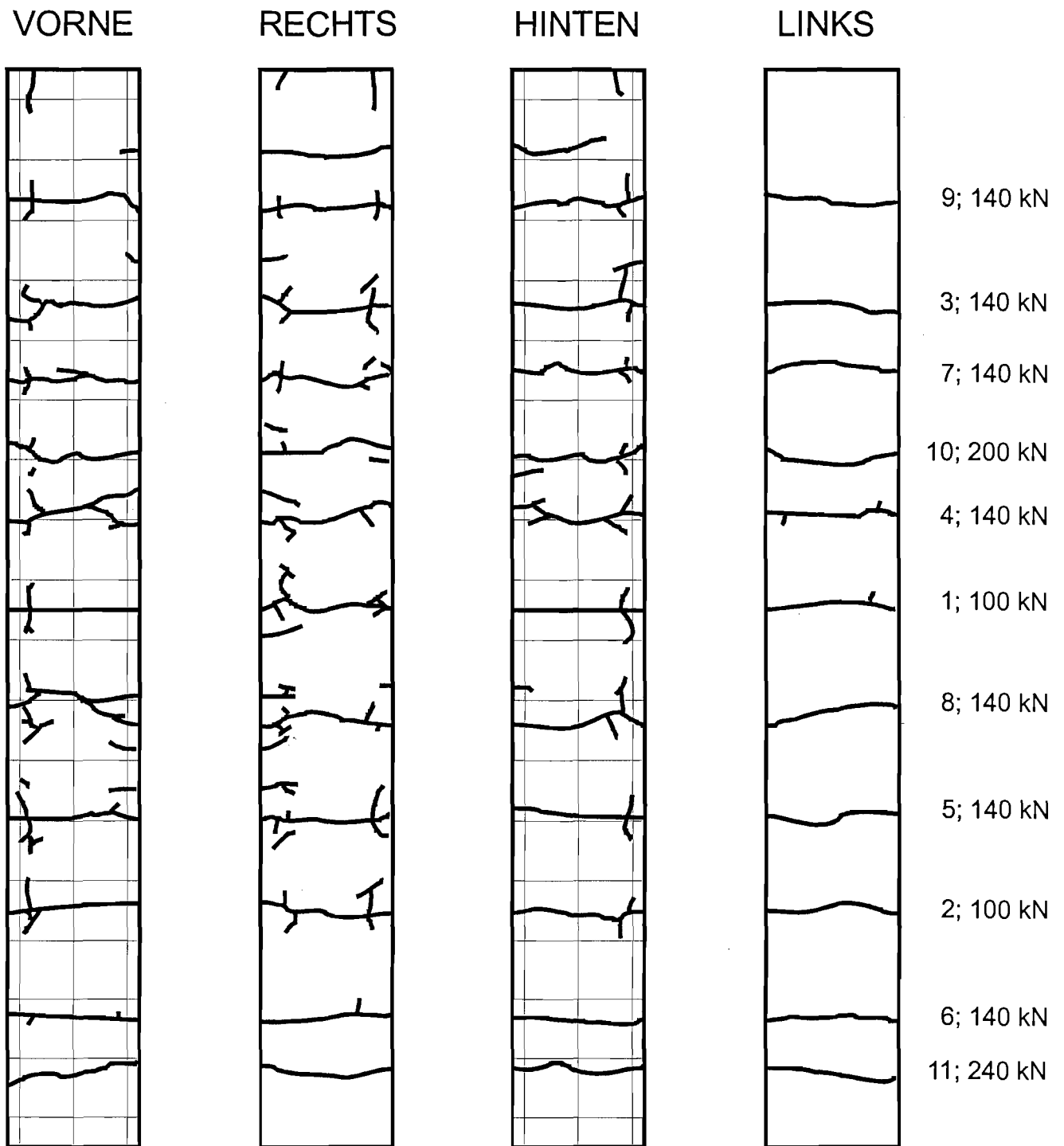
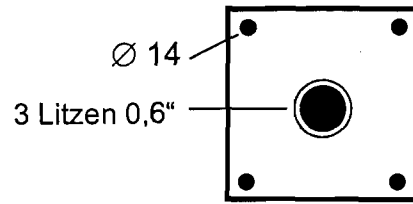


Bild ZK5-21: Rissbild des Versuchskörpers nach Beendigung der Belastung
(Zahlen rechts: Rissentstehungsnummer; Laststufe in kN)

ZK 6

$A_c = 422,51 \text{ cm}^2$
 $A_g = 7,13 \text{ cm}^2$
 $A_s = 6,15 \text{ cm}^2$
 $A_p = 4,21 \text{ cm}^2$
 $A_p/A_s = 0,68$



Baustofffestigkeiten
bei Versuchsbeginn

Beton

Einpressmörtel

$f_c = 75,3 \text{ N/mm}^2$
 $E_c = 28\,200 \text{ N/mm}^2$
 $f_g = 37,0 \text{ N/mm}^2$
 $E_g = 13\,900 \text{ N/mm}^2$

Erstrisslast

$F_R = 120 \text{ kN}$

Kombination
aus statischer und dynami-
scher Belastung

Kriechversuch
 Phase Dynamik
 Kriechversuch
 Phase Dynamik
 Kriechversuch
 Phase Dynamik

$t = 170 \text{ h}$
 2 Lastblöcke à $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$
 $t = 113 \text{ h}$
 2 Lastblöcke à $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$
 $t = 143 \text{ h}$
 1 Lastblock mit $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$
 1 Lastblock mit $6 \cdot 10^5 \text{ LW}$

Spannungsumlagerungen der
Betonstahl- und Spannstahl-
bewehrung

Erstrissbildung
 Ende 1. Kriechversuch
 Ende 1. Phase Dynamik
 Ende 2. Kriechversuch
 Ende 2. Phase Dynamik
 Ende 3. Kriechversuch
 Ende 3. Phase Dynamik
 Versuchsende

$\hat{f}_{us} = 0,87$	$\hat{f}_{up} = 1,18$
$f_{us} = 1,22$	$f_{up} = 0,69$
$f_{us} = 1,28$	$f_{up} = 0,61$
$f_{us} = 1,29$	$f_{up} = 0,58$
$f_{us} = 1,31$	$f_{up} = 0,55$
$f_{us} = 1,20$	$f_{up} = 0,71$
$f_{us} = 1,19$	$f_{up} = 0,73$
$f_{us} = 1,05$	$f_{up} = 0,93$

Rissbreite w an der Sollriss-
stelle und Gesamtdehnung f
in [mm]

Erstrissbildung
 Ende 1. Kriechversuch
 Ende 1. Phase Dynamik
 Ende 2. Kriechversuch
 Ende 2. Phase Dynamik
 Ende 3. Kriechversuch
 Ende 3. Phase Dynamik
 Versuchsende

$w = 0,006$	$f = 0,298$
$w = 0,026$	$f = 0,492$
$w = 0,028$	$f = 0,572$
$w = 0,060$	$f = 0,896$
$w = 0,064$	$f = 0,918$
$w = 0,122$	$f = 1,703$
$w = 0,123$	$f = 1,648$
$w = 0,258$	$f = 3,048$

Rissbild

Mittlerer Rissabstand
 Mittlere Rissbreite
 95 %-Fraktilwert

$s_m = 120 \text{ mm}$
 $w = 0,26 \text{ mm}$
 $w_{95\%} = 0,40 \text{ mm}$

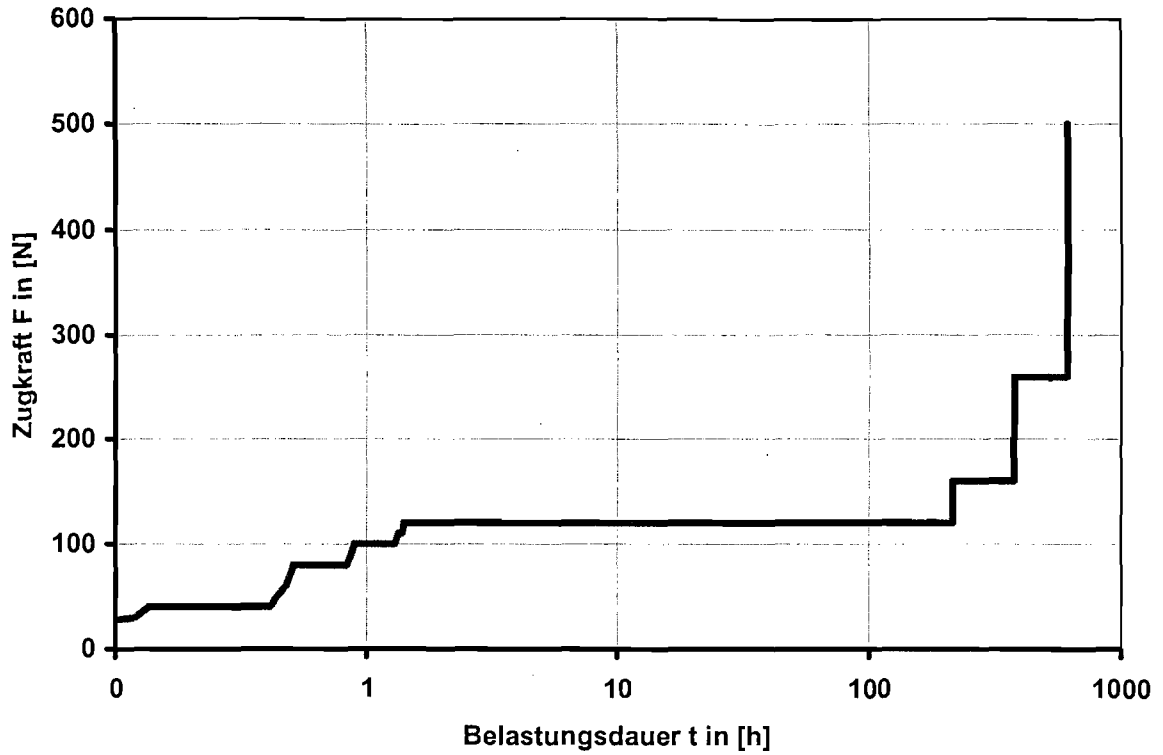


Bild ZK6-1: Lastgeschichte

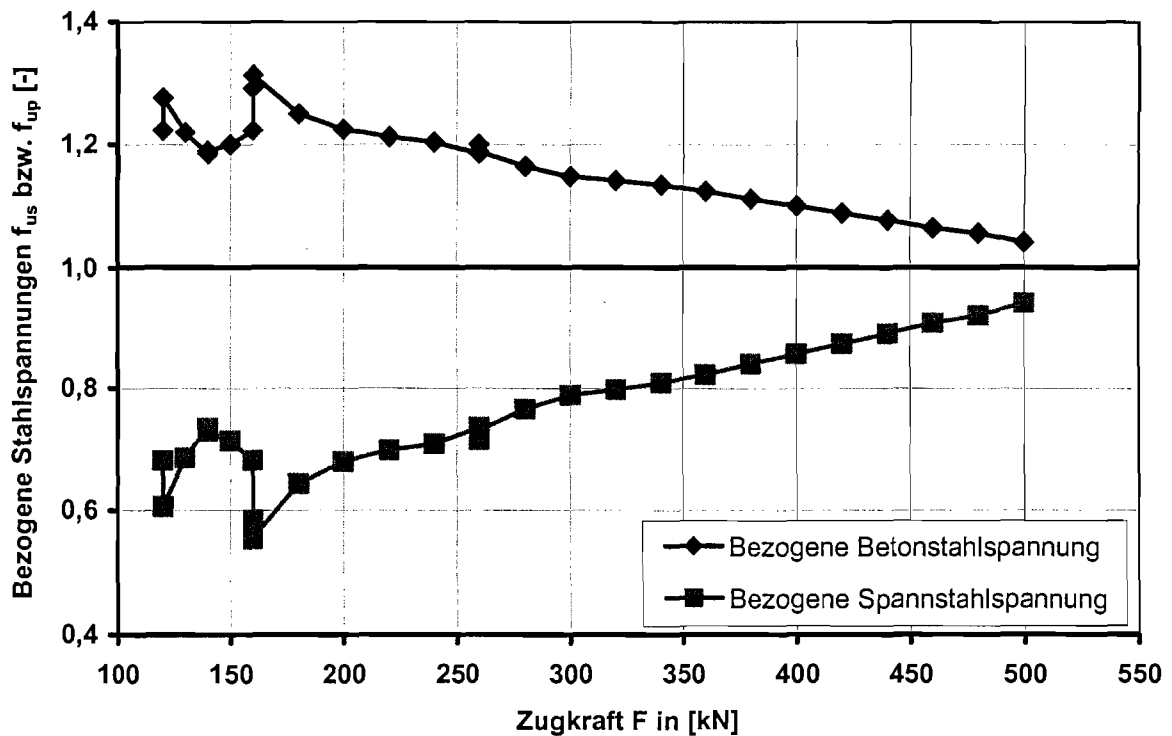


Bild ZK6-2: Spannungsumlagerungen für Betonstahl f_{us} und Spannstahl f_{up} während der gesamten Versuchsdurchführung

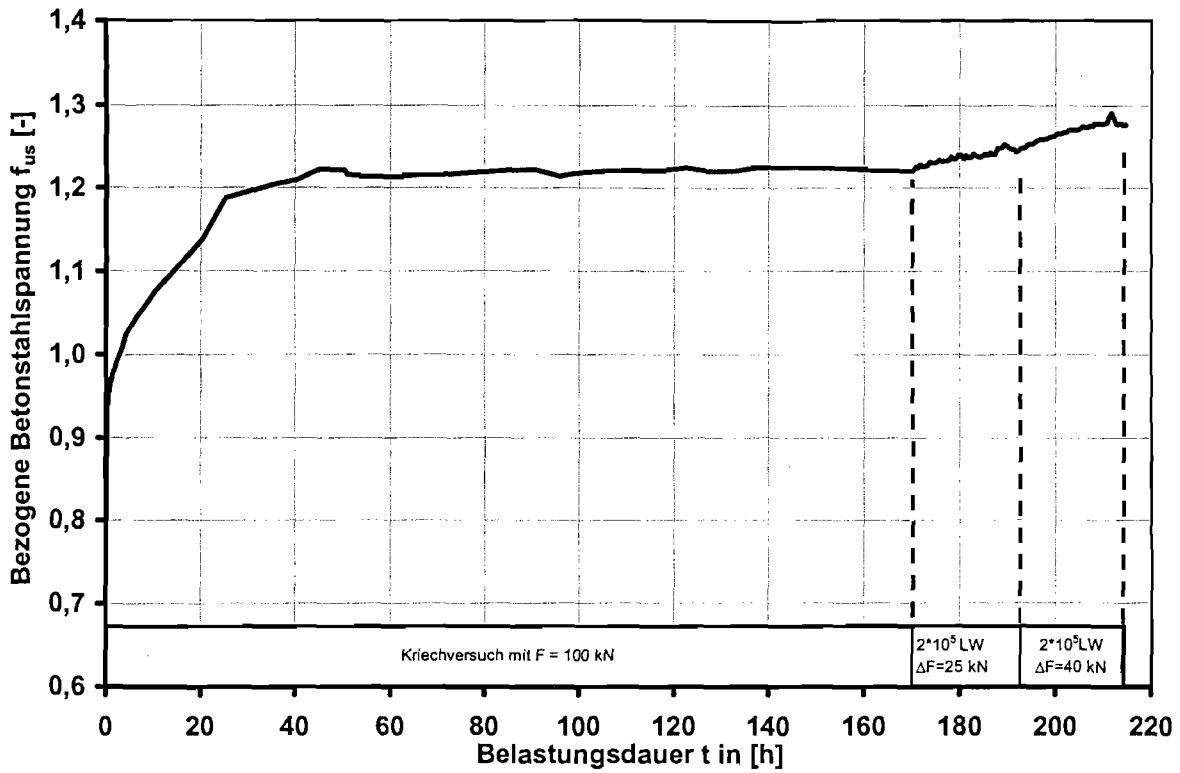


Bild ZK6-3: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Betonstahlspannungen f_{us} im ersten Kriechversuch und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

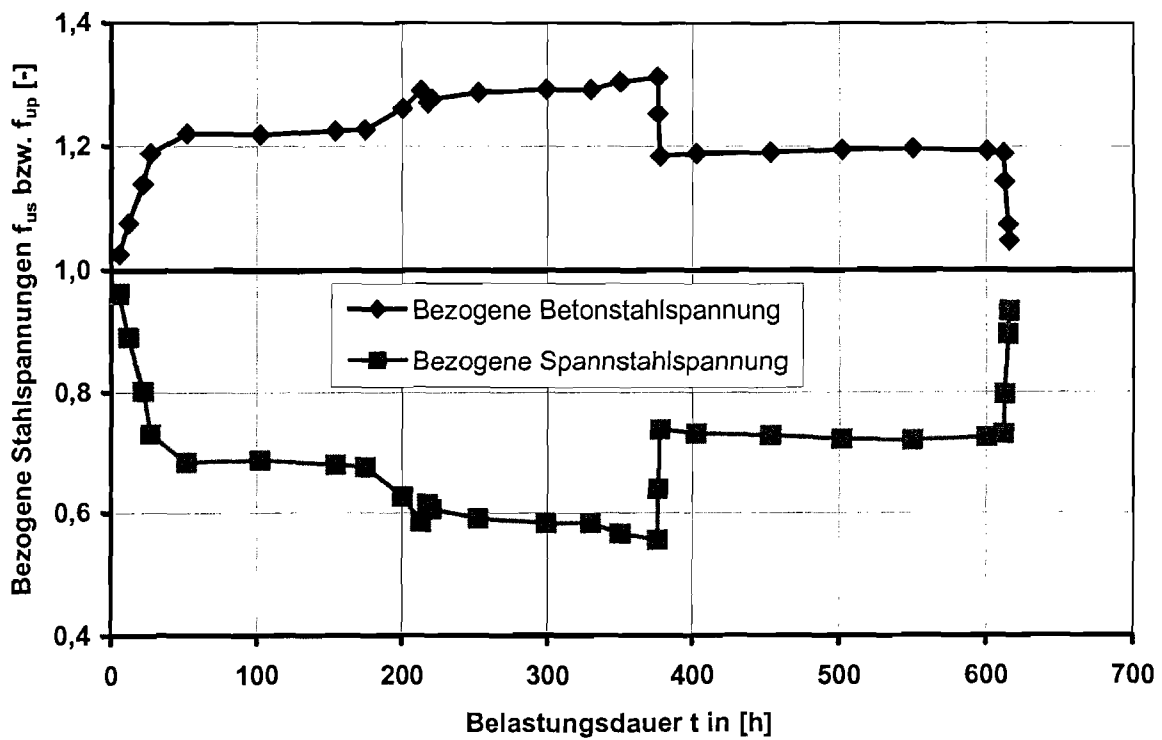


Bild ZK6-4: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Stahlspannungen während der gesamten Versuchsdurchführung

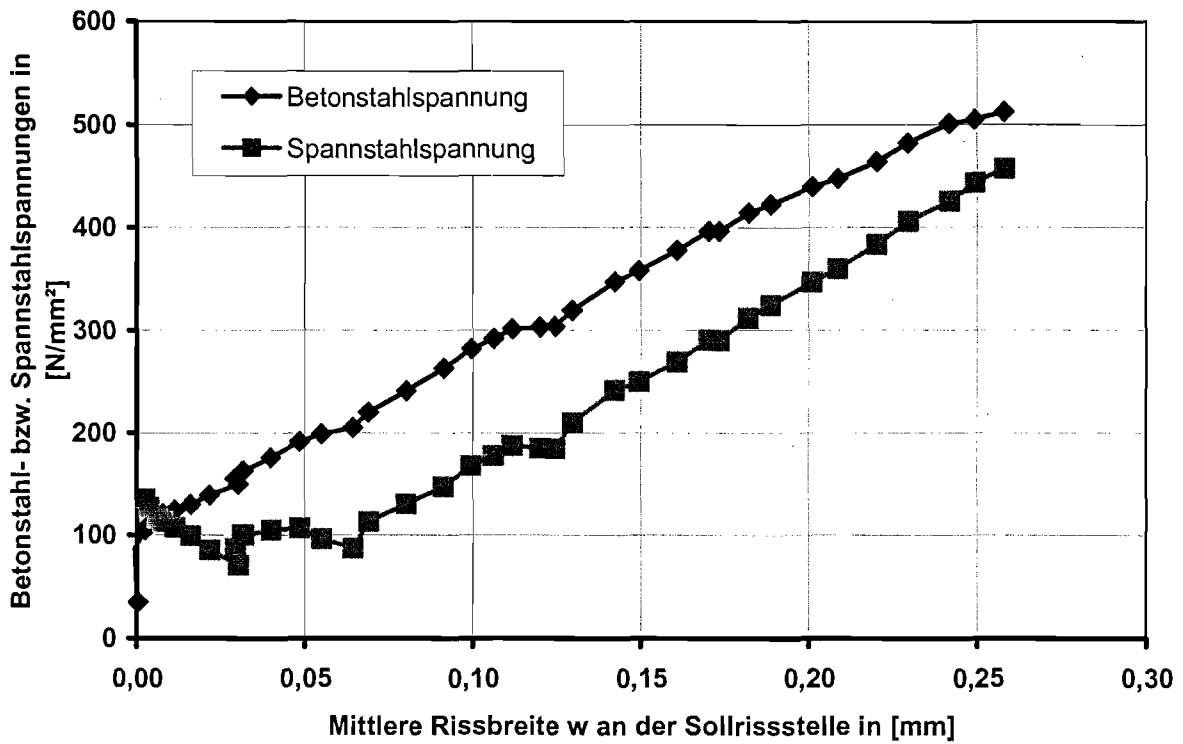


Bild ZK6-5: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Rissbreite an der Sollrissstelle

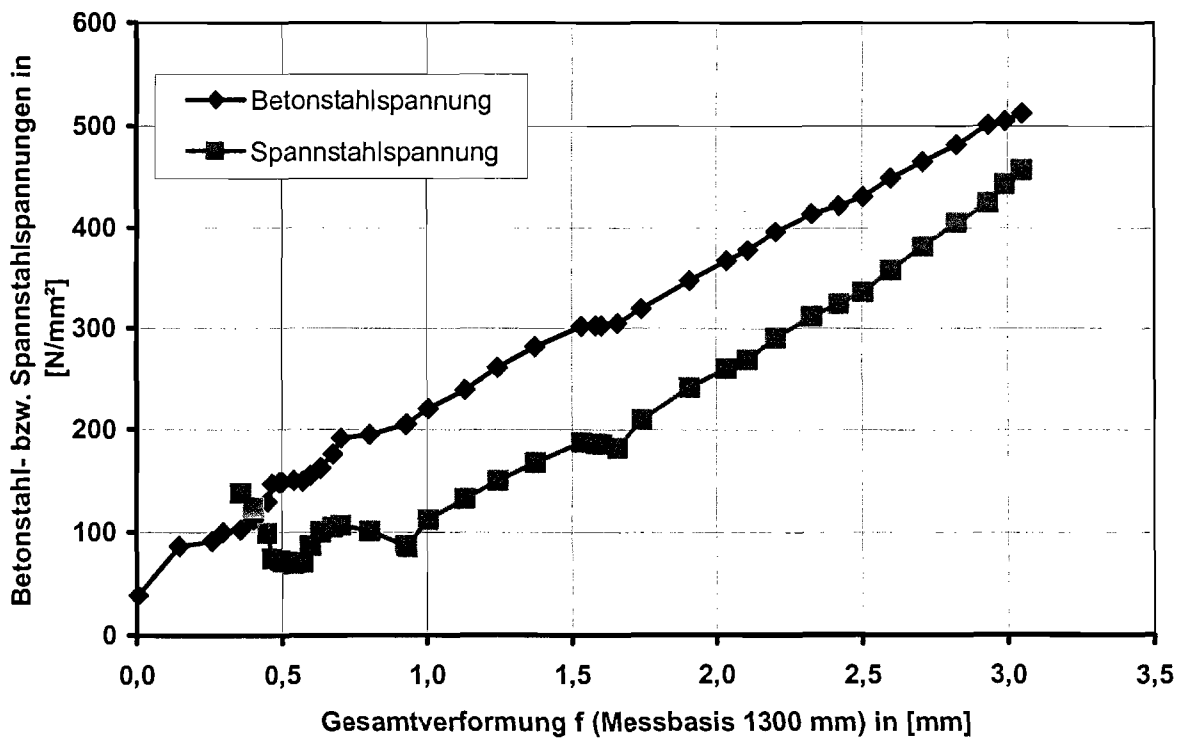


Bild ZK6-6: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Gesamtdehnung

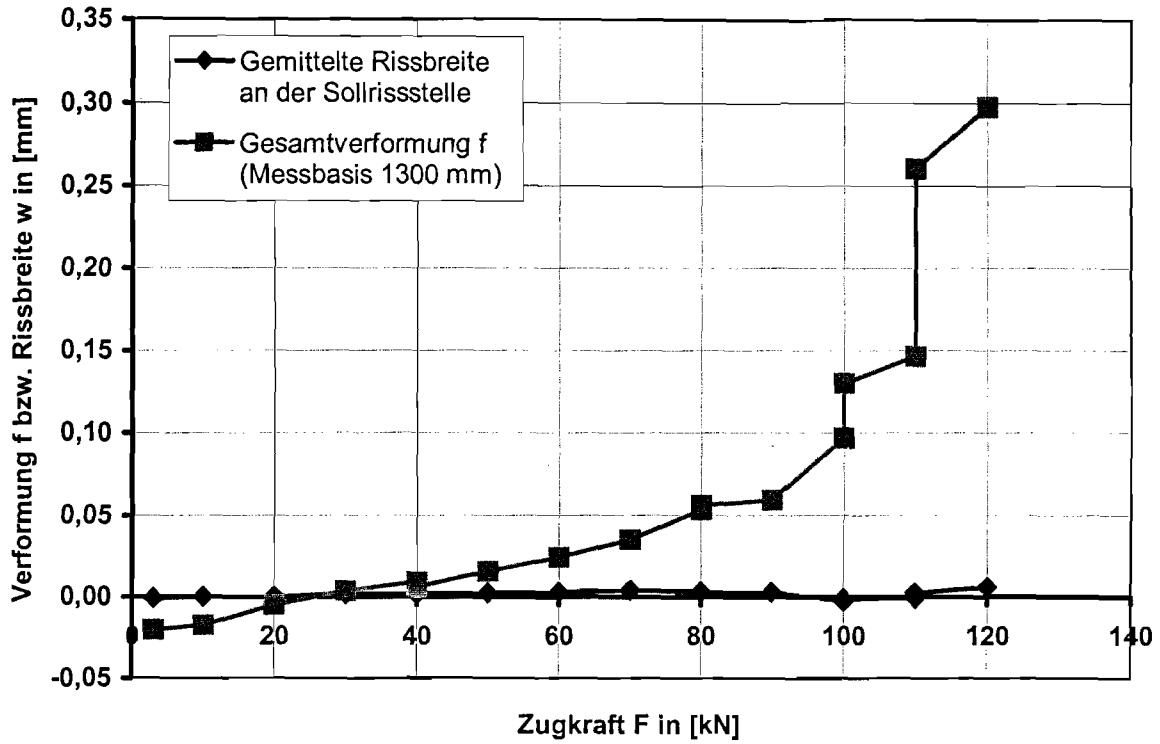


Bild ZK6-7: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei der Erstbelastung

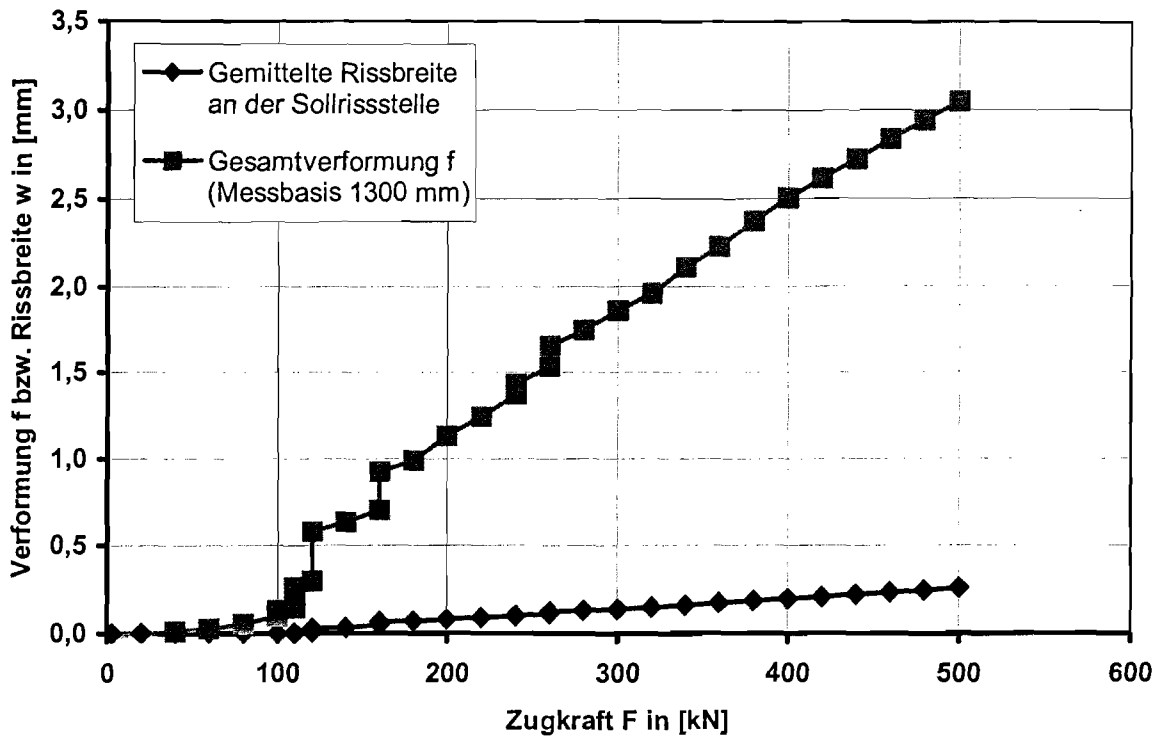


Bild ZK6-8: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei Belastung bis zum abgeschlossenen Rissbild

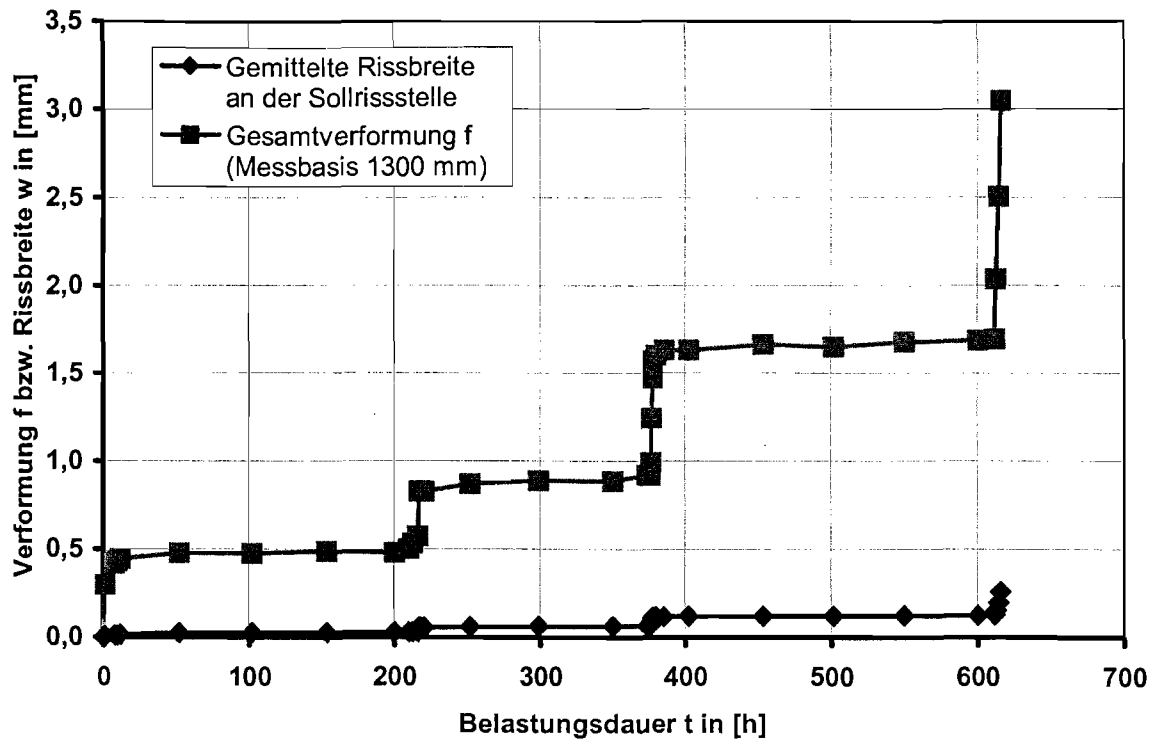


Bild ZK6-9: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung

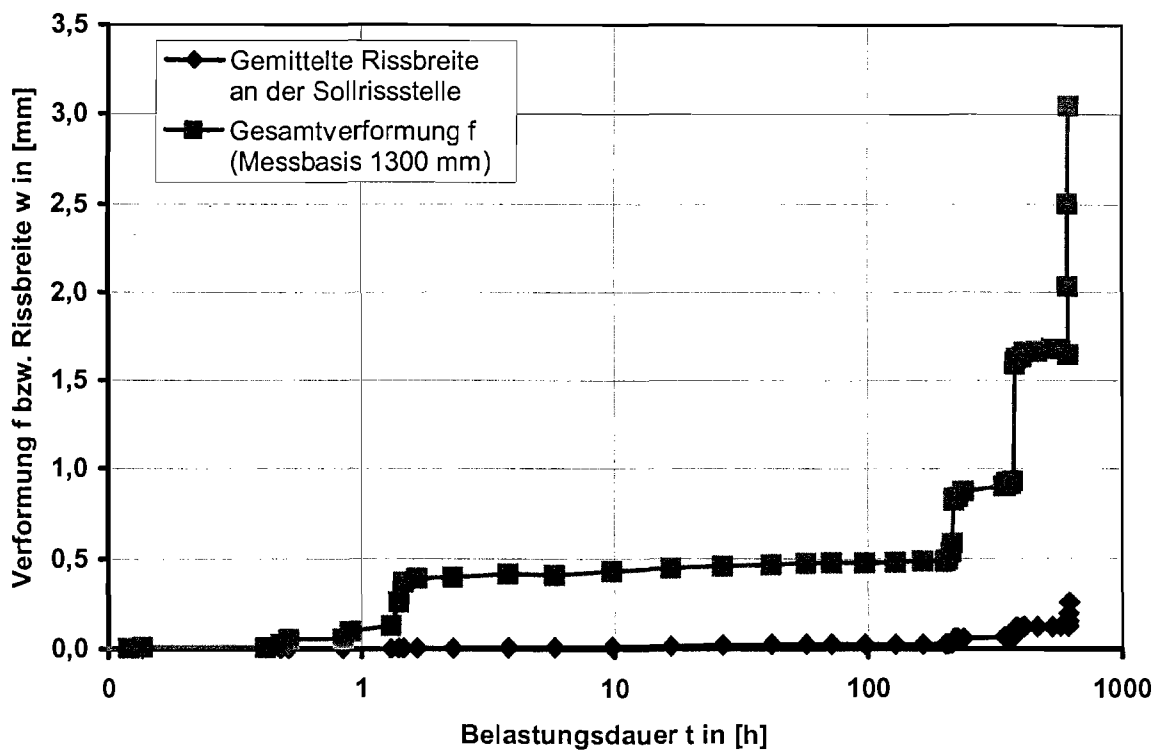


Bild ZK6-10: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

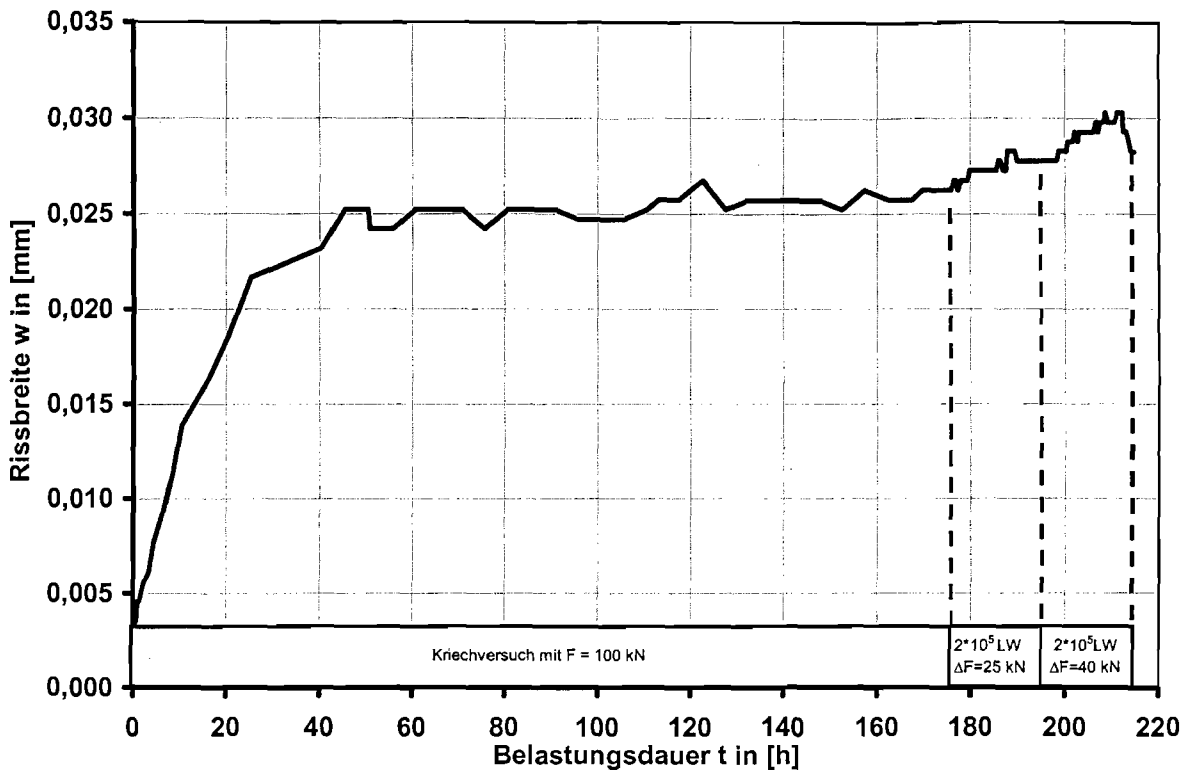


Bild ZK6-11: Zuwachs der Rissbreite w bei dem ersten Kriechversuch mit $F = 120 \text{ kN}$ und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

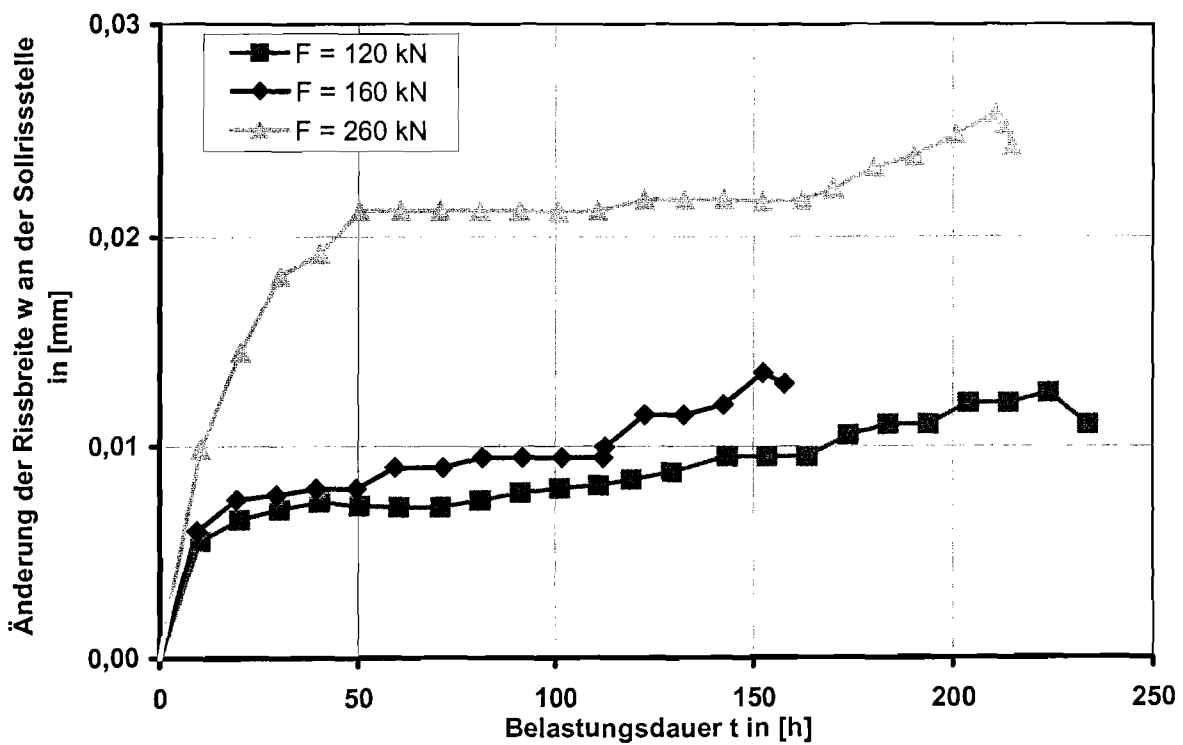


Bild ZK6-12: Zunahme der Rissbreite w an der Sollrissstelle während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

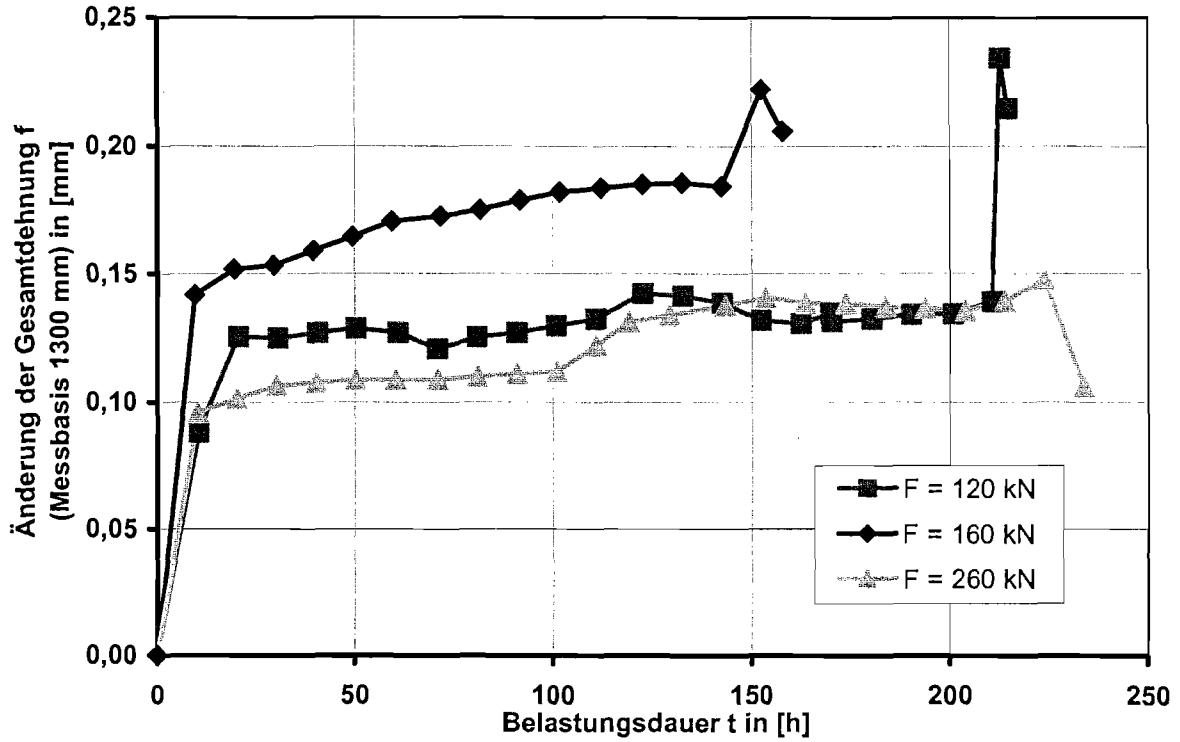


Bild ZK6-13: Zunahme der Gesamtdehnung f während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

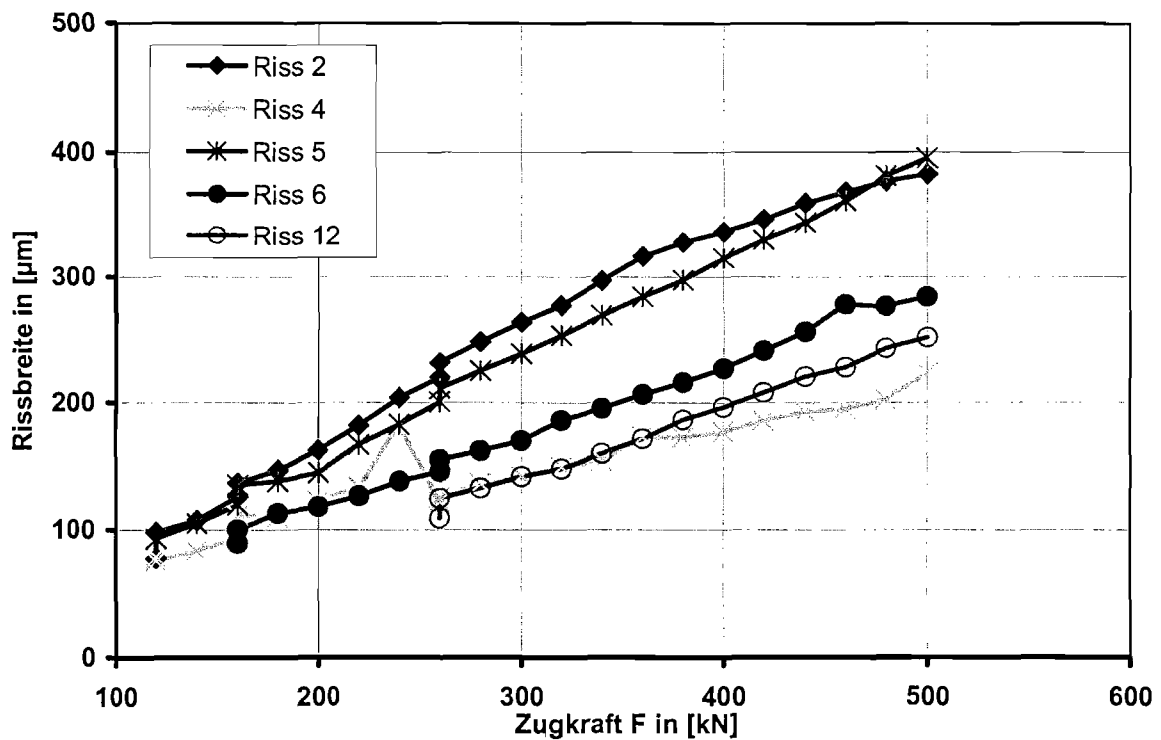


Bild ZK6-14: Entwicklung ausgewählter Risse bis zum abgeschlossenem Rissbild

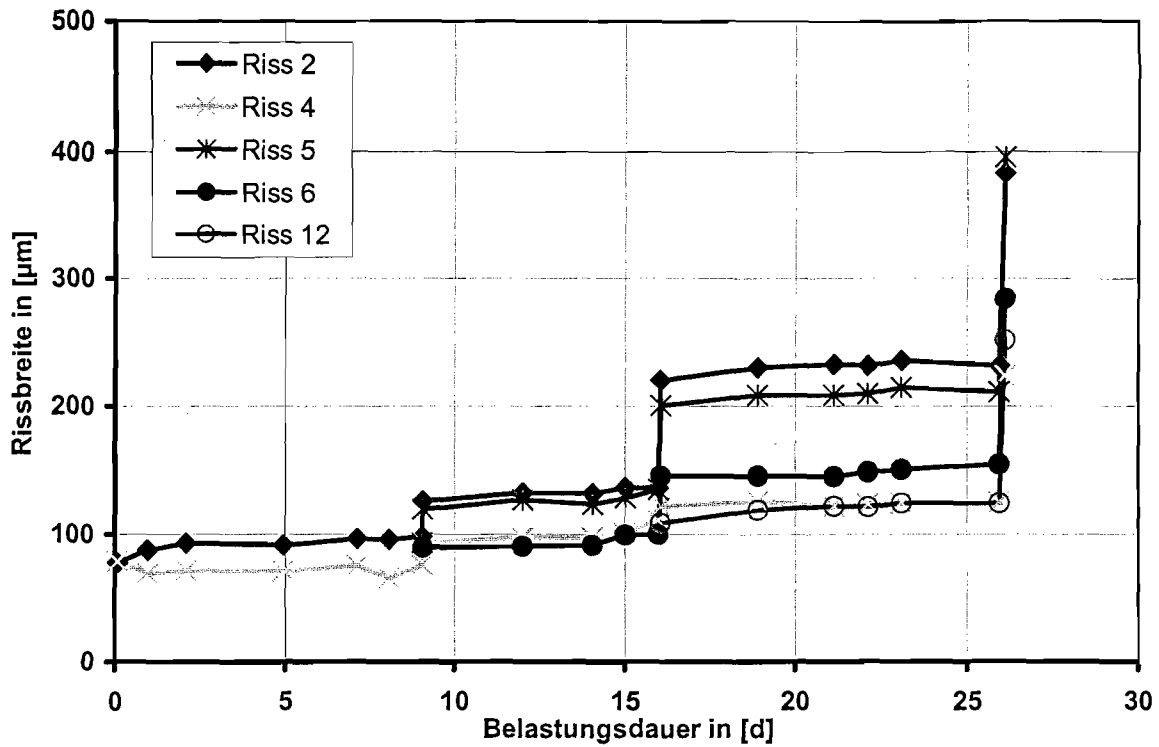


Bild ZK6-15: Entwicklung der einzelnen Risse während der gesamten Versuchsdurchführung

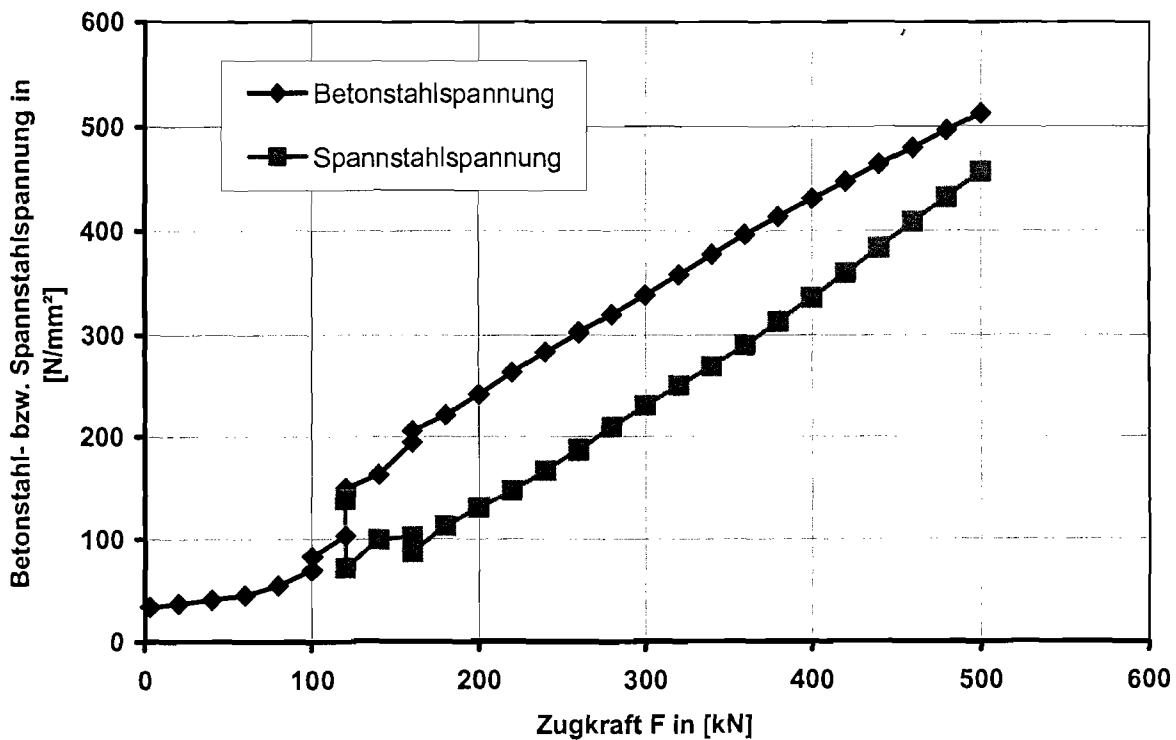


Bild ZK6-16: Zunahme der Spannungen der Betonstäbe und des Spannstahls bis zum abgeschlossenen Rißbild

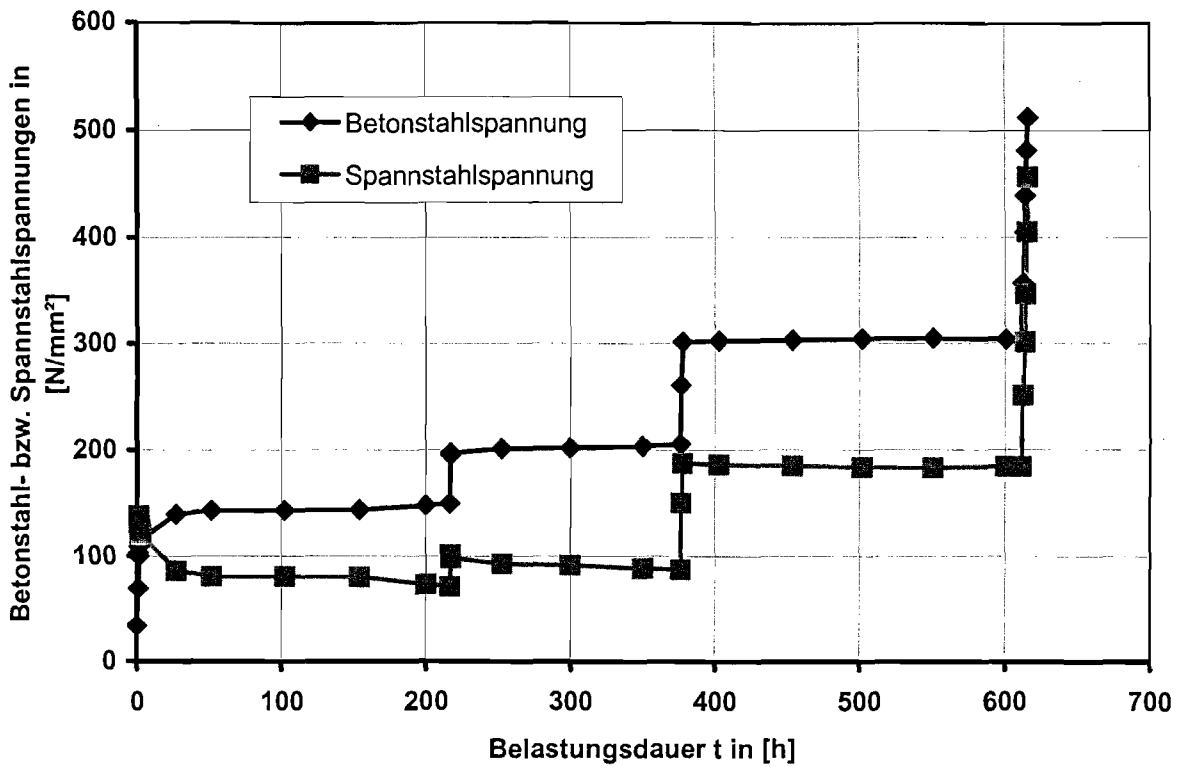


Bild ZK6-17: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung

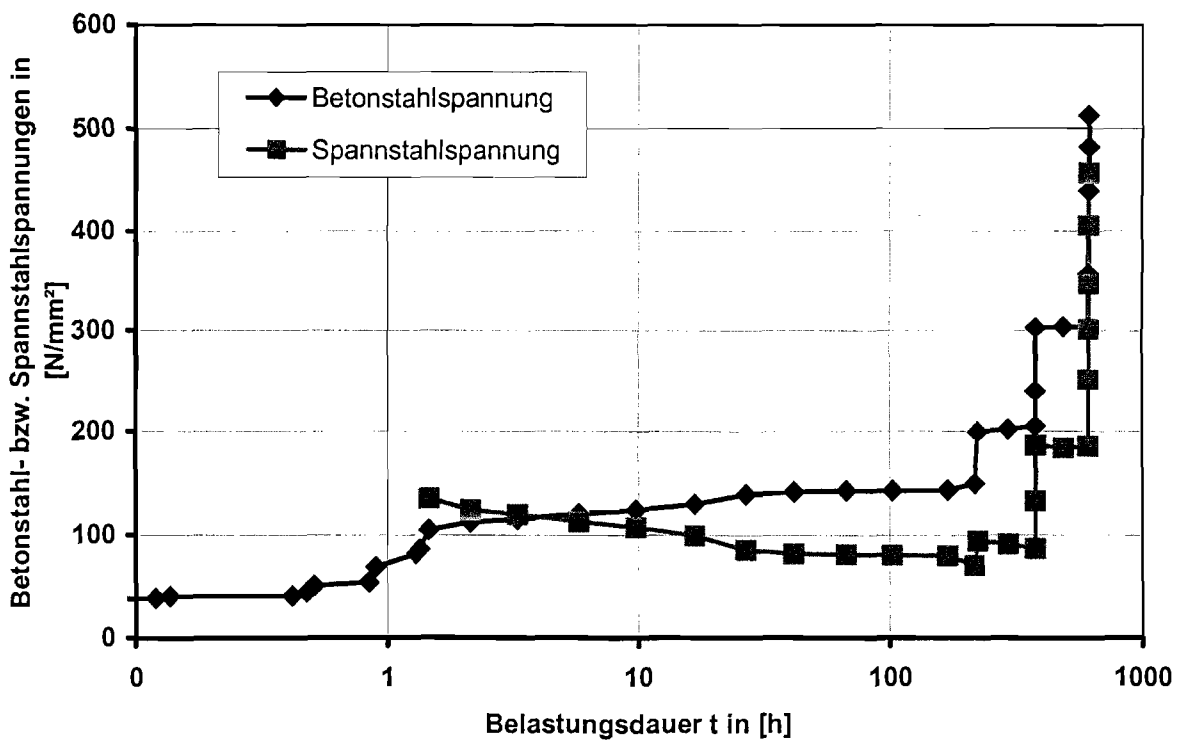


Bild ZK6-18: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

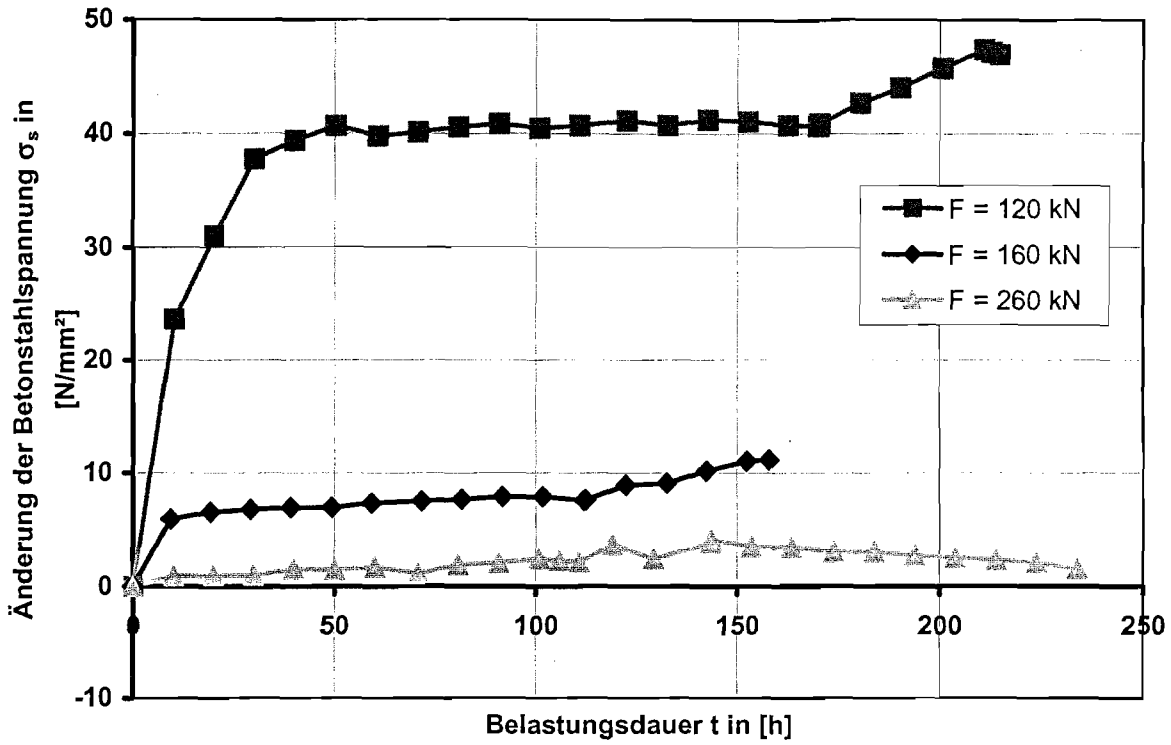


Bild ZK6-19: Änderung der Betonstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

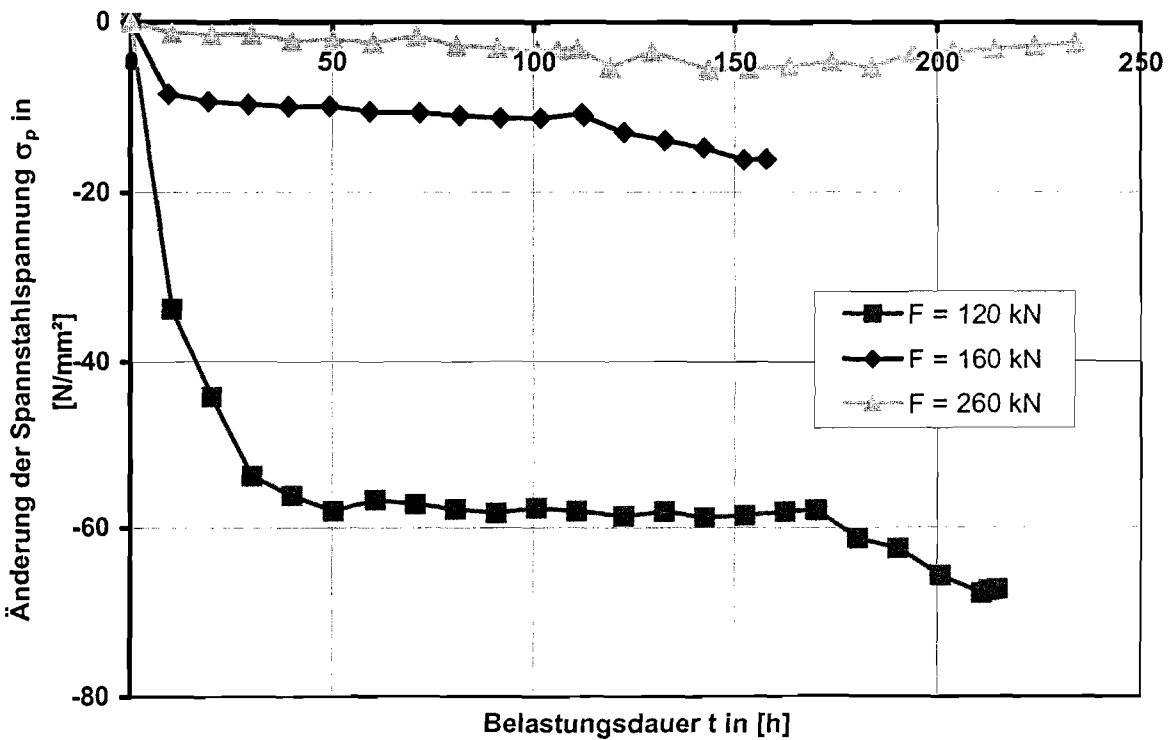


Bild ZK6-20: Änderung der Spannstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

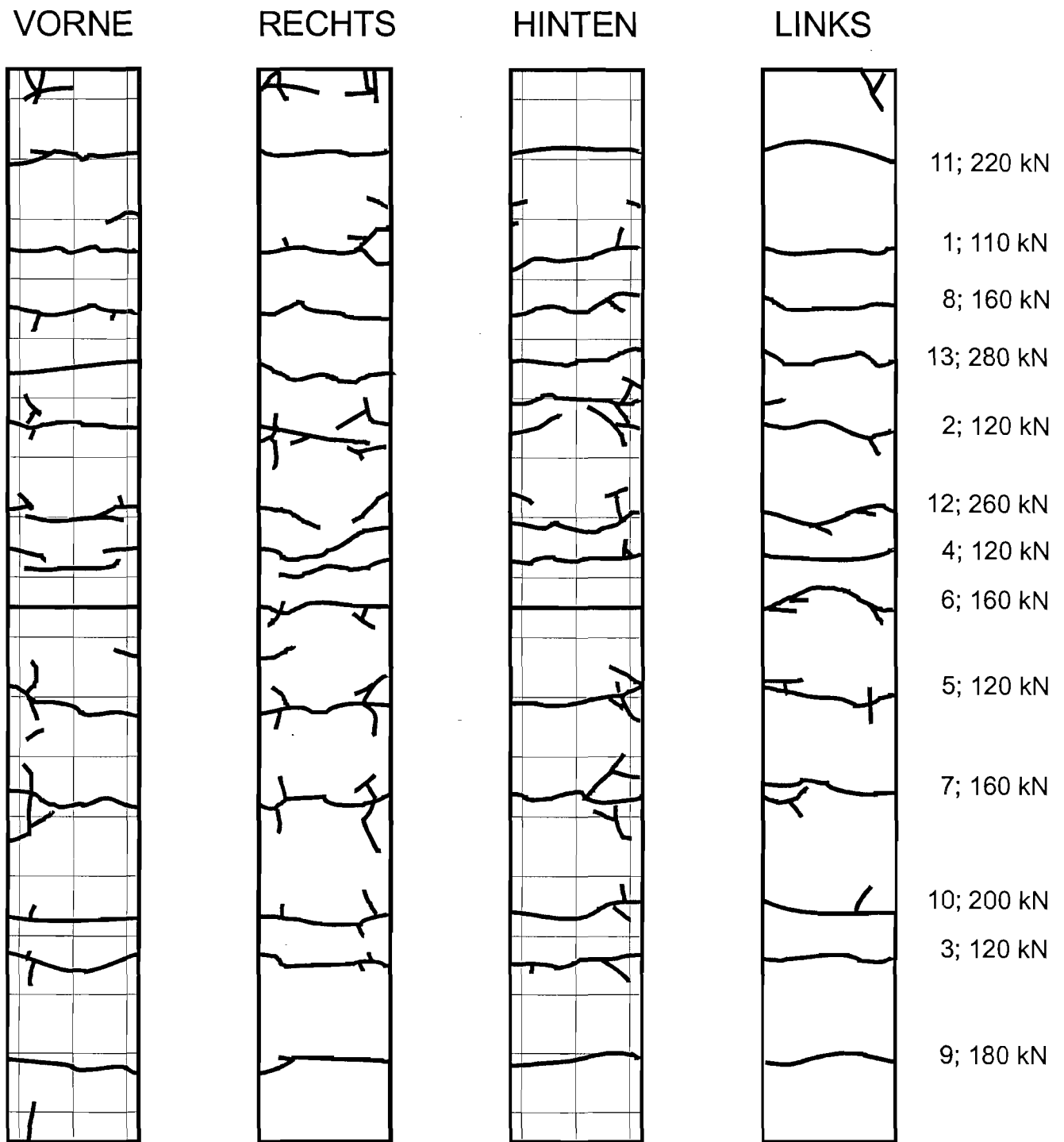
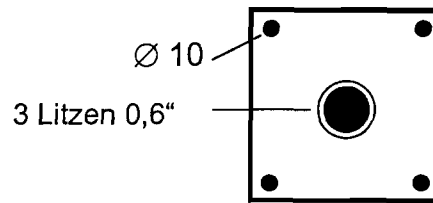


Bild ZK6-21: Rissbild des Versuchskörpers nach Beendigung der Belastung
(Zahlen rechts: Rissentstehungsnummer; Laststufe in kN)

ZK 7

$A_c = 425,52 \text{ cm}^2$
 $A_g = 7,13 \text{ cm}^2$
 $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$
 $A_p = 4,21 \text{ cm}^2$
 $A_p/A_s = 1,34$



Baustofffestigkeiten bei Versuchsbeginn	Beton Einpressmörtel	$f_c = 103,3 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 41\,700 \text{ N/mm}^2$ $f_g = 58,7 \text{ N/mm}^2$ $E_g = 13\,400 \text{ N/mm}^2$												
Erstrisslast		$F_R = 180 \text{ kN}$												
Kombination aus statischer und dynamischer Belastung	Kriechversuch Phase Dynamik Kriechversuch Phase Dynamik	$t = 178 \text{ h}$ 1 Lastblock mit $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$ 1 Lastblock mit $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$ $t = 130 \text{ h}$ 1 Lastblock mit $2 \cdot 10^5 \text{ LW}$ 1 Lastblock mit $8 \cdot 10^5 \text{ LW}$												
Spannungumlagerungen der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung	Erstrissbildung Ende 1. Kriechversuch Ende 1. Phase Dynamik Ende 2. Kriechversuch Ende 2. Phase Dynamik Versuchsende	<table border="0"> <tr> <td>$f_{us} = 1,52$</td> <td>$f_{up} = 0,63$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,59$</td> <td>$f_{up} = 0,58$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,61$</td> <td>$f_{up} = 0,57$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,45$</td> <td>$f_{up} = 0,69$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,44$</td> <td>$f_{up} = 0,69$</td> </tr> <tr> <td>$f_{us} = 1,26$</td> <td>$f_{up} = 0,81$</td> </tr> </table>	$f_{us} = 1,52$	$f_{up} = 0,63$	$f_{us} = 1,59$	$f_{up} = 0,58$	$f_{us} = 1,61$	$f_{up} = 0,57$	$f_{us} = 1,45$	$f_{up} = 0,69$	$f_{us} = 1,44$	$f_{up} = 0,69$	$f_{us} = 1,26$	$f_{up} = 0,81$
$f_{us} = 1,52$	$f_{up} = 0,63$													
$f_{us} = 1,59$	$f_{up} = 0,58$													
$f_{us} = 1,61$	$f_{up} = 0,57$													
$f_{us} = 1,45$	$f_{up} = 0,69$													
$f_{us} = 1,44$	$f_{up} = 0,69$													
$f_{us} = 1,26$	$f_{up} = 0,81$													
Rissbreite w an der Sollrissstelle und Gesamtdehnung f in [mm]	Erstrissbildung Ende 1. Kriechversuch Ende 1. Phase Dynamik Ende 2. Kriechversuch Ende 2. Phase Dynamik Versuchsende	<table border="0"> <tr> <td>$w = 0,197$</td> <td>$f = 0,229$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,239$</td> <td>$f = 0,328$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,244$</td> <td>$f = 0,309$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,386$</td> <td>$f = 1,365$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,393$</td> <td>$f = 1,400$</td> </tr> <tr> <td>$w = 0,512$</td> <td>$f = 1,649$</td> </tr> </table>	$w = 0,197$	$f = 0,229$	$w = 0,239$	$f = 0,328$	$w = 0,244$	$f = 0,309$	$w = 0,386$	$f = 1,365$	$w = 0,393$	$f = 1,400$	$w = 0,512$	$f = 1,649$
$w = 0,197$	$f = 0,229$													
$w = 0,239$	$f = 0,328$													
$w = 0,244$	$f = 0,309$													
$w = 0,386$	$f = 1,365$													
$w = 0,393$	$f = 1,400$													
$w = 0,512$	$f = 1,649$													
Rissbild	Mittlerer Rissabstand Mittlere Rissbreite 95 %-Fraktilwert	$s_m = 257 \text{ mm}$ $w = 0,34 \text{ mm}$ $w_{95\%} = 0,52 \text{ mm}$												

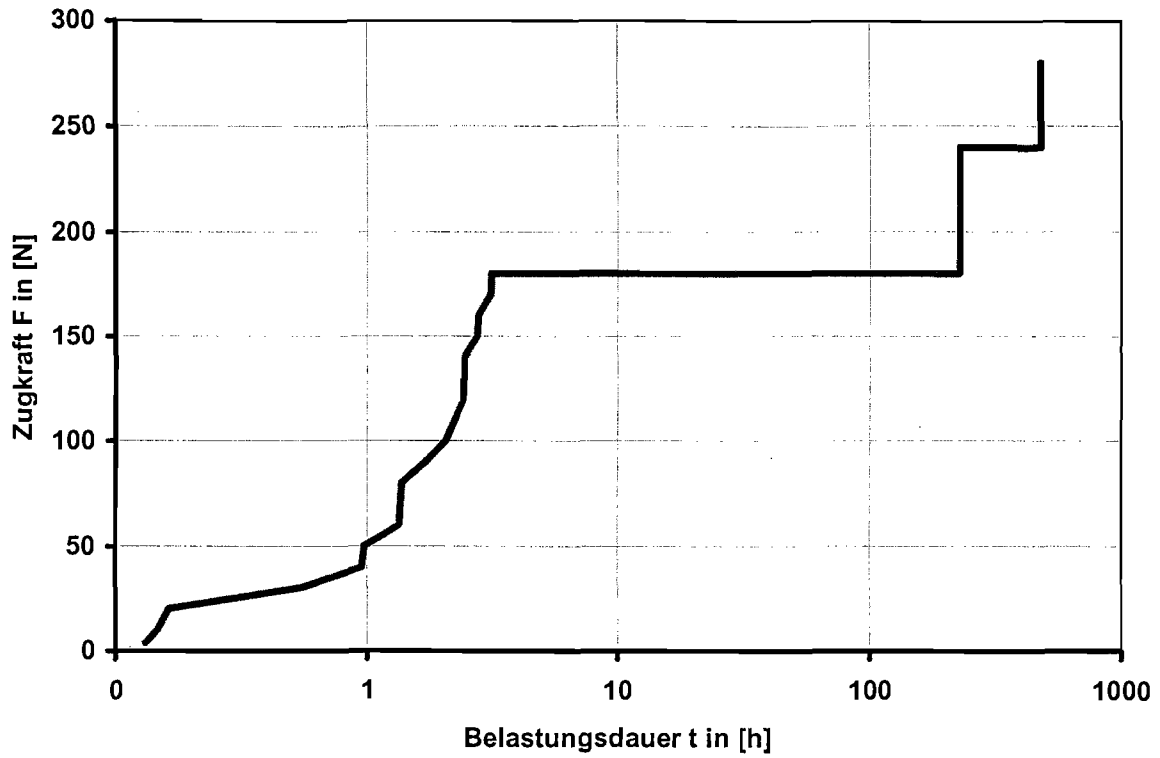


Bild ZK7-1: Lastgeschichte

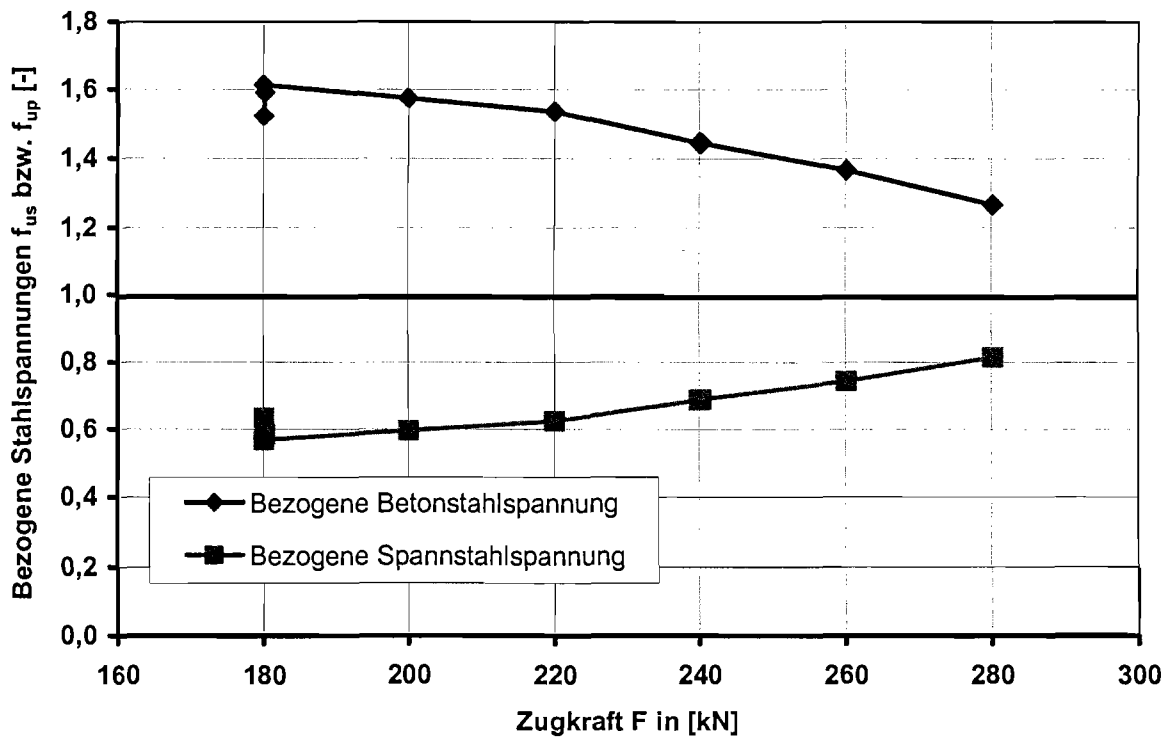


Bild ZK7-2: Spannungumlagerungen für Betonstahl f_{us} und Spannstahl f_{up} während der gesamten Versuchsdurchführung

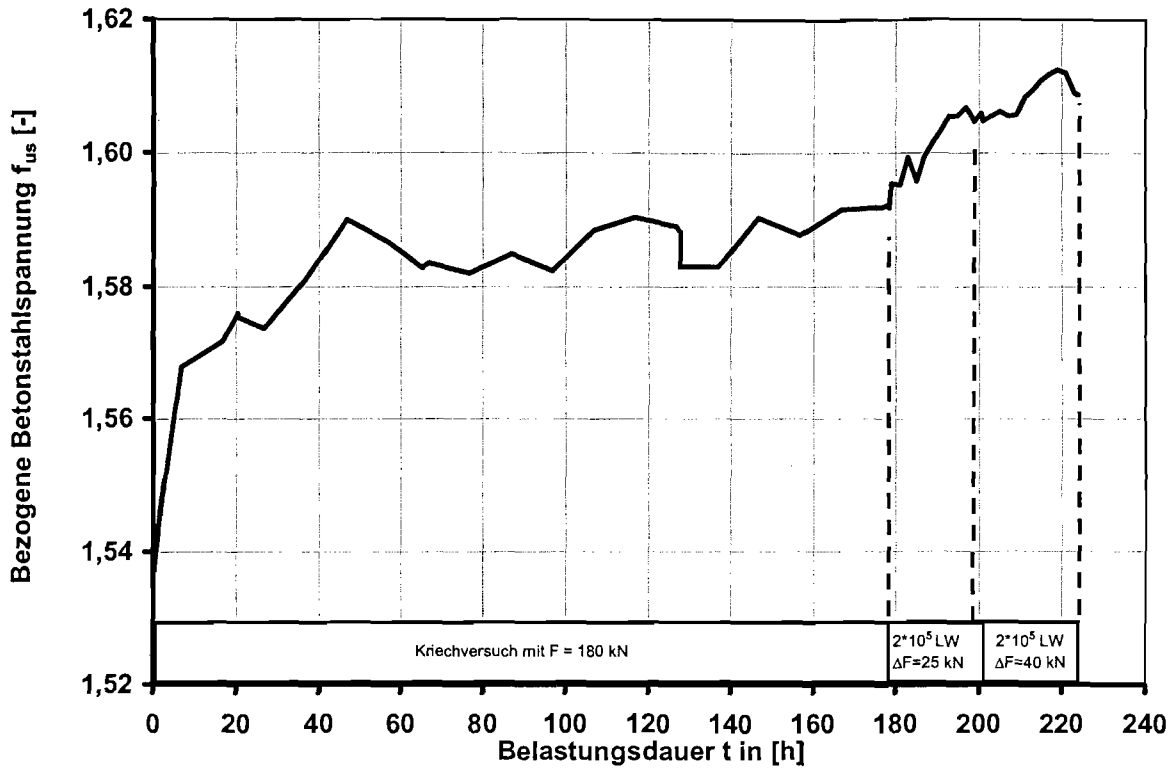


Bild ZK7-3: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Betonstahlspannungen f_{us} im ersten Kriechversuch und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

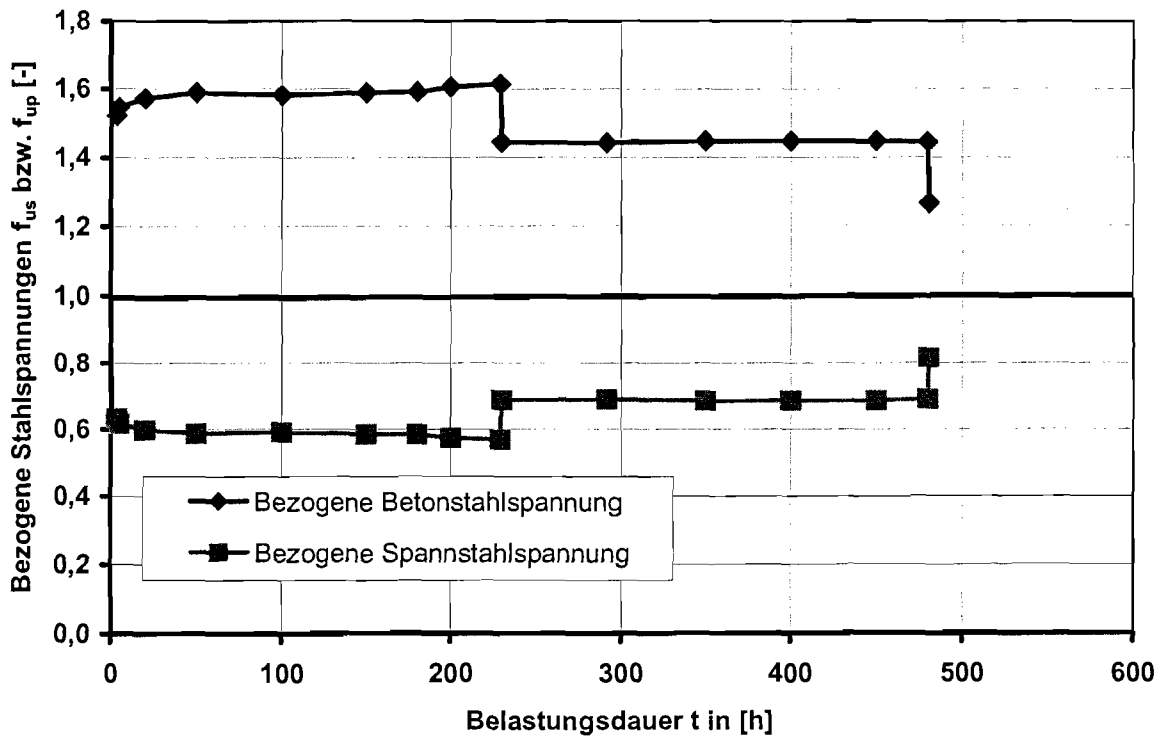


Bild ZK7-4: Zeitliche Entwicklung der bezogenen Stahlspannungen während der gesamten Versuchsdurchführung

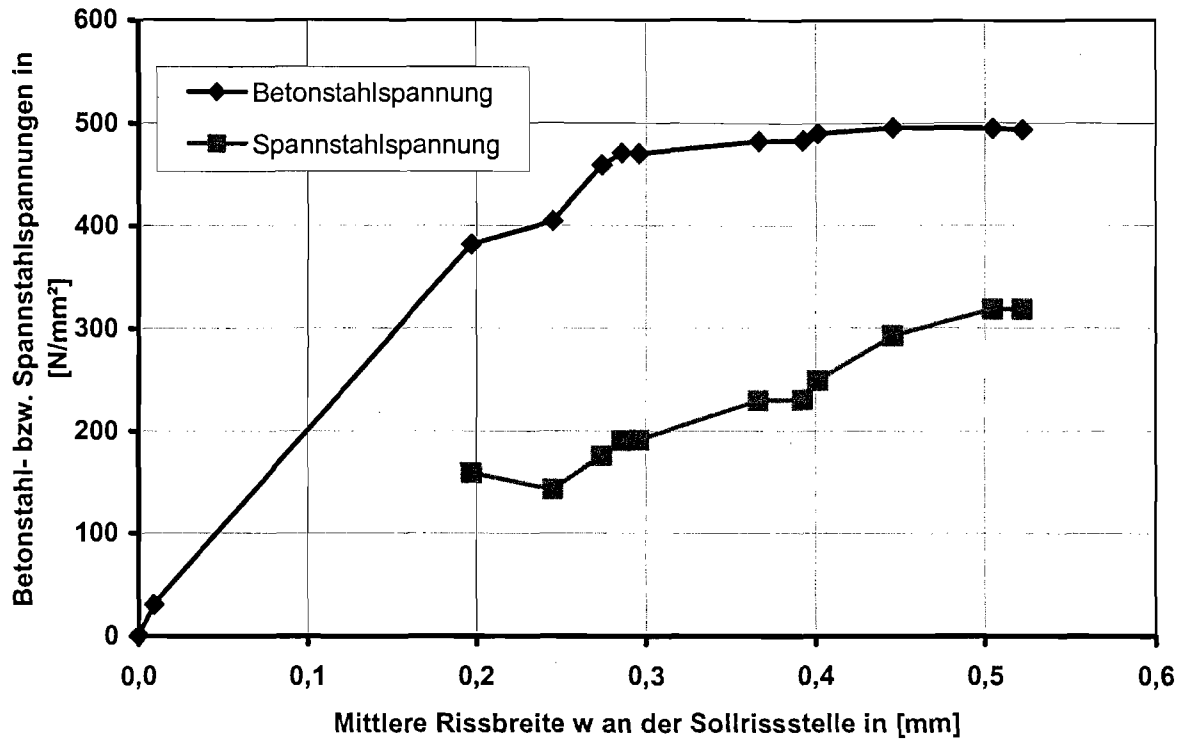


Bild ZK7-5: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Rissbreite an der Sollrissstelle

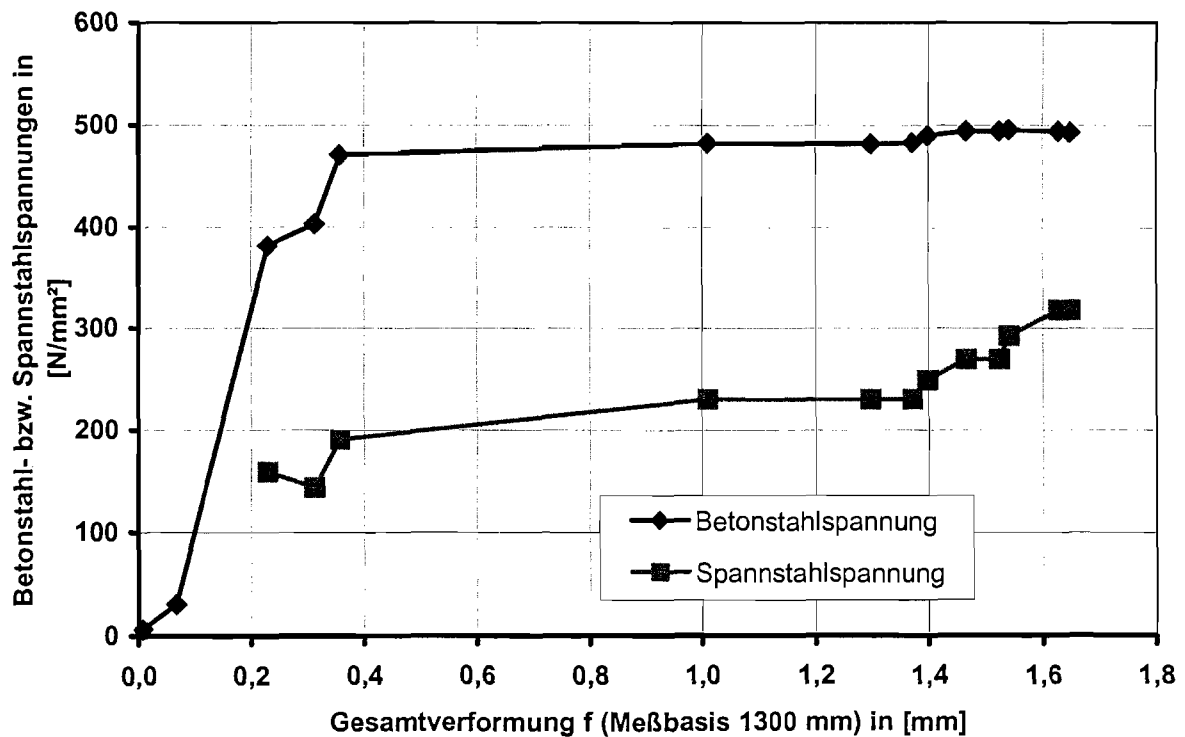


Bild ZK7-6: Spannungsdehnungslinie des Versuchskörpers bezogen auf die Gesamtdehnung

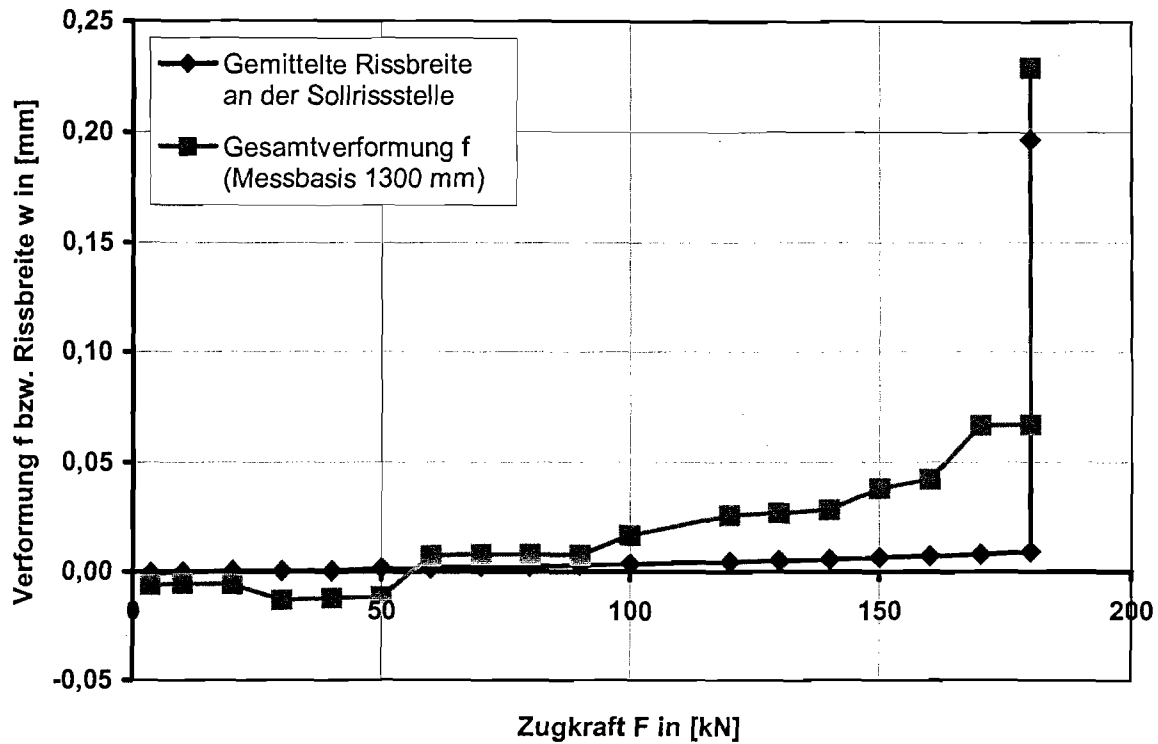


Bild ZK7-7: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei der Erstbelastung

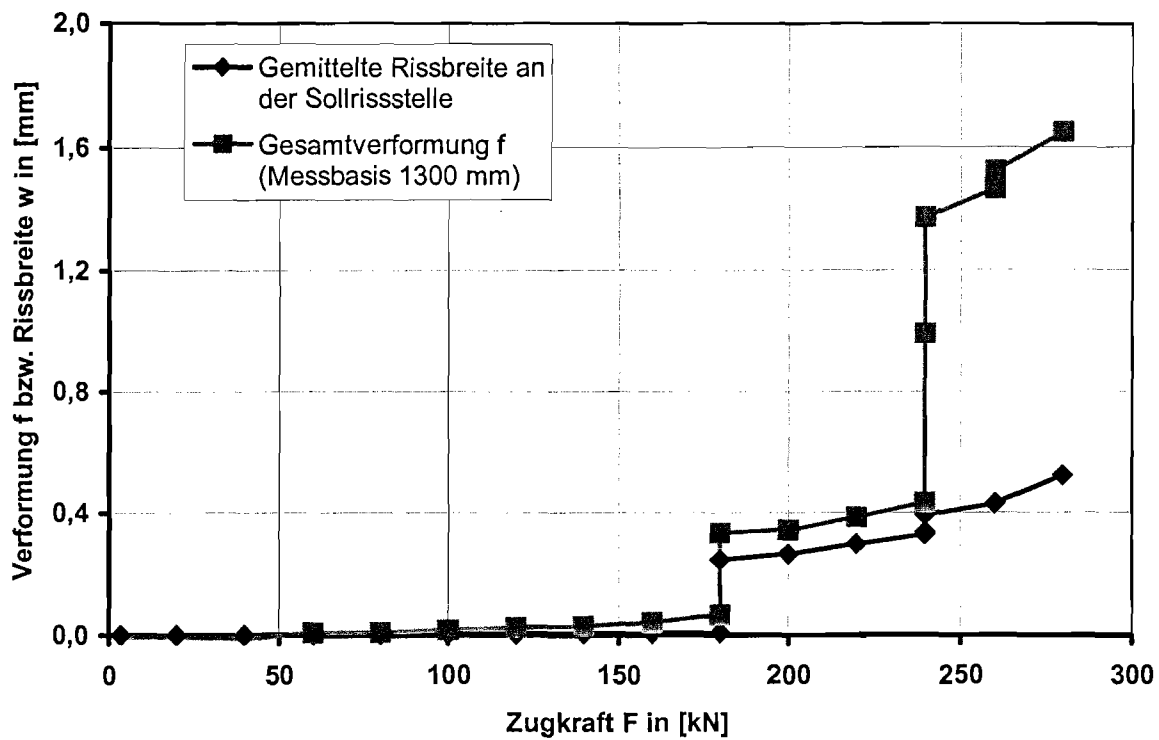


Bild ZK7-8: Gesamtverformung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle bei Belastung bis zum abgeschlossenen Rissbild

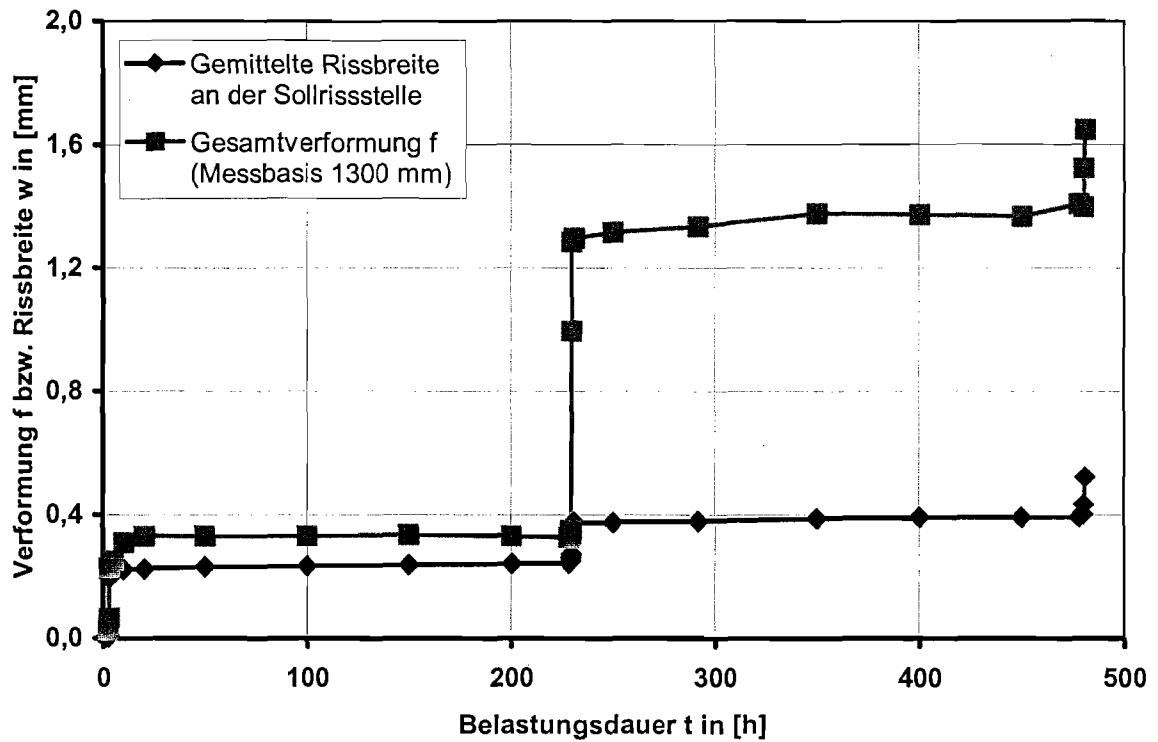


Bild ZK7-9: Gesamtvormung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung

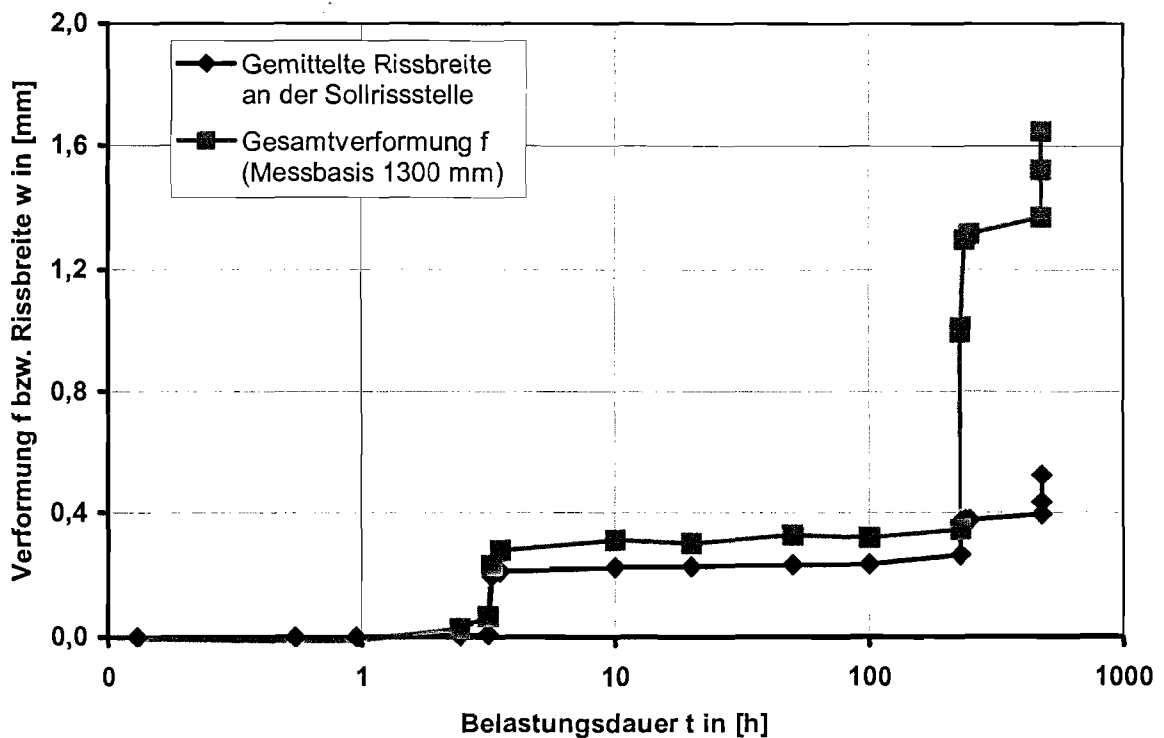


Bild ZK7-10: Gesamtvormung f und gemittelte Rissbreite w an der Sollrissstelle während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

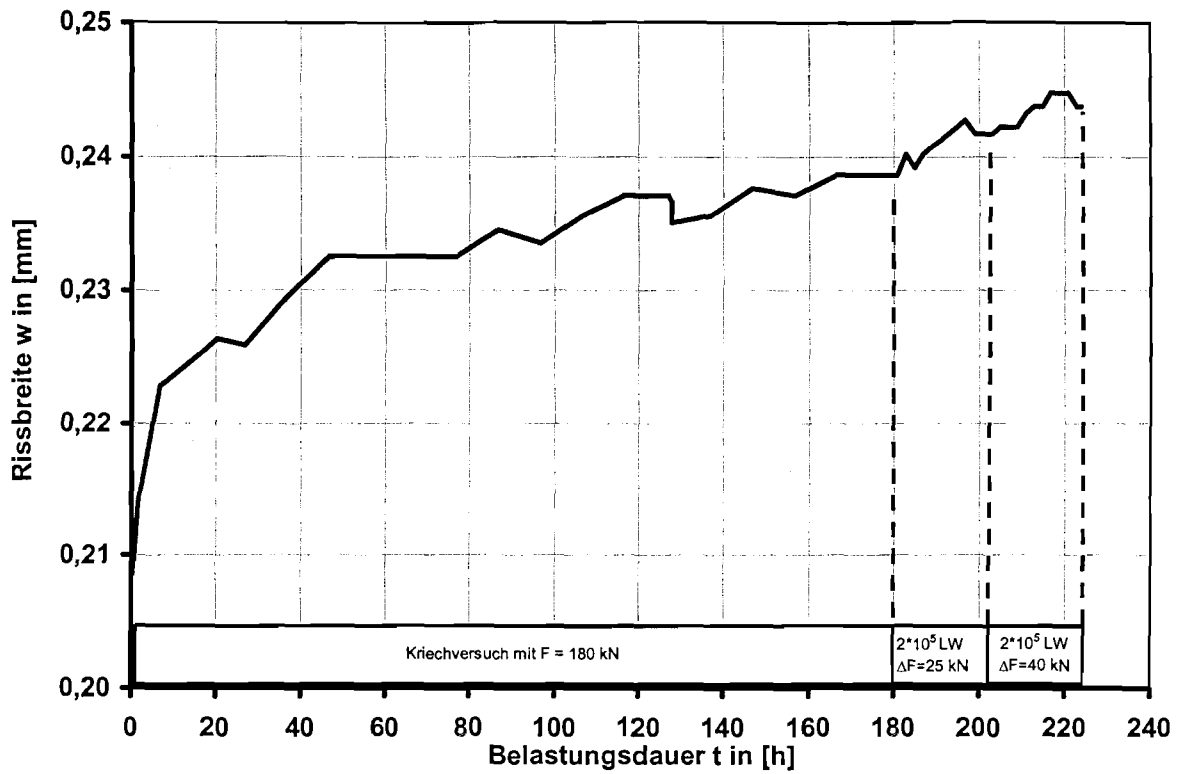


Bild ZK7-11: Zuwachs der Rissbreite w bei dem ersten Kriechversuch mit $F = 180$ kN und den anschließenden dynamischen Lastblöcken

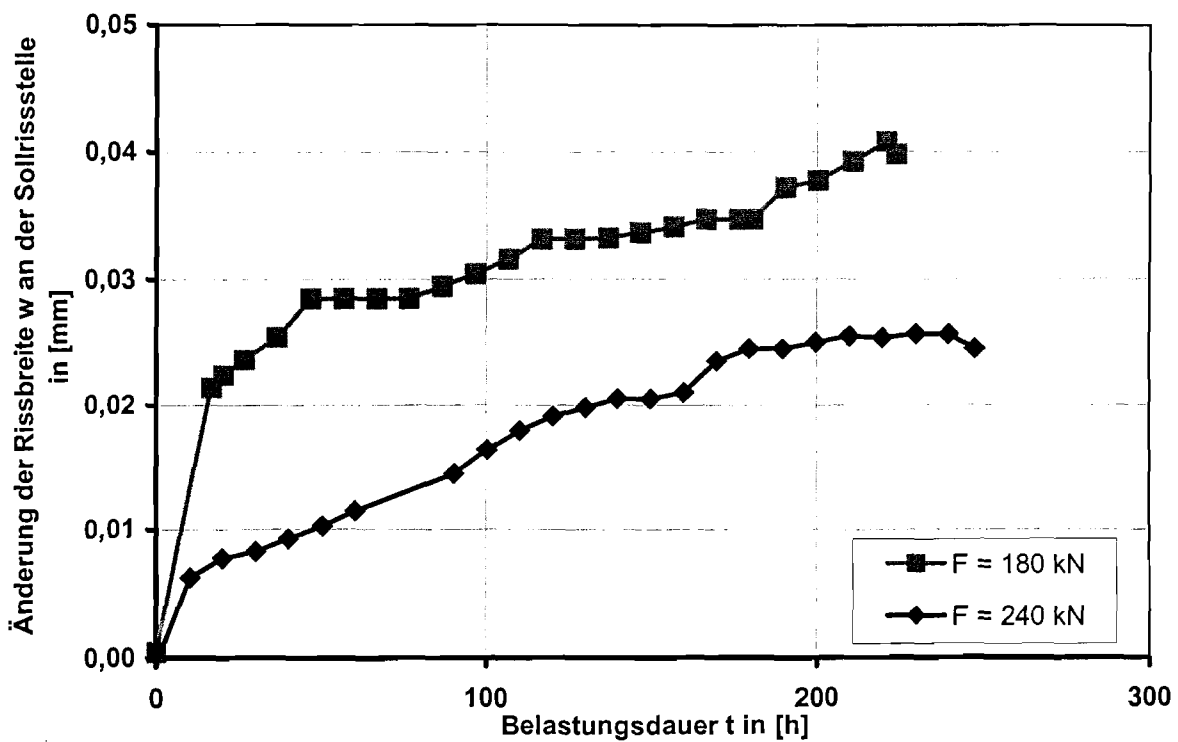


Bild ZK7-12: Zunahme der Rissbreite w an der Sollrissstelle während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

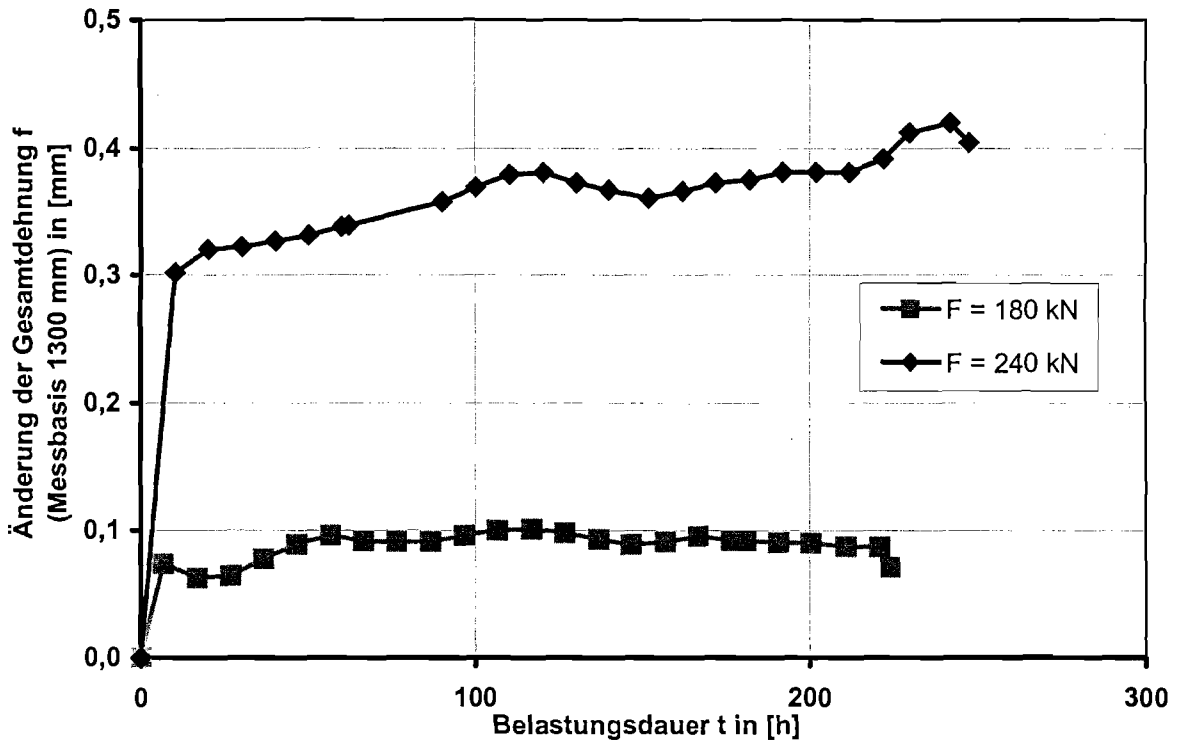


Bild ZK7-13: Zunahme der Gesamtdehnung f während der Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

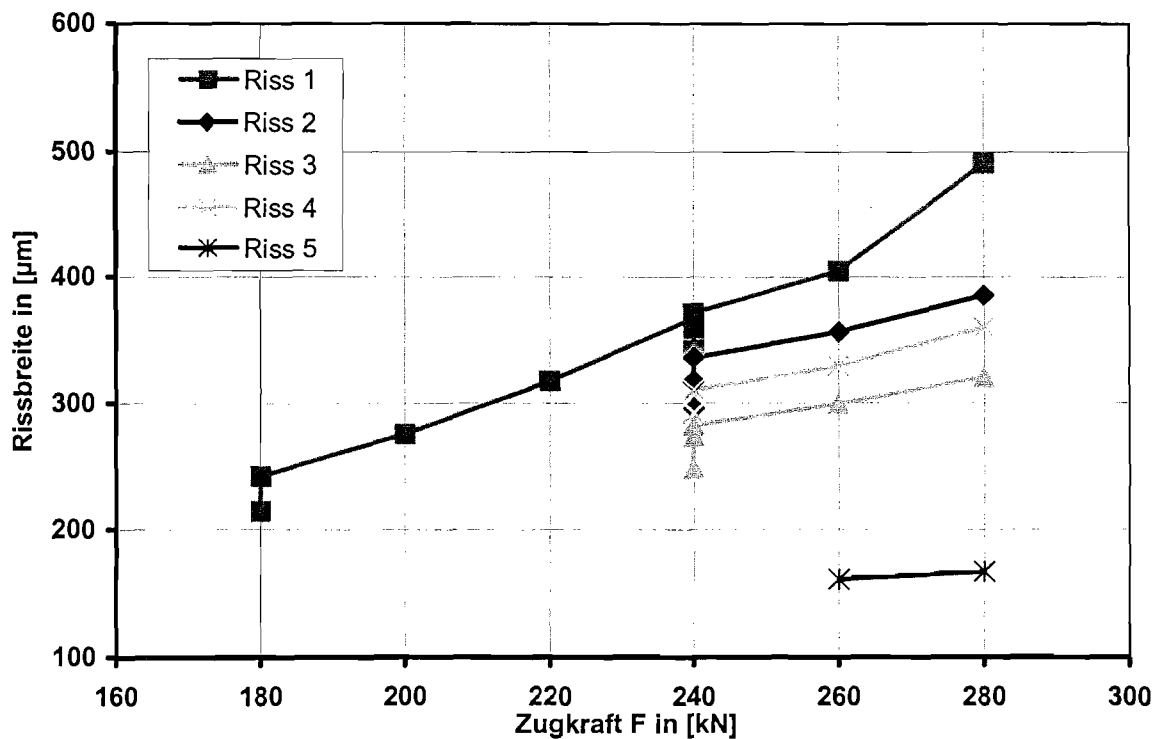


Bild ZK7-14: Entwicklung ausgewählter Risse bis zum abgeschlossenem Rissbild

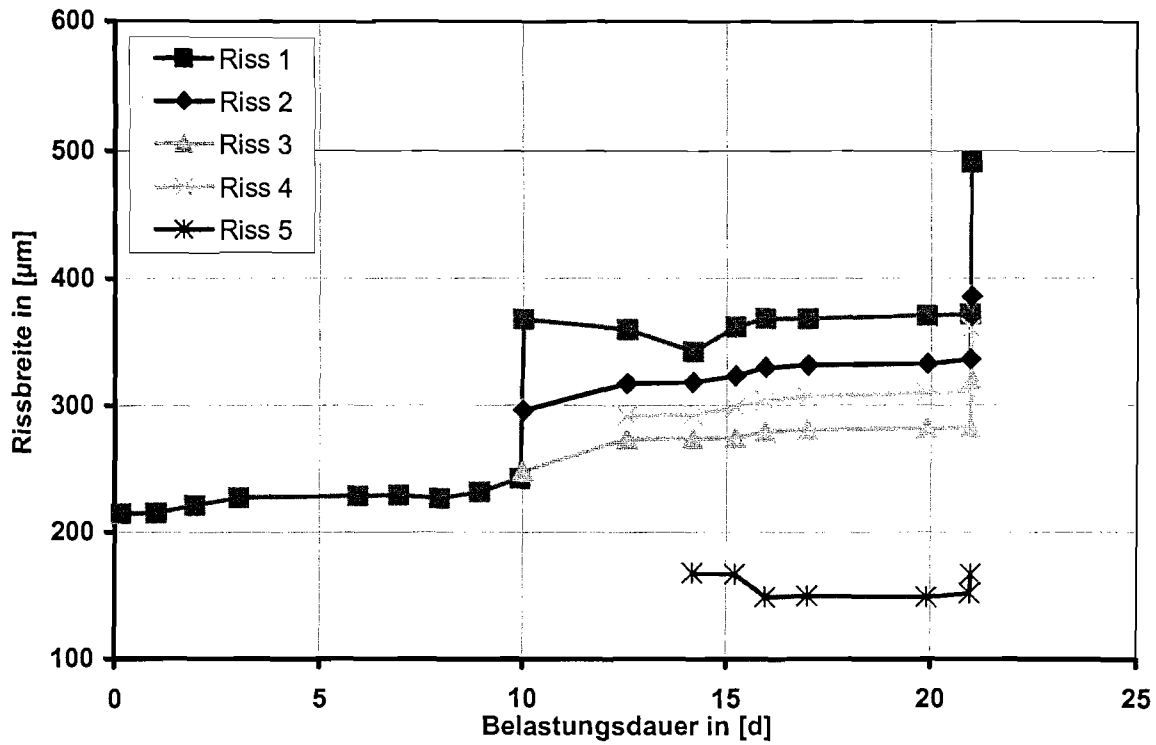


Bild ZK7-15: Entwicklung der einzelnen Risse während der gesamten Versuchsdurchführung

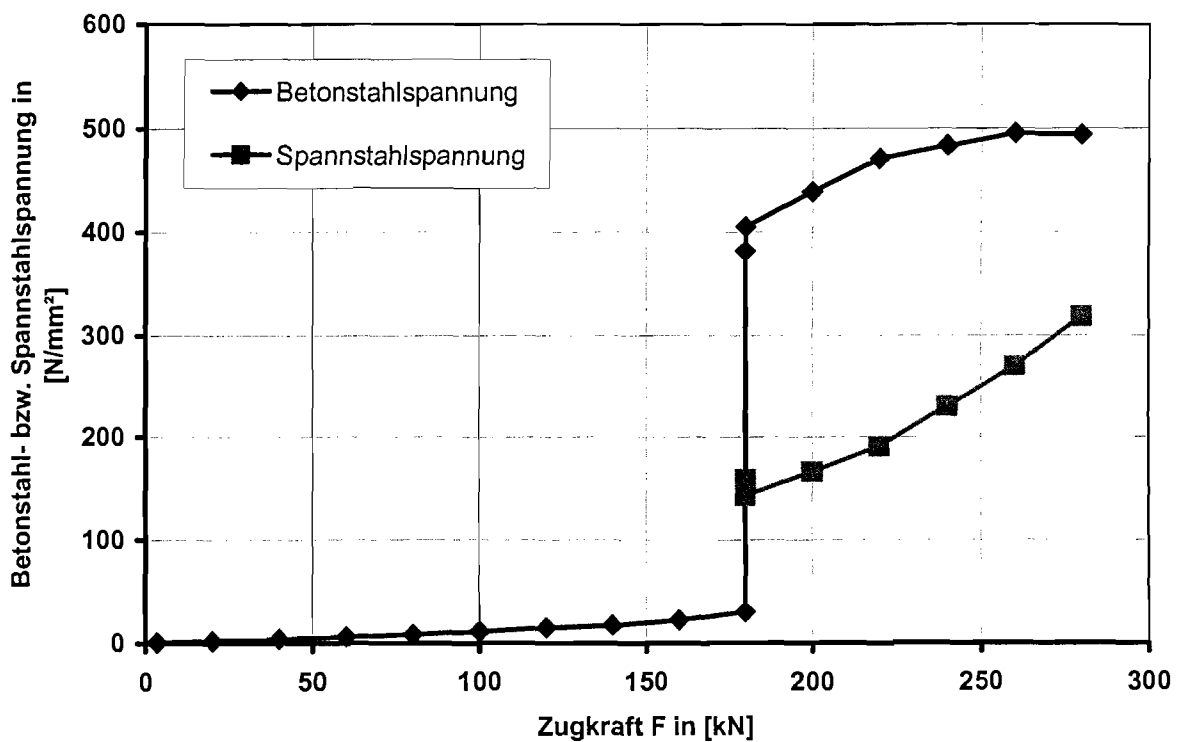


Bild ZK7-16: Zunahme der Spannungen der Betonstäbe und des Spannstahls bis zum abgeschlossenen Rißbild

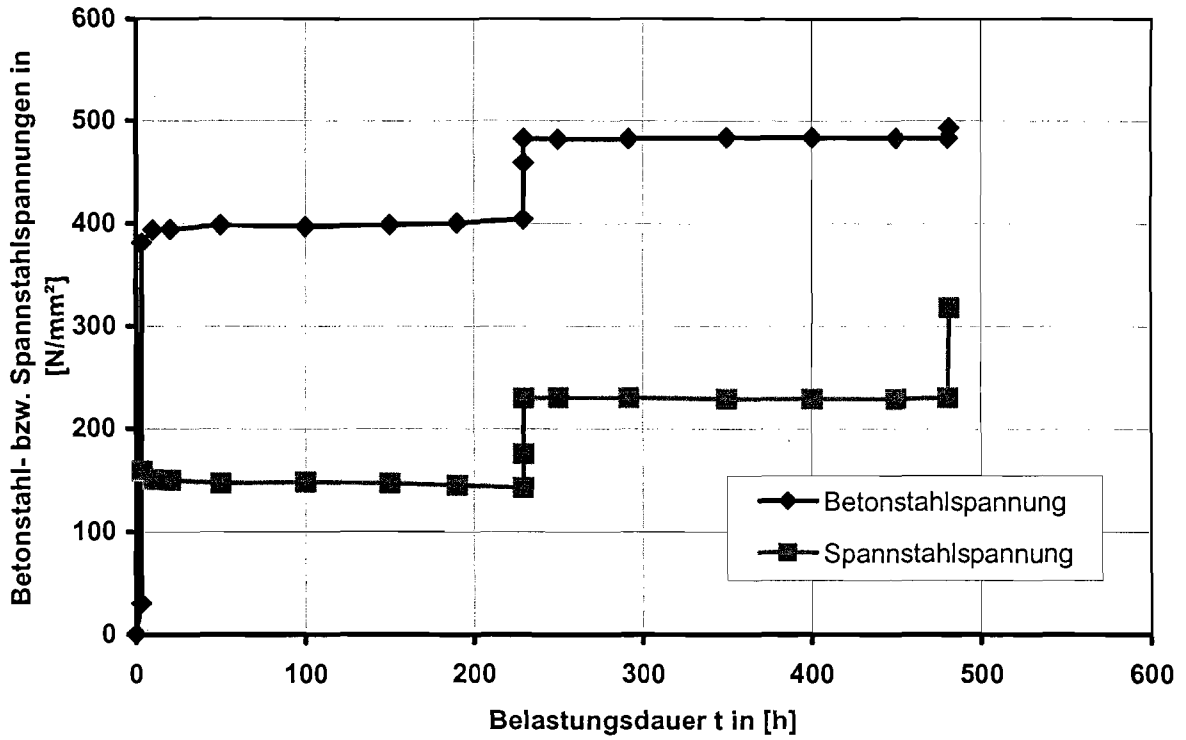


Bild ZK7-17: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung

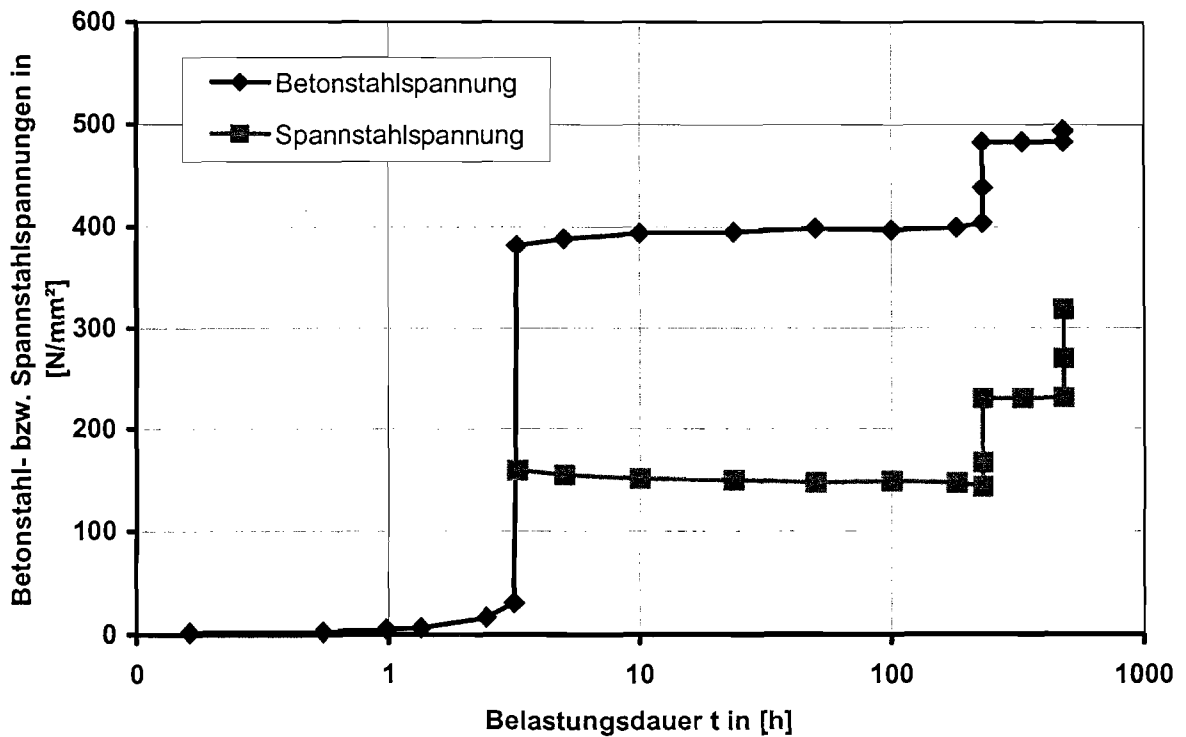


Bild ZK7-18: Entwicklung der Spannungen in den Bewehrungselementen während der gesamten Versuchsdurchführung (logarithmische Zeiteinteilung)

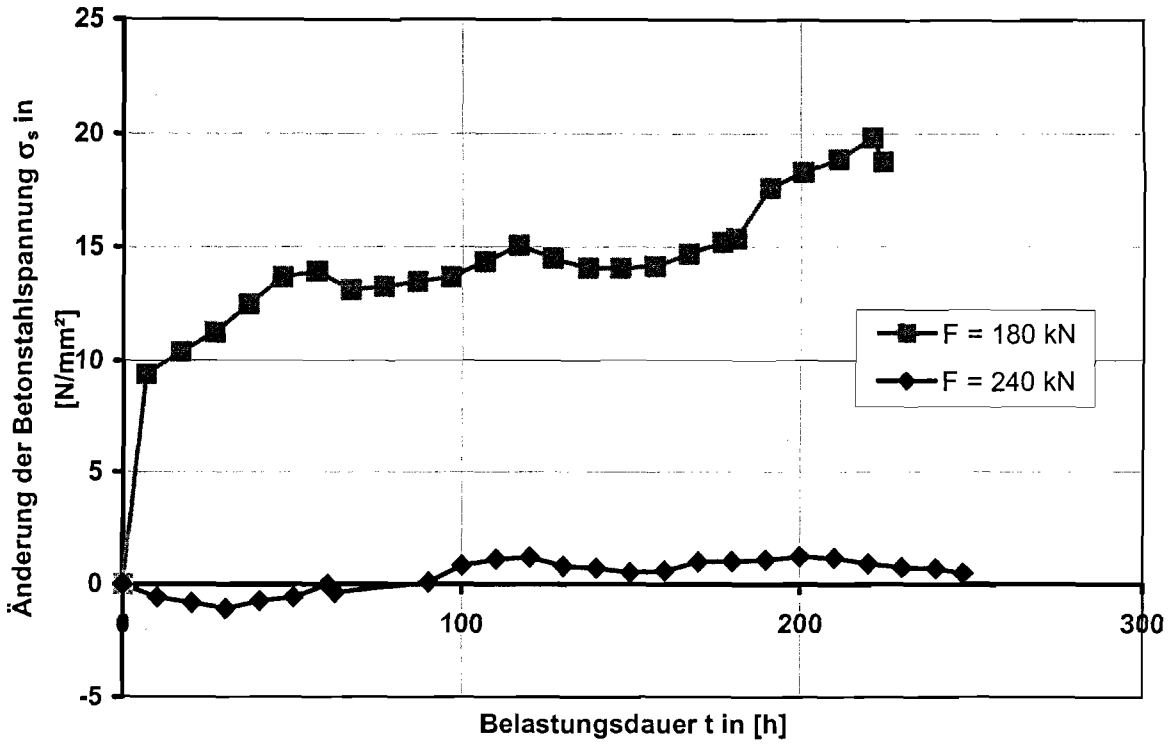


Bild ZK7-19: Änderung der Betonstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

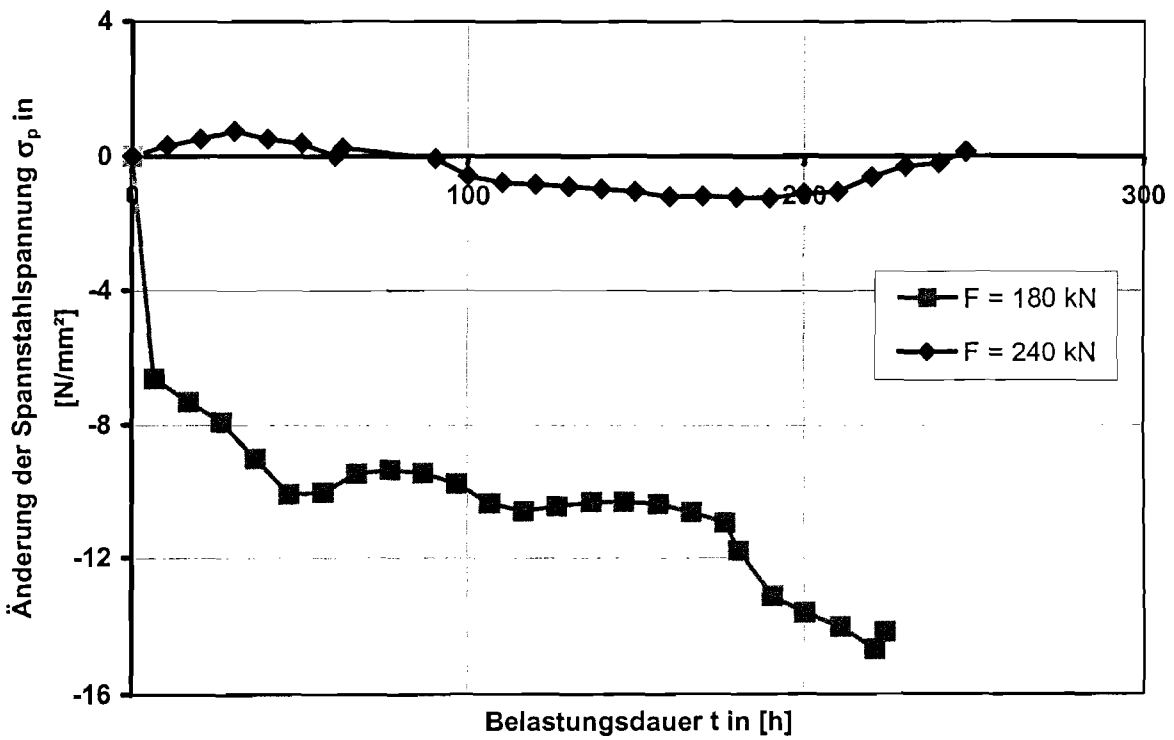


Bild ZK7-20: Änderung der Spannstahlspannungen während der einzelnen Kriechversuche mit den anschließenden dynamischen Lastblöcken

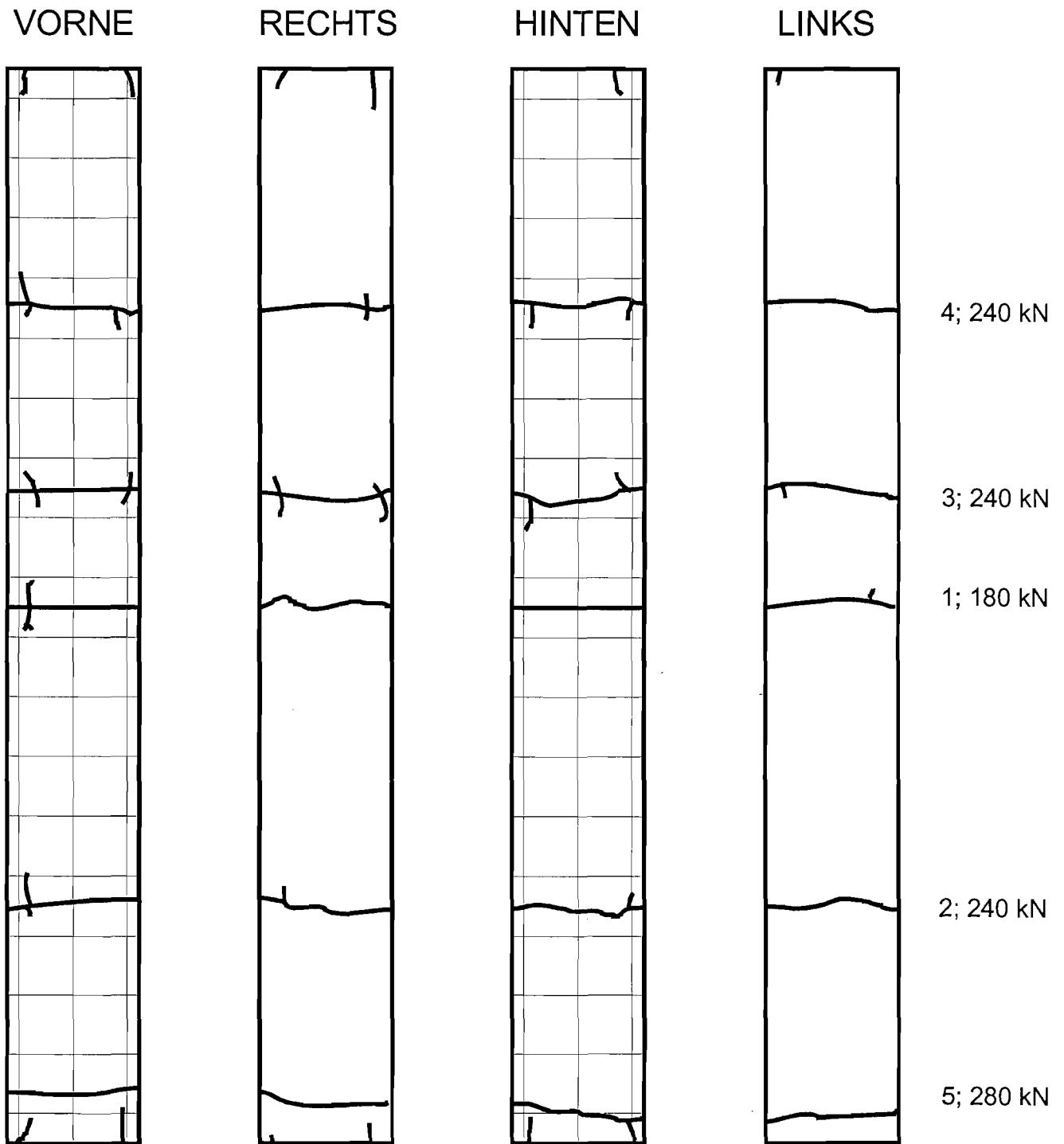


Bild ZK7-21: Rissbild des Versuchskörpers nach Beendigung der Belastung
(Zahlen rechts: Rissentstehungsnummer; Laststufe in kN)