

Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau
Structural Materials and Engineering Series

Heft 11
No. 11

**Zur Druck-Querzug-Festigkeit von
Stahlbeton und stahlfaserverstärktem
Stahlbeton in scheibenförmigen Bauteilen**

**Biaxial Compression-Tension-Strength of
Reinforced Concrete and Reinforced
Steel Fibre Concrete in Structural Panels**

Ekkehard Fehling
Torsten Leutbecher
Friedrich-Karl Röder

kassel 
university
press

Bibliografische Information Der Deutschen Nationalbibliothek
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen
Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über
<http://dnb.d-nb.de> abrufbar

ISBN 978-3-89958-440-0

© 2008, kassel university press GmbH, Kassel
www.upress.uni-kassel.de

Herausgeber

Prof. Dr.-Ing. habil. M. Schmidt
Universität Kassel
Fachbereich Bauingenieurwesen
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Fachgebiet Werkstoffe des Bauwesens
und Bauchemie
Mönchebergstr. 7
D-34125 Kassel
Tel. +49 (561) 804 2601
Fax +49 (561) 804 2662
baustk@uni-kassel.de
www.uni-kassel.de/fb14/baustoffkunde

Prof. Dr.-Ing. E. Fehling
Universität Kassel
Fachbereich Bauingenieurwesen
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Fachgebiet Massivbau
Kurt-Wolters-Str. 3
D-34125 Kassel
Tel. +49 (561) 804 2656
Fax +49 (561) 804 2803
bauing.massivbau@uni-kassel.de
www.uni-kassel.de/fb14/massivbau

Druck und Verarbeitung: Unidruckerei der Universität Kassel
Printed in Germany

Vorwort der Herausgeber

Die mehraxiale Festigkeit von Beton und Stahlbeton ist von erheblicher Bedeutung beim Querkraftnachweis von stabförmigen Bauteilen sowie bei der Berechnung von Flächentragwerken. Obwohl weltweit eine Vielzahl von Untersuchungen an unbewehrtem und bewehrtem Beton zu diesem Thema vorliegt, konnte doch noch kein einheitliches Ergebnis für Stahlbeton unter Druckbelastung mit gleichzeitigem Querkzug verzeichnet werden. Entsprechend unterschiedlich sind die einschlägigen Regelungen in nationalen Normenwerken, wo sich für die Druckfestigkeit bei Querkzugbelastung Abminderungsfaktoren zwischen 0,4 und 0,75 für den gleichen Sachverhalt finden. Für Stahlfaserbeton lagen hingegen bisher praktisch keine diesbezüglichen Untersuchungsergebnisse vor.

Der vorliegende Forschungsbericht enthält eine Sichtung und Bewertung national und international veröffentlichter Forschungsergebnisse sowie die Dokumentation der umfangreichen eigenen Versuchsserien, die am Fachgebiet Massivbau der Universität Kassel für Stahlbeton und mit Stabstahl bewehrten Stahlfaserbeton zu diesem Thema in den zurückliegenden Jahren durchgeführt worden sind.

Nach kritischer Betrachtung aller verfügbaren Versuchsergebnisse an scheibenartigen Versuchskörpern konnten die Gründe der erkennbaren Diskrepanzen zwischen den Ergebnissen verschiedener Forschergruppen weitgehend aufgeklärt werden. Danach wurde ein Vorschlag für den Ansatz der Druck-Querkzug-Festigkeit für Bauteile aus normalfestem Stahlbeton und Stahlfaserbeton abgeleitet, der als konstitutives Modell für nichtlineare numerische Berechnungen, z. B. mit Finiten Elementen, verwendet werden kann.

Der vorliegende Bericht reiht sich in die Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau ein, indem er im Bereich des Überschneidungsgebiets von Werkstoffwissenschaft und Konstruktion im Massivbau einen Beitrag zur Klärung einer wichtigen Fragestellung liefert. Für ultrahochfesten Beton wird in Kürze über die Ergebnisse aus ähnlichen experimentellen Untersuchungen im Rahmen dieser Schriftenreihe berichtet.

Kassel, im Juni 2008

Die Herausgeber

Preface of Editors

The multi-axial strength of plain and reinforced concrete is of substantial importance when checking the shear capacity of beam-shaped structural elements as well as for the analysis of shell structures. Although world-wide a lot of investigations on plain and reinforced concrete are present on this topic, still no consistent result for reinforced concrete under compression loading and simultaneous transverse tension could be registered. Hence, the relevant design provisions are different in national codes, where reduction coefficients of the concrete compressive strength under transverse tensile loading between 0.4 and 0.75 can be found for the same circumstances. For steel fibre concrete however practically no relevant test results are present so far.

The present research report contains the review and evaluation of nationally and internationally published research results as well as the documentation of the extensive own test series, that was conducted by the Institute of Structural Engineering (Chair of Concrete Structures) of Kassel University with reinforced concrete and reinforced steel fibre concrete on this topic in the past years.

After critical examination of all available test results on panel-shaped test specimens, the reasons of the recognisable discrepancies between the results of different research groups could be resolved to a large extent. Afterwards, a proposal for an approach of the biaxial compression-tension strength of structural elements made of reinforced concrete and steel fibre concrete was derived, which can be used as constitutive model for non-linear numerical calculations, e. g. with finite elements.

The present report is part of the publications of the Structural Materials and Engineering Series. Thereby, it provides a contribution to clarify an important question within the range of the intersection of materials science and concrete structures. A report on the results of similar experimental investigations on Ultra-High-Performance Concrete is forthcoming in the context of this publication series.

Kassel, in June 2008

The Editors

Vorwort der Verfasser

Die im vorliegenden Forschungsbericht beschriebenen Versuche wurden vom Fachgebiet Massivbau des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau an der Universität Kassel durchgeführt. Für die Versuche der Serie 1 erfolgte im Rahmen des Forschungsvorhabens FE 497/2-1 „Zur Druck-Querzug-Festigkeit des gerissenen stahlfaserverstärkten Stahlbetons in scheibenförmigen Bauteilen“ eine Förderung durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft. Über die betreffenden Ergebnisse wird im gleichnamigen Abschlussbericht an die DFG [F2] berichtet. Für die gewährte Sachbeihilfe sei der Deutschen Forschungsgemeinschaft auch an dieser Stelle gedankt.

Wir danken weiterhin der Firma Bekaert Deutschland GmbH für die Bereitschaft, die benötigte Menge Dramix® Stahlfasern kostenfrei zur Verfügung zu stellen, sowie der Kasseler Beton Betrieb GmbH (KBB), die uns bei der Optimierung der Betonrezeptur beratend und materiell unterstützte.

An der Vorbereitung und Durchführung der Versuche waren Herr Dr.-Ing. Thomas Hahn vom Zentrallabor des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, die Herren Klaus Trost, Dipl.-Ing. Beniamino Faion, Dipl.-Ing. Kai Bunje und M. Sc. Tesfaye Bullo Guttema vom Fachgebiet Massivbau sowie Herr Burkhard Deiß von der Amtlichen Materialprüfanstalt (AMPA) der Universität Kassel maßgeblich beteiligt. Weiterhin wurde das Fachgebiet durch zahlreiche studentische Hilfskräfte tatkräftig unterstützt. Aufgrund ihres besonderen Engagements seien die Herren Dipl.-Ing. Alexander Krohn und Dipl.-Ing. Andreas Kühm hier namentlich erwähnt. Ihnen allen sei für Ihre Mitarbeit gedankt.

Ein besonderer Dank gilt auch Frau Ute Müller, Fachgebiet Massivbau, für Ihre Unterstützung bei der Ausarbeitung der englischen Fassung des vorliegenden Berichts und Prof. Christian Meyer Ph. D., Columbia University, New York, für die kritische Durchsicht sowie wertvolle Anregungen und die Überarbeitung der englischen Fassung.

Kassel, im Juni 2008

Die Verfasser

Preface of Authors

The tests described in this research report were performed at the Institute of Structural Engineering (Chair of Concrete Structures), Kassel University. Part one (Test Series 1) was sponsored within the context of the research project FE 497/2-1 „Zur Druck-Querzug-Festigkeit des gerissenen stahlfaserverstärkten Stahlbetons in scheibenförmigen Bauteilen“ by the German Research Foundation (DFG Deutsche Forschungsgemeinschaft). The corresponding results were reported in the final report to the DFG [F2]. We herewith would like to express our gratitude to the German Research Foundation for the financial grant.

We also like to thank the Bekaert Deutschland GmbH for the readiness to provide us with the needed Dramix® steel fibres, as well as the Kasseler Beton Betrieb GmbH (KBB), who assisted us with advice and support for the optimisation of the concrete mix.

Dr.-Ing. Thomas Hahn of the Central Laboratory of the Institute of Structural Engineering, Mr. Klaus Trost, Dipl.-Ing. Beniamino Faion, Dipl.-Ing. Kai Bunje and M. Sc. Tesfaye Bullo Guttema of the Chair of Concrete Structures as well as Mr. Burkhard Deiß of the Institute for Material Testing (Amtliche Materialprüfanstalt AMPA), Kassel University, assisted in preparing and executing the tests. Furthermore, numerous students assisted us energetically. Thanks to their outstanding engagement, Dipl.-Ing. Alexander Krohn and Dipl.-Ing. Andreas Kühm are mentioned by name. We would like to thank all of them for their co-operation.

Special thanks go to Mrs. Ute Müller, Chair of Concrete Structures, for her assistance with the English translation of this report and Prof. Christian Meyer Ph. D., Columbia University, New York, for his critical review and valuable comments as well as for editing the English version.

Kassel, in June 2008

The Authors

Kurzzusammenfassung

Am Fachgebiet Massivbau (Institut für Konstruktiven Ingenieurbau – IKI) des Fachbereichs Bauingenieurwesen der Universität Kassel wurden Bauteilversuche an zweiachsig auf Druck-Zug belasteten, faserfreien und faserverstärkten Stahlbetonscheiben durchgeführt. Dabei wurden die Auswirkungen der Querspannung und der Rissbildung auf die Druckfestigkeit, auf die Stauchung bei Erreichen der Höchstlast sowie auf die Drucksteifigkeit des stabstahl- und faserbewehrten Betons an insgesamt 56 faserfreien und faserverstärkten Beton- und Stahlbetonscheiben untersucht.

Auf der Grundlage der experimentell erhaltenen Ergebnisse wird ein Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen faserfreien und faserbewehrten Stahlbetons in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung formuliert. Die Ergebnisse werden den in DIN 1045-1 [D4], Eurocode 2 [E3, E4], CEB-FIP Model Code 1990 [C1] und ACI Standard 318-05 [A1] angegebenen Bemessungsregeln für die Druckstrebenfestigkeit des gerissenen Stahlbetons gegenübergestellt und mit den Untersuchungen anderer Wissenschaftler verglichen. Die bekannten Widersprüche zwischen den Versuchsergebnissen, den vorgeschlagenen Modellen und den Regelwerken aus U.S.A., Kanada und Europa können dabei weitgehend aufgeklärt werden.

Für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen wird ein Materialmodell des gerissenen faserfreien und faserbewehrten Stahlbetons abgeleitet. Hierzu wird die für einaxiale Beanspruchungszustände gültige Spannungs-Dehnungs-Linie nach Bild 22 der DIN 1045-1 auf den Fall der zweiachsigen Druck-Zug-Beanspruchung erweitert.

Abstract

At the Institute of Structural Engineering (Chair of Concrete Structures) of the Faculty of Civil Engineering, Kassel University, several test series were carried out, subjecting reinforced concrete panels with and without fibres to biaxial compression-tension loading. The effects of transverse tension on the concrete compressive strength, stiffness, and cracking behaviour as well as compressive strain at peak load were determined by testing a total of 56 specimens.

Based on the experimental results, a proposal for the reduction of the compression strength of the cracked reinforced concrete with and without steel fibres is made, as a function of the applied tensile strain. The results are compared with the design requirements for compression struts according to DIN 1045-1 [D4], Eurocode 2 [E3, E4], CEB-FIP Model Code 1990 [C1], and ACI Standard 318-05 [A1], as well as with the investigations of other researchers. Thereby, the well known inconsistencies between the test results, the proposed models, and the design rules from U.S.A, Canada, and Europe can be solved largely.

A material model for cracked reinforced concrete with and without fibres is derived. It can be used as a constitutive model for the determination of internal forces and deformations by nonlinear methods. The stress-strain-curve for uniaxial loading according to Fig. 22 of DIN 1045-1 was extended for biaxial compression-tension loading.

Inhaltsverzeichnis – Contents

Vorwort der Herausgeber – Preface of Editors	III
Vorwort der Verfasser – Preface of Authors	V
Kurzzusammenfassung – Abstract	VII
Formelzeichen und Bezeichnungen – Symbols and Notations	XIII
1 Einführung	1
Introduction	
1.1 Mehraxiale Spannungszustände	1
<i>Multi-Axial Stress States</i>	
1.2 Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons	2
<i>Compressive Strength of Cracked Reinforced Concrete</i>	
1.3 Stahlfaserbeton	11
<i>Steel Fibre Concrete</i>	
2 Versuchsprogramm	15
Test Programme	
2.1 Untersuchte Einflussgrößen	15
<i>Investigated Influence Factors</i>	
2.2 Übersicht über die durchgeführten Versuche	15
<i>Overview of the Experimental Investigations</i>	
3 Versuchskörper	19
Test Specimens	
3.1 Abmessungen und Bewehrung	19
<i>Dimensions and Reinforcement</i>	
3.2 Herstellung und Lagerung	20
<i>Production and Storage</i>	
4 Material	23
Material	
4.1 Beton	23
<i>Concrete</i>	
4.2 Betonstahl	24
<i>Reinforcing Steel</i>	
4.3 Stahlfasern	25
<i>Steel Fibres</i>	
5 Versuchsdurchführung	27
Execution of Tests	
5.1 Versuchsaufbau	27
<i>Test Setup</i>	
5.1.1 Einleitung der horizontalen Zugkräfte	30
<i>Application of the Horizontal Tension Forces</i>	
5.1.2 Einleitung der vertikalen Druckkräfte	30
<i>Application of the Vertical Compression Forces</i>	
5.2 Mess- und Steuereinrichtungen	33
<i>Instrumentation and Test Control</i>	
5.2.1 Messung der Kräfte	33
<i>Measurement of Forces</i>	
5.2.2 Messung der Verformungen	34
<i>Measurement of Deformations</i>	
5.2.3 Aufzeichnung der Messwerte	36
<i>Recording of Data</i>	
5.2.4 Steuerung der Versuche	36
<i>Test Control</i>	
5.3 Versuchsablauf	37
<i>Test Execution</i>	

6	Ergebnisse der Versuche	39
	Test results	
6.1	Versuche der Serie 1 <i>Tests of Series 1</i>	40
6.2	Versuche der Serie 2 <i>Tests of Series 2</i>	46
6.3	Versuche der Serie 3 <i>Tests of Series 3</i>	52
6.4	Versuche der Serie 4 <i>Tests of Series 4</i>	56
6.5	Ergänzende Untersuchungen <i>Supplementary Studies</i>	61
6.5.1	Untersuchung des Einflusses der PTFE-Gleitfolie auf die Versuchsergebnisse <i>Investigation of the Influence of the PTFE-Foil on the Test Results</i>	61
6.5.2	Untersuchung der Ursache des Entmischungsproblems bei der Serie 2 <i>Investigation of the Cause of the Segregation Problem in Series 2</i>	65
7	Zusammenfassung und Diskussion der Versuchsergebnisse	67
	Summary and Discussion of Test Results	
7.1	Einfluss der aufgetragenen Zugdehnung auf die Druckfestigkeit, auf die Stauchung bei Erreichen der Höchstlast und auf die Drucksteifigkeit der Scheiben <i>Effect of Applied Tensile Strain on Compressive Strength, on Compressive Strain at Peak Load, and on Panel Stiffness in Compression</i>	68
7.1.1	Serie 1 <i>Series 1</i>	68
7.1.2	Serie 2 <i>Series 2</i>	69
7.1.3	Serie 3 <i>Series 3</i>	70
7.1.4	Serie 4 <i>Series 4</i>	71
7.2	Anmerkungen zum Einfluss des Maßstabeffekts und zur Störwirkung der Bewehrung <i>Comments on the Influence of Scale Effects and the Detrimental Influence of Reinforcement</i>	75
7.2.1	Einfluss der Probekörpergeometrie (Maßstabeffekt) <i>Effect of Geometry of Specimen (Scale Effect)</i>	75
7.2.2	Einfluss der Störwirkung der Bewehrung <i>Detrimental Effect of Reinforcement</i>	77
8	Vorschlag für ein Materialmodell des faserfreien und stahlfaserbewehrten gerissenen Stahlbetons unter zweiachsender Druck-Zug-Belastung	81
	Proposed Material Model for Cracked Reinforced Concrete With and Without Steel Fibres Under Biaxial Compression-Tension Loading	
8.1	Abminderung der Druckfestigkeit infolge aufgetragener Zugdehnung <i>Compressive Strength Reduction Due to Applied Tensile Strain</i>	81
8.2	Vergleich mit den Bemessungsansätzen der DIN 1045-1, des Eurocode 2, des CEB-FIP Model Code 1990 und des ACI Standard 318-05 <i>Comparison with the Design Approaches of DIN 1045-1, Eurocode 2, CEB-FIP Model Code 1990 and ACI Standard 318-05</i>	88
8.3	Vergleich mit den Untersuchungen anderer Wissenschaftler <i>Comparison with Studies of Other Authors</i>	92
8.3.1	Versuche von SCHLAICH/SCHÄFER <i>Tests by SCHLAICH and SCHÄFER</i>	93
8.3.2	Versuche von EIBL/NEUROTH <i>Tests by EIBL and NEUROTH</i>	97
8.3.3	Versuche von KOLLEGGER/MEHLHORN <i>Tests by KOLLEGGER and MEHLHORN</i>	100
8.3.4	Versuche von BHIDE/COLLINS <i>Tests by BHIDE and COLLINS</i>	106

8.3.5	Versuche von BELARBI/HSU <i>Tests by BELARBI and HSU</i>	108
8.3.6	Versuche von SCHIEBL <i>Tests by SCHIEBL</i>	113
8.3.7	Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse <i>Comparison of Test Results</i>	118
8.4	Spannungs-Dehnungs-Beziehung des faserfreien und stahlfaserverstärkten gerissenen Stahlbetons <i>Stress-Strain-Relationship of Cracked Reinforced Concrete With and Without Steel Fibres</i>	122
8.4.1	Einaxiale Druckbeanspruchung <i>Uniaxial Compression Loading</i>	122
8.4.2	Erweiterung des Ansatzes nach Bild 22 der DIN 1045-1 für zweiachiale Druck-Zug-Beanspruchung <i>Extension of the Proposal of DIN 1045-1, Fig. 22, for Biaxial Compression-Tension Loading</i>	123
9	Zusammenfassung Summary	125
	Literaturverzeichnis – References	127
	Verzeichnis der Bilder – List of Figures	133
	Verzeichnis der Tabellen – List of Tables	139
	Anhang A.1 – Appendix A.1	A.1-1 – A.1-61
	Experimentelle Ergebnisse der 17 Scheibenversuche und der begleitend hergestellten Zylinder der Serie 1 <i>Experimental Results of the 17 Panel Tests and of the Corresponding Cylinders of Series 1</i>	
	Anhang A.2 – Appendix A.2	A.2-1 – A.2-69
	Experimentelle Ergebnisse der 20 Scheibenversuche und der begleitend hergestellten Zylinder der Serie 2 <i>Experimental Results of the 20 Panel Tests and of the Corresponding Cylinders of Series 2</i>	
	Anhang A.3 – Appendix A.3	A.3-1 – A.3-23
	Experimentelle Ergebnisse der 6 Scheibenversuche und der begleitend hergestellten Zylinder der Serie 3 <i>Experimental Results of the 6 Panel Tests and of the Corresponding Cylinders of Series 3</i>	
	Anhang A.4 – Appendix A.4	A.4-1 – A.4-47
	Experimentelle Ergebnisse der 13 Scheibenversuche und der begleitend hergestellten Zylinder der Serie 4 <i>Experimental Results of the 13 Panel Tests and of the Corresponding Cylinders of Series 4</i>	

Formelzeichen und Bezeichnungen – *Symbols and Notations*

Geometrische Größen – *Geometrical Parameters*

Abmessungen – *Dimensions*

a	Achsabstand der Bewehrungsstäbe <i>centre distance between rebars</i>
b	Breite <i>width</i>
d	Durchmesser; Scheibendicke <i>diameter; thickness of panel</i>
d_s	Stabstahldurchmesser <i>diameter of reinforcing steel</i>
h	Höhe <i>height</i>
l	Länge <i>length</i>
t	Dicke der PTFE-Folie <i>thickness of PTFE-foil</i>

Flächen – *Areas*

A	Querschnittsfläche <i>cross-sectional area</i>
A_c	Betonbruttoquerschnittsfläche <i>gross cross-sectional area of concrete</i>
A_s	Querschnittsfläche des Bewehrungsstahls <i>cross-sectional area of reinforcement</i>
A_{s1}	Querschnittsfläche der Zugbewehrung <i>cross-sectional area of tensile reinforcement</i>
A_{s2}	Querschnittsfläche der Druckbewehrung <i>cross-sectional area of compressive reinforcement</i>
ρ_s	geometrischer Bewehrungsgrad der Stabbewehrung A_s/A_c <i>reinforcement ratio of bar reinforcement A_s/A_c</i>
ρ_1	geometrischer Bewehrungsgrad der Stabbewehrung in Zugrichtung A_{s1}/A_c <i>reinforcement ratio of bar reinforcement in tensile direction A_{s1}/A_c</i>
ρ_2	geometrischer Bewehrungsgrad der Stabbewehrung in Druckrichtung A_{s2}/A_c <i>reinforcement ratio of bar reinforcement in compressive direction A_{s2}/A_c</i>

Winkel – *Angles*

$\Delta\varphi$	Winkel zwischen Rissrichtung und Zugrichtung <i>angle between crack direction and tensile direction</i>
-----------------	--

Kenngrößen für Werkstoffe – Material Parameters

Beton – Concrete

f_c	einaxiale Druckfestigkeit des Betons; auch mit f'_c und β_D bezeichnet <i>uniaxial compressive strength of concrete; also characterised by f'_c and β_D</i>
f_{c2}	Betondruckfestigkeit bei zweiachsialer Druck-Zug-Beanspruchung; auch mit f_{ce} bezeichnet <i>concrete compressive strength under biaxial compression-tension-loading; also characterised by f_{ce}</i>
$f_{c,zyl}$	Zylinderdruckfestigkeit des Betons <i>cylinder compressive strength of concrete</i>
$f_{c,zyl,PTFE}$	Druckfestigkeit eines Betonzyinders, geprüft mit einer Zwischenlage PTFE-Folie oben und unten <i>compressive strength of a concrete cylinder, tested with a PTFE-foil inserted on top and bottom</i>
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit des Betons; auch mit β_W bezeichnet (z. B. β_{W200} = Druckfestigkeit eines Würfels mit 200 mm Kantenlänge) <i>compressive strength of a concrete cube; also characterised by β_W (e. g. β_{W200} = compressive strength of a concrete cube with an edge length of 200 mm)</i>
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons <i>characteristic value of cylinder compressive strength of concrete</i>
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons <i>mean value of cylinder compressive strength of concrete</i>
f_{cd}	Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit des Betons <i>Design value of the uniaxial concrete compressive strength</i>
f_{ct}	zentrische Zugfestigkeit des Betons <i>axial tensile strength of concrete</i>
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons <i>mean value of the axial tensile strength of concrete</i>
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit des Betons <i>splitting tensile strength of concrete</i>
α	Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeitwirkungen auf die Betondruckfestigkeit und zur Umrechnung zwischen Zylinderdruckfestigkeit und einaxialer Druckfestigkeit des Betons; auch mit α_{cc} bezeichnet <i>reduction factor considering long term effects on the compressive strength and the conversion from the cylinder compressive strength to the uniaxial compressive strength of concrete; also characterised by α_{cc}</i>
α_c	Abminderungsbeiwert für die Betondruckfestigkeit infolge Querszugbeanspruchung; auch mit ν , $\hat{\nu}$ und β_s bezeichnet <i>reduction factor of the concrete compressive strength due to transverse tensile loading; also characterised by ν, $\hat{\nu}$ and β_s</i>
$\alpha_{c,exp}$	experimentell ermittelter Abminderungsbeiwert für die Betondruckfestigkeit infolge Querszugbeanspruchung <i>reduction factor of the concrete compressive strength due to transverse tensile loading determined experimentally</i>
$\alpha_{c,theor}$	Abminderungsbeiwert für die Betondruckfestigkeit infolge Querszugbeanspruchung gemäß dem vorgeschlagenen Modell <i>reduction factor of the concrete compressive strength due to transverse tensile loading acc. to the suggested model</i>
$\alpha_{c,0}$	Grundwert der Abminderung der einaxialen Betondruckfestigkeit infolge Querszugbeanspruchung <i>basic value of the reduction of uniaxial concrete compressive strength due to transverse tensile loading</i>

$\alpha_{c,det}$	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Störwirkung der Bewehrung (det = detailing) <i>factor for detrimental effect of reinforcing bars (det = detailing)</i>
$\alpha_{c,lim}$	maximaler Abminderungsbeiwert der einaxialen Betondruckfestigkeit infolge Querkzugbeanspruchung <i>maximum reduction factor of uniaxial concrete compressive strength due to transverse tensile loading</i>
E_c	Elastizitätsmodul des Betons <i>modulus of elasticity of concrete</i>
E_{c0}	Elastizitätsmodul des Betons als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie <i>modulus of elasticity of concrete as tangent at the origin of the stress-strain-curve</i>
E_{c0m}	mittlerer Wert des Tangentenmoduls des Betons im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie <i>mean value of tangent modulus of concrete at the origin of the stress-strain-curve</i>
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons als Sekantenmodul <i>mean value of modulus of elasticity of concrete as secant modulus</i>

Betonstahl – Reinforcing Steel

f_y	Streckgrenze des Betonstahls <i>yield stress of reinforcing steel</i>
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls <i>characteristic value of yield stress of reinforcing steel</i>
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls <i>design value of yield stress of reinforcing steel</i>
f_t	Zugfestigkeit des Betonstahls <i>tensile strength of reinforcing steel</i>
f_{tk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls <i>characteristic value of tensile strength of reinforcing steel</i>
f_{td}	Bemessungswert der Zugfestigkeit des Betonstahls <i>design value of tensile strength of reinforcing steel</i>
E_s	Elastizitätsmodul des Betonstahls <i>modulus of elasticity of reinforcing steel</i>
α_e	Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Betonstahl und Beton E_s/E_c <i>ratio of moduli of elasticity of reinforcing steel and concrete E_s/E_c</i>

Spannungs- und Verzerrungsgrößen – Stress and Strain Parameters

Spannungen – Stresses

σ_1	Zugspannung, ermittelt aus der auf die Betonbruttoquerschnittsfläche bezogenen Zugkraft <i>tensile stress, determined from the tensile force relative to the gross concrete cross section</i>
σ_2	Druckspannung, ermittelt aus der auf die Betonbruttoquerschnittsfläche bezogenen Druckkraft <i>compressive stress, determined from the compressive force relative to the gross concrete cross section</i>
σ_c	Betonspannung <i>concrete stress</i>
σ_{c2}	maximale Betondruckspannung, bestimmt aus der maximalen Druckkraft durch Subtraktion des Traganteils der Bewehrung <i>maximum compressive stress, determined from the maximum recorded compressive forces by subtracting the share of reinforcement</i>
$\sigma_{Rd1,max}$	Bemessungswert der Druckstrebenfestigkeit für ungerissenen Beton <i>design value of resistance of compressive struts for uncracked concrete</i>

$\sigma_{Rd2,max}$	Bemessungswert der Druckstrebenfestigkeit für Druckstreben parallel zu Rissen <i>design value of resistance of compressive struts parallel to the cracks</i>
σ_{cr}^i	Betonzugspannung bei Erstrissbildung, ermittelt aus der auf den ideellen Querschnitt bezogenen Zugkraft bei Erstrissbildung <i>concrete tensile stress at first cracking, determined from the tension force at first cracking stress referring to the transformed cross-section</i>
σ_{cr}^b	Zugspannung bei Erstrissbildung, ermittelt aus der auf die Betonbruttoquerschnittsfläche bezogenen Zugkraft bei Erstrissbildung <i>tensile stress at first cracking, determined from the tension force at first cracking stress referring to the concrete gross cross-section</i>
σ_s	Stahlspannung <i>steel stress</i>
σ_{s1}	Spannung im Bewehrungsstahl in Zugrichtung <i>stress of the reinforcing steel in tensile direction</i>
σ_{s2}	Spannung im Bewehrungsstahl in Druckrichtung <i>stress of the reinforcing steel in compressive direction</i>

Verzerrungen – *Strains*

ε_1	mittlere Verzerrung der Scheibe in Zugrichtung <i>medium strain of panel in tensile direction</i>
ε_2	Verzerrung der Scheibe in Druckrichtung <i>strain of panel in compressive direction</i>
ε_c	Verzerrung des Betons <i>concrete strain</i>
ε_{c1}	Stauchung des Betons bei Erreichen des Höchstwerts der Betondruckspannung <i>concrete compressive strain at maximum concrete compressive stress</i>
ε_{c2}	Betonstauchung <i>concrete compressive strain</i>
$\varepsilon_{1,max}$	mittlere Verzerrung der Scheibe in Zugrichtung bei Höchstlast <i>medium transverse strain of panel at ultimate loading</i>
ε_{cq}	Querdehnung des Betons <i>transverse strain of concrete</i>
ε_s	Verzerrung des Bewehrungsstahls <i>steel strain</i>
ε_{sy}	Dehnung bei Erreichen des Streckgrenze der Bewehrung <i>steel strain at yield stress</i>
ε_{uk}	charakteristischer Wert der Bruchdehnung des Betonstahls <i>characteristic value of ultimate steel strain</i>

1 Einführung

1.1 Mehraxiale Spannungszustände

Zur realitätsnahen rechnerischen Modellierung und Bemessung von Bauteilen aus Stahlbeton, Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton ist die Berücksichtigung mehraxialer Spannungs- und Verzerrungszustände erforderlich. Besonders sorgfältig müssen dabei zweiachsigel Spannungszustände mit Druckbeanspruchung und gleichzeitig wirkendem Querzug beachtet werden. Vor allem Scheiben- und Schalenträgerwerke unterliegen sehr häufig solchen zweiachsigen Beanspruchungen.

Untersuchungen zum Thema der zweiachsigen Festigkeit von unbewehrtem Normalbeton wurden schon vor mehr als drei Jahrzehnten von KUPFER [K5, K6] durchgeführt. Zur Beschreibung der zweiachsigen Betonfestigkeit werden Versagenskurven angegeben (Bild 1-1).

1 Introduction

1.1 Multi-Axial Stress States

Realistic computational modelling and design of structural elements of reinforced concrete, steel fibre concrete, and reinforced steel fibre concrete requires the consideration of multi-axial states of stress and strain. Special attention has to be paid to compression stress states with simultaneous lateral tensile strain. Particularly, panel and shell structures are frequently subject to such biaxial stress states.

Investigations of the biaxial strength of plain concrete were already made more than three decades ago by KUPFER [K5, K6]. Failure curves describing the biaxial strength of concrete were specified (Fig. 1-1).

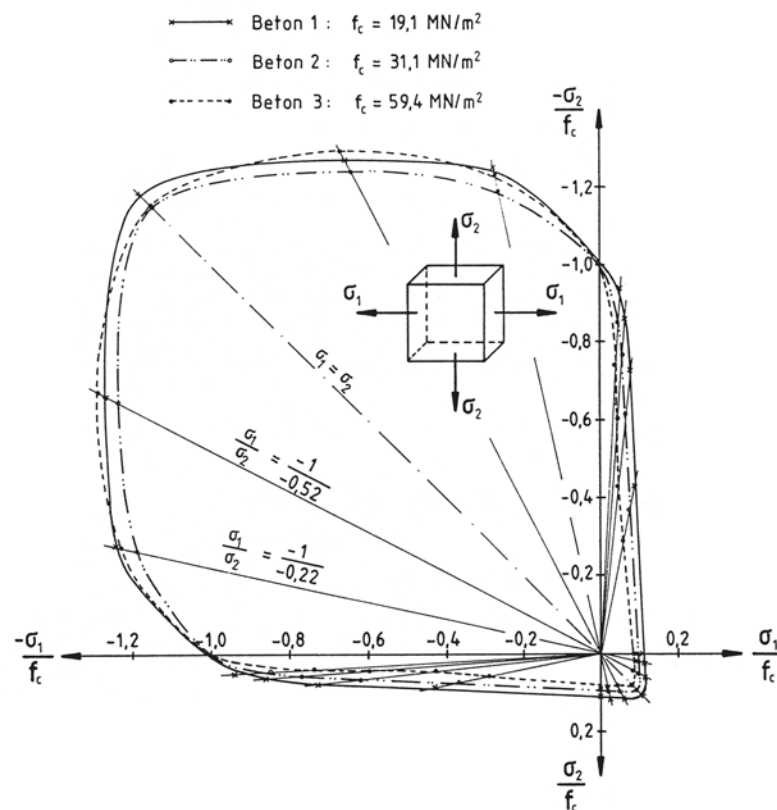


Bild 1-1. Zweiachsige Festigkeit des unbewehrten Betons nach KUPFER [K5] (aus [R1])

Fig. 1-1. Biaxial strength of plain concrete acc. to KUPFER [K5] (from [R1])

Danach ergibt sich im Druck-Druck-Bereich gegenüber der einaxialen Belastung eine Steigerung der Druckfestigkeit von bis zu 25 %. Im Zug-Zug-Bereich tritt dagegen das Versagen nahezu unabhängig vom Verhältnis der Hauptspannungen mit dem Erreichen der

Accordingly, the compressive strength within the compression-compression-area increases up to 25 % compared to uniaxial loading. But within the tension-tension-area the failure occurs when the uniaxial tensile strength is reached nearly independently of the

einaxialen Zugfestigkeit ein. Im Druck-Zug-Bereich nimmt die Druckfestigkeit mit zunehmender Zugspannung annähernd linear ab. Gleiches gilt auch im umgekehrten Fall für die Zugfestigkeit. Das Versagen erfolgt in weiten Bereichen durch einen Zugbruch. Nur für sehr hohe Druckspannungen und kleine Zugspannungen konnte ein Druckbruch beobachtet werden.

1.2 Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons

Bei bewehrtem Beton ist im Falle einer zweiaxialen Druck-Zug-Beanspruchung Versagen bei Erreichen der Betonzugfestigkeit ausgeschlossen, sofern eine Mindestbewehrung vorgesehen wird, welche die im Riss frei werdenden Zugkräfte aufnimmt. Wird in Richtung der Zugbeanspruchung die Stahldehnung in ausreichendem Maße begrenzt und damit ein Reißen der Bewehrung verhindert, so erfolgt das Versagen stets durch einen Betondruckbruch bzw. einen kombinierten Betondruckbruch mit vorausgehendem Fließen der Querbewehrung.

Durch die Rissbildung entstehen in einem Stahlbetonbauteil einzelne Druckstreben, deren Abmessungen durch die Dicke des Bauteils und durch den Rissabstand definiert werden. Die Druckstreben sind infolge Rissbildung meist unregelmäßig berandet. Zudem sorgen Rissverzweigungen für lokale Störungen, die mit örtlichen Einschnürungen und Spannungskonzentrationen verbunden sind. Einen besonderen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Betondruckstreben haben die Richtung und die Beanspruchung (Zugspannung bzw. Zugdehnung) der Stahleinlagen. Die Richtung der Bewehrung beeinflusst dabei maßgeblich die Rissrichtung. Risse, die nicht parallel zu den Betondruckstreben verlaufen, stellen eine wesentliche Störung des Lastflusses dar und vermindern die Tragfähigkeit.

Durch die sich bei sehr großen Querdehnungen öffnenden Risse kommt es zu einer starken Zunahme der Schädigung des Betons. Ein Zusammenwirken einzelner Druckstreben durch Rissverzahnung an schräg verlaufenden Rissen (Bild 1-2a) ist dann erschwert möglich. Auch die Dübelwirkung der Bewehrung (Bild 1-2b), die eine gegenseitige Abstützung der schlanken Druckstreben bewirkt, geht oberhalb der Fließdehnung weitestgehend verloren. Zudem treten an den Rissufern sehr hohe Verbundspannungen auf, die zu einer weiteren Auflockerung des Gefüges beitragen. Die Spannungen müssen daher von den Rändern zur Druckstrebenmitte hin umgelagert werden. Sind die Druckstreben sehr schmal (kleine Rissabstände), besteht die Gefahr, dass sie bereits unter der Zugbeanspruchung zerfallen. Auch können die Streben durch die Druckbeanspruchung entlang der Bewehrung in Dickenrichtung von Stab zu Stab aufgespaltet werden (Abplatzen der Betondeckung). Sind die Scheiben, wie im Stahlbeton-

stress ratio. Within the compression-tension-area the compressive strength decreases almost linearly with increasing tensile stress. This is also valid for the tensile strength in the reciprocal case. Generally, failure occurs by tensile fracture. Just for really high compressive stresses and small tensile stresses a compressive failure could be observed.

1.2 Compressive Strength of Cracked Reinforced Concrete

In cases of biaxial compressive-tensile loading, failure at reaching the concrete tensile strength can be excluded for reinforced concrete, if minimum reinforcement is provided, which carries the tensile forces released by cracking. If the strain of steel in the direction of the tensile loading is limited sufficiently, the reinforcement will not rupture and failure always occurs as a compressive failure of concrete or a combined failure of concrete with preceding yielding of the transverse reinforcement.

Due to cracking, single compression struts form within a reinforced concrete member. Their dimensions are defined by the thickness of the structural element and by the spacing of the cracks. Due to the cracking, the struts in general have irregular boundaries. Furthermore, the branching out of cracks causes local faults which are combined with local constrictions and stress concentrations. The direction and loading (tensile stress or strain) of the reinforcement have a major influence on the bearing capacity of the struts. Specifically, the direction of the reinforcement affects decisively the crack direction. Those cracks, which do not run parallel to the concrete compression struts, significantly interfere with the flow of stresses and reduce the bearing capacity.

Due to the opening of cracks at very large transverse strains, the concrete damage increases significantly. The interaction between single struts through aggregate interlock at inclined cracks (Fig. 1-2a) becomes almost impossible. The dowel effect of the reinforcement (Fig. 1-2b) which enables a mutual support of the slender compressive struts also is widely lost beyond the yield strain. Furthermore, very high bond stresses appear at the crack borderlines and contribute to a disintegration of the material structure. Therefore, the stresses need to be redistributed from the edges to the center of the compressive struts. If the struts are very narrow (small crack spacing), they run the risk of failure already under tensile loading or to be split in thickness direction under compressive loading along the reinforcement from bar to bar (spalling of the concrete cover). If the panels have biaxial reinforcement, as is usually the case for reinforced concrete structures, the

bau üblich, zweiachsig bewehrt, kann die in Druckrichtung angeordnete Bewehrung bei unzureichender Betondeckung bzw. fehlender Aussteifung oder bei Erreichen der Quetschgrenze ausknicken und auf diese Weise das Versagen des gesamten Bauteils einleiten.

reinforcement loaded in compression can buckle at or before reaching the compressive yield point. This holds true especially if the concrete cover is insufficient or lateral support is inadequate. Thus, the failure of the whole structure can be initiated.

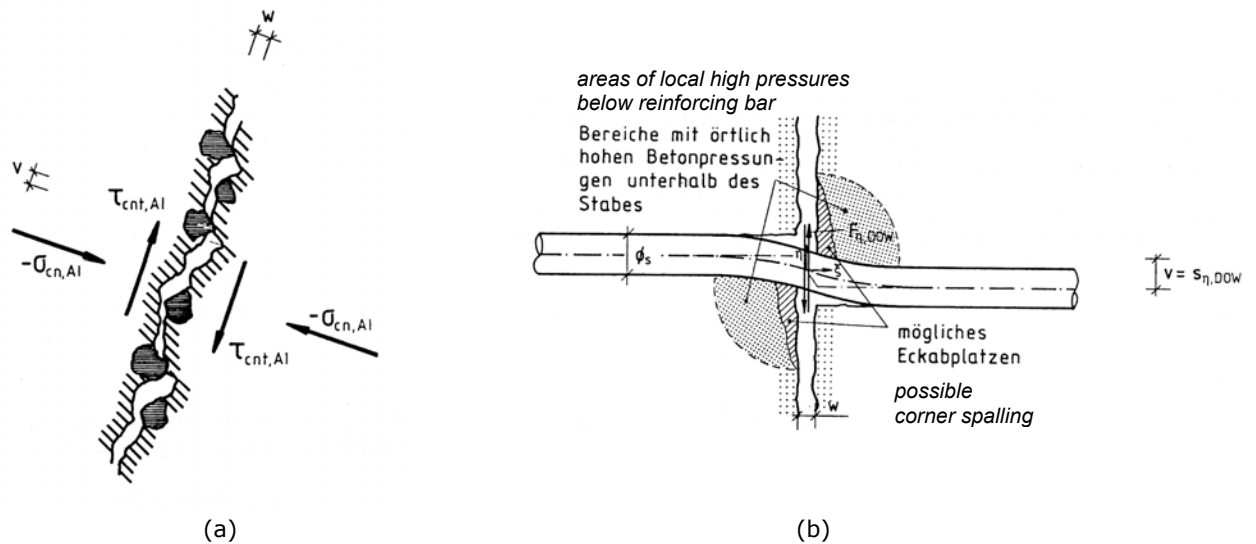


Bild 1-2. Kornverzahnung (a) und Dübelwirkung der Bewehrung (b) (aus ROOS [R1])
Fig. 1-2. Aggregate interlock (a) and dowel effect of the reinforcement (b) (from ROOS [R1])

In den vergangenen 40 Jahren wurden von zahlreichen Wissenschaftlern Untersuchungen zur Tragfähigkeit des gerissenen Stahlbetons an Stahlbetonscheiben durchgeführt. Einen Überblick hierüber gibt Tabelle 1-1.

Over the past 40 years, tests on the bearing capacity of cracked reinforced concrete panels have been carried out by numerous scientists, as the overview in Table 1-1 shows.

Angegeben sind für jede der Versuchsreihen die beteiligten Wissenschaftler, das Jahr und die Anzahl der Versuche. Die Bewehrungsanordnung wird durch die Bewehrungsrichtung, die Anzahl der Bewehrungslagen und den Winkel zwischen Bewehrung und Zugrichtung beschrieben. Weiterhin finden sich in Tabelle 1-1 Angaben zur Belastungsart.

For each test series, the participating scientists, the year, and the number of tests is given. The reinforcement configuration is described by the reinforcement direction, the number of the reinforcement layers and the angle between reinforcement and tensile direction. Table 1-1 also details the type of loading.

Tabelle 1-1. Übersicht über experimentelle Untersuchungen an Stahlbetonscheiben
Table 1-1. Overview of experimental investigations of reinforced concrete panels

Forscher researcher	Jahr year	Anzahl Versuche number of tests	Bewehrungsanordnung configuration of reinforcement	Belastungsart type of loading
Peter [P3]	1964	9	orthogonales Netz, eine Lage, Winkel 0° bis 30° <i>orthogonal mesh, one layer, angle 0° up to 30°</i>	einaxiale Zugbeanspruchung <i>uniaxial tension</i>
Robinson, Demorieux [R2]	1968/1972	36	eine Richtung, zwei Lagen, Winkel 0° bzw. 45° <i>one direction, two layers, angle 0° or 45°</i>	proportional Zug-Druck bis zum Versagen bzw. proportional Zug-Druck bis zur rechnerischen Streckgrenze der Bewehrung, dann nur noch Drucksteigerung bis zum Versagen <i>proportional tension-compression until failure or proportional tension-compression until reaching the computed yield stress of reinforcement, then only increase of compressive stress until failure</i>
Perdikaris, White, Gergely [P4]	1980	20	zwei Richtungen, eine bzw. zwei Lagen, Winkel 0° <i>two directions, one or two layers, angle 0°</i>	zweiachialer Zug sequentiell (Vorreißen mit anschließender Entlastung), dann zweiachialer Zug proportional bis zum festgelegten Niveau, dann Schub zyklisch bzw. monoton zunehmend bis zum Versagen <i>sequential biaxial tension (pre-cracking with subsequent unloading), then proportional biaxial tension until reaching the predetermined level, then cyclic or monotonic increasing shear until failure</i>
Conley, White, Gergely [C3]	1981	24	zwei Richtungen, eine bzw. zwei Lagen, teilweise zusätzlich Diagonalbewehrung, Winkel 0° bzw. 0° und 45° <i>two directions, one or two layers, some with additional diagonal reinforcement, angle 0°, 0° and 45°</i>	zweiachialer Zug sequentiell (Vorreißen mit anschließender Entlastung), dann <ul style="list-style-type: none"> - zweiachialer Zug, anschließend Schub, - Schub, dann zweiachialer Zug bzw. - Schub und zweiachialer Zug proportional <i>sequential biaxial tension (pre-cracking with subsequent unloading), then</i> <ul style="list-style-type: none"> - <i>biaxial tension then shear,</i> - <i>shear then biaxial tension or</i> - <i>proportional shear and biaxial tension</i>
Hilmy, White, Gergely [H4]	1982	11	zwei Richtungen, eine bzw. zwei Lagen, Winkel 0° <i>two directions, one or two layers, angle 0°</i>	einaxialer Zug (Vorreißen mit anschließender Entlastung), dann Zug bis zum festgelegten Niveau, dann Schub bis zum Versagen <i>uniaxial tension (pre-cracking with subsequent unloading), then tension until reaching the predetermined level, then shear until failure</i>
Oesterle, Russell [O2, O3]	1980/1981	6	orthogonales Netz, zwei Lagen, Winkel 0° <i>orthogonal mesh, two layers, angle 0°</i>	zweiachialer Zug bis zum festgelegten Niveau, dann Schub bis zum Versagen <i>biaxial tension until reaching the predetermined level, then shear until failure</i>
Aoyagi, Yamada [A2]	1979	30	orthogonales Netz, zwei Lagen, Winkel 0° bis 45° <i>orthogonal mesh, two layers, angle 0° up to 45°</i>	proportional Zug-Zug bzw. Zug-Druck bis zum Versagen (ausschließlich Zugversagen) <i>proportional tension-tension or tension-compression until failure (failure in tension only)</i>

Forscher researcher	Jahr year	Anzahl Versuche number of tests	Bewehrungsanordnung configuration of reinforcement	Belastungsart type of loading
Ohmori et al. [O4]	1989	nicht verfügbar <i>not available</i>	orthogonales Netz, zwei Lagen, Winkel 0° <i>orthogonal mesh, two layers, angle 0°</i>	zyklisch wechselnde Schubbeanspruchung <i>cyclic alternating shear stress</i>
Tanigushi [T3]	1990	10	orthogonales Netz, eine bzw. zwei Lagen, Winkel 0° bzw. 45° <i>orthogonal mesh, one or two layers, angle 0° or 45°</i>	proportional Zug-Druck bis zum festgelegten Niveau (teilweise mit anschließender Entlastung), dann nur noch Drucksteigerung bis zum Versagen <i>proportional tension-compression until reaching the predetermined level (some with subsequent unloading), then only increase of compressive stress until failure</i>
Vecchio, Collins [V3]	1982	30	orthogonales Netz, zwei Lagen, Winkel 0° <i>orthogonal mesh, one layer, angle 0°</i>	Lastpfad proportional mit <ul style="list-style-type: none"> - reinem Schub, - zweiachsaem Druck und Schub bzw. - zweiachsaem Zug und Schub, sequentiell (zweiachsaer Druck und Schub) bzw. zyklisch wechselnde Schubbeanspruchung <i>load path proportional with</i> <ul style="list-style-type: none"> - <i>pure shear,</i> - <i>biaxial compression and shear or</i> - <i>biaxial tension and shear,</i> <i>sequential (biaxial compression and shear) or cyclic alternating shear stress</i>
Bhide, Collins [B6, B7]	1986	31	eine Richtung bzw. orthogonales Netz, zwei Lagen, Winkel 0° <i>one direction or orthogonal mesh, two layers, angle 0°</i>	sequentiell (Zug bis zum festgelegten Niveau, dann Druck bis zum Versagen) bzw. Belastung proportional (Zug und Schub) <i>sequential (tension until reaching the predetermined level, then compression until failure) or proportional load (tension and shear)</i>
André, Collins [A3]	1987	10	eine Richtung bzw. orthogonales Netz, zwei Lagen, Winkel 0° <i>one direction or orthogonal mesh, two layers, angle 0°</i>	Schub und Längszugkraft <i>shear and tension</i>
Kollegger, Collins, Mehlhorn [K3]	1986	8	orthogonales Netz, zwei Lagen, Winkel 0° <i>orthogonal mesh, two layers, angle 0°</i>	proportional Zug-Druck bis zum Versagen bzw. sequentiell (Zug bis zum festgelegten Niveau, dann Druck bis zum Versagen) <i>proportional tension-compression until failure or sequential (tension until reaching the predetermined level, then compression until failure)</i>
Kirschner, Collins [K7]	1986	6	orthogonales Netz, zwei Lagen, Winkel 45° <i>orthogonal mesh, two layers, angle 45°</i>	proportional Zug-Druck bis zum Versagen <i>proportional tension-compression until failure</i>
Marti, Meyboom [M4]	1987	3	orthogonales Netz, zwei Lagen, Winkel 45° <i>orthogonal mesh, two layers, angle 45°</i>	Vorspannung in einer Richtung, dann Zug-Druck proportional bis zum Versagen <i>prestress in one direction, then proportional tension-compression until failure</i>

Forscher researcher	Jahr year	Anzahl Versuche number of tests	Bewehrungsanordnung configuration of reinforcement	Belastungsart type of loading
Stevens, Uzumeri, Collins [S7, S8]	1987	3	orthogonales Netz, zwei Lagen, Winkel 45° <i>orthogonal mesh, two layers, angle 45°</i>	reiner Schub bzw. zweiachialer Druck und Schub bei zyklisch wechselnder Schubbeanspruchung <i>pure shear or biaxial compression and shear with cyclic alternating shear stress</i>
Schlaich, Schäfer [S3]	1982	10	orthogonales Netz, eine Lage, Winkel 0° bzw. 45° <i>orthogonal mesh, one layer, angle 0 or 45°</i>	proportional Zug-Druck bis zur rechnerischen Streckgrenze der Bewehrung, dann nur noch Drucksteigerung bis zum Versagen <i>proportional tension-compression until reaching the computed yield stress of reinforcement, then increasing compression until failure</i>
Eibl, Neuroth [E5]	1988	15	eine Richtung, eine bzw. zwei Lagen, Winkel 0° <i>one direction, one or two layers, angle 0°</i>	Zug bis zur nominellen Streckgrenze der Bewehrung, dann Druck bis zum Versagen <i>tension until reaching the nominal yield stress of reinforcement, then increase of compression until failure</i>
Kollegger, Günter, Mehlhorn [K2]	1986	15	eine Richtung, eine bzw. zwei Lagen, Winkel 0° <i>one direction, one or two layers, angle 0°</i>	sequentiell (Druck bis zum festgelegten Niveau, dann Zug bis zum Versagen bzw. Druck bis zum festgelegten Niveau, dann Zug bis zum festgelegten Niveau, dann Druck bis zum Versagen) <i>sequential (compression until reaching the pre- determined level, then tension until failure or compression until reaching the predetermined level, then tension until reaching the predeter- mined level, then compression until failure)</i>
Kollegger, Mehlhorn [K3]	1984 bis 1987	47	orthogonales Netz, zwei Lagen, Winkel 0° bzw. 45° <i>orthogonal mesh, two layers, angle 0° or 45°</i>	Zug bis zum festgelegten Niveau, dann Druck bis zum Versagen <i>tension until reaching the determined level, then compression until failure</i>
Belarbi, Hsu [B2], [H3]	1991	22	orthogonales Netz, zwei Lagen, Winkel 0° <i>orthogonal mesh, two layers, angle 0°</i>	proportional Zug-Druck bis zum Versagen bzw. sequentiell (Zug bis zum festgelegten Niveau, teilweise Ablassen der Zugkraft, dann Druck bis zum Versagen) <i>proportional tension-compression until failure or sequential (tension until reaching the predetermined level, partial unloading, then compression until failure)</i>
Pang, Hsu [P5, P6, H2]	1992	13	orthogonales Netz, zwei Lagen, Winkel 45° <i>orthogonal mesh, two layers, angle 45°</i>	proportional Zug-Druck bis zum Versagen bzw. sequentiell (Zug bis zum festgelegten Niveau, dann Druck bis zum Versagen) <i>proportional tension-compression until failure or sequential (tension until reaching the pre- determined level, then compression until failure)</i>
Zilch, Schießl, Cyllok [Z1] und Schießl [S9]	2003	51	eine Richtung, eine Lage, Winkel 0° <i>one direction, one layer, angle 0°</i>	Erzeugen von Rissen durch Spaltwirkung (90°, 75°, 60° und 45° zur Druckrichtung), dann sequentielle Belastung (Zug bis zum festgelegten Niveau, dann Druck bis zum Versagen) <i>creating cracks by splitting (90°, 75°, 60° and 45° to compressive direction), then sequential (tension until reaching the predetermined level, then compression until failure)</i>

Bild 1-3 zeigt beispielhaft die von KOLLEGER [K3] und von BELARBI/HSU [H3] eingesetzten Versuchsaufbauten.

Fig. 1-3 exemplifies the test setups used by KOLLEGER [K3] and BELARBI and HSU [H3].

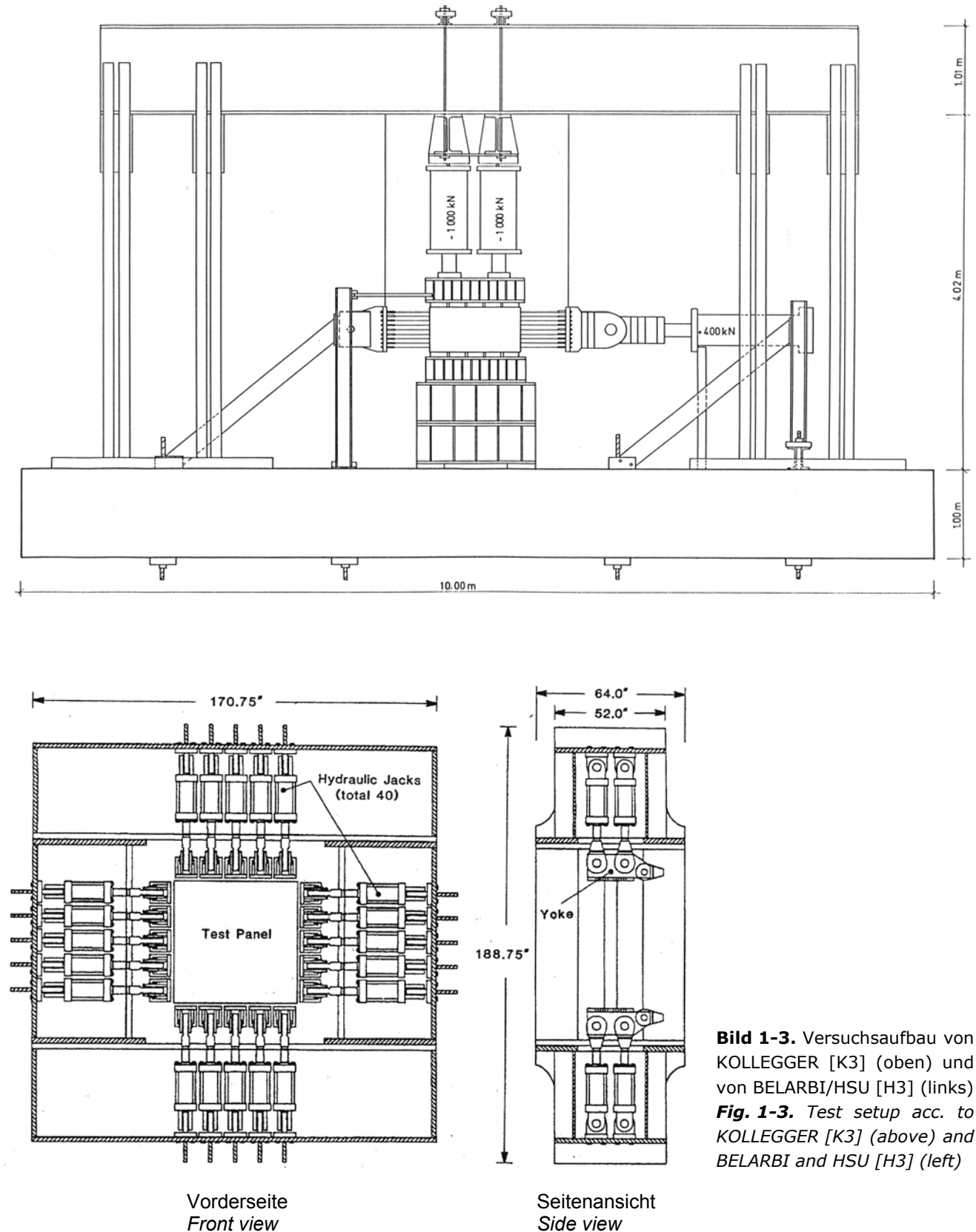


Bild 1-3. Versuchsaufbau von KOLLEGER [K3] (oben) und von BELARBI/HSU [H3] (links)
Fig. 1-3. Test setup acc. to KOLLEGER [K3] (above) and BELARBI and HSU [H3] (left)

Aufgrund der teils unterschiedlichen Zielsetzungen sowie bedingt durch die stark voneinander abweichenden Versuchsdurchführungen (Versuchsanlage, Reihenfolge der Kraftaufbringung etc.) und Prüfkörperabmessungen bzw. Bewehrungsanordnungen unterscheiden sich die Ergebnisse der einzelnen Untersuchungen sehr stark und führen zu widersprüchlichen Aussagen. So erhielten VECCHIO/COLLINS [V3] eine Abminderung der Druckfestigkeit infolge Rissbildung bis auf etwa 20 % der einaxialen Druckfestigkeit (Bild 1-4). Von BELARBI/HSU [B2] wurden bei großen Querdehnungen ebenfalls sehr große Abminderungen auf etwa 25 % der einaxialen Druckfestigkeit beobachtet. Dagegen wurde von SCHLAICH/SCHÄFER [S3], KOLLEGGER [K4] und von EIBL/NEUROTH [E5] eine maximale Abminderung auf 85 % bis 80 % der einaxialen Druckfestigkeit festgestellt.

Ähnlich groß wie die Bandbreite der Versuchsergebnisse sind die Unterschiede der daraus abgeleiteten Regelungen in nationalen und internationalen Regelwerken, so z. B. Angaben zu Bemessungswerten der Druckstreben-tragfähigkeit, die beim Konstruieren und Berechnen mit Stabwerkmodellen und beim Nachweis für Querkraft angewendet werden können (vgl. auch Abschnitt 8.2).

Because of partially different objectives and due to the highly differing execution of the tests (test setup, order of load application etc.) and the dimensions of the test specimens and reinforcement configurations, the results of particular tests vary considerably and lead to contradictory conclusions. Thus, VECCHIO and COLLINS [V3] obtained a decrease of the compressive strength due to cracking down to 20 % of the uniaxial compressive strength (Fig. 1-4). BELARBI and HSU [B2] also observed very large decreases down to 25 % of the uniaxial compressive strength at high transverse strains. In contrast, a maximum decrease to 85 % to 80 % of the uniaxial compressive strength was noticed by SCHLAICH and SCHÄFER [S3], KOLLEGGER [K4], as well as EIBL and NEUROTH [E5].

Almost as large as the scatter of the test results is the variety of rules derived for national and international codes, e. g. specifications of the compression strut bearing capacity, which can be used for the design and analysis of strut-and-tie models and for calculating the shear force (see Chapter 8.2).

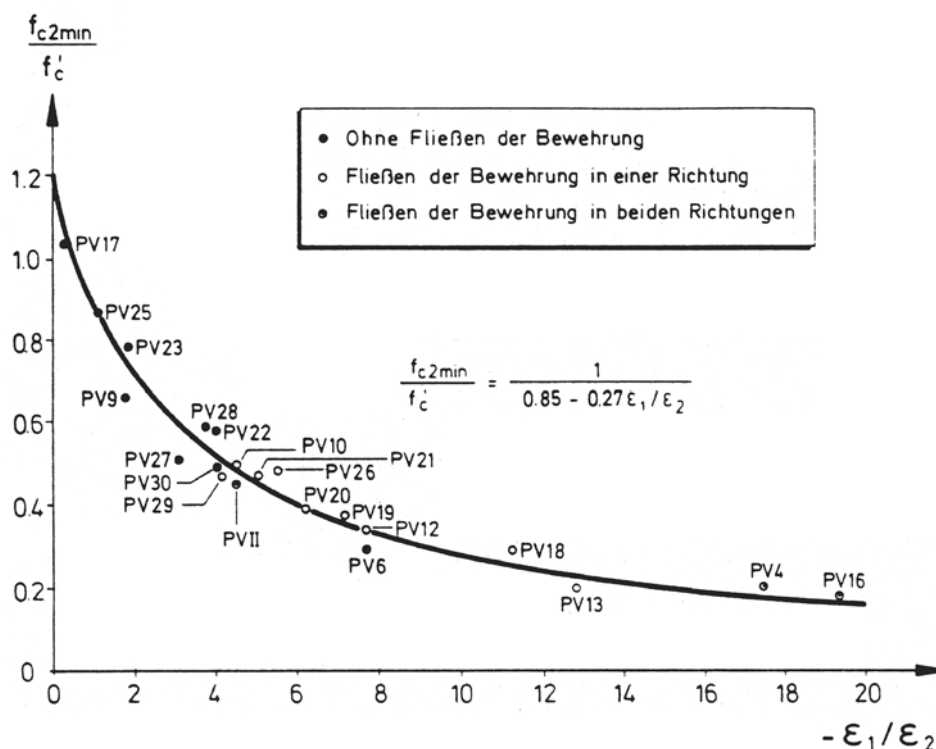


Bild 1-4. Auf die Prismendruckfestigkeit f'_c des Betons bezogene Druckfestigkeit f_{c2min} des gerissenen Stahlbetons in Abhängigkeit vom Verhältnis der Hauptverzerrungen $-\epsilon_1/\epsilon_2$ und vorgeschlagene Funktion zur Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons nach VECCHIO/COLLINS [V3] (aus [K3])

Fig. 1-4. Compressive strength f_{c2min} of cracked reinforced concrete, normalised with the compressive strength f'_c of a concrete prism, as a function of the ratio of the principal strains $-\epsilon_1/\epsilon_2$ and proposed function for the compressive strength reduction of cracked reinforced concrete acc. to VECCHIO and COLLINS [V3] (from [K3])

Als maßgebende Kriterien für die Abminderung der einaxialen Druckfestigkeit infolge Quersugbeanspruchung werden von SCHLAICH/SCHÄFER [S3] die Rissbreite und der Rissabstand, von KOLLEGGER/MEHLHORN [K3] die Spannung in Querrichtung, von BELARBI/HSU [B2] die Hauptzugverzerrung und der Lastpfad, von VECCHIO/COLLINS [V3] die Hauptzugverzerrung und von TANABE/WU [T1] die Quersugspannung und die Rissbildung genannt. Eine Zusammenstellung und kritische Beurteilung experimenteller Untersuchungen an Stahlbetonscheiben findet sich u. a. bei KOLLEGGER/MEHLHORN [K3] sowie bei ROOS [R1].

Von ROOS [R1] werden zwölf Versuchsreihen verschiedener Forschergruppen näher untersucht. Er stuft die einzelnen Versuche als aussagekräftig, bedingt aussagekräftig oder nicht aussagekräftig ein. Die aus den als (bedingt) aussagekräftig klassifizierten Versuchen erhaltenen Abminderungen der Druckfestigkeit f_c^{cr} sind in Bild 1-5 in Abhängigkeit der auf die Scheibe aufgetragenen Hauptzugspannung σ_1 und in Bild 1-6 in Abhängigkeit der Hauptzugverzerrung $\epsilon_{1,res}$ der Scheibe dargestellt.

The decisive criteria for the decrease of the uniaxial compressive strength due to lateral tensile stress are according to SCHLAICH and SCHÄFER [S3] the crack width and the spacing of the cracks, according to KOLLEGGER and MEHLHORN [K3] the stress in transverse direction, according to BELARBI and HSU [B2] the principal tensile strain and the load path, according to VECCHIO and COLLINS [V3] the principal tensile strain, according to TANABE and WU [T1] the transverse tensile stress and the cracking. A survey and critical evaluation of experimental studies of reinforced concrete panels is given inter alia by KOLLEGGER and MEHLHORN [K3] and by ROOS [R1].

ROOS [R1] has investigated twelve test series of various research groups. He classifies each test as conclusive, conditionally conclusive or not conclusive. The decreases of the compressive strength f_c^{cr} , obtained from the tests classified as (conditionally) conclusive, are illustrated in Fig. 1-5 as a function of the principal tensile stress σ_1 applied to the panel and in Fig. 1-6 as a function of the principal tensile strain $\epsilon_{1,res}$ of the panel.

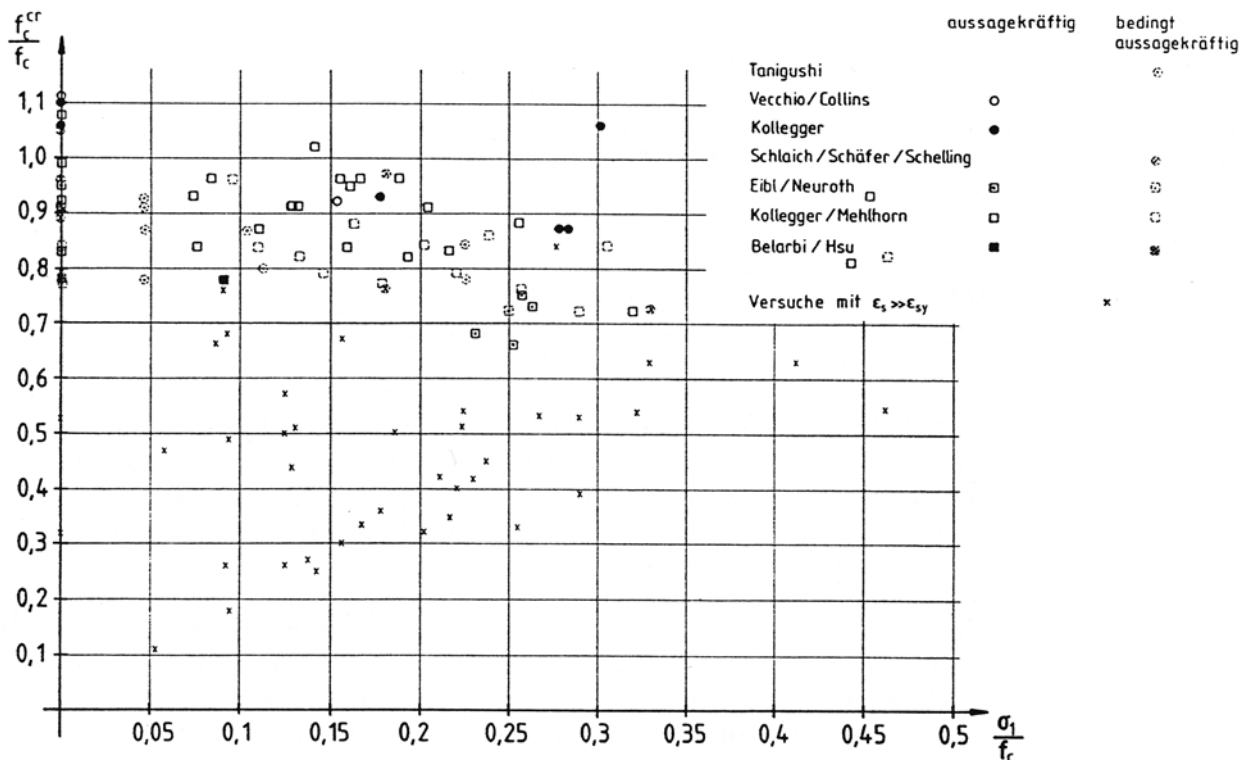


Bild 1-5. Auf die Prismendruckfestigkeit f_c des Betons bezogene Druckfestigkeit f_c^{cr} des gerissenen Stahlbetons in Abhängigkeit der auf die Prismendruckfestigkeit f_c des Betons bezogenen, auf die Scheibe aufgetragenen, äußeren Hauptzugspannung σ_1 (ausgezogen: aussagekräftige Versuche; strichliert: bedingt aussagekräftige Versuche; dünne Kreuze: Versuche mit $\epsilon_s \gg \epsilon_{sy}$) (aus [R1])

Fig. 1-5. Compressive strength f_c^{cr} of cracked reinforced concrete, normalised with the compressive strength f_c of a concrete prism, as a function of the applied external principal tensile stress σ_1 , normalised with the compressive strength f_c of a concrete prism (solid: conclusive tests; dashed: conditionally conclusive tests; thin crosses: tests with $\epsilon_s \gg \epsilon_{sy}$) (from [R1])

Die Druckfestigkeit f_c^{cr} und die Spannung σ_1 sind jeweils auf die Prismendruckfestigkeit f_c des Betons bezogen. Eine Formulierung der Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Hauptzugspannung ist nur zweckmäßig, sofern die Fließdehnung der Bewehrung ε_{sy} nicht überschritten wird. Oberhalb dieser Grenze ist die Hauptzugverzerrung als maßgebendes Kriterium besser geeignet. Die Versuche mit $\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$ bzw. $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$ sind daher in den Diagrammen entsprechend gekennzeichnet.

The compressive strength f_c^{cr} and the stress σ_1 are each normalised with the compressive strength f_c of a concrete prism. However, modelling the reduction of the compressive strength due to the principal tensile stress is useful only as long as the yield strain of the reinforcement is not exceeded. Beyond this limit the principal tensile strain is a more suitable criterion. Therefore, the tests with $\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$ or $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$ are marked accordingly in the diagrams.

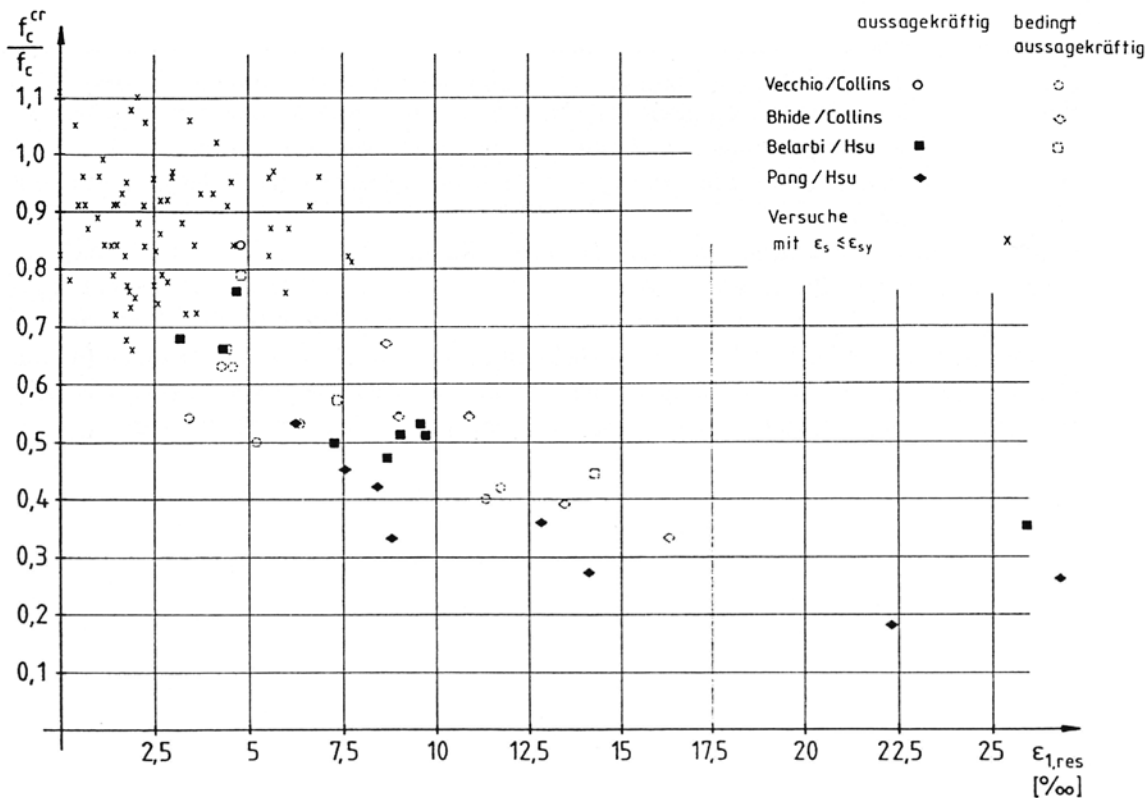


Bild 1-6. Auf die Prismendruckfestigkeit f_c des Betons bezogene Druckfestigkeit f_c^{cr} des gerissenen Stahlbetons in Abhängigkeit der Hauptzugverzerrung $\varepsilon_{1,res}$ der Scheibe (ausgezogen: aussagekräftige Versuche; strichliert: bedingt aussagekräftige Versuche; dünne Kreuze: Versuche mit $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$) (aus [R1])

Fig. 1-6. Compressive strength f_c^{cr} of cracked reinforced concrete, normalised with the compressive strength f_c of a concrete prism, as a function of the principal tensile strain $\varepsilon_{1,res}$ of the panel (solid: conclusive tests; dashed: conditionally conclusive tests; thin crosses: tests with $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$) (from [R1])

Neben einer Abminderung der Tragfähigkeit infolge Querdehnung und Rissbildung wurde in den Versuchen häufig auch eine Verringerung der Drucksteifigkeit und der Stauchung bei Erreichen der Höchstlast beobachtet.

Beside a decrease of the bearing capacity due to transverse tensile strain and cracking also a decline of the compressive stiffness and the strain at maximum load could be observed frequently in the tests.

Aus experimentellen Untersuchungen gewonnene, im Wesentlichen aus Regressionsanalysen ermittelte, nach der Entstehung des ersten Risses geltende Hauptspannungs-Hauptverzerrungs-Beziehungen werden u. a. in [B2, I1, K4, M3 und V3] angegeben. Bild 1-7 zeigt den Vorschlag von KOLLEGER [K4] zur Abminderung der Druckfestigkeit des Stahlbetons in Abhängigkeit der

Principal stress-principal strain-relations applicable after the first cracking, based on experimental tests and mainly found by regression analysis, are given e. g. in [B2, I1, K4, M3 and V3]. Fig. 1-7 shows the proposal by KOLLEGER [K4] for the reduction of the compressive strength of reinforced concrete as a function of the transverse tensile loading. The material model to de-

Querzugspannung. Das Materialmodell nach BELARBI/HSU [B2] zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Spannung und Stauchung in Abhängigkeit der Querdehnung ist in Bild 1-8 dargestellt.

scribe the relationship between stress and strain as a function of the lateral tensile stress according to BELARBI and HSU [B2] is illustrated in Fig. 1-8.

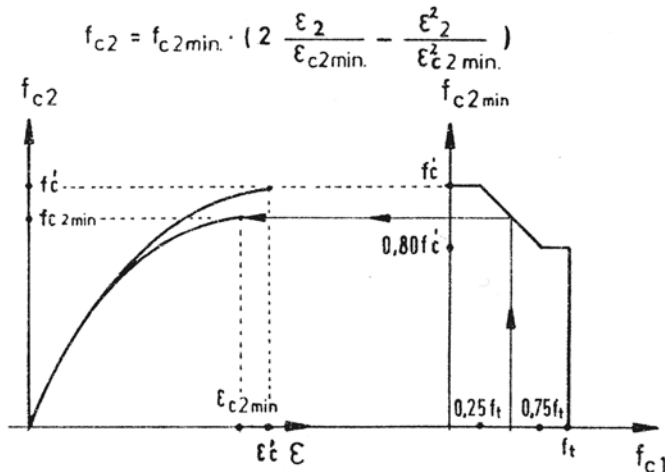


Bild 1-7. Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons, Vorschlag von KOLLEGGER [K4]

Fig. 1-7. Reduction of compressive strength of cracked reinforced concrete, proposed by KOLLEGGER [K4]

Die neue Normengeneration (u. a. auch die DIN 1045-1 [D4]) erlaubt neben der praxisüblichen linear-elastischen Schnittgrößenermittlung mit anschließender Querschnittsbemessung auch wirklichkeitsnähere nichtlineare Analysen, z. B. mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode. Hierfür werden mehrdimensionale, nicht-lineare Werkstoffmodelle benötigt, wie sie z. B. in [F4], [P1] und [M1] zu finden sind.

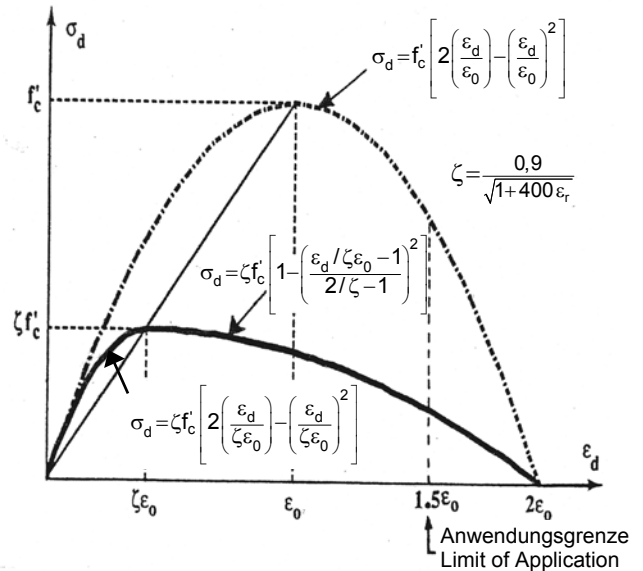


Bild 1-8. Spannungs-Verzerrungs-Linie des gerissenen Stahlbetons, Vorschlag von BELARBI/HSU [B2]

Fig. 1-8. Stress-strain curve of cracked reinforced concrete, proposed by BELARBI and HSU [B2]

The new generation of standards (e. g. DIN 1045-1 [D4]) allows aside from the common linear-elastic structural analysis with subsequent cross section design more realistic non-linear analysis e. g. via Finite-Element-Method. For these, multi-dimensional, non-linear material models are needed, as shown e. g. in [F4], [P1] and [M1].

1.3 Stahlfaserbeton

Für Stahlfaserbeton existieren seit Anfang der neunziger Jahre Bemessungsempfehlungen für bestimmte Einsatzgebiete, z. B. Industriefußböden und Tunnelbau [B5 und V5]. Mit dem DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton [D2] des Deutschen Beton und Bautechnik Vereins e. V. wurden das neue Sicherheits- und Bemessungskonzept der DIN 1045-1 auf stahlfaserverstärkte Beton- und Stahlbetonbauteile erweitert und Empfehlungen für allgemeine Bemessungsregeln für den Baustoff Stahlfaserbeton geschaffen. Die Bemessungsregeln ersetzen jedoch nicht die von der Bauaufsicht in Deutschland geforderte Zustimmung im Einzelfall oder allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen. Mit dem auf dem DBV-Merkblatt basierenden Entwurf der DAfStb-Richtlinie

1.3 Steel Fibre Concrete

Design recommendations for steel fibre concrete for specific applications (e. g. industrial floors and tunnel linings [B5 and V5]) have existed since the early nineties. The current safety and design concept of DIN 1045-1 was extended to steel fibre concrete and reinforced steel fibre concrete structural elements by the recommendations for steel fibre concrete (DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton) [D2] of the Deutscher Beton- und Bautechnik Verein e. V., which also contains common design rules for steel fibre concrete. However, these design rules do not replace the approval required for the individual case or the general building authority approvals required by German building authority regulations. Based on the DBV-Merkblatt, the

Stahlfaserbeton [D1] des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton soll nun erstmals in Deutschland ein allgemein anwendbares Bemessungskonzept für Stahlfaserbeton bauaufsichtlich eingeführt werden.

Generell wird das mechanische Verhalten von Stahlfaserbeton hauptsächlich durch den Fasergehalt, die Fasergeometrie (Länge/Durchmesser), die Faserverteilung bzw. Faserorientierung und den Faser-Beton-Verbund beeinflusst. Der Einfluss der erwähnten Parameter auf das Tragverhalten von Bauteilen aus Stahlfaserbeton und die entsprechenden Forschungsergebnisse sind in vielen Veröffentlichungen der vergangenen Jahre beschrieben worden [A2, B1, E1, F1, G1, L2 bis L4, N1, O1, S2, S5, S6, V1, V2, V4 und W1]. Dabei wurde aber meist nur das einaxiale Werkstoffverhalten des Stahlfaserbetons (Druck-, Zug- und Biegezugfestigkeit), z. B. in Biegezugversuchen an in den Drittelpunkten belasteten Prüfbalken (Bild 1-9), oder das Last-Verformungs-Verhalten von unbewehrten und stahlfaserbewehrten Platten untersucht. Zudem enthalten die Ergebnisse dieser Untersuchungen keine tatsächlichen Materialparameter, sondern an die Probenabmessung und Querschnittsgeometrie gebundene Größen. Daher sind diese Ergebnisse nur sehr eingeschränkt in allgemeingültige Werkstoffgesetze zu übertragen. Auch die Ansätze in [D1] und [D2] sind nicht frei von dieser Problematik.

draft form of the guideline for steel fibre concrete of the German Committee for Reinforced Concrete (DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton) [D1] is meant to establish for the first time in Germany a generally applicable design concept for steel fibre concrete.

In general, the mechanical behaviour of steel fibre concrete is mainly influenced by the percentage of fibres, the geometry of fibres (length/diameter), the distribution and orientation of fibres and the bond between concrete and fibres. The influence of these parameters on the structural behaviour of steel fibre concrete components and the relevant research results have been published in numerous papers in recent years [A2, B1, E1, F1, G1, L2 up to L4, N1, O1, S2, S5, S6, V1, V2, V4 and W1]. But in most cases just the uniaxial material behaviour (compressive, tensile and bending tensile strength) was determined e. g. via flexural tests of beam specimens (third-point test, Fig. 1-9), or the load-deformation-behaviour of unreinforced and steel fibre reinforced plates. Moreover, these tests do not provide real material parameters, but parameters that depend on the size and cross sections of specimens. Therefore, these results are only partially useful for general material rules. The basic approaches in [D1] and [D2] are not avoiding this problem either.

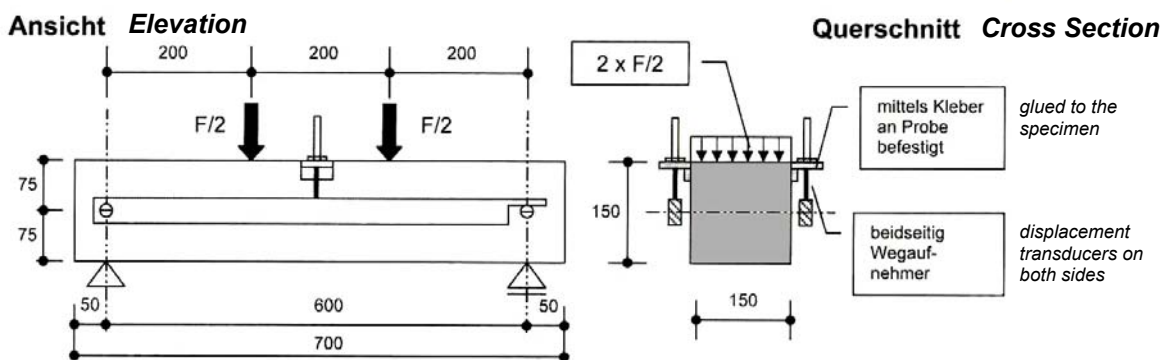


Bild 1-9. Versuchsaufbau nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [D1]

Fig. 1-9. Test setup acc. to DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [D1]

Von YIN et al. [Y1] sowie TRAINA/MANSOUR [T4] wurden Versuche zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlfaserbeton unter biaxialer Druck-Druck-Bearbeitung durchgeführt. YIN et al. geben die Steigerung der biaxialen gegenüber der einaxialen Druckfestigkeit, abhängig von der Faserlänge, mit maximal etwa 35 % an. Der Einfluss des Fasergehalts wird dagegen als nur gering eingestuft. TRAINA/MANSOUR erhielten eine Zunahme der Druckfestigkeit im biaxialen Druck-Druck-Bereich von bis zu 85 %. In beiden Fällen ist die beobachtete Festigkeitssteigerung deutlich

YIN et al. [Y1] as well as TRAINA and MANSOUR [T4] carried out tests on the bearing and deformation behaviour of steel fibre concrete under biaxial compression-compression-loading. Depending on the length of the fibres, YIN et al. claim an maximum increase of the biaxial compressive strength compared with the uniaxial one of about 35 %. In contrast, the influence of the fibre content is seen as minor. TRAINA and MANSOUR obtain an increase of the compressive strength in the biaxial compression-compression area of up to 85 %. In both cases the observed strength increase is significantly

größer als sie beispielsweise von KUPFER für unbewehrten Beton angegeben wird (vgl. Bild 1-1). YIN et al. vergleichen die Auswirkungen einer Faserzugabe mit dem Aufbringen einer zusätzlichen Druckbeanspruchung in der dritten, unbelasteten Richtung.

Das Verhalten von Stahlfaserbeton unter biaxialer Zug-Druck-Beanspruchung wurde von DEMEKE/TEGOS [D3] untersucht. Die Fasern ($l = 30 \text{ mm}$, $d = 0,50 \text{ mm}$) besaßen Endhaken und wurden in unterschiedlichen Mengen (0,5 bis 1,5 Vol.-%) dem Beton beigemischt. Nach Aufbringen der Druckbeanspruchung ($1/6$ bis $5/6$ der einaxialen Druckfestigkeit) in der einen Richtung wurde senkrecht dazu die Zugkraft in die durch eine Gleitschicht von der Belastungsvorrichtung getrennten Testkörper eingeleitet. Dabei trat stets ein Zugversagen auf. Bild 1-10 zeigt die erhaltene Abhängigkeit der biaxialen Zugfestigkeit des Betons f_1 von der Faserzugabe. Danach weist der faserfreie Referenzbeton bereits bei Druckspannungen f_2 von weniger als der Hälfte der Betondruckfestigkeit f_c einen signifikanten Rückgang der Tragfähigkeit auf. Mit zunehmendem Fasergehalt ergeben sich dagegen selbst bei hohen Druckspannungen kaum Abminderungen gegenüber der einaxialen Zugfestigkeit des Betons.

higher than stated for non-reinforced concrete e. g. by KUPFER (see Fig. 1-1). YIN et al. compare the effects of fibres with the application of an additional compressive load in the unloaded third direction.

The behaviour of steel fibre concrete under biaxial tension-compression-loading has been investigated by DEMEKE and TEGOS [D3]. The hooked fibres with $l = 30 \text{ mm}$ and $d = 0.50 \text{ mm}$ were added to the concrete mixture in different quantities (0.5 to 1.5 vol.-%). After the application of the compression loading in one direction ($1/6$ up to $5/6$ of the uniaxial compression strength), the tension force was applied vertically to the test specimens, separated from the loading mechanism by a sliding layer. Thus, always a tension failure occurred. Fig. 1-10 illustrates the relationship between the biaxial tensile strength of concrete f_1 and the amount of steel fibres. Thereby, the reference concrete without fibres already shows a significant decrease of bearing capacity at compression stresses f_2 of less than half of the compression strength of concrete f_c . On the other hand, strength reductions even at high compression stresses are quite small relative to the uniaxial tensile strength, as the fibre volume increases.

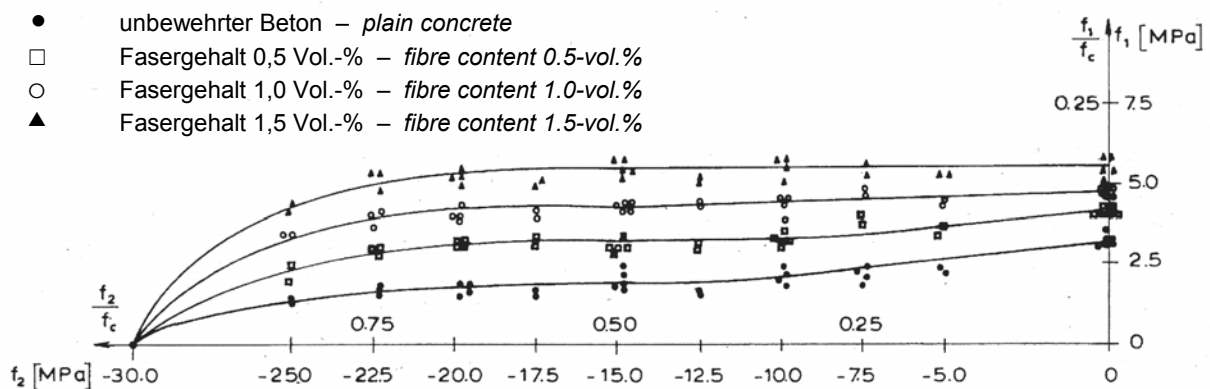


Bild 1-10. Druck-Zug-Festigkeit von unbewehrtem und faserbewehrtem Beton nach DEMEKE/TEGOS [D3]
Fig. 1-10. Compression-tension-strength of plain and fibre reinforced concrete acc. to DEMEKE and TEGOS [D3]

Grundsätzlich ist bei Stahlfaserbeton das Problem möglicher Inhomogenitäten der Faserverteilung bei der Beurteilung der Tragsicherheit zu bedenken. Unter Zugbeanspruchung lässt sich zudem mit den in der Praxis gebräuchlichen Fasergehalten nach der Erstrissbildung kaum ein verfestigendes Verhalten erzielen. Der Einsatz von Fasern als alleinige Bewehrung ist daher im konstruktiven Ingenieurbau auf wenige Anwendungsgebiete beschränkt (z. B. Aufnahme von Zwangbeanspruchungen). Kombiniert man jedoch Stabstahlbewehrung und Faserbewehrung zu einem stahlfaserverstärkten Stahlbeton, so addieren sich die Vorteile beider Verbundwerkstoffe gleichermaßen.

For steel fibre concrete the problem of possible inhomogeneities of fibre distribution has to be considered when estimating the structural safety. In addition, it is nearly impossible to obtain strain hardening after first crack formation with commonly used fibre contents. Therefore, the use of fibres as sole reinforcement is limited in engineering practice to a few applications (such as coverage of stresses due to constraints). However, if steel fibre reinforcement is used in combination with standard reinforcing bars, the advantages of both components are additive in the composite material.

Im Stahlbetonbau erfolgt die Querschnittsbemessung für die Schnittgrößen unter Beachtung sicherheitsbehafteter frakturer Materialgrößen an einem gerissenen Querschnitt (Zustand II), in dem normalerweise eine Übertragung von Betonzugspannungen ausgeschlossen wird. Andererseits ist bekannt, dass bewehrter Beton vor und auch nach der Rissentstehung zwischen den Rissen noch erhebliche Zugspannung und selbst in Rissen mit geringen Rissöffnungen noch kleine Zugspannungen aufnehmen kann [H1]. Durch die Zugabe von Stahlfasern kann die Rissbreite verringert, die Rissfortpflanzung verhindert bzw. vermindert und ein guter Verbund zwischen Bewehrung und dem umgebenden Beton erzielt werden [W3, K1, W2 und J1]. Außerdem wird im Gebrauchszustand eine gleichmäßiger verteilte Rissbildung ermöglicht [S1 und T2]. Alles dies bedeutet eine Verbesserung der Werkstoffeigenschaften von stahlfaserverstärktem Stahlbeton gegenüber faserfreiem Stahlbeton. Experimentelle Untersuchungen dazu wurden in Bochum [W3], Budapest [B1] und Zürich [P2] in den Jahren 1998 bis 2001 durchgeführt.

Hinsichtlich des Verhaltens unter biaxialer Beanspruchung liegen für unbewehrten Beton und Stahlbeton bereits weitgehende Erkenntnisse vor. Auch an Faserbeton wurden entsprechende Untersuchungen durchgeführt. Für stahlfaserverstärkten Stahlbeton stehen hingegen noch keine vergleichbaren experimentellen Resultate und damit noch keine Werkstoffmodelle und Bemessungsansätze zur Verfügung. Solche Modelle wären jedoch bei nichtlinearen Berechnungen, z. B. mit der Methode der Finiten Elemente, zur Darstellung der konstitutiven Beziehungen erforderlich, um eine realitätsnahe mathematische Beschreibung zu ermöglichen.

Am Fachgebiet Massivbau des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität Kassel wurde hierzu in einer Versuchsreihe an scheibenförmigen Probekörpern der Einfluss einer Faserzugabe auf die Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons bei kurzzeitiger Belastung experimentell untersucht. Die Ergebnisse dieser Versuchsreihe werden mit dem vorliegenden Forschungsbericht dokumentiert.

Über die im Rahmen des Forschungsvorhabens FE 497/2-1 „Zur Druck-Querzug-Festigkeit des gerissenen stahlfaserverstärkten Stahlbetons in scheibenförmigen Bauteilen“ durchgeführten Versuche (Serie 1 dieser Versuchsreihe) wird auch im gleichnamigen Abschlussbericht an die DFG [F2] sowie von BULLO [B4] in seiner Dissertation berichtet.

The design of reinforced concrete sections involves partial material safety factors for cracked sections, which normally ignore the tensile stresses in the concrete. On the other hand, it is well known, that reinforced concrete is able to carry considerable tensile stresses between cracks before and also after the begin of cracking and even small tensile stresses across cracks with small crack opening [H1]. By addition of steel fibres the crack widths can be reduced, the crack growth prevented or reduced and a good bond between reinforcement and surrounding concrete is achieved [W3, K1, W2 and J1]. Moreover, under service loads, steel fibres cause a more evenly distributed crack pattern [S1 and T2]. All this means an improvement of material properties compared to reinforced concrete without fibres. For this purpose, experimental tests were carried out in Bochum [W3], Budapest [B1] and Zürich [P2] in the years 1998 to 2001.

The behaviour of unreinforced and reinforced concrete under biaxial loading is well understood. Corresponding tests on fibre concrete have also been done. However, comparable experimental results are not yet available for reinforced steel fibre concrete, i. e. material models and adequate design approaches are not available either. But such models are necessary to establish the constitutive relations for nonlinear calculations, e. g. via the Finite-Element-Method, to permit a realistic mathematical characterisation.

Therefore, the Institute of Structural Engineering (Chair of Concrete Structures) of Kassel University, decided to determine experimentally the influence of fibres on the compressive strength of cracked reinforced concrete under short-time loading. The results of these test series are documented in this research report.

The results of the tests of Series 1 that were performed as a part of the research project FE 497/2-1 „Zur Druck-Querzug-Festigkeit des gerissenen stahlfaserverstärkten Stahlbetons in scheibenförmigen Bauteilen“ supported by the German Research Foundation DFG are also reported in the final report to the DFG [F2] as well as in the dissertation of BULLO [B4].

2 Versuchsprogramm

2.1 Untersuchte Einflussgrößen

Im Rahmen der am Fachgebiet Massivbau durchgeführten Versuchsreihe wurde der Einfluss folgender Parameter auf die Abminderung der Betondruckfestigkeit durch gleichzeitig wirkenden Querkzug untersucht:

- Größe der aufgetragenen mittleren Zugdehnung
- Zugabe von Stahlfasern
- Störwirkung der Bewehrung

2.2 Übersicht über die durchgeführten Versuche

Von April 2003 bis Juli 2004 wurden in vier Versuchsreihen insgesamt 56 faserbewehrte und faserfreie Beton- und Stahlbetonscheiben geprüft. Tabelle 2-1 gibt einen Überblick über das Versuchsprogramm.

Die dort für die Probekörper verwendeten Bezeichnungen sind eine Kombination aus Buchstaben und Ziffern. Drei aufeinander folgende Ziffern geben die vorgesehene Zugdehnung einer bewehrten Stahlbetonscheibe in $[1 \cdot 10^{-4}]$ an. So entspricht z. B. 020 einer Zugdehnung von $20 \cdot 10^{-4} = 2,0 \text{ ‰}$. Diese Art der Bezeichnung wurde zur leichteren Unterscheidung der Probekörper gewählt. Die tatsächlich aufgetragenen Zugdehnungen können im Einzelfall von den Bezeichnungen abweichen. Scheiben, die einaxial, d. h. ohne Quervordehnung, geprüft wurden, besitzen die Ziffernfolge 000. Fehlen diese drei Ziffern bei der Bezeichnung, so war die Scheibe unbewehrt. Die Ziffer am Ende der Bezeichnung gibt die laufende Nummer gleicher Scheibentypen an. Die Bedeutung der Buchstaben ist in den Fußnoten der Tabelle 2-1 erläutert.

In der Serie 1 wurden Versuche an je einer Beton- und einer Faserbetonscheibe sowie an sieben Stahlbeton- und acht stahlfaserverstärkten Stahlbetonscheiben durchgeführt (insgesamt 17 Probekörper). Die Beton- und die Faserbetonscheibe sowie je eine Stahlbeton- und eine stahlfaserverstärkte Stahlbetonscheibe wurden ausschließlich in Druckrichtung beansprucht. Bei elf Scheiben wurde die mittlere Zugdehnung vor dem Aufbringen der Druckbeanspruchung zwischen ca. 2,6 ‰ und 30 ‰ variiert. Zwei der bewehrten Scheiben (PROPT und FPROPT) wurden proportional belastet, d. h. Zug- und Druckbeanspruchung wurden in gleichem Verhältnis zueinander bis zum Versagensbeginn gesteigert. Bei 15 Versuchen der Serie 1 wurde zur Minimierung der Querdehnungsbehinderung an den Lasteinleitungsstellen zwischen den Probekörpern und der Belastungsvorrichtung eine PTFE-Folie als Gleitschicht eingesetzt.

2 Test Programme

2.1 Investigated Influence Factors

Within the scope of the test series performed at the Chair of Concrete Structures the influence of the following parameters on the compressive strength reduction due to simultaneously acting transverse tension was studied:

- Magnitude of applied average tensile strain
- Addition of steel fibres
- Detrimental effects due to the reinforcement

2.2 Overview of the Experimental Investigations

From April 2003 until July 2004 a total of 56 specimens of concrete and reinforced concrete panels with and without steel fibres were tested in four series. An overview of the test programme is given in Table 2-1.

The specimens are identified by a combination of letters and numerals. Three consecutive numerals indicate the intended tensile strain of a reinforced concrete panel in units of $[1 \cdot 10^{-4}]$. This means e. g. that 020 implies a tensile strain of $20 \cdot 10^{-4} = 2.0 \text{ ‰}$. This type of designation was chosen to simplify the specimen identification. The actually applied tensile strains may differ in particular cases. Panels which were tested uniaxially, i. e. without transverse tensile strain, are marked by the sequence 000. Without these numerals the notation signifies an unreinforced panel. The numerals at the end of the identifier indicate the panel number of the same type. The meaning of the letters is explained in the footnotes of Table 2-1.

In Series 1, tests on one plain concrete, one fibre concrete, seven reinforced concrete, and eight reinforced steel fibre concrete panels were performed (17 specimens in total). The plain concrete, the steel fibre concrete panel, as well as one reinforced concrete panel, and one reinforced steel fibre concrete panel were loaded solely in compression. For 11 panels average tensile strains of between 2.6 ‰ and 30 ‰ were varied before applying the compression loading. Two reinforced panels (PROPT and FPROPT) were loaded proportionally, i. e. tensile and compressive load were increased at a constant ratio until the onset of failure. In 15 tests of Series 1, a PTFE-foil was inserted between the specimens and loading apparatus to minimise the restraint of transverse strains.

BULLO [B4] berichtet in seiner Dissertation ebenfalls über die Versuche der Serie 1. Er verwendet jedoch von der Tabelle 2-1 abweichende Bezeichnungen. Um eine Zuordnung zu ermöglichen, sind im Anhang A.1 (Ergebnisse der Serie 1) neben den in diesem Forschungsbericht verwendeten Probekörperbezeichnungen auch die Bezeichnungen nach [B4] angegeben.

BULLO [B4] also reports about the tests of Series 1 in his doctoral thesis. However, he uses identifiers that differ from those used in Table 2-1. To allow an comparison, Appendix A.1 (results of test Series 1) gives the identifiers used in [B4] besides those used in the present report.

Tabelle 2-1. Versuchsprogramm

Table 2-1. Test programme

Scheibe <i>panel</i>	aufgebrachte Zugdehnung <i>applied tensile strain</i> [‰]	PTFE-Gleitschicht <i>PTFE-foil</i>	Durchmesser Betonstabstahl BSt 500 <i>diameter reinforcement bar BSt 500</i>		Stahlfasern <i>steel fibres</i>					
			in Zugrichtung <i>in tensile direction</i> d_s [mm]	in Druckrichtung <i>in compression direction</i> d_s [mm]	Fasergehalt <i>fibre content</i> [Vol.-%]	Fasertyp <i>fibre type</i>				
Serie 1 - Series 1										
000T	0	ja <i>yes</i>	10	10	-	-				
PROPT	1,87									
Q25T	2,59									
O50T	3,98									
O75T	7,51									
250T	30,11									
F000T	0				0,5	Dramix® 45/50				
FPROPT	1,65									
FQ25T	2,65									
FO50T	4,87									
FO75T	8,16									
F150T	15,08									
F250T	25,31				-	-				
T	0									
FT	0	0,5	Dramix® 45/50							
O15	1,69	nein <i>no</i>	10	10	---	---				
F150	16,55				0,5	Dramix® 45/50				
Serie 2 - Series 2										
VK1	0	nein <i>no</i>	10	10	-	-				
VK2	0									
VK3 ^{a)}	0									
VK4	0									
000VK1	0									
000VK2	0									
000VK3	0									
005VK1	0,60									
005VK2	0,54									
Q20VK	2,08									
O50VK	4,72									
250VK	27,32									
FVK	0				-	-				
F000VK	0									
F005VK	0,53									
FQ20VK	2,07									
FO50VK	5,23									
F250VK	29,29									
O00	0						10	10	0,5	Dramix® 80/40
Q000VK	0									

Fortsetzung und Erläuterungen der Tabelle siehe nächste Seite.

Continuation and annotation of the table see next page.

Scheibe panel	aufgebrachte Zugdehnung applied tensile strain [%o]	PTFE-Gleitschicht PTFE-foil	Durchmesser Betonstabstahl BSt 500 diameter reinforcement bar BSt 500		Stahlfasern steel fibres	
			in Zugrichtung in tensile direction d_s [mm]	in Druckrichtung in compression direction d_s [mm]	Fasergehalt fibre content [Vol.-%]	Fasertyp fibre type
Serie 3 - Series 3						
F000VK2	0	nein no	10	10	0,5	Dramix® 80/40
F000VK3 ^{b)}	0					
F000VKT		ja yes				
F005VK2 ^{c)}	0,61	nein no				
F020VK2	2,11					
F050VK2	5,47					
F250VK2	13,04					
Serie 4 - Series 4						
VK5	0	nein no	-	-	-	-
VK6	0					
000VK4	0					
005VK3	0,65		10	10		
020VK2	2,00					
025VK	2,82					
050VK2	5,05					
250VK2	25,11					
FVK2	0		-	-	0,5	Dramix® 80/40
F000VK4	0					
F015VK	1,59		10	10		
F025VK	3,09					
F025VK2	4,48					

- Erläuterungen:
 annotations
- F stahlfaserbewehrt mit Dramix®-Fasern
fibre reinforced with Dramix®-steel fibres
 - T geprüft mit einer Zwischenlage PTFE-Folie, $t = 2$ mm, oben und unten sowie Silikonfett
tested with PTFE-foil, $t = 2$ mm, above and below as well as silicone grease between loading platen and PTFE-foil
 - PROP proportionale Belastung
proportional loading
 - VK Belastungsvorrichtung mit Zentrierplatten in den Viertelpunkten und zusätzlicher
 Lastverteilungsplatte am Scheibenkopf
loading mechanism with self-centring plates at the quarter points and additional load distributing platen at the head of the panel
 - Q Stahlbetonscheibe ohne Querbewehrung in Druckrichtung
reinforced concrete panel without transverse reinforcement in compression direction
 - a) fehlerhaft ausgeführte Ausgleichschichten
incorrectly fabricated capping layers
 - b) Versuch aufgrund des Erreichens der Höchstlast der Belastungsvorrichtung vor Eintritt
 des Versagens der Scheibe abgebrochen
 (Wiederbelastung mit zusätzlicher PTFE-Folie als Scheibe F000VKT)
*test terminated because of reaching the ultimate capacity of the loading mechanism before reaching panel failure
 (further loading test with additional PTFE-foil renamed as panel F000VKT)*
 - c) nach dem Aufbringen der Zugspannung durch einen Fehler beim Einrichten in
 Druckrichtung schlagartig zu Bruch gefahren
 (keine Messdaten zum Verhalten unter Druckbeanspruchung)
*after applying the tension stress sudden failure due to error in compression load set-up
 (no test data for behaviour under compressive stress)*

Alle Probekörper der weiteren Serien 2 bis 4 wurden sequentiell belastet, d. h. zunächst wurde die Zug- und anschließend die Druckbeanspruchung aufgebracht. Zudem wurde auf eine Gleitschicht im Bereich der Lasteinleitung verzichtet und die Versuchsdurchführung sowie die Belastungsvorrichtung durch den Einbau zweier Zentrierplatten in den Viertelspunkten und einer zusätzlichen Lastverteilungsplatte am Scheibenkopf geringfügig verändert. Diese Maßnahmen werden in Abschnitt 5.1.2 näher erläutert.

In der Serie 2 wurden vier unbewehrte Betonscheiben, eine Faserbetonscheibe sowie zehn Stahlbeton- und fünf faserbewehrte Stahlbetonscheiben geprüft (insgesamt 20 Probekörper). Davon wurden die Beton- und Faserbetonscheiben sowie fünf der Stahlbetonscheiben und eine stahlfaserverstärkte Stahlbetonscheibe ausschließlich in Druckrichtung beansprucht. Im Übrigen wurden mittlere Zugdehnungen zwischen ca. 0,5 ‰ und 29 ‰ aufgebracht. Bei den faserbewehrten Beton- und Stahlbetonscheiben wurde der Fasertyp gegenüber der Serie 1 geändert (vgl. Abschnitt 4.3). Die Stahlbetonscheibe Q000VK war nur in Zugrichtung bewehrt.

Die Scheiben der Serie 3 unterschieden sich von den Probekörpern der Serien 1 und 2 durch eine geänderte Betonrezeptur (vgl. Abschnitt 4.1). Es wurden ausschließlich faserbewehrte Stahlbetonscheiben untersucht (insgesamt 6 Probekörper). Zwei dieser Probekörper wurden nur in Druckrichtung beansprucht, wobei die Scheibe F000VK3 aufgrund des Erreichens der Höchstlast der Belastungsvorrichtung erst nach einer Wiederbelastung und mit einer zusätzlichen Zwischenschicht PTFE-Folie an den Lasteinleitungspunkten als Scheibe F000VKT zu Bruch gefahren werden konnte. Bei den weiteren Scheiben wurden mittlere Zugdehnungen zwischen ca. 0,6 ‰ und 13 ‰ aufgebracht.

Die Versuche der Serie 4 wurden unter den gleichen Randbedingungen durchgeführt wie die der Serie 3. Es wurden zwei unbewehrte Betonscheiben, eine Faserbetonscheibe sowie sechs Stahlbeton- und vier faserbewehrte Stahlbetonscheiben geprüft (insgesamt 13 Probekörper). Davon wurden die Beton- und Faserbetonscheiben sowie je eine Stahlbeton- und eine faserverstärkte Stahlbetonscheibe ausschließlich in Druckrichtung beansprucht. Die mittleren Zugdehnungen der zweiaxial beanspruchten Scheiben betragen ca. 0,7 ‰ bis 25 ‰.

All specimens of the following Series 2 to 4 were loaded sequentially, i. e. at first the tensile loading was applied and afterwards the compressive loading. Moreover, no friction reducing layer has been used. The execution as well as the loading device were changed slightly with the installation of two centring plates in the quarter points and an additional load distribution platen on the head of the panels. These modifications are explained in detail in Chapter 5.1.2.

In Series 2, four plain concrete panels, one fibre concrete panel, ten reinforced concrete, and five reinforced steel fibre concrete panels were tested (20 specimens in total). Out of these, the plain concrete, the fibre concrete panels, as well as five reinforced concrete panels, and one reinforced steel fibre concrete panel were loaded in compression only. Otherwise, average tensile strains between approximately 0.5 ‰ and 29 ‰ were applied. Compared to Series 1 the type of fibres was changed for the steel fibre concrete and reinforced steel fibre concrete panels (see Chapter 4.3). The reinforced concrete Panel Q000VK was reinforced only in tensile direction.

The panels of Series 3 differed from the specimens of Series 1 and 2 by a modified concrete mix (see Chapter 4.1). Exclusively reinforced steel fibre concrete panels were tested (all in all 6 specimen). Two of these specimens were loaded in compression only. Due to reaching the capacity of the loading mechanism, Panel F000VK3 was brought to failure only after changing the test setup by adding a PTFE-foil at the loading zones and reloading as Panel F000VKT. The other panels were subject to average tensile strains of circa 0.6 ‰ to 13 ‰.

The tests of Series 4 were executed under the same conditions as those in Series 3. Two plain concrete panels, one steel fibre concrete panel, as well as six reinforced concrete panels, and four reinforced steel fibre concrete panels were tested (in total 13 specimens). Out of these, one plain concrete, the steel fibre concrete panel, as well as one reinforced concrete panel, and one reinforced steel fibre concrete panel were loaded only in compression. The mean tensile strains of the biaxially loaded panels turned out between circa 0.7 ‰ and 25 ‰.

3 Versuchskörper

3.1 Abmessungen und Bewehrung

Die Abmessungen und die Bewehrung der untersuchten Probekörper sind in Bild 3-1 dargestellt. Die Scheiben waren in Zugrichtung 1000 mm lang, in Druckrichtung 500 mm hoch und 100 mm dick. Sie wurden in beiden Beanspruchungsrichtungen zweilagig mit Stabstählen, Durchmesser $d_s = 10$ mm, orthogonal bewehrt. Die Abstände der Bewehrungsstäbe betragen in Zugrichtung 100 mm (Bewehrungsgehalt $\rho_s = 1,57\%$). Die Querbewehrung in Druckrichtung wurde in Abständen von 225 mm (Bewehrungsgehalt $\rho_s = 0,79\%$) angeordnet. Die Enden der Querbewehrung wurden abgebogen (Position 3 in Bild 3-1), um ein Durchstoßen der Betonoberfläche infolge Spannungskonzentrationen im Bereich der Lasteinleitung zu vermeiden. Die seitliche Betonüberdeckung betrug bezüglich der vertikalen Querbewehrung 15 mm und bezüglich der horizontalen Längsbewehrung 25 mm. In Zugrichtung waren neben den durchlaufenden geraden Bewehrungsstäben in einem kurzen Lasteinleitungsbereich von 120 mm Länge Schlaufen (Position 2 in Bild 3-1) angeordnet, um Fließen der durchgehenden Bewehrung außerhalb des Probekörpers zu verhindern. Um ein vorzeitiges Versagen an den Verbindungsstellen der durchgehenden Bewehrungsstäbe zur weiteren Belastungsvorrichtung in Zugrichtung zu vermeiden, wurden Bewehrungsstäbe mit an den Enden aufgerollten Gewinden eingesetzt. An den Enden der Schlaufen wurden hingegen Gewinde aufgeschnitten.

3 Test Specimens

3.1 Dimensions and Reinforcement

The dimensions and the reinforcement of the test specimens are shown in Fig. 3-1. The panels were 1000 mm long in the tensile direction, 500 mm high in the compression direction and 100 mm thick. They were reinforced orthogonally in two layers with reinforcing bars of diameter $d_s = 10$ mm in each loading direction. In the tensile direction, the bar spacing was 100 mm (reinforcement ratio $\rho_s = 1,57\%$) and in the transverse compression direction they were spaced at 225 mm (reinforcement ratio $\rho_s = 0,79\%$). The ends of the transverse reinforcement were bent (see item 3 in Fig. 3-1) to avoid punching through the concrete surface as a result of stress concentrations in the compression load transmission zone. The lateral concrete cover was 15 mm for the vertical transverse reinforcement and 25 mm for the horizontal longitudinal reinforcement. In the tensile direction, besides the continuous straight reinforcing bars, U-bent reinforcement (see item 2 in Fig. 3-1) was placed in a 120 mm long load transmission zone to avoid yielding of the continuous reinforcement outside the specimen. To eliminate a premature failure at the connection of the continuous tensile reinforcement to the loading devices, the reinforcing bars had rolled threads at the ends. In contrast, the threads at the ends of the loops were tapped.

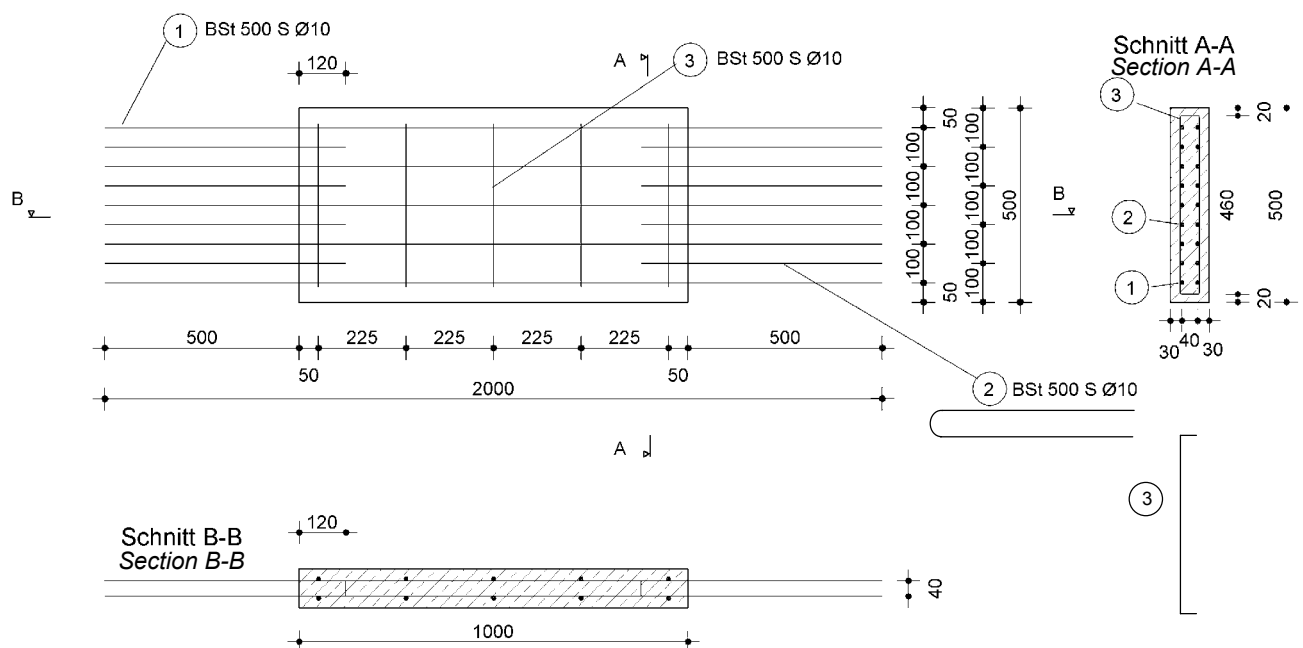


Bild 3-1. Bewehrungsplan für die bewehrten Betonscheiben

Fig. 3-1. Reinforcement of reinforced concrete panels

3.2 Herstellung und Lagerung

Die Versuchskörper wurden in einer steifen Stahlschalung stehend betoniert, die bereits bei den Versuchen von KOLLEGER/MEHLHORN [K3] verwendet worden war (Bild 3-2). Die Seitenwände bestanden aus kunststoffbeschichteten Schaltafeln. Die Schalung der Stirnseiten war mit Löchern entsprechend der Bewehrungsanordnung versehen. Vor dem Betonieren wurden die durchgehenden Bewehrungsstäbe mit Hilfe von Muffen und kurzen Gewindestangen an der Stahlschalung fixiert, um ein Verschieben oder Durchbiegen beim Einfüllen des Betons zu vermeiden. Der Beton wurde in zwei Lagen über die Höhe von 500 mm eingebracht und mit einem Flaschenrüttler verdichtet. Die Oberseite der Scheiben wurde nach dem Verdichten mit einer Glättkelle abgezogen. Zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls, der Spaltzugfestigkeit und der Druckfestigkeit wurden mehrere Betonzylinder in gleicher Weise begleitend hergestellt.



Bild 3-2. Schalung der Versuchsscheiben

Fig. 3-2. Formwork for test panels

Das Ausschalen erfolgte in der Regel nach zwei bis drei Tagen. Die Probekörper der Serien 1 und 2 wurden anschließend sieben Tage im Wasserbecken und 14 Tage in einer Klimakammer bei 20 °C und 90 % relativer Luftfeuchte gelagert. Bis zum Tag der Prüfung erfolgte die weitere Lagerung unter Raumklima (20 °C und 50 % relative Luftfeuchte). Die Prüfung selbst wurde nach frühestens 28 Tagen durchgeführt. Herstellung und Prüfung erfolgten bei der Serie 1 in wöchentlichem Rhythmus. In den Serien 2 bis 4 wurden zwei Scheiben pro Woche betoniert und getestet.

Die Probekörper der Serien 3 und 4 wurden mit einer veränderten Betonrezeptur hergestellt, was eine Prüfung nach bereits 7 Tagen bei vergleichbarer Betondruckfestigkeit ermöglichte. Die Scheiben dieser Serien

3.2 Production and Storage

The specimens were cast upright in a stiff steel formwork, that was already used for the tests of KOLLEGER and MEHLHORN [K3] (Fig. 3-2). The side walls consisted of plastic-coated formwork panels. The formworks for the end walls were perforated with holes for the reinforcing bars. Before concreting, the continuous reinforcing bars were attached to the steel formwork via threaded sleeves and short threaded bars, to avoid misalignment or bending during concrete placement. The concrete was placed in two layers over a height of 500 mm and compacted with an internal vibrator. The upper surface of the panels was levelled with a smoothing trowel after compacting. At the same time and in the same way, several concrete cylinders were fabricated to determine the modulus of elasticity, the tensile splitting strength and the compressive strength.

Striking normally took place after two or three days. The specimens of Series 1 and 2 were afterwards stored for seven days in a water tank and 14 days in a curing chamber at 20 °C and 90 % relative humidity. Up to the testing day, the subsequent storage took place at room conditions (20 °C and 50 % relative humidity). The test itself was carried out after 28 days at the earliest. Fabrication and testing of Series 1 took place in a weekly cycle. In Series 2 to 4, two panels were fabricated and tested per week.

The specimens of Series 3 and 4 were fabricated with a modified concrete mix, which allowed testing already after 7 days at a comparable concrete strength. The panels of these series were stored after striking only at normal room conditions because of the short period

wurden nach dem Ausschalen, aufgrund der kurzen Zeitspanne zwischen Herstellung und Prüfung, ausschließlich unter Raumklima gelagert. Die begleitend hergestellten Betonzylinder wurden unter den gleichen Bedingungen wie die entsprechenden Versuchsscheiben aufbewahrt und mit wenigen Ausnahmen, die auf einen Ausfall der Prüfmaschine zurückzuführen waren, am gleichen Tag getestet. Vor der Prüfung wurden die Betonzylinder an den Stirnseiten planparallel geschliffen.

Um eine gleichmäßig verteilte Belastung über die Scheibenlänge zu gewährleisten, wurde in der Serie 1 einen Tag vor dem Versuch auf die abgezogene Scheibenoberseite eine Ausgleichschicht von ca. 5 mm Dicke aus einem schnellerhärtenden Vergussmörtel V1/10 der Fa. Pagel im Versuchsstand aufgebracht. Aufgrund der einfacheren Verarbeitbarkeit kam in den Serien 2 bis 4 anstelle des Vergussmörtels ein ultrahochfester Beton (UHPC) der Mischung M1Q [B3] zum Einsatz. Um Planparallelität zwischen Belastungsvorrichtung und Beton im Lasteinleitungsbereich zu gewährleisten, wurde in den Serien 2 bis 4, ausgenommen die Scheiben VK1, VK2, 000 und 250VK, auch auf der geschalteten Scheibenunterseite eine Ausgleichschicht im Versuchsstand aufgebracht. Bei der Scheibe VK3 wurden die Ausgleichsschichten fehlerhaft ausgeführt (vgl. Abschnitt 6.2).

Um das Rissbild besser sichtbar werden zu lassen, wurden die Scheiben mit weißer Farbe angestrichen.

between fabricating and testing. The cylinders, that were cast at the same time, were stored under the same conditions as the corresponding test panels and were tested on the same day with few exceptions, caused by breakdown of the testing machine. Before testing, the top and bottom faces of the concrete cylinders were ground to be plane-parallel and smooth.

To guarantee an evenly distributed load over the panel length, one day before testing an approximately 5 mm thick capping of the rapid-hardening grouting mortar V1/10 (manufacturer: Pagel) was applied to the smoothed top of the panel in the testing device. Because of easier handling, the Series 2 to 4 received a layer of Ultra-High-Performance Concrete (UHPC) mix M1Q [B3] instead of the capping mortar. To guarantee plane parallel faces between loading mechanism and concrete in the load transmission zone in Series 2 to 4, except the Panels VK1, VK2, 000, and 250VK, a capping layer was also applied on the formed bottom face of the panel in the loading device. For Panel VK3 the capping layers were applied incorrectly (see Chapter 6.2).

For a better visualisation of the crack patterns, the panels were coated with white paint.

4 Material

4.1 Beton

Für die Herstellung der Probekörper der Serien 1 und 2 wurden die in Tabelle 4-1 angegebenen Mischungszusammensetzungen verwendet. Angestrebt wurde eine mittlere 28-Tage-Zylinderdruckfestigkeit von etwa 40 N/mm^2 . Der Wasserzementwert betrug $w/z = 0,45$. Um trotz des niedrigen Wasserzementwerts eine gute Verarbeitbarkeit zu gewährleisten, wurde Fließmittel zugegeben. Die Zuschläge bestanden aus rundkörnigem gewaschenem Material und wurden vor dem Betonieren luftgetrocknet. Um das Einbringen und Verdichten des Betons zu erleichtern, wurde das Größtkorn auf 8 mm begrenzt. In Bild 4-1 ist die gewählte Sieblinie dargestellt. Sie lag in dieser Form allen eingesetzten Betonmischungen zugrunde.

4 Material

4.1 Concrete

For the production of the specimens of Series 1 and 2, the mix compositions shown in Table 4-1 were used. The mean value of the 28-day-cylinder-compressive strength was aimed at about 40 N/mm^2 . The water-cement ratio was $w/c = 0.45$. To guarantee a good workability in spite of the low water-cement ratio, a plasticiser was added. The aggregates consisted of washed round grainy material, dried in air before concreting. To facilitate the placement and compaction of the concrete, the maximum aggregate size was limited to 8 mm. The selected grading curve is shown in Fig. 4-1. It formed the basis of all concrete mixes used.

Tabelle 4-1. Zusammensetzung der in den Serien 1 und 2 verwendeten Betonmischungen

Table 4-1. Compositions of concrete mixes used for Series 1 and 2

Angaben in kg/m^3 Units in kg/m^3	ohne Fasern without fibres	mit Fasern with fibres
Zement - cement CEM I 32,5 R	489	489
Sand 0/2 - sand 0/2	789	763
Kies 2/8 - gravel 2/8	789	763
Stahlfasern - steel fibres Dramix® 45/50 ¹⁾	-	40
Wasser - water	220	220
Fließmittel - plasticiser WOERMENT FM 375 (FM)	0,2445	0,2445

¹⁾ in Serie 2 durch Stahlfasern Dramix® 80/40 ersetzt
in Series 2 replaced by steel fibres Dramix® 80/40

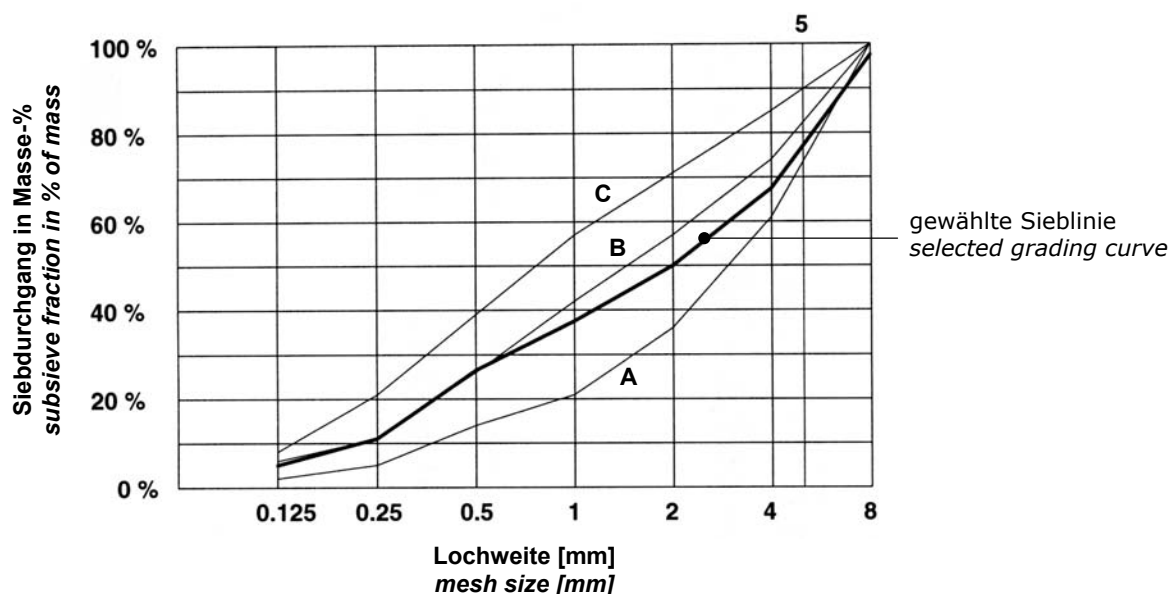


Bild 4-1. Sieblinie für das Zuschlaggemisch

Fig. 4-1. Grading curve for aggregates

Aufgrund von Entmischungserscheinungen, die während des Betonierens und an den Bruchflächen der Probekörper festzustellen waren, und um zudem die Zeitdauer zwischen der Herstellung und dem Tag der Prüfung zu verkürzen, wurde für die Serien 3 und 4 eine andere Betonmischung verwendet, deren Zusammensetzung in Tabelle 4-2 angegeben ist. Der Wasserzementwert betrug $w/z = 0,46$. Wesentlich waren der deutlich geringere Zementgehalt und die Verwendung eines Zements CEM I 42,5 R anstelle eines CEM I 32,5 R, um planmäßig nach 7 Tagen etwa die 28-Tage-Festigkeit der in den Serien 1 und 2 eingesetzten Betonmischung zu erreichen. Die tatsächlichen Druckfestigkeiten des Betons lagen jedoch höher, so dass aufgrund der Begrenzung der Prüfmaschine, in der Serie 4 bei ansonsten unveränderter Mischungszusammensetzung, wieder ein Zement CEM I 32,5 R eingesetzt wurde.

Because of occurrences of segregation, which were noticed during concreting and on the fracture surfaces of the specimens, and in order to shorten the period between production and testing, a different concrete mix was used for the Series 3 and 4. Its composition is specified in Table 4-2. The water-cement ratio was about $w/c = 0.46$. Of importance was the substantially lower cement content and the use of a cement CEM I 42,5 R instead of a CEM I 32,5 R, to obtain approximately the same strength after 7 days as for the concrete mix of the Series 1 and 2 after 28 days. However, the actually obtained compression strengths were higher, so that due to the limit of the testing machine cement CEM I 32,5 R was used again in Series 4, with otherwise the same mix proportions.

Tabelle 4-2. Zusammensetzung der in den Serien 3 und 4 verwendeten Betonmischungen

Table 4-2. Compositions of concrete mixes used for Series 3 and 4

Angaben in kg/m^3 Units in kg/m^3	ohne Fasern without fibres	mit Fasern with fibres
Zement – cement CEM I 42,5 R ¹⁾	390	390
Sand 0/2 – sand 0/2	873	867
Kies 2/8 – gravel 2/8	843	837
Stahlfasern – steel fibres Dramix® 80/40	-	40
Wasser – water	180	180
Fließmittel – plasticiser Sika ADDIMENT FM 40 ^{2) 3)}	5,85	5,85

¹⁾ in Serie 4 durch CEM I 32,5 R ersetzt
in Series 4 replaced by CEM I 32,5 R

²⁾ ersetzt durch $2,535 \text{ kg/m}^3$ WOERMENT FM 375 (FM) bei Scheibe F000VK2
replaced by 2.535 kg/m^3 WOERMENT FM 375 (FM) at Panel F000VK2

³⁾ bei den Scheiben FVK2 und F025VK2 wurde die Fließmittelmenge um 10 % reduziert
for Panels FVK2 and F025VK2 the quantity of plasticiser was reduced by 10 %

4.2 Betonstahl

Die Scheiben wurden in Zug- und Druckrichtung mit warmgewalzten Betonstabstählen BSt 500 S (erhabene Rippung) nach DIN 488-1 [D8] bewehrt. Der Stabdurchmesser betrug bei allen Versuchskörpern $d_s = 10 \text{ mm}$. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des verwendeten Betonstahls wurde an drei ca. 500 mm langen Zugproben ermittelt. Die Wege wurden mittels einer auf den Bewehrungsstab geklemmten speziellen Halterung mit induktiven Wegaufnehmern über eine Länge von 30 mm gemessen und mit dem Programm CATMAN aufgezeichnet. In Bild 4-2 sind die für die drei Zugproben erhaltenen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen dargestellt.

4.2 Reinforcing Steel

The panels were reinforced in tensile and compression direction with hot rolled reinforcing steel bars BSt 500 S (high ribs) according to DIN 488-1 [D8]. The diameter d_s was 10 mm for all specimens. The stress-strain-relationship of the reinforcing steel was determined at three about 500 mm long tension specimens. The displacements were measured along a 30 mm gauge length with inductive displacement transducers, which were attached to the reinforcing bar with a special bracket, and recorded with the program CATMAN. The resulting stress-strain-relations are shown in Fig. 4-2.

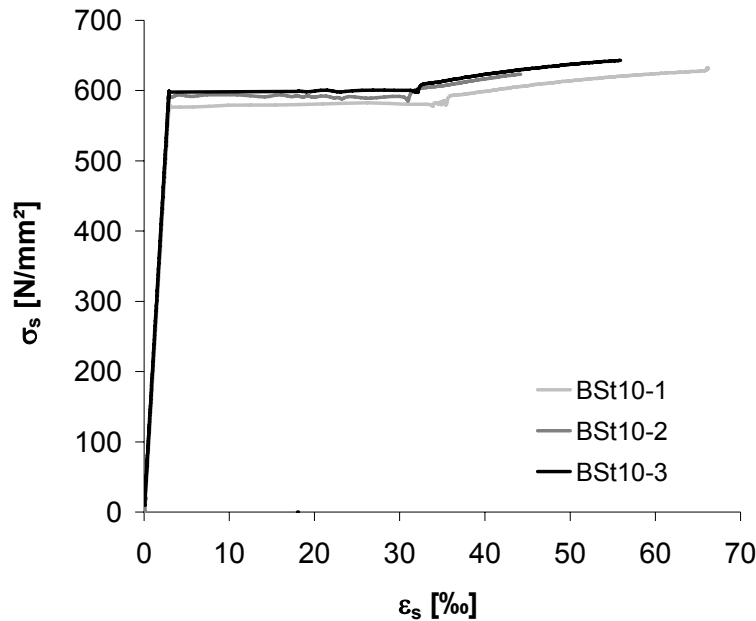


Bild 4-2. Spannungs-Dehnungs-Beziehung des verwendeten Betonstahls BSt 500 S (3 Proben)
Fig. 4-2. Stress-strain relation of the used reinforcing steel BSt 500 S (3 specimens)

4.3 Stahlfasern

Den faserbewehrten Beton- und Stahlbetonscheiben wurden Dramix[®]-Stahlfasern (Fa. Bekaert Deutschland GmbH) mit gekröpften Enden zugegeben (Bild 4-3). Der Fasergehalt betrug 0,5 Vol.-% (40 kg Stahlfasern/m³ Beton). Es kamen zwei unterschiedliche Fasertypen zum Einsatz.

4.3 Steel Fibres

Dramix[®]-Steel fibres (producer: Bekaert Deutschland GmbH) with hooked ends (Fig. 4-3) were added to the steel fibre concrete panels and the reinforced steel fibre concrete panels. The fibre content was 0.5 vol.-% (40 kg steel fibres/m³ concrete). Two different types of fibres were used.



Bild 4-3. Zu Streifen verklebte, hochfeste Dramix[®]-Stahlfasern mit gekröpften Enden der Fa. Bekaert Deutschland GmbH

Fig. 4-3. Bundled Dramix[®] high tensile steel fibres with hooked ends by Bekaert Deutschland GmbH

In der Serie 1 wurden lose Drahtfasern des Typs Dramix[®] 45/50-BN verwendet, die in der Regel bei der Herstellung von Industriefußböden eingesetzt werden. Die Länge dieser Fasern beträgt 50 mm, der Durchmesser 1,05 mm. Hieraus ergibt sich ein Verhältnis zwischen Länge und Durchmesser (Schlankheit) von $l/d = 48$. Die Zugfestigkeit der Fasern wird vom Hersteller mit 1000 N/mm² angegeben.

In Series 1, loose wire fibres of type Dramix[®] 45/50-BN were used, which normally are applied for the fabrication of industrial floors. The length of these fibres is 50 mm, the diameter 1.05 mm. The resulting aspect ratio (slenderness) is $l/d = 48$. The tensile strength of the fibres is given as 1000 N/mm² by the producer.

Da sich die Verarbeitung der Fasern aufgrund ihrer Länge und der kleinen Bauteilabmessungen bzw. Bewehrungsabstände als schwierig erwies, kamen in den Serien 2 bis 4 kürzere, hochfeste Stahlfasern des Typs Dramix® 80/40-BP zur Anwendung, die als alleinige oder additive Bewehrung auch in tragenden Beton- und Spannbetonbauteilen eingesetzt werden. Die Fasern dieses Fasertyps sind mit einem wasserlöslichen Klebstoff zu Streifen verleimt (Bild 4-3). Während des Mischvorgangs löst sich der Klebstoff auf. Auf diese Weise soll eine so genannte Igelbildung, wie sie bei sehr schlanken Fasern zu beobachten ist, verhindert werden. Die Länge der Fasern beträgt 40 mm, der Durchmesser 0,5 mm. Das Verhältnis zwischen Länge und Durchmesser l/d ergibt sich zu 80. Die Zugfestigkeit wird mit 2300 N/mm^2 angegeben.

Because of the complicated handling of the fibres due to their length and the small specimen dimensions as well as reinforcing spacings, shorter fibres of type Dramix® 80/40-BP (high tensile steel fibres) were used for Series 2 to 4. These are typically used in load-bearing concrete and pre-stressed concrete members, either as sole or as additive reinforcement. The fibres of this type are glued in bundles with a water soluble adhesive (Fig. 4-3). During the mixing process the adhesive dissolves. Thus, the balling (clumping) of fibres, which is noticed at very slender fibres, can be avoided. The length of the fibres is 40 mm, the diameter 0.5 mm. The aspect ratio l/d is 80. The tensile strength is specified as 2300 N/mm^2 .

5 Versuchsdurchführung

5.1 Versuchsaufbau

Die Druck-Querzugversuche wurden im Aufspannfeld des Zentrallabors des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau an der Universität Kassel durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist in Bild 5-1 und schematisch in den Bildern 5-2 bis 5-4 dargestellt.

5 Execution of Tests

5.1 Test Setup

The compression-transverse tension tests were carried out on the strong floor of the Central Laboratory of the Institute of Structural Engineering of Kassel University. The test setup is shown in Fig. 5-1 and schematically in Figs. 5-2 to 5-4.



- (1) 2,5 MN-Hydraulikzylinder für die Druckbelastung
2,5 MN-hydraulic jacks for compressive forces
- (2) 400 kN-Hydraulikzylinder für die Zugbelastung
400 kN-hydraulic jacks for tensile forces
- (3) Lastverteilung – *load distribution*
- (4) Prüfkörper – *test specimen*
- (5) UHPC-Lagerblock – *UHPC-bearing block*

Bild 5-1. Prüfraumen mit Versuchsaufbau für die Druck-Querzugversuche
Fig. 5-1. Test Setup for the biaxial compression-transverse tension tests

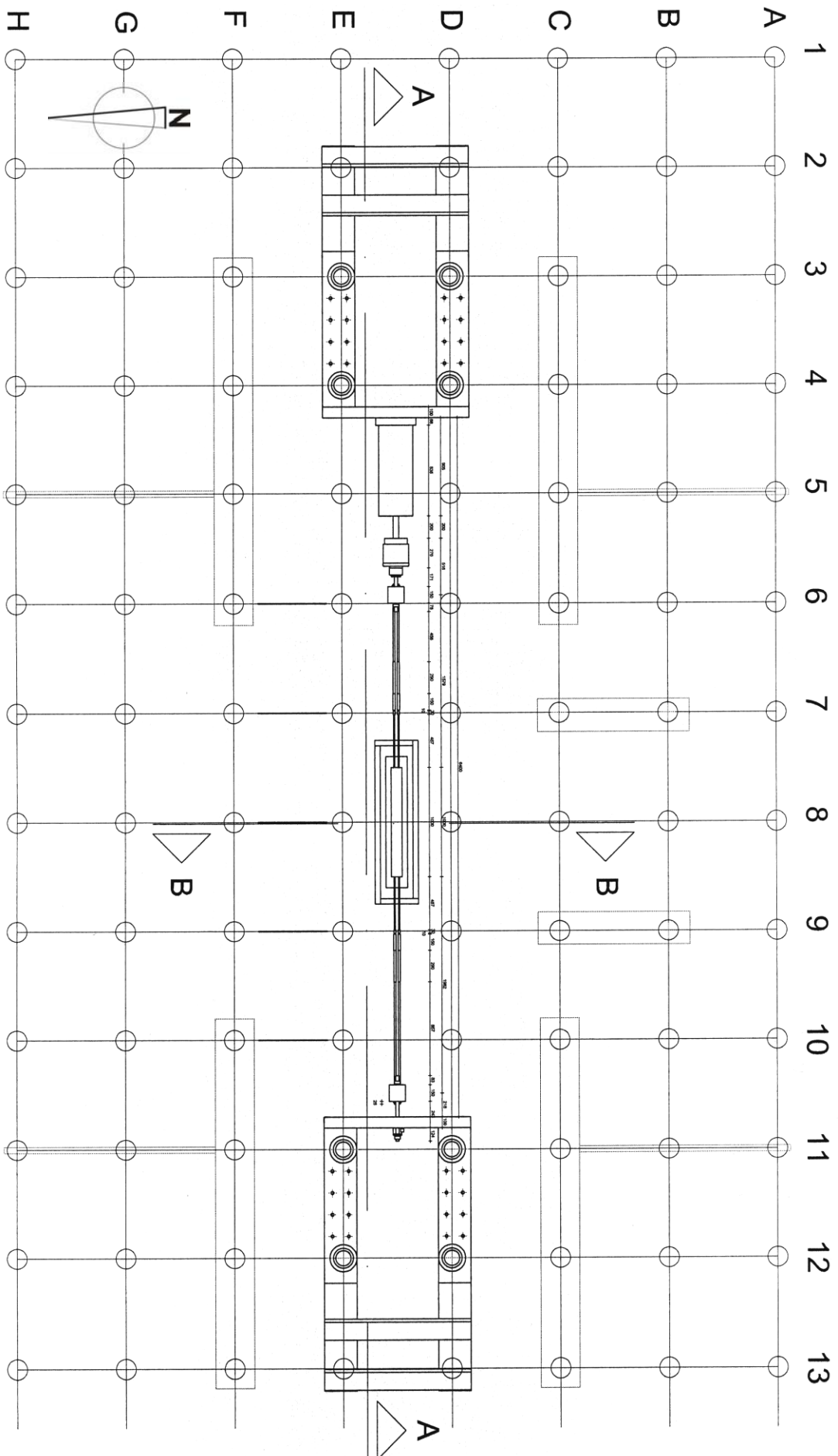


Bild 5-2. Schematische Darstellung der Belastungsvorrichtung – Grundriss
Fig. 5-2. Schematic view of test setup – plan view

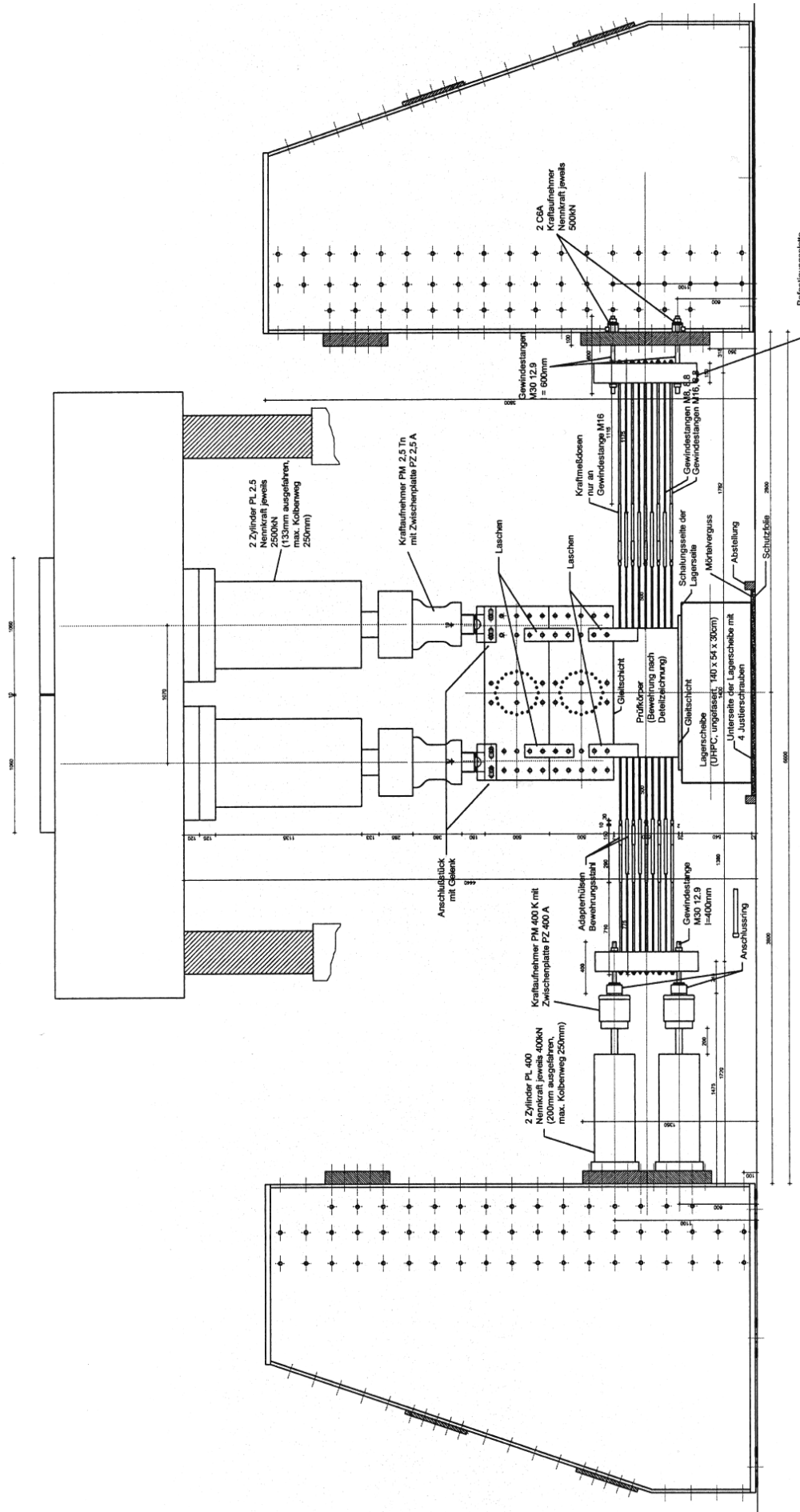


Bild 5-3. Schematische Darstellung der Belastungsvorrichtung – Schnitt A-A
Fig. 5-3. Schematic view of test setup – section A-A

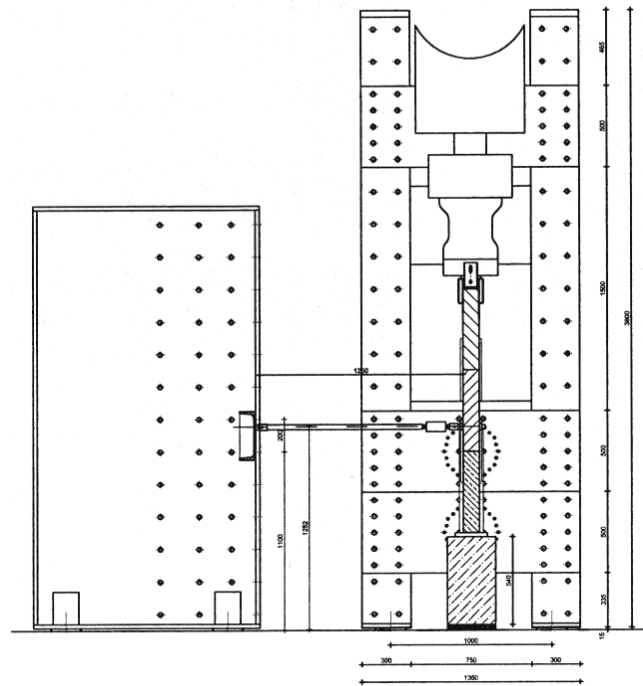


Bild 5-4. Schematische Darstellung der Belastungsvorrichtung – Schnitt B-B

Fig. 5-4. Schematic view of test setup – section B-B

5.1.1 Einleitung der horizontalen Zugkräfte

Die horizontalen Zugkräfte wurden über zwei Hydraulikzylinder mit einer Nennlast von je 400 kN aufgebracht und, wie in den Bildern 5-3 und 5-5 dargestellt, über ein Querhaupt sowie zwischengeschaltete Gewindestangen und Adapter an die Bewehrung der Stahlbetonscheibe weitergeleitet. Durch die Verwendung unterschiedlicher Durchmesser der zwischengeschalteten Gewindestangen wurden ca. 70 % der Zugkraft über die durchlaufenden Bewehrungsstäbe und ca. 30 % der Zugkraft über die zusätzlichen Bewehrungsschlaufen in die Betonscheibe eingetragen.

5.1.2 Einleitung der vertikalen Druckkräfte

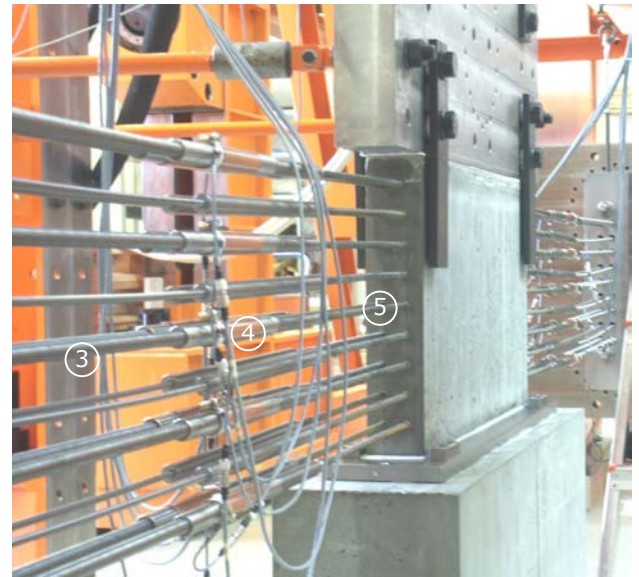
Die vertikalen Druckkräfte wurden über zwei Hydraulikzylinder mit einer Nennlast von je 2,5 MN aufgebracht und über zwei Rollenlager, die ein Verkippen in der Scheibenebene erlaubten, in zwei übereinander stehende, Last verteilende Stahlscheiben (Nr. 2 in Bild 5-6) in den Probekörper eingeleitet. Die Stahlscheiben waren durch horizontale Verstrebrungen gegen ein Ausweichen aus der Belastungsebene heraus gesichert (Nr. 3 in Bild 5-6). Als Auflager für die Versuchskörper diente ein Block aus ultrahochfestem Stahlbeton mit einer darauf befestigten, glatt bearbeiteten Stahlplatte.

5.1.1 Application of the Horizontal Tension Forces

The horizontal tension forces were applied by two hydraulic jacks, each with a nominal capacity of 400 kN, and, as shown in Figs. 5-3 and 5-5, transmitted by a crosshead and via threaded bars and sleeves to the reinforcement of the reinforced concrete panel. By using different diameters for the intermediate threaded bars, about 70 % of the tension force was applied to the concrete panel by the continuous reinforcing bars and the remaining 30 % by the added U-shaped reinforcement.

5.1.2 Application of the Vertical Compression Forces

The vertical compression forces were applied by two hydraulic jacks, each with a nominal capacity of 2.5 MN, and transmitted by two roller bearings, which permitted a tilting in the plane of the panel, to two load distributing steel panels (item 2 in Fig. 5-6), on top of each other, into the specimen. The steel panels were prevented to move out of the loading plane by horizontal struts (item 3 in Fig. 5-6). A block of Ultra-High-Performance Concrete (UHPC) with an attached polished steel plate acted as the support for the specimens.



- (1) 400 kN-Hydraulikzylinder
400 kN-hydraulic cylinders
- (2) Querhaupt – *crosshead*
- (3) Gewindestangen \varnothing 8 mm und \varnothing 16 mm
threaded bars with \varnothing 8 mm and \varnothing 16 mm
- (4) Kraftmesszellen – *load cells*
- (5) Bewehrungsstab – *reinforcing bar*

Bild 5-5. Einleitung der Zugkräfte: Zugzylinder mit Querhaupt und Zugstangen (links) und Scheibe mit Zugstangen und Kraftmesszellen (rechts)

Fig. 5-5. Application of tension forces: tension cylinder with crosshead and tension bars (left) and test panel with tension bars and load cells (right)

Um für die beiden proportionalen Belastungsversuche der Serie 1 die Reibung zwischen Probekörper und Druckbelastungsvorrichtung möglichst gering zu halten, und so auch bei hoher vertikaler Auflast noch eine über die Probekörperlänge gleichmäßig verteilte Querdehnung aufbringen zu können, wurden im Vorfeld Gleitversuche an Betonquadern durchgeführt. Dabei wurde die Wirksamkeit verschiedener Gleitschichten, bestehend aus Kombinationen von Edelstahlblechen, PTFE-Folien mit Silikon- bzw. MoS₂-Fetten oder Gleitlack, untersucht. Die Wahl fiel auf eine 2 mm dicke PTFE-Folie, die direkt auf Ober- und Unterseite des Probekörpers aufgebracht und zu den Stahlflächen der Belastungsvorrichtung hin mit Silikonfett bestrichen wurde (Nr. 5 in Bild 5-6). Die Ausziehversuche ergaben für diesen Aufbau einen Haftungsbeiwert von etwa 2 % und einen Gleitreibungsbeiwert von etwa 1 %.

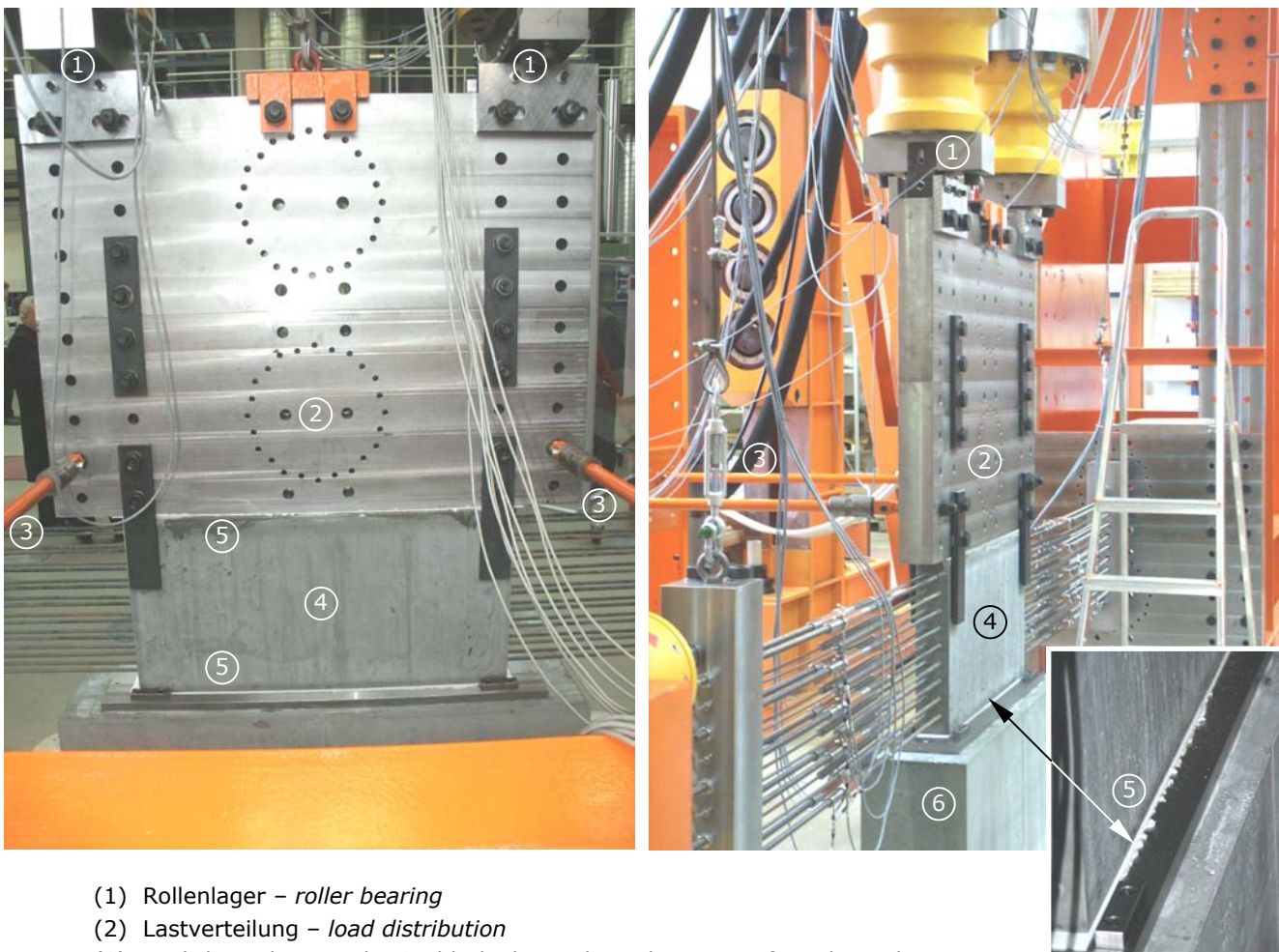
Wie an den Bruchbildern einiger Scheiben der Serie 1 festzustellen war (vgl. Abschnitt 6.1, Bilder 6-2a und c), hatte sich aufgrund der Einleitung der vertikalen Kolbenkräfte an den Rändern der Lastverteilungsscheiben eine geringe Ungleichmäßigkeit der Spannungsverteilung mit Spannungskonzentrationen an den

To minimise the friction between specimen and compression loading device for both proportional load tests of Series 1, and also to be able to apply an evenly distributed transverse strain even in the presence of a high vertical compression load, exploratory sliding tests were conducted on concrete blocks prior to the actual tests. These tests explored the effectiveness of several sliding layers, which consisted of combinations of stainless steel sheets, PTFE-foils with silicon or MoS₂ greases or a sliding lacquer. A 2 mm thick PTFE-foil was chosen, which was attached directly to the top and bottom faces of the specimen and covered with silicon grease up to the steel plates of the loading device (item 5 in Fig. 5-6). For this set-up the pull-out tests indicated static and sliding friction coefficients of about 2 % and 1 %, respectively.

The failure patterns of some panels of Series 1 (see Chapter 6.1, Figs. 6-2a and c) indicated that a slightly uneven stress distribution due to the introduction of vertical forces at the edges of the load distribution platens caused stress concentrations at the edges of the test specimens. In the Series 2 to 4, this unevenness was eliminated by inserting two centring plates

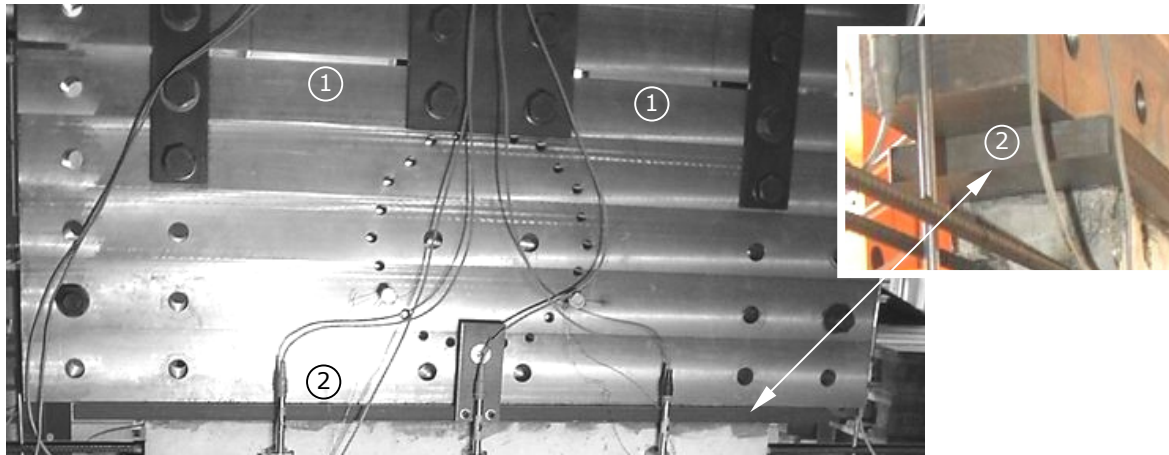
Enden des Probekörpers ergeben. In den Serien 2 bis 4 wurde diese Ungleichmäßigkeit durch den Einbau zweier Zentrierplatten (Nr. 1 in Bild 5-7) zwischen die beiden Stahlscheiben etwa in den Viertelpunkten des Scheibengrundrisses beseitigt. Weiterhin wurde die Kontaktfläche zwischen Belastungsvorrichtung und Prüfkörper durch eine zusätzliche Stahlplatte von 10 auf 12 cm verbreitert (Nr. 2 in Bild 5-7). Dadurch sollte auch im Falle eines Aufspaltens der Scheibe (vgl. Abschnitt 6.1, Bild 6-2b) eine vollflächige Lasteinleitung gewährleistet werden. Da sämtliche Probekörper der Versuchsreihen 2 bis 4 sequentiell belastet wurden, konnte bei diesen Versuchen auf die PTFE-Folie bzw. eine äquivalente Gleitschicht verzichtet werden.

(item 1 in Fig. 5-7) between the two steel panels at about the quarter points in plan view of the panels. Also the contact area between loading mechanism and test specimen was widened from 10 to 12 cm by inserting an additional loading platen (item 2 in Fig. 5-7). This was to ensure a uniform load application even in case of a panel splitting up (see Chapter 6.1, Fig. 6-2b). Because all specimens of the Series 2 to 4 were loaded sequentially, neither PTFE-foil nor any other sliding layer was needed in these tests.



- (1) Rollenlager – roller bearing
- (2) Lastverteilung – load distribution
- (3) seitliche Halterung der Stahlscheiben – lateral support of steel panels
- (4) Prüfkörper – test specimen
- (5) PTFE-Folie und Silikonfett oben und unten – PTFE-foil and silicon grease on top and bottom
- (6) UHPC-Lagerblock – UHPC-support block

Bild 5-6. Einleitung der Druckkräfte und seitliche Halterung der Stahlscheiben
Fig. 5-6. Application of the compression forces and lateral support of the steel panels



- (1) Zentrierplatten – *centring plates*
- (2) Lastplatte – *loading platen*

Bild 5-7. Modifizierter Versuchsaufbau mit Zentrierplatten und zusätzlicher Lastplatte
Fig. 5-7. Modified test setup with centring plates and additional loading platen

5.2 Mess- und Steuereinrichtungen

5.2.1 Messung der Kräfte

Die Messung der vertikalen Druckkräfte erfolgte durch die Kraftmessdosen der beiden Hydraulikzylinder.

Die Messung der horizontalen Zugkräfte erfolgte auf der Seite der Lastaufbringung durch die Kraftmessdosen der beiden Prüfzylinder und zu Kontrollzwecken an der gegenüberliegenden Seite (Widerlagerseite) durch zwei weitere Kraftmessdosen. Um die Gleichmäßigkeit des Lasteintrags über die Scheibenhöhe zu überprüfen, wurden darüber hinaus die Zugkräfte in den durchgehenden Bewehrungsstäben mit Hilfe von Kraftmesszellen (Bild 5-8) sowohl auf der Pressen- als auch auf der Widerlagerseite gemessen. Hierzu wurden die Kraftmesszellen zwischen die Bewehrungsstäbe und die Gewindestangen der weiteren Belastungsvorrichtung geschraubt (Bilder 5-5 und 5-6).

5.2 Instrumentation and Test Control

5.2.1 Measurement of Forces

The vertical compression forces were measured by the load cells of the two hydraulic jacks.

The horizontal tension forces were measured by the load cells of the two hydraulic jacks on the side of the load application and for checking purposes by two further load cells on the opposite side (abutment side). To check the uniformity of the load application across the height of the panel, also the tension forces in the continuous reinforcing bars were monitored by load cells (Fig. 5-8) both on the side of the hydraulic presses and the abutment side. For this purpose, the load cells were screwed between the reinforcing bars and the threaded bars of the load mechanism (see Figs. 5-5 and 5-6).

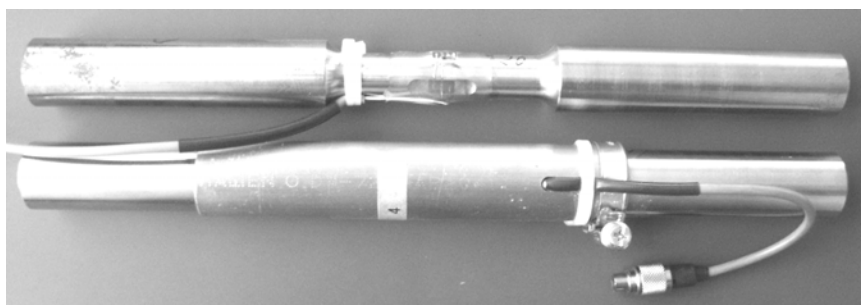


Bild 5-8. Detailaufnahme der selbst gefertigten Kraftmesszellen mit und ohne Schutzrohr
Fig. 5-8. Detail of the in-house manufactured load cells with and without protection tube

Die Kraftmesszellen wurden aus einem Spannstahl St 1080/1230 gefertigt. Sie besitzen einen Durchmesser von 25 mm und sind 290 mm lang. Im mittleren Drittel verjüngt sich der Durchmesser auf 16 mm. Dort sind zwei gegenüberliegende Doppel-Dehnungsmessstreifen appliziert und zu einer Vollbrücke verschaltet. Dieser Mittelbereich wird durch ein Metallrohr gegen Beschädigungen geschützt. Die Kraftmesszellen sind auf eine Höchstlast von 100 kN mit einer Messgenauigkeit von 1 % ausgelegt und wurden in einer Prüfmaschine kalibriert. Die Befestigung der Kraftmesszellen erfolgt über Innengewinde M16 an beiden Enden.

The load cells were made of a prestressing steel St 1080/1230. They have a diameter of 25 mm and are 290 mm long. In the middle third of the length, the diameter is reduced to 16 mm. Two double strain gauges are applied there oppositely and combined to a full bridge. This central region is protected against damage by a metal tube. The load cells are dimensioned for an ultimate load of 100 kN with a measurement accuracy of 1 % and calibrated in a certified testing machine. The load cells were connected via an inside thread M16 at both ends.

5.2.2 Messung der Verformungen

5.2.2 Measurement of Deformations

Zur Messung der Verformungen wurden an Vorder- und Rückseite der Scheibe in vertikaler Richtung je drei induktive Wegaufnehmer W5TK (Messstrecken V0 bis V2) und in horizontaler Richtung je drei induktive Wegaufnehmer W10TK (Messstrecken H0 bis H2) der Fa. HBM angebracht. Die Halter für die Wegaufnehmer und für die Distanzstangen wurden mit einem Zweikomponentenkleber am Beton befestigt. In vertikaler Richtung betrug die Messlänge 400 mm. In horizontaler Richtung wurden die Wege wegen der am Rand einbindenden Schlaufen auf nur 650 mm Länge gemessen. Die Anordnung der Wegaufnehmer und die Bezeichnungen der Messstrecken sind in Bild 5-9 schematisch dargestellt (durchgezogene Linien).

To measure displacements, three inductive displacement transducers W5TK were placed at the panel front and back each in the vertical direction (gauge lengths V0 to V2) and three transducers W10TK in the horizontal direction (gauge lengths H0 to H2). The manufacturer of the transducers was HBM Inc.. The brackets for the displacement transducers and of distance rods were glued to the concrete with a two-component adhesive. The gauge lengths added up to 400 mm in the vertical and only 650 mm in the horizontal direction because of the embedded loops at the ends. The configuration of the displacement transducers and the marking of the gauge lengths are shown schematically in Fig. 5-9 (solid line).

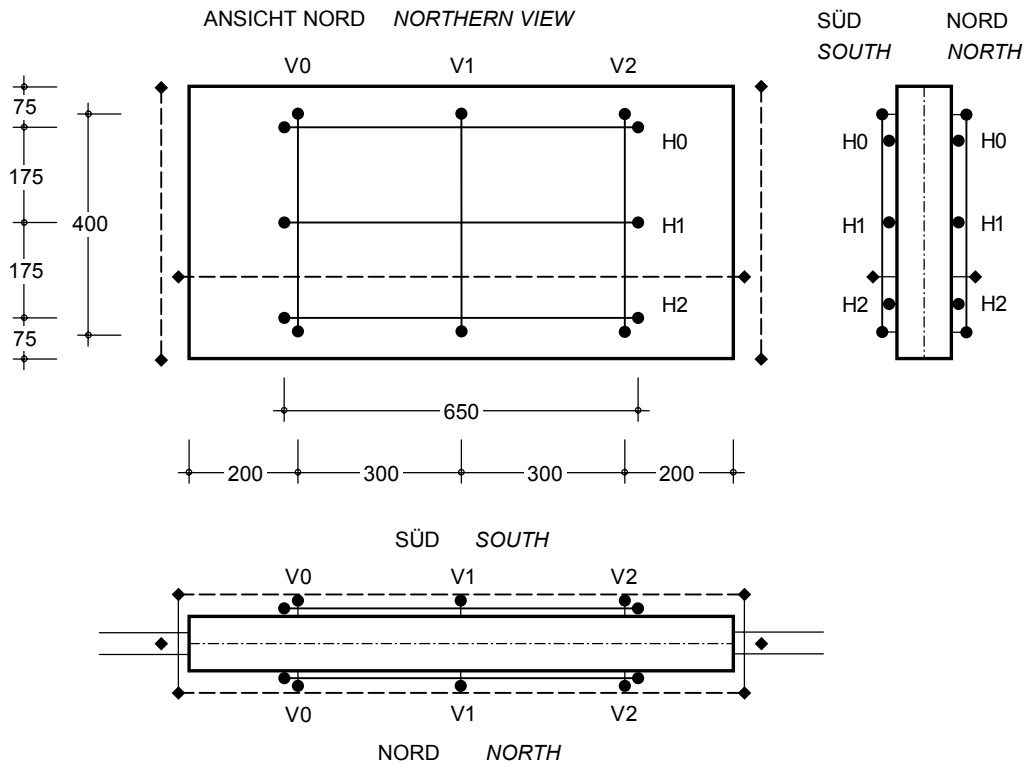


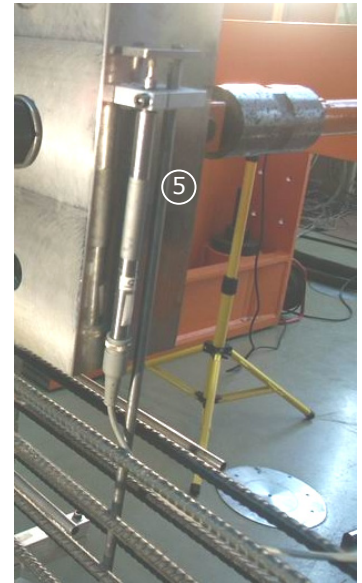
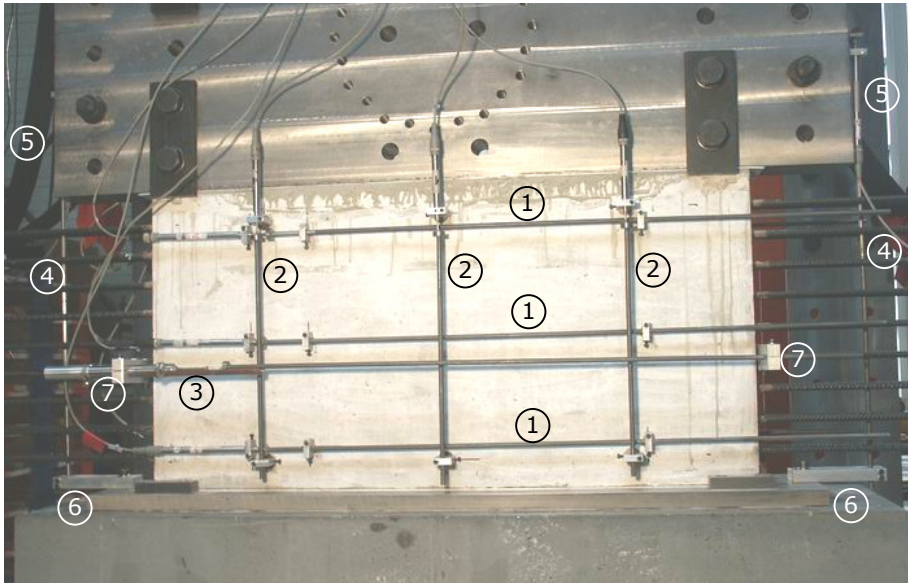
Bild 5-9. Schematische Darstellung der Anordnung der Wegaufnehmer
Fig. 5-9. Scheme of the configuration of the displacement transducers

Für die Steuerung der Versuche benötigte Verformungsgrößen wurden durch zusätzliche Wegaufnehmer erfasst, deren Anordnung und Aufgabe in Abschnitt 5.2.4 näher erläutert wird (Messstrecken in Bild 5-9 als gestrichelte Linien dargestellt).

Additional displacement transducers whose configurations and tasks are explained in detail in Chapter 5.2.4 recorded the deformations necessary to control the tests (gauge lengths are depicted as dashed lines in Fig. 5-9).

Bild 5-10 zeigt eine Scheibe mit den angebrachten Messvorrichtungen sowie zwei Detailaufnahmen.

Fig. 5-10 shows a panel with the applied instrumentation and two details.



- (1) Messvorrichtung zur Erfassung der horizontalen Verformungen der Scheibe
measuring device for horizontal panel displacements
- (2) Messvorrichtung zur Erfassung der vertikalen Verformungen der Scheibe
measuring device for vertical panel displacements
- (3) Messvorrichtung für die Steuerung der Zugzylinder
measuring device for controlling the tension jacks
- (4) Messvorrichtung für die Steuerung der Druckzylinder
measuring device for controlling the compression jacks
- (5) obere Befestigung der Messvorrichtung für die Steuerung der Druckzylinder
upper fixation of measuring device for controlling the compression jacks
- (6) unterer Festpunkt der Messvorrichtung für die Steuerung der Druckzylinder
lower anchorage of measuring device for controlling the compression jacks
- (7) Befestigung der Messvorrichtung für die Steuerung der Zugzylinder
fixation of the horizontal measuring device for controlling the tension jacks

Bild 5-10. Anordnung der Messvorrichtungen zur Erfassung der Verformungen der Scheibe und für die Steuerung der Hydraulikzylinder

Fig. 5-10. Configuration of the measuring devices to record the panel deformations and to control the hydraulic jacks

5.2.3 Aufzeichnung der Messwerte

Die Aufnahme der Kräfte und Wege erfolgte kontinuierlich (ein Messwert pro Sekunde) mit Hilfe einer Vielstellenmessanlage UPM 100 der Fa. HBM. Die Messwerte wurden an einen PC weitergeleitet und dort mit Hilfe des Messwerterfassungsprogramms CATMAN aufgezeichnet. Nach Abschluss eines Versuchs erfolgte die Speicherung der Datenreihen auf Festplatte.

5.2.4 Steuerung der Versuche

Die Belastung der Prüfkörper erfolgte weggesteuert mit einer Mess-, Steuer- und Regeleinheit ADwin-Pro der Fa. Jäger Meßtechnik und einer mit Hilfe der Programmiersprachen ADbasic und Agilent VEE Pro selbst entwickelten Steuerungssoftware. Zu diesem Zweck wurden an der Scheibe gemessene Verformungen mit einer Taktfrequenz von 1000 Hz in das ADwin-Pro-System eingelesen. Anschließend erfolgte die softwaregestützte Verarbeitung und Ausgabe der Steuerbefehle für die Regelung der Hydraulikzylinder.

Wegen der Rissbildung war ein Abfallen und damit ein Ausfall der direkt an der Scheibe befestigten Wegaufnehmer nicht auszuschließen. Deshalb wurden die für die Steuerung benötigten Verformungsgrößen sowohl in vertikaler (Druck) als auch horizontaler Richtung (Zug) durch jeweils zwei zusätzliche Wegaufnehmer erfasst, deren Position in Bild 5-9 durch eine gestrichelte Linie angedeutet ist. Für die Messung der vertikalen Verschiebung zwischen Last verteilender Stahlscheibe (oben) und Auflagerbock (unten) wurden zwei induktive Wegaufnehmer W10TK der Fa. HBM neben der Betonscheibe an den Stirnseiten der Stahlscheiben befestigt (Nr. 4 bis 6 in Bild 5-10). Über diese beiden Signale erfolgte die Steuerung der zwei Druckzylinder getrennt voneinander mit der Maßgabe, dass die zu beiden Seiten der Betonscheibe gemessenen Verformungen gleich groß sein sollen.

In horizontaler Richtung wurden zur Messung der für die Steuerung benötigten Verschiebung zwei Wegaufnehmer W25 der Fa. Solartron an der Vorder- und Rückseite der Scheibe eingesetzt, die an Bewehrungsstäben außerhalb des Probekörpers befestigt wurden (Nr. 3 und 7 in Bild 5-10). Da die beiden Zugzylinder über ein starres Querhaupt zu einer Einheit gekoppelt waren, wurde für die Steuerung der Mittelwert aus den an Vorder- und Rückseite der Scheibe gemessenen Verformungen gebildet.

5.2.3 Recording of Data

Forces and displacements were recorded by a multi-channel data acquisition system (one reading per second) UPM 100 by HBM Inc.. The data were transferred to a PC, where they were stored by means of the data management program CATMAN by HBM Inc.. After completion of a test, the data were stored on a hard disk.

5.2.4 Test Control

The specimens were loaded under displacement control using a process monitoring unit Adwin-Pro of Jäger Meßtechnik Inc. and with a control software written in-house in the programming languages ADbasic and Agilent VEE Pro. For this purpose, panel displacement measurements were read by the ADwin-Pro-system with a clock frequency of 1000 Hz. The software-based processing then resulted in control commands to drive the hydraulic jacks.

Because of cracking, the possibility of detachment and therefore loss of displacement transducers attached to the panel could not be eliminated. Therefore, the displacements needed to control the test were recorded by two additional displacement transducers each in the vertical (compression) and horizontal (tension) direction. Their locations are shown with dashed lines in Fig. 5-9. To measure the vertical displacement between the upper load distributing steel panel and the lower support block, two displacement transducers W10TK HBM Inc. were fastened at each front end of the steel panels next to the concrete panel (items 4 to 6 in Fig. 5-10). These two signals controlled the two compression jacks separately with the target, that the displacements measured on both sides of the concrete panel were equal.

To measure the displacement necessary to control the test in horizontal direction, two additional displacement transducers W25 by Solartron Inc. were used at the front and back of the panel, which were attached to the reinforcing bars outside the specimen (items 3 and 7 in Fig. 5-10). Because the two tension jacks were coupled with a rigid crosshead as one unit, the mean value of the displacements measured at the front and back of the panel was used to control the test.

5.3 Versuchsablauf

Die Probekörper wurden im Versuchsstand so positioniert, dass nach dem Aufbringen der jeweiligen Zugdehnung die Druckbelastung zentrisch erfolgen konnte. Bei den ersten 15 Versuchen der Serie 1 wurde zudem an der Unter- und Oberseite des Probekörpers je eine 2 mm dicke PTFE-Folie eingelegt.

In Druckrichtung wurden anschließend die Lastverteilungsscheiben, die über Laschen an den Gelenkköpfen unter den beiden Zylindern befestigt waren, auf die Betonscheibe aufgesetzt. Nach dem Lösen der Laschen wurde durch getrenntes Verfahren der Zylinderkolben eine Last von ca. 10 bis 15 kN je Hydraulikzylinder aufgebracht. Die Rollenlager ermöglichten dabei ein Verdrehen der Lastverteilungsscheiben.

Die Kolben der Zugzylinder wurden zunächst in ihre Anfangsposition verfahren. Nach dem Tarieren der auf die Bewehrungsstäbe aufgeschraubten Kraftmesszellen wurden die Gewindestangen einzeln durch Anziehen der Muttern mit Hilfe eines Schraubenschlüssels vorgespannt. Die Vorspannung wurde so lange variiert, bis sich in allen Bewehrungsstäben eine Zugkraft von ca. 1,0 kN einstellte. Die Kräfte wurden während des Einrichtens über ein Messprogramm am PC kontrolliert. Die Muttern an den mit den Bewehrungsschlaufen verbundenen Gewindestangen wurden kraftschlüssig mit der Hand angezogen. Anschließend wurden die Weggrößen tariert.

Bei 15 der 17 Versuche der Serie 1 sowie bei allen Versuchen der weiteren Serien wurde zunächst die Querbelastung in Form einer Zugdehnung aufgebracht. Während des Belastens wurden die auftretenden Risse an der Scheibenoberfläche angezeichnet. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug $2 \mu\text{m/s}$ bis zum Erstriss, $4 - 8 \mu\text{m/s}$ bis zum Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung und daran anschließend $50 \mu\text{m/s}$ bis zum Erreichen der vorgesehenen Zugdehnung. Im Anschluss an die Zugbelastung erfolgte die Druckbelastung mit einer Geschwindigkeit von $2 \mu\text{m/s}$ kontinuierlich bis zum Versagen des Probekörpers (sequentielle Lastaufbringung). Je eine faserfreie bzw. stahlfaserverstärkte Scheibe der Serie 1 wurde mit simultaner Wegzunahme von $1 \mu\text{m/s}$ auf der Zug- und $2 \mu\text{m/s}$ auf der Druckseite belastet (proportionale Lastaufbringung).

Das Einrichten der Zug- und Druckzylinder vor dem Aufbringen der Zugbeanspruchung, wie es zuvor beschrieben und in der Serie 1 bei sequentieller Lastaufbringung angewendet wurde, erwies sich als ungünstig. Die sich während des Ziehens infolge Rissbildung einstellende Querdehnung sowie Verschiebungen der Rissufer führten bei Beginn der Druckbelastung zu ungleich großen Kräften der Druckzylinder. Zudem

5.3 Test Execution

The specimens were placed in the testing device such that the compression load could be applied centrally after applying the respective tensile strain. Moreover, during the first 15 tests of Series 1 a 2 mm thick PTFE-foil was inserted each at the top and the bottom of the specimen.

Thereafter, in the compression direction the load distribution panels, which were attached with straps to the hinges beneath both jacks, were placed upon the concrete panel. After loosening the straps, an initial load of about 10 to 15 kN per cylinder piston was applied by a separate activation of the hydraulic jacks. The roller bearings enabled a rotation of the load distribution panels.

First the pistons of the tension jacks were moved in their start position. After zeroing the load cells screwed on the reinforcing bars, the threaded rods were prestressed individually by tightening the nuts with a wrench. The prestress was varied until the tension in each reinforcing bar was about 1 kN. The forces were checked during this adjustment with a measuring PC-software. The nuts at the threaded rods, that were connected to the reinforcing loops, were tightened by hand until force fit. Afterwards the displacement gauges were initialised.

In 15 out of 17 tests of Series 1 as well as in all tests of the other series, the lateral load was applied first in form of a tensile strain. During the loading the emerging cracking on the panel surface was marked. The loading rate was $2 \mu\text{m/s}$ until the first crack, $4 - 8 \mu\text{m/s}$ until reaching the yield load of the reinforcement and then $50 \mu\text{m/s}$ up to the target tensile strain. Afterwards the compression load was applied continuously at a rate of $2 \mu\text{m/s}$ until failure of the specimen (sequential load application). One panel each with and without steel fibres of Series 1 was loaded simultaneously at a rate of $1 \mu\text{m/s}$ on the tension side and $2 \mu\text{m/s}$ on the compression side (proportional load application).

The setup of the tension and compression jacks before applying the tensile loading as described above and as used in Series 1 for sequential load application proved to be unsuitable. The transverse strain, which resulted from crack formation during tensioning as well as displacements of the crack faces led to unequal forces in the compression jacks at the beginning of the compression loading. Furthermore, the initial forces in the jacks proved to be too low, so that during placement onto the roller bearings a form fit was not obtained completely because of restraint. As a result of the displacement control, the forces of the two hydraulic

erwiesen sich die beim Einrichten aufgebrauchten Kolbenkräfte als zu gering, so dass beim Einsetzen in die Rollenlager infolge Zwängungen kein vollständiger Formschluss erzielt wurde. Aufgrund der Wegsteuerung ergaben sich dann in den beiden Hydraulikzylindern mitunter deutlich unterschiedliche Kolbenkräfte. Die Folge war eine ungleichmäßige Belastung der Prüfkörper, was ein frühes Versagen begünstigte. In den Versuchsserien 2 bis 4 wurden daher die vertikalen Druckzylinder erst nach dem Aufbringen der vorgesehenen Endzugdehnung mit einer Kraft von ca. 2 x 40 kN eingerichtet. Hierdurch konnte im Versuch eine nahezu gleichmäßig über die Scheibenlänge verteilte Druckbeanspruchung erreicht werden. Der übrige Ablauf wurde in allen weiteren Serien beibehalten.

jacks differed sometimes significantly. The effect was an unbalanced loading of the specimen, which favoured an early failure. In Series 2 to 4 the vertical compression jacks were therefore installed with a force of about 2 x 40 kN only after the target tensile strain had been applied. This way, an almost evenly distributed compression load could be achieved across the panel during the test. The rest of the operating sequence has been retained unchanged in all the other test series.

6 Ergebnisse der Versuche

Die Ergebnisse der Serien 1 bis 4 sind in den Anhängen A.1 bis A.4 für jede Scheibe ausführlich dokumentiert. Für jeden Versuch werden die folgenden Daten angegeben:

- Fasergehalt und -typ
- Rohdichte der Scheiben
- Verzerrungen und Spannungen der Scheiben
- Anzahl der Risse
- Alter der Probekörper
- Rohdichte, Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul und Spaltzugfestigkeit der begleitend hergestellten Zylinder
- Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheiben
- Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheiben
- Riss- und Bruchbilder der Scheiben

Die im Anhang sowie in den Tabellen der einzelnen Serien verwendeten Bezeichnungen sind auf der Seite XIII ff. dieses Berichts sowie nachfolgend erläutert.

Die in den Zugspannungs-Dehnungs- bzw. Druckspannungs-Stauchungs-Diagrammen verwendeten Verzerrungen ε_1 bzw. ε_2 wurden jeweils aus dem Mittel der an Vorder- und Rückseite gemessenen Wege an den Messstellen V0 bis V2 und H0 bis H2 (siehe Bild 5-9) berechnet. Die Darstellung erfolgt ohne Berücksichtigung des Schwindeinflusses.

Die Zugspannung σ_1 ergibt sich aus der auf die Betonbruttoquerschnittsfläche $A_c = 500 \times 100 \text{ mm}^2$ bezogenen Zugkraft.

Die auf den ideellen Querschnitt bezogene Erstrissspannung σ_{cr}^i der Scheiben wurde aus der auf den Betonbruttoquerschnitt bezogenen Erstrissspannung σ_{cr}^b in Abhängigkeit der Zugdehnung ε_1 nach Gleichung (6-1) ermittelt.

$$\sigma_{cr}^i = \sigma_{cr}^b - \sigma_{s1}(\varepsilon_1) \cdot \rho_1 \quad (6-1)$$

mit

- σ_{cr}^b auf die Betonbruttoquerschnittsfläche $A_c = 500 \times 100 \text{ mm}^2$ bezogene Spannung, ermittelt aus der gemessenen Zugkraft bei Erstrissbildung
- σ_{s1} Spannung im Bewehrungsstahl in Zugrichtung, ermittelt als Funktion der an der Scheibenoberfläche gemessenen Dehnung ε_1 (Mittelwert aus den Messstrecken H0 bis H2, siehe Bild 5-9)
- ρ_1 Bewehrungsgrad in Zugrichtung A_{s1}/A_c

6 Test Results

The results of Series 1 to 4 are documented in detail for each panel in Appendices A.1 to A.4. The appendices include the following data for each test:

- Type and content of fibres
- Density of the panels
- Strains and stresses of the panels
- Number of the cracks
- Age of the specimens
- Density, compressive strength, modulus of elasticity, and splitting tensile strength of the reference cylinders
- Tensile stress-strain-diagram of the panels
- Compression stress-strain-diagram of the panels
- Pictures of the cracks and the failure of the panels

The notations used in the appendix and the table for the individual test series are explained on page XIII et seq. of this report and below.

The strains ε_1 and ε_2 used in the tensile stress-strain-diagrams and compressive stress-strain-diagrams were obtained from the mean displacement values of the panel front and back at the measuring points V0 to V2 and H0 to H2 (see Fig. 5-9). The diagrams do not depict the influence of shrinkage.

The tensile stress σ_1 results from the tensile force relative to the gross concrete cross-sectional area $A_c = 500 \times 100 \text{ mm}^2$.

The stress at first cracking of the panels σ_{cr}^i referring to the transformed cross-section was calculated from the stress at first cracking σ_{cr}^b referring to the concrete gross cross-section as a function of the tensile strain ε_1 according to Eq. (6-1).

$$\sigma_{cr}^i = \sigma_{cr}^b - \sigma_{s1}(\varepsilon_1) \cdot \rho_1 \quad (6-1)$$

with

- σ_{cr}^b stress referring to the concrete gross cross-sectional area $A_c = 500 \times 100 \text{ mm}^2$, determined from the recorded tension force at first cracking
- σ_{s1} stress in the reinforcing steel in tensile direction, calculated as a function of the strain ε_1 measured at the panel surface (mean value of gauge lengths H0 to H2, see Fig. 5-9)
- ρ_1 reinforcement ratio in tensile direction A_{s1}/A_c

Analog wurde die maximale Betondruckspannung σ_{c2} aus den im Versuch gemessenen maximalen Druckkräften durch Subtraktion des Traganteils der Bewehrung nach Gleichung (6-2) bestimmt.

$$\sigma_{c2} = \sigma_2 - \sigma_{s2}(\varepsilon_2) \cdot \rho_2 \quad (6-2)$$

mit

- σ_2 auf die Betonbruttoquerschnittsfläche $A_c = 1000 \times 100 \text{ mm}^2$ bezogene Spannung, ermittelt aus der gemessenen Druckkraft
- σ_{s2} Spannung im Bewehrungsstahl in Druckrichtung, ermittelt als Funktion der an der Scheibenoberfläche gemessenen Stauchung ε_2 (Mittelwert aus den Messstrecken V0 bis V2, siehe Bild 5-9)
- ρ_2 Bewehrungsgrad in Druckrichtung A_{s2}/A_c

Da sich die Querdehnung der Proben während der Druckbelastung in der Regel geringfügig änderte, ist zusätzlich zur ursprünglich aufgebrachten Zugdehnung auch die Querdehnung unter Höchstlast $\varepsilon_{1,\max}$ angegeben.

Der Elastizitätsmodul der begleitend hergestellten Betonzylinder wurde nach DIN 1048-5 [D7] als Sekantenmodul bestimmt. Der Elastizitätsmodul der Scheiben wurde aus den gemessenen Weg- und Kraftgrößen als Tangentenmodul bei kleiner Prüflast ermittelt.

6.1 Versuche der Serie 1

Die Ergebnisse der Serie 1 können in detaillierter Form dem Anhang A.1 und im Überblick der Tabelle 6-1 sowie den Bildern 6-1 bis 6-4 entnommen werden. Bei 15 der 17 Scheibenversuche der Serie 1 wurde eine PTFE-Folie als Gleitschicht eingesetzt. Das Verhältnis von der an den Scheiben gemessenen maximalen Betondruckspannung σ_{c2} zur Druckfestigkeit der begleitend untersuchten, jedoch ohne PTFE-Zwischenlagen geprüften Zylinder $f_{c,zyl}$ ist in Bild 6-1 in Abhängigkeit der aufgebrachten Zugdehnung ε_1 dargestellt.

Bei einer faserfreien (Scheibe T) und einer stahlfaserverstärkten Betonscheibe (Scheibe FT) sowie bei zwei mit Stabstahl bewehrten Scheiben der Serie 1 (000T und F000T), die ausschließlich auf Druck belastet wurden, wurde die Druckfestigkeit der begleitend hergestellten Zylinder sowohl ohne PTFE-Folie ($f_{c,zyl}$) als auch mit PTFE-Folie ($f_{c,zyl,PTFE}$) zwischen Lastplatte und Prüfkörper ermittelt. Für die entsprechenden Scheiben sind in Tabelle 6-1 sowohl die bezogenen Druckfestigkeiten $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ als auch $\sigma_{c2}/f_{c,zyl,PTFE}$ angegeben und in Bild 6-1 mit den Indizes „a“ und „A“ bzw. „b“ und „B“ gekennzeichnet.

Similarly, the maximum concrete compressive stress σ_{c2} was determined by subtracting the share of reinforcement from the maximum recorded compressive forces according to Eq. (6-2).

$$\sigma_{c2} = \sigma_2 - \sigma_{s2}(\varepsilon_2) \cdot \rho_2 \quad (6-2)$$

with

- σ_2 stress referring to the concrete gross cross-sectional area $A_c = 1000 \times 100 \text{ mm}^2$, determined from the recorded compressive force
- σ_{s2} stress in the reinforcing steel in compression direction, determined as a function of the strain ε_2 at the surface of the panel (mean value of gauge lengths V0 to V2, see Fig. 5-9)
- ρ_2 reinforcement ratio in compression direction A_{s2}/A_c

Since the transverse strain of the specimens changed slightly under compression load, the transverse tensile strain at peak load $\varepsilon_{1,\max}$ is given in addition to the originally applied tensile strain.

The modulus of elasticity was determined from reference concrete cylinders as secant modulus according to DIN 1048-5 [D7]. The modulus of elasticity of the panels was calculated as tangent modulus on the measured displacements and forces at low loads.

6.1 Tests of Series 1

The results of Series 1 can be seen in detailed form in Appendix A.1 as well as in the overview of Table 6-1 and the Figs. 6-1 up to 6-4. Except for two tests of Series 1, all others utilised a friction-reduction PTFE-foil. The ratio of the maximum concrete compressive σ_{c2} of the panels to the compressive strength of the corresponding cylinders tested without PTFE-foil $f_{c,zyl}$ is illustrated in Fig. 6-1 as a function of the applied tensile strain ε_1 .

For Panel T without and Panel FT with steel fibres as well as for two reinforced panels of Series 1 (000T and F000T), loaded exclusively in compression, the compressive strength of the corresponding cylinders was determined both without PTFE-foil ($f_{c,zyl}$) and with PTFE-foil ($f_{c,zyl,PTFE}$) between loading platen and specimen. Table 6-1 shows the two non-dimensional compressive strengths $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ and $\sigma_{c2}/f_{c,zyl,PTFE}$, identified by the indices "a" and "A" for Panels 000T and F000T, and by the indices "b" and "B" for Panels T and FT, respectively.

Es fällt auf, dass die auf die Zylinderfestigkeiten bezogene Druckfestigkeit der Scheiben $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ in Tabelle 6-1 recht klein ist (40 % bis 50 %) und sich in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung nur unwesentlich ändert. Andererseits deuten die unterschiedlich hohen Druckfestigkeiten der mit bzw. ohne PTFE-Folie geprüften Zylinder ($f_{c,zyl}$ bzw. $f_{c,zyl,PTFE}$) auf einen signifikanten Einfluss der PTFE-Folie hin.

Auch das typische Bruchbild der Probekörper (Bild 6-2) legt die Vermutung nahe, dass durch die PTFE-Folie (Querdehnzahl $\nu = 0,46$) im Lasteinleitungsbereich eingetragene Querspannungen ursächlich für das frühe Versagen der Scheiben sein könnten. Es wurden daher ergänzende Untersuchungen zum Einfluss der PTFE-Folie durchgeführt, deren Ergebnisse in den Abschnitten 6.5.1 und 7 ausführlich dokumentiert und diskutiert werden. Es bestätigte sich schließlich, dass die in der Serie 1 eingesetzte PTFE-Zwischenlage maßgeblichen Einfluss auf das Versagen und die geringen Bruchlasten der Scheiben besaß und die erzielten Ergebnisse nur unter diesem Gesichtspunkt zu bewerten sind. Auf den Einsatz einer PTFE-Zwischenlage wurde daher bei den Versuchen der weiteren Serien verzichtet.

It should be noticed, that the ratio $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ (compressive strength of the panels relative to the cylinder strength) is very small (40 % to 50 %) and barely changes as function of the applied tensile strain (Table 6-1). On the other hand, the rather large differences between compressive strengths of cylinders tested with and without PTFE-foils ($f_{c,zyl}$ and $f_{c,zyl,PTFE}$) point to a significant influence of the PTFE-foils.

Also, the typical failure patterns of the specimens (Fig. 6-2) suggests strongly, that the transverse tensile stresses in the load transmission zone caused by the PTFE-foil (Poisson's ratio $\nu = 0.46$) could be responsible for the early failure of the panels. This is why additional tests on the effect of the PTFE-foils were carried out. The results are documented and discussed in detail in Chapters 6.5.1 and 7. It was apparent, that the PTFE-foil used in Series 1 had a significant effect on the failure and the low ultimate loads of the panels, and that the test results have to be evaluated accordingly. Hence, PTFE-foils were omitted in the tests of the subsequent series.

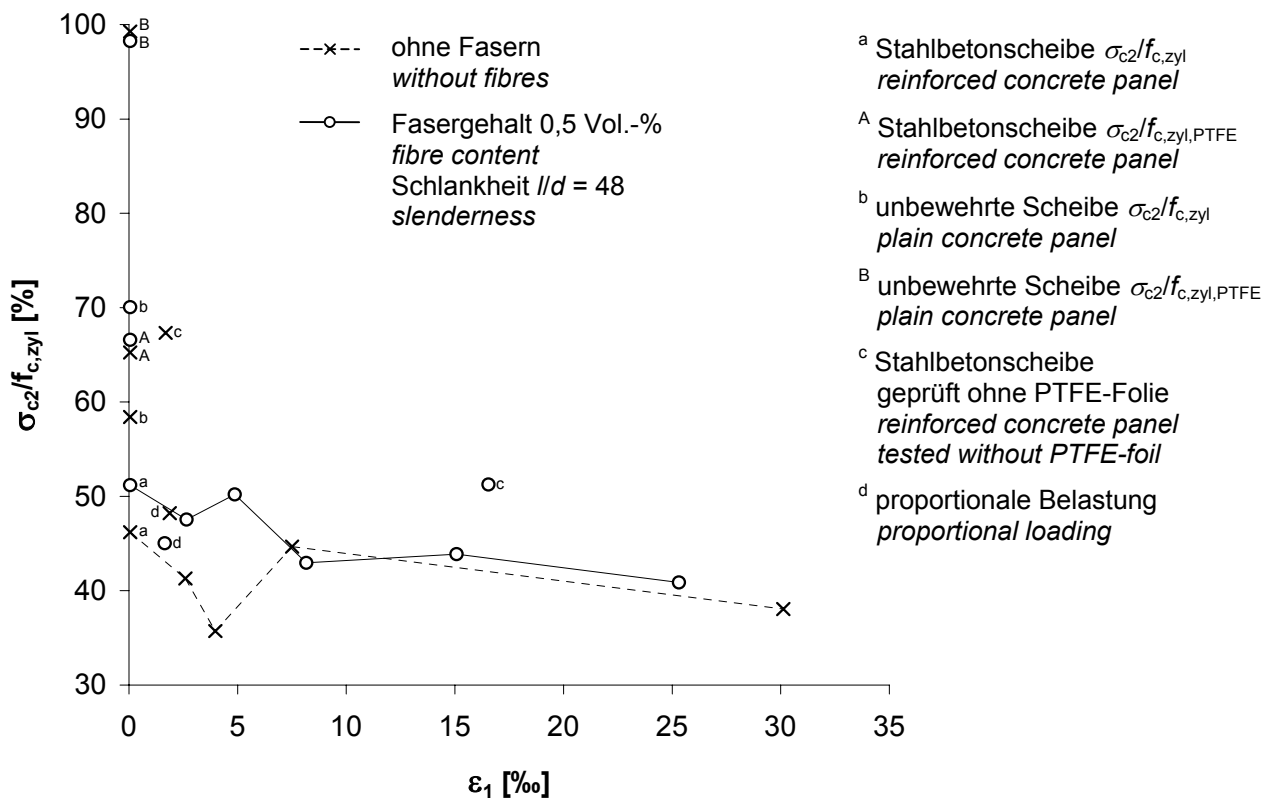


Bild 6-1. Serie 1: Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ϵ_1
Fig. 6-1. Series 1: Reduction of compressive strength as a function of the applied tensile strain ϵ_1

Tabelle 6-1. Ergebnisse der Scheiben und der Zylinder der Serie 1
Table 6-1. Results for panels and cylinders of Series 1

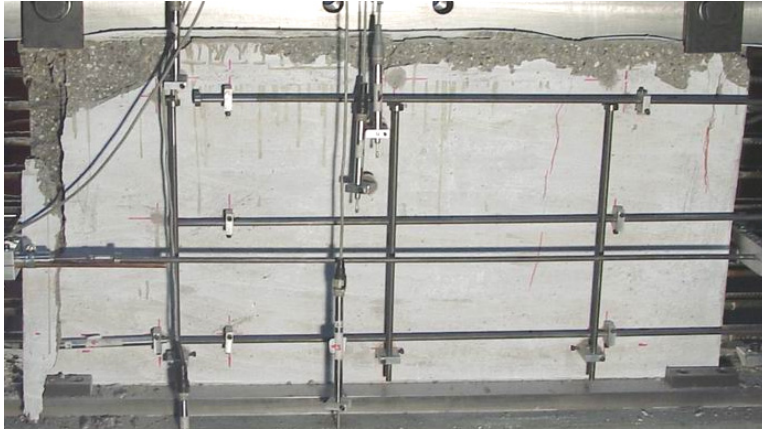
		Ergebnisse der Scheiben - Results for panels									
Nr. No.	Scheibe panel Bez. name	Rohdichte specific density [$\frac{\text{kg}}{\text{dm}^3}$]	Erststirsspannung stress at first crack		Maximale Zugspannung (nominal) nominal maximum tensile stress σ_1	aufgebrachte Zugdehnung applied tensile strain ε_1	Anzahl der Risse number of cracks	Maximale Druckspannung maximum compressive stress		Betonestauchung unter Höchstlast compressive strain at maximum loading ε_{c2}	Querdehnung unter Höchstlast transverse strain at maximum loading $\varepsilon_{1,\text{max}}$
			σ_{cr}^b [N/mm ²]	σ_{cr}^i [N/mm ²]				σ_2 [N/mm ²]	σ_{c2} [N/mm ²]		
1	000T	-	-	-	-	0	-	-26,4	-24,4	-1,25	0,23
2	PROPT	-	-	-	7,09	1,87	7	-24,9	-23,0	-1,20	1,87
3	025T	-	2,26	2,00	8,95	2,59	7	-24,6	-22,8	-1,17	2,80
4	050T	-	1,91	1,68	9,12	3,98	8	-21,1	-19,5	-1,01	4,35
5	075T	-	2,26	2,00	9,24	7,51	10	-25,1	-23,1	-1,42	7,88
6	250T	-	2,37	2,09	9,50	30,11	11	-22,0	-20,4	-1,07	30,93
7	F000T	-	-	-	-	0	-	-28,8	-25,9	-1,89	0,35
8	FPROPT	-	1,96	1,77	4,97	1,65	12	-28,2	-24,9	-2,27	1,65
9	F025T	-	2,38	2,14	9,40	2,65	11	-27,7	-24,2	-2,34	3,33
10	F050T	-	2,19	1,92	9,52	4,87	11	-26,0	-23,7	-1,48	5,38
11	F075T	-	2,19	1,81	9,76	8,16	9	-25,2	-22,5	-1,88	9,08
12	F150T	-	2,15	1,91	9,84	15,08	9	-25,4	-22,6	-2,05	15,57
13	F250T	-	2,26	1,99	9,77	25,31	8	-23,8	-20,4	-2,25	25,88
14	T	-	-	-	-	0	-	-27,4	-27,4	-1,33	1,51
15	FT	-	-	-	-	0	-	-33,9	-33,9	-1,74	0,41
16	015	-	1,93	1,63	6,15	1,69	9	-33,3	-30,5	-1,78	1,63
17	F150	-	2,22	1,89	9,75	16,55	10	-25,8	-22,8	-1,94	16,77

		Ergebnisse der Zylinder - Results for cylinders							
Nr. No.	Scheibe panel Bez. name	Fasergehalt fibre content [Vol.-%]	Rohdichte specific density [$\frac{\text{kg}}{\text{dm}^3}$]	Druck- festigkeit compressive strength		Elastizitäts- modul modulus of elasticity E_{c0}	Spaltzug- festigkeit splitting tensile strength $f_{ct,sp}$	Abminderung der Druck- festigkeit reduction of compressive strength	
				$f_{c,zyl}$ [N/mm ²]	$f_{c,zyl,PTFE}$ [N/mm ²]			$\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ [%]	$\sigma_{c2}/f_{c,zyl,PTFE}$ [%]
1	000T	-	2,284	-52,8	-37,4	33600	3,86	46,2	65,2
2	PROPT	-	2,278	-47,7	-	-	3,20	48,2	-
3	025T	-	2,273	-55,2	-	34100	3,04	41,3	-
4	050T	-	2,272	-54,6	-	34100	3,37	35,7	-
5	075T	-	2,267	-51,7	-	33300	3,13	44,7	-
6	250T	-	2,286	-53,6	-	33900	3,42	38,1	-
7	F000T	0,5	2,267	-50,6	-38,9	34000	-	51,2	66,6
8	FPROPT	0,5	2,288	-55,3	-	34200	3,75	45,0	-
9	F025T	0,5	2,301	-50,9	-	34800	4,08	47,5	-
10	F050T	0,5	2,279	-47,2	-	32000	3,41	50,2	-
11	F075T	0,5	2,254	-52,4	-	32600	3,81	42,9	-
12	F150T	0,5	2,318	-51,5	-	35400	3,97	43,9	-
13	F250T	0,5	2,301	-49,9	-	33700	3,37	40,9	-
14	T	-	2,282	-46,9	-27,6	-	-	58,4	99,3
15	FT	0,5	2,286	-48,4	-34,5	-	-	70,0	98,3
16	015	-	2,283	-45,3	-	-	-	67,3	-
17	F150	0,5	2,293	-44,5	-	-	-	51,2	-

Erläuterungen: F stahlfaserbewehrt mit Dramix®-Fasern 45/50
 annotations fibre reinforced with Dramix®-fibres 45/50

T geprüft mit einer Zwischenlage PTFE-Folie, $t = 2$ mm, oben und unten sowie Silikonfett zwischen Lastplatte und PTFE-Folie
 tested with an inserted PTFE-foil, $t = 2$ mm, on top and bottom as well as silicone grease between loading platen and PTFE-foil

PROP proportionale Belastung
 proportional loading



a) Stahlbetonscheibe 000T, nur auf Druck belastet,
Bruch direkt unterhalb der PTFE-Folie
a) reinforced concrete Panel 000T, loaded in compression only,
failure directly beneath the PTFE-foil



b) Aufspalten des Scheibenkopfs
der Scheibe 000T
b) splitting of the head of
Panel 000T



c) faserverstärkte Stahlbetonscheibe
F150T, Druck-Zug-belastet, Bruch
direkt unterhalb der PTFE-Folie
c) reinforced steel fibre concrete Panel
F150T, compression-tension-loaded,
failure directly beneath the PTFE-foil



d) unbewehrte Scheibe T, nur auf
Druck belastet, vertikale
Rissbildung während der
Druckbelastung, Bruch direkt
unterhalb der PTFE-Folie
d) plain concrete Panel T, compression
loaded only, vertical cracking under
compression loading, failure directly
beneath the PTFE-foil



e) Scheibenkopf und PTFE-Folie
nach dem Versagen
e) panel head and PTFE-foil
after failure

Bild 6-2. Typische Bruchbilder der Scheiben der Serie 1
Fig. 6-2. Typical failure patterns of the panels of Series 1

Der Bruch der Scheiben erfolgte stets in der oberen Scheibenhälfte. Die unterschiedliche Qualität an der Scheibenunterseite bzw. -oberseite war offensichtlich auf ein Entmischen des Betons beim Einbringen und Verdichten zurückzuführen. Ein entgegen der Betonierichtung eingebauter und getesteter Prüfkörper bestätigte diese Einschätzung durch ein Versagen von unten.

Um die Vergleichbarkeit innerhalb der Versuchsserie 1 zu gewährleisten, wurden die Versuche zunächst planmäßig und in gleicher Weise fortgeführt. Bei zwei abschließend untersuchten Scheiben-Probekörpern mit Betonstahlbewehrung (Scheibe 015 ohne und Scheibe F150 mit Fasern) wurde auf die PTFE-Folie verzichtet. Die beiden Ergebnisse sind in den Bildern 6-1, 6-3 und 6-4 mit dem Index „c“ gekennzeichnet. Man erkennt eine deutlich höhere Versagensdruckspannung als bei den mit PTFE-Folie belasteten Prüfkörpern und einen wesentlichen Einfluss der aufgetragenen Zugdehnung.

Failure of the panels always occurred in the upper half of the panel. The different concrete quality at the bottom and top of the panel was obviously the result of segregation during concrete placement and compaction. A test specimen installed and tested in the opposite concreting direction confirmed this assumption by failing at the bottom.

In order to guarantee the comparability within Series 1, the tests were executed first as planned and under equal conditions. For two subsequently tested reinforced panel specimens (Panel 015 without and Panel F150 with steel fibres) the PTFE-foil was omitted. Both results are labelled in Figs. 6-1, 6-3, and 6-4 with the index "c". A significantly higher ultimate compressive stress and a clear influence of the applied tensile strain can be seen compared with the specimens loaded with PTFE-foil.

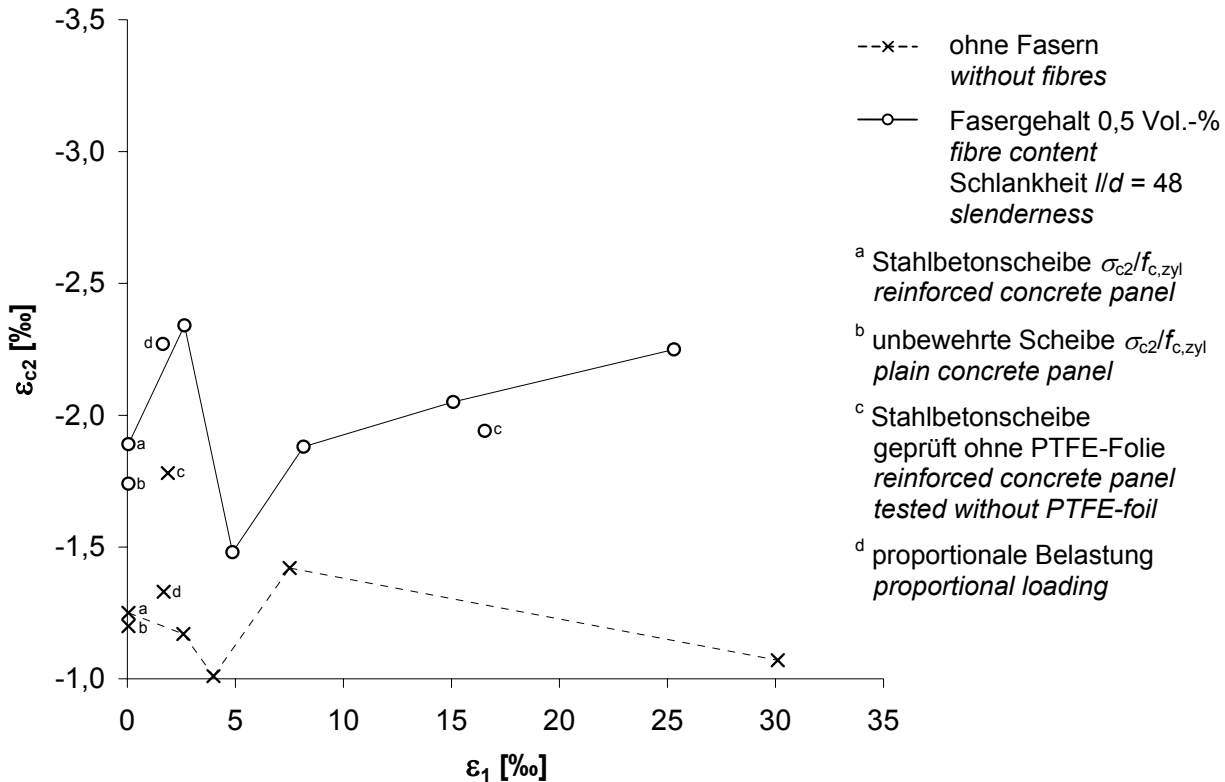


Bild 6-3. Serie 1: Mittlere Stauchung der Scheiben bei Erreichen der Höchstlast ϵ_{c2} in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ϵ_1

Fig. 6-3. Series 1: Mean compressive strain of panels at ultimate load ϵ_{c2} as a function of the applied tensile strain ϵ_1

In Bild 6-3 ist die aus den aufgezeichneten Verformungen berechnete mittlere Stauchung der Scheiben bei Erreichen der Höchstlast ε_{c2} in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 dargestellt. Aufgrund des durch die PTFE-Folie verursachten frühzeitigen Versagens der Scheiben sind vor allem die Werte der faserfreien Prüfkörper sehr klein. Durch das duktilere Bruch- und Nachbruchverhalten der stahlfaserverstärkten Scheiben war hingegen mit Eintritt des Versagens der Scheibe noch eine Verformungszunahme auf dem erreichten Lastniveau möglich. Dies erklärt die etwas günstigeren Ergebnisse der faserbewehrten Probekörper. Ein wesentlicher Einfluss der Größe der aufgetragenen Zugdehnung auf die Stauchung bei Erreichen der Höchstlast ist in Bild 6-3 nicht zu erkennen.

Die Elastizitätsmoduln E_{c0} der Scheiben und der zugehörigen Zylinder sind in Bild 6-4 in Abhängigkeit der an den Scheiben aufgetragenen Zugdehnung ε_1 dargestellt. Die Elastizitätsmoduln der Scheiben liegen unter den Werten der Zylinder und weisen mit Ausnahme einer Scheibe ($\varepsilon_1 \approx 30\text{‰}$), besonders bei den stahlfaserverstärkten Probekörpern, auf einen deutlichen Rückgang der Drucksteifigkeit mit zunehmender Querverdehnung hin.

Fig. 6-3 depicts the medium compressive strain of the panels at ultimate load ε_{c2} derived from the recorded deformations as a function of the applied tensile strain ε_1 . Due to the early failure of the panels caused by the PTFE-foil, the capacities of the specimens without fibres in particular are very low. Due to the more ductile behaviour of the fibre reinforced panels at and after failure, a deformation increase was still possible during the failure process. This explains the slightly more favourable results for the fibre reinforced test specimens. A significant influence of the amount of applied tensile strain on the compressive strain at ultimate load can not be discerned in Fig. 6-3.

The moduli of elasticity E_{c0} of the panels and of the corresponding cylinders as a function of the tensile strain ε_1 applied to the panels are illustrated in Fig. 6-4. The moduli of elasticity of the panels are clearly less than those of the cylinders and, except for one panel ($\varepsilon_1 \approx 30\text{‰}$), indicate a definite decrease of the stiffness in compression with increasing transverse pre-strain, especially for the fibre-reinforced specimens.

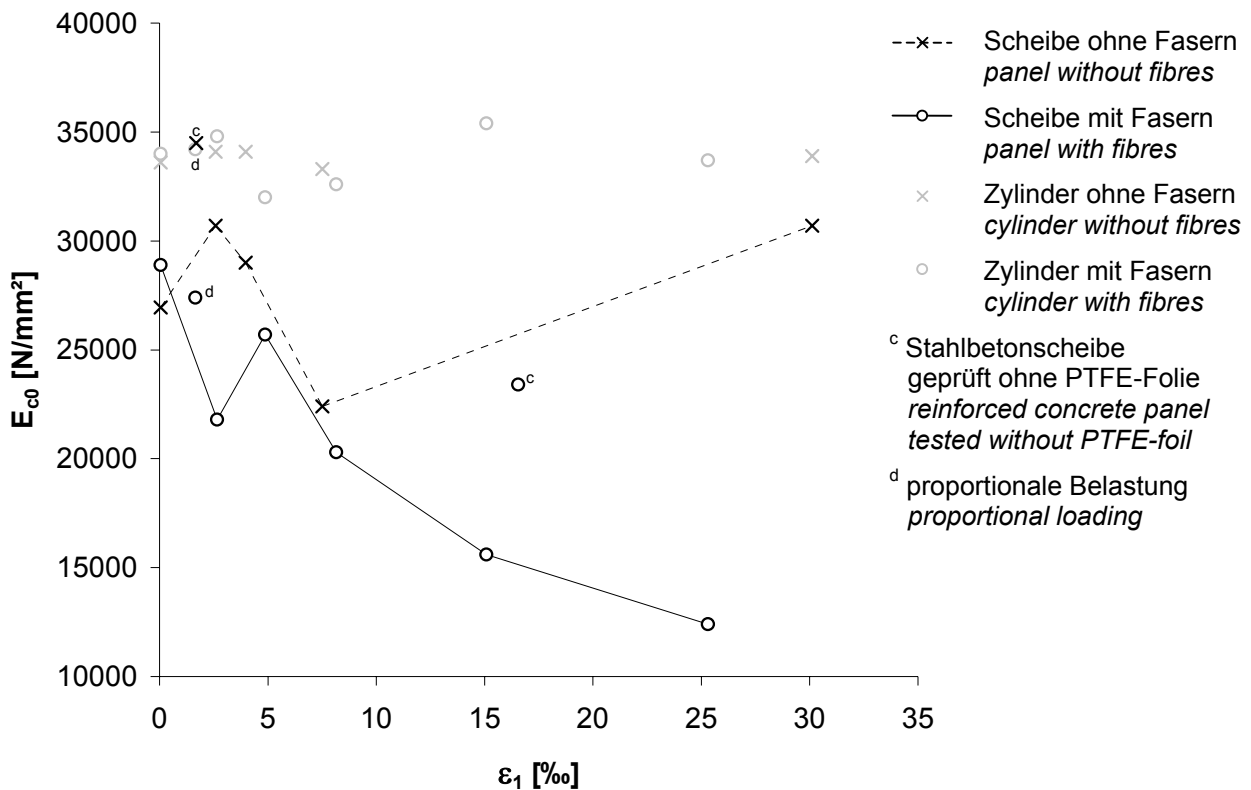


Bild 6-4. Serie 1: Vergleich der Elastizitätsmoduln E_{c0} der Scheiben und der zugehörigen, begleitend einaxial geprüften Zylinder in Abhängigkeit der an den Scheiben aufgetragenen Zugdehnung ε_1

Fig. 6-4. Series 1: Comparison of moduli of elasticity E_{c0} of panels and of corresponding cylinders, tested in parallel uniaxially, as a function of the applied panel tensile strain ε_1

6.2 Versuche der Serie 2

Die Ergebnisse der zweiten Versuchsreihe sind ausführlich im Anhang A.2 sowie in Tabelle 6-2 wiedergegeben. Das Verhältnis von der an den Scheiben gemessenen maximalen Betondruckspannung σ_{c2} zur Druckfestigkeit der begleitend untersuchten Zylinder $f_{c,zyl}$ ist in Bild 6-5 in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 dargestellt.

6.2 Tests of Series 2

Appendix A.2 and Table 6-2 give the detailed results of the second test series. The ratio of the maximum concrete compression stress σ_{c2} recorded for the panels and the compressive strength of the corresponding cylinders $f_{c,zyl}$ tested collaterally is illustrated in Fig. 6-5 as a function of the applied tensile strain ε_1 .

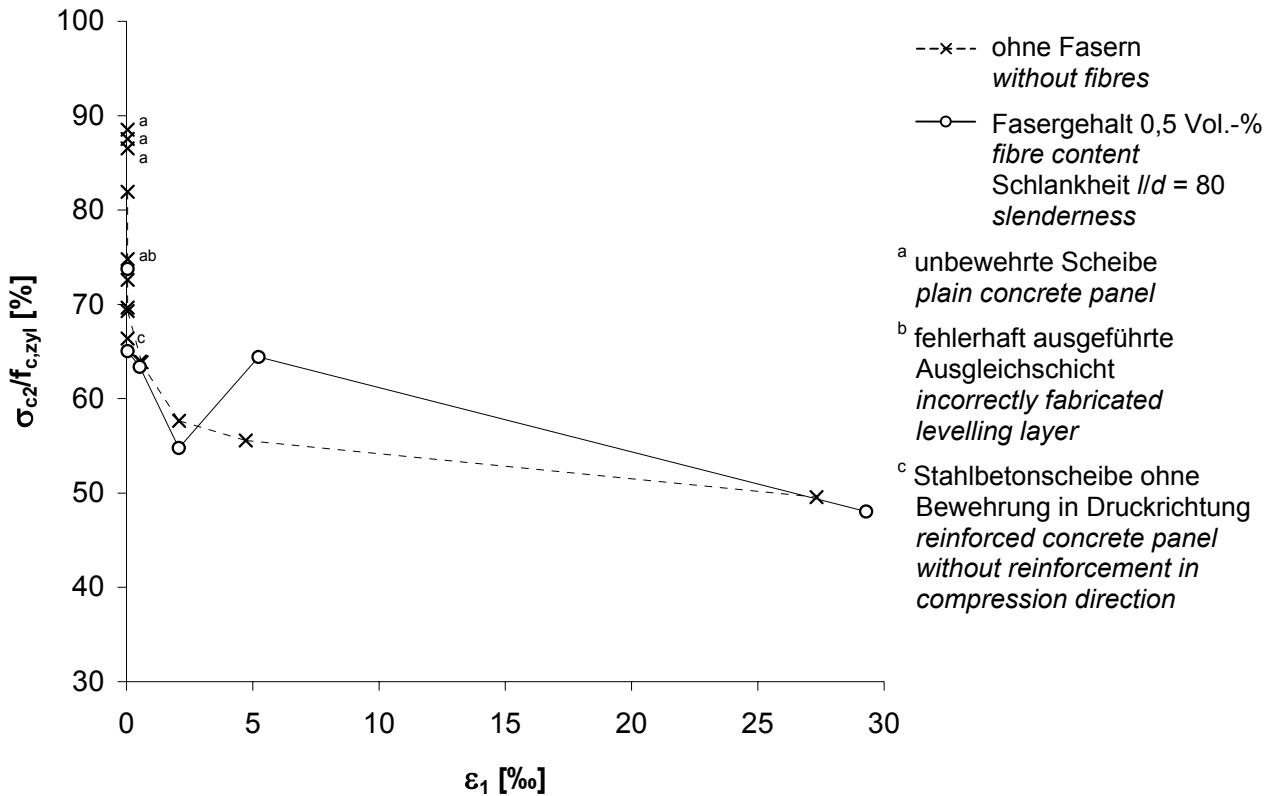


Bild 6-5. Serie 2: Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1
Fig. 6-5. Series 2: Reduction of compressive strength as a function of the applied tensile strain ε_1

Die Versagensdruckspannungen liegen deutlich höher als bei den mit PTFE-Folie belasteten Prüfkörpern der Serie 1 und lassen vor allem bei kleinen Dehnungen einen deutlichen Einfluss der aufgetragenen Zugdehnung erkennen.

Die unbewehrten Prüfkörper versagten schlagartig durch einen Schubbruch (Bild 6-7a). Bei den Stahlbetonscheiben trat das Versagen ebenfalls schlagartig durch ein vertikales Aufspalten des Querschnitts in der Ebene der Längsbewehrungsstäbe (Bild 6-7c) oder durch einen Schubbruch ein. Auch ein Ausknicken der vertikalen Bewehrung, verbunden mit einem Absprengen der Betondeckung, wurde beobachtet (Bild 6-7b). Das Bruchbild der ohne vertikale Bewehrung ausgeführten Scheibe ähnelte aufgrund der fehlenden „Dübelwirkung“ der Querstäbe dem einer unbewehrten Schei-

The compressive stresses at failure are definitely higher than those of test specimens of Series 1 loaded with PTFE-foil. A significant influence of the applied tensile strain is noticeable especially at small strains.

The unreinforced specimens failed abruptly in shear (Fig. 6-7a). For the reinforced concrete panels failure also occurred abruptly by vertical splitting of the section in the plane of the longitudinal reinforcing bars (Fig. 6-7c) or in shear. Buckling of the vertical reinforcement, combined with spalling of the concrete cover, could also be observed, (Fig. 6-7b). The failure pattern of the panel without vertical reinforcement was similar to that of an unreinforced panel due to the lacking "dowel effect" of the transverse bars (Fig. 6-7d). Failure always happened in the upper panel part like in Series 1.

be (Bild 6-7d). Der Bruch erfolgte wie bei den Versuchskörpern der Serie 1 stets in der oberen Scheibenhälfte.

Während sich für größere Zugdehnungen kaum Unterschiede ergeben, weisen die stahlfaserverstärkten Scheiben bei sehr kleiner bzw. ohne Quervordehnung eine größere Abminderung der Druckfestigkeit als die vergleichbaren faserfreien Versuchskörper auf. Die absolute Größe der Druckfestigkeiten der stahlfaserverstärkten Scheiben und Zylinder lag, wie Tabelle 6-2 zeigt, deutlich unter den an faserfreien Prüfkörpern gemessenen Werten. Das Versagen trat meist nur lokal im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich am Scheibenkopf ein. Bereits beim Betonieren war bei den stahlfaserbewehrten Probekörpern der Serie 2, insbesondere bei den begleitend hergestellten Zylindern, ein deutliches Absetzen des Grobzuschlags und der Stahlfasern festgestellt worden. Die Bruchflächen der Scheiben und die Schnittflächen der Zylinder wiesen starke Entmischungserscheinungen auf (Bild 6-6).

Zur Ursache des Entmischens wurden ergänzende Untersuchungen durchgeführt, über deren Ergebnisse in Abschnitt 6.5.2 berichtet wird.

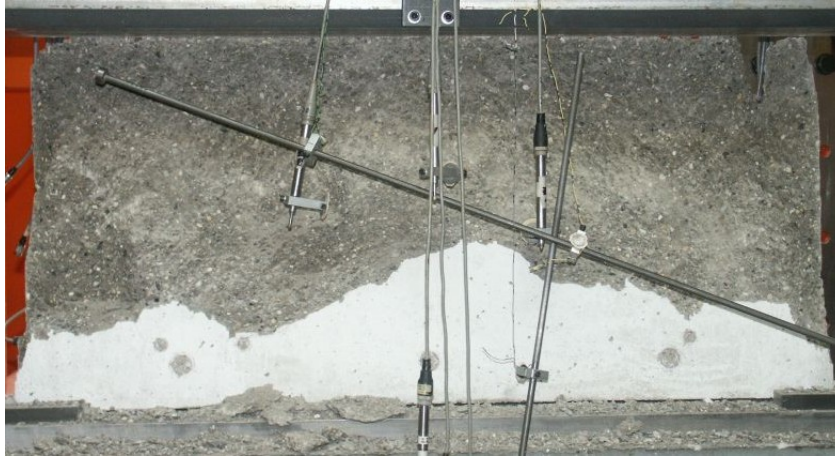
Whereas almost no differences result for larger tensile strains, for very small and without transverse tensile strain the fibre reinforced panels experience a stronger decrease of the compressive strength than the corresponding test specimens without fibres. The compressive strengths of the fibre reinforced panels and cylinders were definitely less than those obtained for specimens without fibres (Table 6-2). Most failures occurred locally in the zone of direct load application at the panel top. Already during concreting of the reinforced steel fibre specimens of Series 2 an obvious settlement of the coarse aggregate and the steel fibres was detected, especially in the accompanying cylinders. The fracture surfaces of the panels and the intersections of the cylinders showed strong concrete segregation (Fig. 6-6).

To investigate the cause of the segregation, supplementary tests were conducted. The results are given in Chapter 6.5.2.

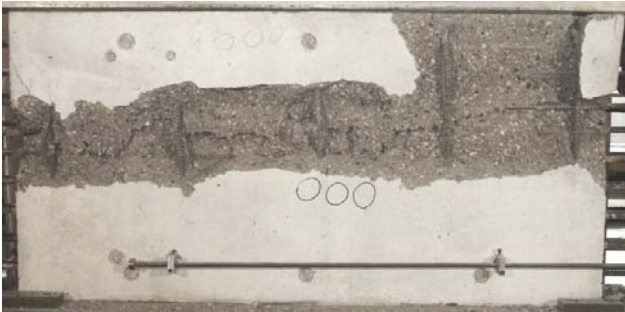


Bild 6-6. Schnittfläche eines Zylinders aus Stahlfaserbeton der Serie 2 mit deutlichen Entmischungserscheinungen

Fig. 6-6. Intersection of a cylinder of steel fibre concrete of Series 2 with evident segregation



a) Schubbruch einer unbewehrten Betonscheibe
a) shear failure of an unreinforced concrete panel



b) Ausknicken der vertikalen Querbewehrung,
verbunden mit einem Absprengen der Betondeckung
b) buckling of the vertical reinforcement combined with
spalling of the concrete cover



d) Bruchbild einer Scheibe ohne vertikale Bewehrung
d) failure of a panel without vertical reinforcement

c) Vertikale Spaltrisse in der Bewehrungsebene
c) vertical splitting cracks in the reinforcement plane



Bild 6-7. Typische Bruchbilder der Beton- und Stahlbetonscheiben der Serie 2
Fig. 6-7. Typical failure patterns of concrete and reinforced concrete panels of Series 2

Tabelle 6-2. Ergebnisse der Scheiben und der Zylinder der Serie 2
Table 6-2. Results for panels and cylinders of Series 2

Ergebnisse der Scheiben - Results for panels											
Nr. No.	Scheibe panel Bez. name	Rohdichte specific density [$\frac{\text{kg}}{\text{dm}^3}$]	Erstspannung stress at first crack		Maximale Zugspannung (nominal) nominal maximum tensile stress σ_1	aufgebrachte Zugdehnung applied tensile strain ϵ_1	Anzahl der Risse number of cracks [1]	Maximale Druckspannung maximum compressive stress		Betonstauchung unter Höchstlast compressive strain at maximum loading ϵ_{c2}	Querdehnung unter Höchstlast transverse strain at maximum loading $\epsilon_{1,max}$
			σ_{cr}^b [N/mm ²]	σ_{cr}^i [N/mm ²]				σ_2 [N/mm ²]	σ_{c2} [N/mm ²]		
1	VK1	-	-	-	-	0	-	-41,6	-41,6	-2,42	0,49
2	VK2	-	-	-	-	0	-	-46,3	-46,3	-2,48	0,51
3	VK3 ^{a)}	-	-	-	-	0	-	-38,3	-38,3	-2,03	0,23
4	VK4	2,236	-	-	-	0	-	-40,5	-40,5	-2,33	0,22
5	000VK1	-	-	-	-	0	-	-50,3	-46,7	-2,25	0,32
6	000VK2	-	-	-	-	0	-	-37,0	-34,3	-1,73	0,20
7	000VK3	2,182	-	-	-	0	-	-34,4	-31,8	-1,67	0,16
8	005VK1	-	2,43	2,12	2,75	0,60	3	-34,7	-32,0	-1,72	0,73
9	005VK2	2,258	2,14	1,90	2,91	0,54	4	-34,0	-31,2	-1,81	0,61
10	020VK	-	2,37	2,05	7,56	2,08	9	-29,9	-27,5	-1,48	2,12
11	050VK	-	2,16	1,88	8,95	4,72	9	-32,0	-29,4	-1,67	4,80
12	250VK	-	2,29	1,97	9,43	27,32	9	-25,1	-22,2	-1,98	27,36
13	FVK	2,132	-	-	-	0	-	-31,2	-31,2	-1,74	0,19
14	F000VK	2,182	-	-	-	0	-	-30,2	-27,9	-1,47	0,14
15	F005VK	2,176	2,15	1,79	3,14	0,53	4	-26,1	-23,7	-1,59	0,62
16	F020VK	2,176	2,32	1,97	7,42	2,07	9	-23,4	-20,7	-1,74	2,10
17	F050VK	2,159	2,56	2,24	9,75	5,23	11	-34,3	-31,3	-1,88	5,31
18	F250VK	2,122	2,33	2,03	9,69	29,29	11	-20,1	-17,2	-1,85	29,52
19	000	-	-	-	-	0	-	-36,0	-33,5	-1,60	0,17
20	Q000VK	2,131	-	-	-	0	-	-30,4	-30,4	-1,51	0,11

Ergebnisse der Zylinder - Results for cylinders									
Nr. No.	Scheibe panel Bez. name	Fasergehalt fibre content [Vol.-%]	Rohdichte specific density [$\frac{\text{kg}}{\text{dm}^3}$]	Druck- festigkeit compressive strength		Elastizitäts- modul modulus of elasticity E_{c0}	Spaltzug- festigkeit splitting tensile strength $f_{ct,sp}$	Abminderung der Druck- festigkeit reduction of compressive strength	
				$f_{c,zyl}$ [N/mm ²]	$f_{c,zyl,PTFE}$ [N/mm ²]			$\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ [%]	$\sigma_{c2}/f_{c,zyl,PTFE}$ [%]
1	VK1	-	2,290	-47,0	-	-	2,78	88,5	-
2	VK2	-	2,320	-52,9	-	-	-	87,5	-
3	VK3 ^{a)}	-	2,307	-51,2	-	33100	2,81	74,8	-
4	VK4	-	2,243	-46,8	-	32400	3,19	86,5	-
5	000VK1	-	2,310	-57,0	-	34800	3,34	81,9	-
6	000VK2	-	2,326	-49,5	-	33700	3,51	69,3	-
7	000VK3	-	2,258	-43,8	-	33000	3,93	72,6	-
8	005VK1	-	2,287	-50,1	-	34100	3,58	63,9	-
9	005VK2	-	2,263	-48,8	-	32300	3,32	63,9	-
10	020VK	-	2,324	-47,7	-	35600	3,32	57,7	-
11	050VK	-	2,310	-52,9	-	34900	3,01	55,6	-
12	250VK	-	2,267	-44,8	-	-	3,20	49,6	-
13	FVK	0,5	2,219	-42,3	-	30100	4,05	73,8	-
14	F000VK	0,5	2,244	-42,9	-	32100	3,53	65,0	-
15	F005VK	0,5	2,212	-37,4	-	31900	2,81	63,4	-
16	F020VK	0,5	2,171	-37,8	-	28500	3,23	54,8	-
17	F050VK	0,5	2,241	-48,6	-	32400	3,64	64,4	-
18	F250VK	0,5	2,177	-35,8	-	29500	3,35	48,0	-
19	000	-	2,309	-48,1	-	34400	2,88	69,6	-
20	Q000VK	-	2,277	-45,8	-	32700	4,07	66,4	-

Erläuterungen der Tabelle siehe nächste Seite.
For annotations of table see next page.

Erläuterungen: annotations	F	stahlfaserbewehrt mit Dramix®-Fasern 80/40 <i>fibre reinforced with Dramix®-fibres 80/40</i>
	VK	Belastungsvorrichtung mit Zentrierplatten in den Viertelpunkten und zusätzlicher Lastverteilungsplatte am Scheibenkopf <i>loading mechanism with centring plates at the quarter points and additional load distributing platen at the panel top</i>
	Q	Stahlbetonscheibe ohne Querbewehrung in Druckrichtung <i>reinforced concrete panel without transverse reinforcement in compression direction</i>
	a)	fehlerhaft ausgeführte Ausgleichschichten <i>incorrectly fabricated levelling layers</i>

In den Bildern 6-8 und 6-9 sind für die Serie 2 die mittlere Stauchung der Scheiben bei Erreichen der Höchstlast ε_{c2} sowie der Elastizitätsmodul E_{c0} der Scheiben und der zugehörigen Zylinder jeweils in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 dargestellt.

Figs. 6-8 and 6-9 present the average compressive strain of the panels of Series 2 at reaching the ultimate load ε_{c2} and the modulus of elasticity E_{c0} of the panels and of the corresponding cylinders, each as a function of the applied tensile strain ε_1 .

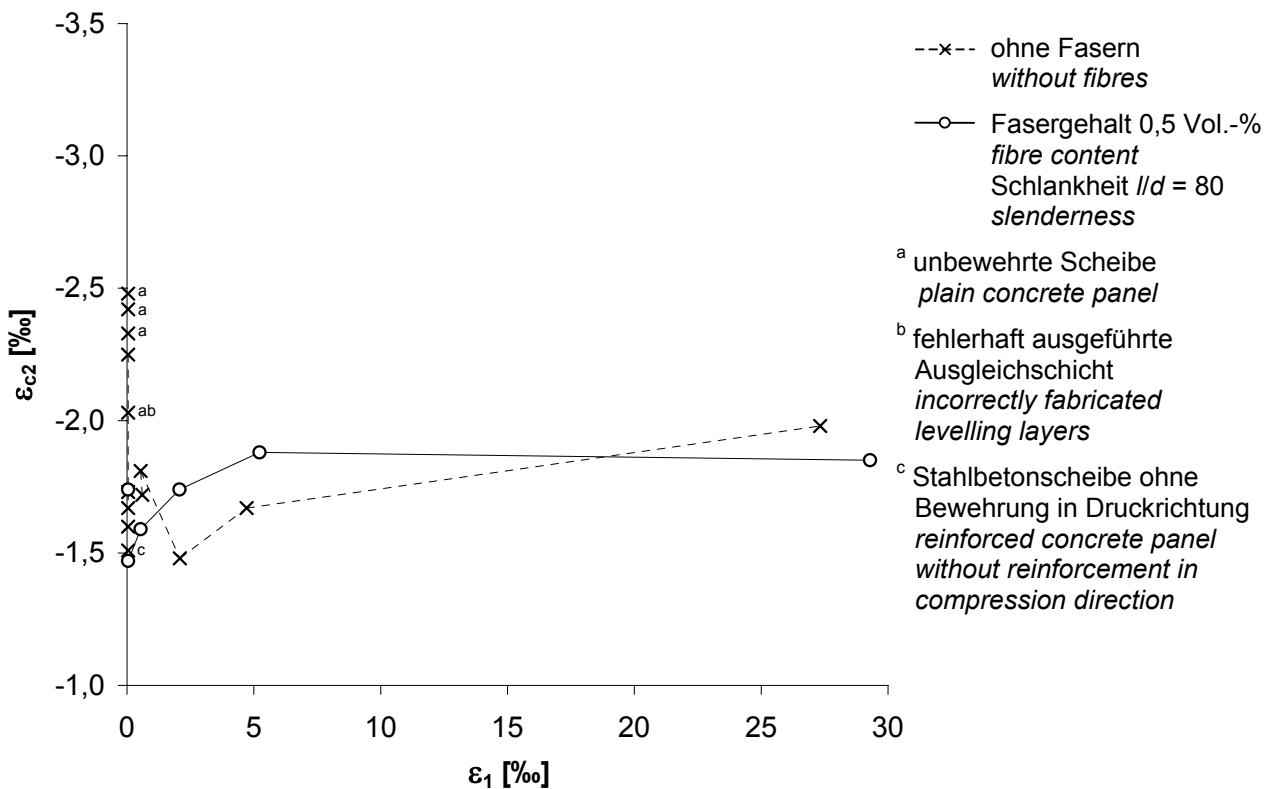


Bild 6-8. Serie 2: Mittlere Stauchung der Scheiben bei Erreichen der Höchstlast ε_{c2} in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1

Fig. 6-8. Series 2: Mean compressive strain of panels at ultimate load ε_{c2} as a function of the applied tensile strain ε_1

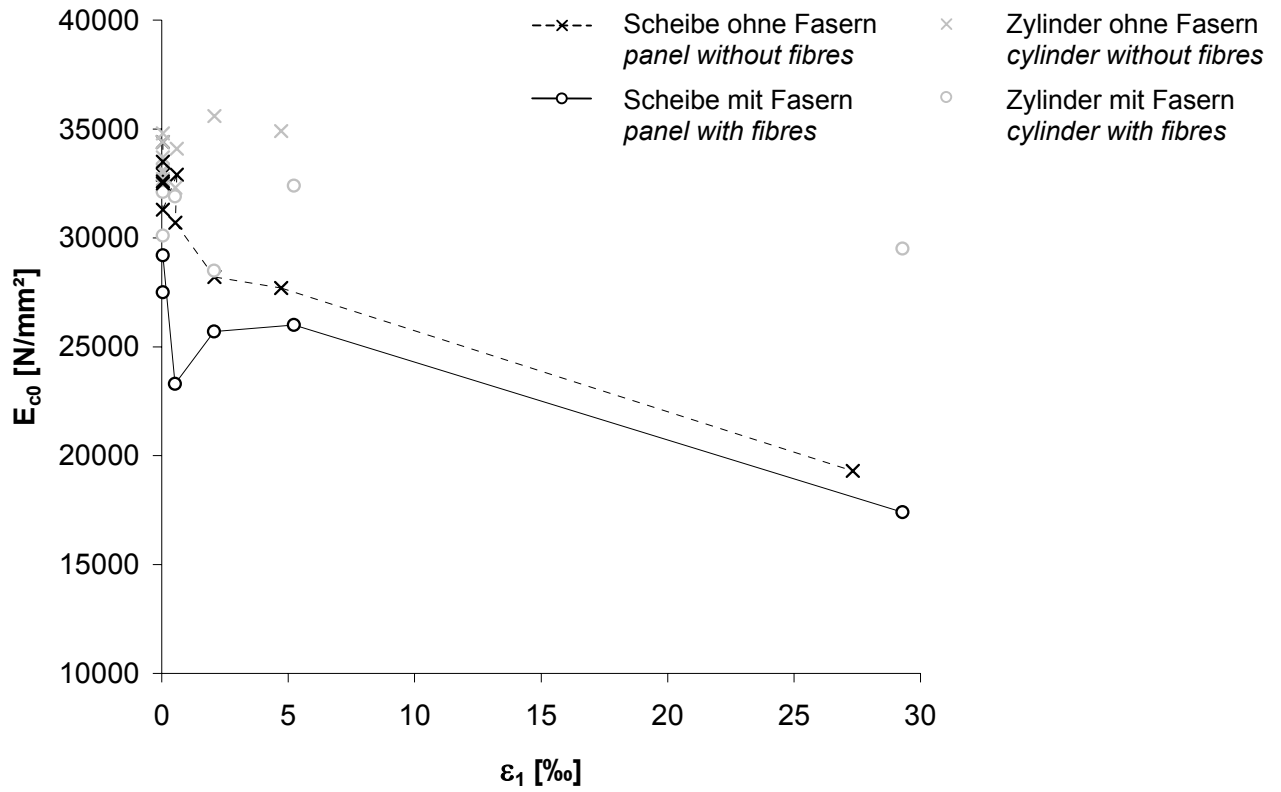


Bild 6-9. Serie 2: Vergleich der Elastizitätsmoduln E_{c0} der Scheiben und der zugehörigen, begleitend einaxial geprüften Zylinder in Abhängigkeit der an den Scheiben aufgetragenen Zugdehnung ϵ_1

Fig. 6-9. Series 2: Comparison of moduli of elasticity E_{c0} of panels and of corresponding cylinders, tested in parallel uniaxially, as a function of the applied panel tensile strain ϵ_1

6.3 Versuche der Serie 3

In der Serie 3 wurden insgesamt sechs faserverstärkte Stahlbetonscheiben hergestellt und geprüft. Als Folge der in der Serie 2 beobachteten Entmischungsercheinungen wurden im Vorfeld zur Serie 3 unterschiedliche Mischungszusammensetzungen an Betonzyklindern erprobt. Angestrebt wurde u. a. eine schnellere Festigkeitsentwicklung, so dass die Prüfung nicht wie bisher erst nach 28 Tagen, sondern bereits nach 7 Tagen bei vergleichbar hoher Festigkeit erfolgen konnte. Die gewählte Betonrezeptur (siehe Tabelle 4-2) wurde nach der Herstellung der ersten Scheibe der Serie 3 (F000VK2) noch einmal modifiziert, indem das bisher verwendete Fließmittel der Marke Woermann WOERMMENT FM 375 (FM) durch das Produkt Sika ADDIMENT FM 40 ersetzt wurde. Am Einrichtvorgang und Versuchsablauf selbst wurde gegenüber der Serie 2 nichts verändert.

Die Ergebnisse der Scheiben und der begleitend hergestellten Zylinder sind ausführlich im Anhang A.3 und in Tabelle 6-3 angegeben sowie in den Bildern 6-10 bis 6-13 dargestellt.

6.3 Tests of Series 3

Within Series 3 all in all six reinforced steel fibre concrete panels were fabricated and tested. Because of the segregation observed in Series 2, concrete cylinders with different mix designs were tested in preparation for Series 3. The goal was to obtain a faster strength development so that testing could be commenced after 7 days instead of 28 days as before, with comparable strength. The selected concrete mix (see Table 4-2) was once more modified after the fabrication of the first panel of Series 3 (F000VK2) by replacing the previously used plasticiser of type Woermann WOERMMENT FM 375 (FM) by the type Sika ADDIMENT FM 40. The test set-up and test procedure themselves remained unchanged as in Series 2.

Appendix A.3 and Table 6-3 and also Figs. 6-10 to 6-13 present in detail the results of the panels and the corresponding cylinders.

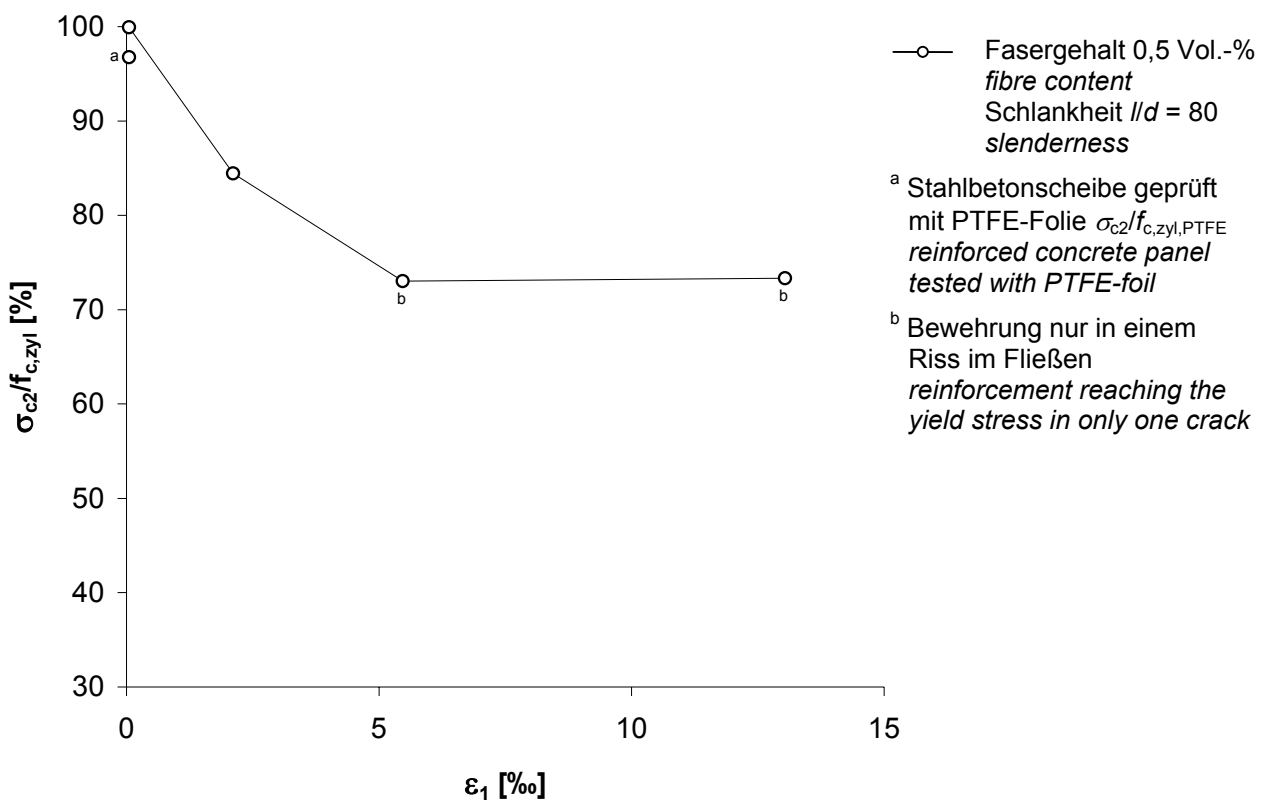


Bild 6-10. Serie 3: Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1

Fig. 6-10. Series 3: Reduction of compressive strength as a function of the applied tensile strain ε_1

Tabelle 6-3. Ergebnisse der Scheiben und der Zylinder der Serie 3
Table 6-3. Results for panels and cylinders of Series 3

Ergebnisse der Scheiben - Results for panels											
Nr. No.	Scheibe panel Bez. name	Rohdichte specific density [$\frac{\text{kg}}{\text{dm}^3}$]	Erststirsspannung stress at first crack		Maximale Zugspannung (nominal) nominal maximum tensile stress σ_1	aufgebrachte Zugdehnung applied tensile strain ϵ_1	Anzahl der Risse number of cracks	Maximale Druckspannung maximum compressive stress		Betonstauchung unter Höchstlast compressive strain at maximum loading ϵ_{c2}	Querdehnung unter Höchstlast transverse strain at maximum loading $\epsilon_{1,max}$
			σ_{cr}^b	σ_{cr}^i				$[\text{N/mm}^2]$	$[\text{N/mm}^2]$		
1	F000VK2	2,268	-	-	-	0	-	-43,3	-39,7	-2,30	0,22
2	F000VK3 ^{b)}	2,305	-	-	-	0	-	-	-	-	-
	F000VKT	2,305	-	-	-	0	-	-45,3	-41,8	-2,21	0,48
3	F005VK2 ^{c)}	2,204	2,45	2,15	3,48	0,61	-	-	-	-	-
4	F020VK2	2,299	2,50	2,22	7,93	2,11	13	-48,1	-43,4	-3,03	2,26
5	F050VK2	2,278	2,55	2,26	9,64	5,47	13	-45,9	-41,7	-2,69	5,50
6	F250VK2	2,352	2,81	2,51	9,77	13,04	14	-45,4	-40,7	-3,01	13,32

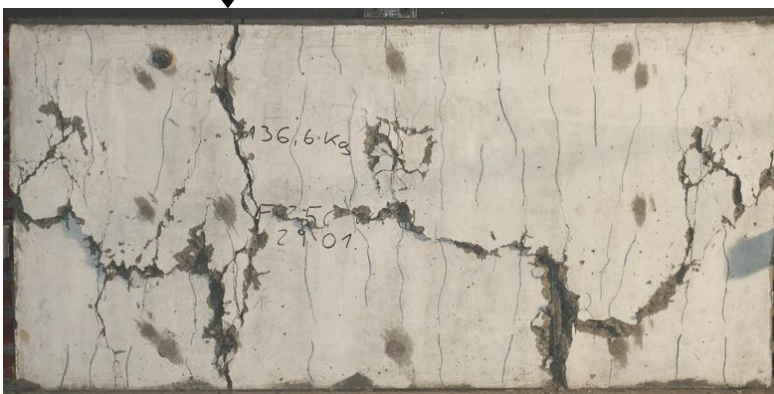
Ergebnisse der Zylinder - Results for cylinders									
Nr. No.	Scheibe panel Bez. name	Fasergehalt fibre content [Vol.-%]	Rohdichte specific density [$\frac{\text{kg}}{\text{dm}^3}$]	Druck- festigkeit compressive strength		Elastizitäts- modul modulus of elasticity E_{c0}	Spaltzug- festigkeit splitting tensile strength $f_{ct,sp}$	Abminderung der Druck- festigkeit reduction of compressive strength	
				$f_{c,zyl}$	$f_{c,zyl,PTFE}$			$[\text{N/mm}^2]$	$[\text{N/mm}^2]$
1	F000VK2	0,5	2,199	-39,7	-	29400	3,25	100	-
2	F000VK3 ^{b)}	0,5	2,346	-58,1	-	35100	4,44	-	-
	F000VKT	0,5	2,343	(-58,1)	-43,2	-	-	71,9	96,8
3	F005VK2 ^{c)}	0,5	2,348	-55,6	-	33300	3,80	-	-
4	F020VK2	0,5	2,337	-51,4	-	33700	4,20	84,4	-
5	F050VK2	0,5	2,366	-57,1	-	33000	4,20	73,0	-
6	F250VK2	0,5	2,363	-55,5	-	34200	4,10	73,3	-

- Erläuterungen:
annotations
- F stahlfaserbewehrt mit Dramix®-Fasern 80/40
fibre reinforced with Dramix®-fibres 80/40
 - T geprüft mit einer Zwischenlage PTFE-Folie, $t = 2$ mm, oben und unten sowie Silikonfett zwischen Lastplatten und PTFE-Folie
tested with an inserted of PTFE-foil, $t = 2$ mm, on top and bottom as well as silicone grease between loading platen and PTFE-foil
 - VK Belastungsvorrichtung mit Zentrierplatten in den Viertelpunkten und zusätzlicher Lastverteilungsplatte am Scheibenkopf
loading mechanism with centring plates at the quarter points and additional load distributing platen at the panel top
 - b) Versuch aufgrund des Erreichens der Höchstlast der Belastungsvorrichtung vor Eintritt des Versagens der Scheibe abgebrochen
(Wiederbelastung mit PTFE-Folie als Scheibe F000VKT)
test stopped prematurely because capacity of loading mechanism was reached without collapse of the panel
(renewed load test with PTFE-foil named as Panel F000VKT)
 - c) nach dem Aufbringen der Zugspannung durch einen Fehler beim Einrichten in Druckrichtung schlagartig zu Bruch gefahren
(keine Messdaten zum Verhalten unter Druckbeanspruchung)
sudden failure caused by error in compression application, following the tensile load application
(no test data for behaviour under compressive stress)



- a) Abgeschlossenes Rissbild der Scheibe F250VK2 nach Aufbringen der Zugdehnung - Ansicht Nord
a) final crack pattern of panel F250VK2 after application of tensile strain - northern view

↕ Bewehrung nur in einem Riss im Fließen
yielding in only one crack

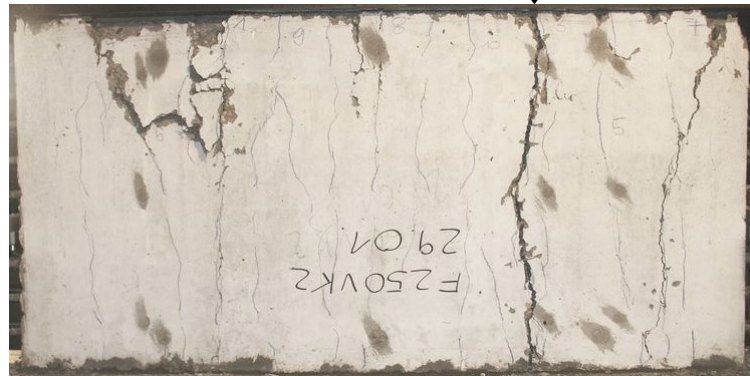


- b) Bruchbild der Scheibe F250VK2 - Ansicht Nord
b) failure pattern of panel F250VK2 - northern view

↕ Bewehrung nur in einem Riss im Fließen
yielding of reinforcement in one crack only



- d) Schubbruch einer faserbewehrten Stahlbetonscheibe
d) shear failure of a fibre reinforced concrete panel



- c) Bruchbild der Scheibe F250VK2 - Ansicht Süd
c) failure pattern of panel F250VK2 - southern view

Bild 6-11. Typische Bruchbilder faserbewehrter Stahlbetonscheiben der Serie 3
Fig. 6-11. Typical failure patterns of reinforced steel fibre concrete panels of Series 3

Für die Scheibe F005VK2 liegen ausschließlich Messdaten zur Zugbelastung vor, da sie bereits beim Einrichten der Druckzylinder durch eine Fehlbedienung der Steuerung zu Bruch gegangen war. Die ohne Querverdehnung geprüfte Scheibe F000VK2 erreichte etwa die gleiche Druckfestigkeit wie die zugehörigen Zylinder.

For Panel F005VK2 only data for tensile loading are available because it failed already during setting-up of the compression jacks due to a malfunction of the control system. Panel F000VK2 tested without transverse pre-strain reached more or less the same compressive strength as the corresponding cylinders.

Eine weitere, ohne Quervordehnung geprüfte Scheibe F000VK3 konnte zunächst nicht bis zum Versagen belastet werden, da die maximalen Kräfte der Hydraulikzylinder erreicht waren. Eine nach Einbau von PTFE-Zwischenlagen erfolgte Wiederbelastung der Scheibe bis zum Bruch sollte dem Gewinn weiterer Erkenntnisse hinsichtlich des Einflusses der PTFE-Folien dienen (siehe Abschnitt 6.5.1).

Da sich bei den Scheiben F050VK2 und F250VK2 nach Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung jeweils nur ein Riss weiter öffnete (Bilder 6-11a bis 6-11c), resultieren die Dehnungswerte 5,47 ‰ bzw. 13,04 ‰ der beiden Scheiben im Wesentlichen aus der unterschiedlichen Breite des sich öffnenden Risses. Die meisten Scheiben versagten schlagartig durch einen Schubbruch (Bild 6-11d).

Die mittlere Stauchung der Scheiben bei Erreichen der Höchstlast ε_{c2} sowie die Elastizitätsmoduln E_{c0} der Scheiben und der zugehörigen Zylinder sind in den Bildern 6-12 und 6-13 jeweils in Abhängigkeit der aufbrachten Zugdehnung ε_1 dargestellt.

Another panel (F000VK3) tested without transverse pre-strain could not be loaded to failure, because the capacity of the hydraulic jacks had been reached. To gain additional insights into the influence of PTFE-foils, the panel was reloaded until failure after PTFE-foils had been inserted (see Chapter 6.5.1).

Only one crack continued to open each in Panels F050VK2 and F250VK2 after reaching the yield strength of the reinforcement (Figs. 6-11a to 6-11c). Therefore, the strains of 5.47 ‰ and 13.04 ‰, respectively, resulted mainly from the different width of the opening crack. Most panels failed abruptly in shear (Fig. 6-11d).

The mean compressive strains of the panels at ultimate load ε_{c2} and also the moduli of elasticity E_{c0} of the panels and the corresponding cylinders as a function of the applied tensile strain ε_1 are plotted in Figs. 6-12 and 6-13.

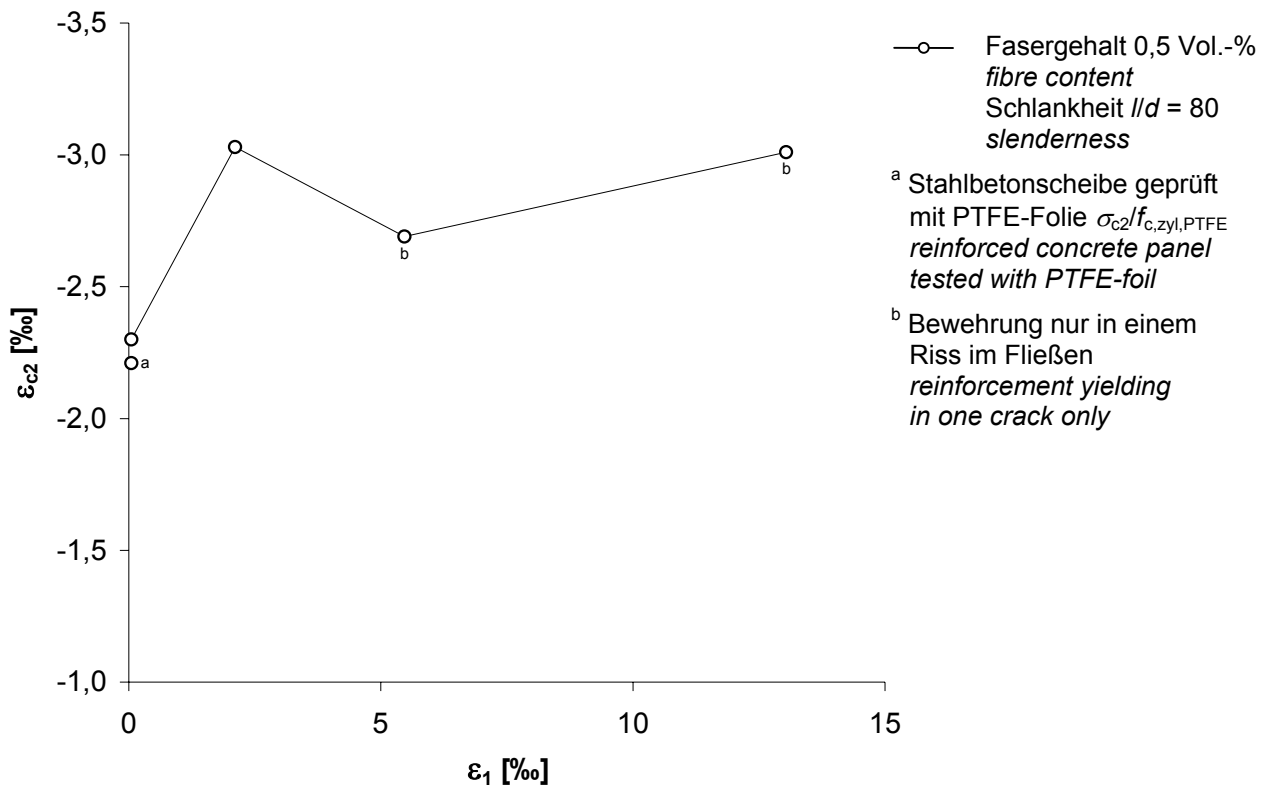


Bild 6-12. Serie 3: Mittlere Stauchung der Scheiben bei Erreichen der Höchstlast ε_{c2} in Abhängigkeit der aufbrachten Zugdehnung ε_1

Fig. 6-12. Series 3: Mean compressive strain of panels at ultimate load ε_{c2} as a function of the applied tensile strain ε_1

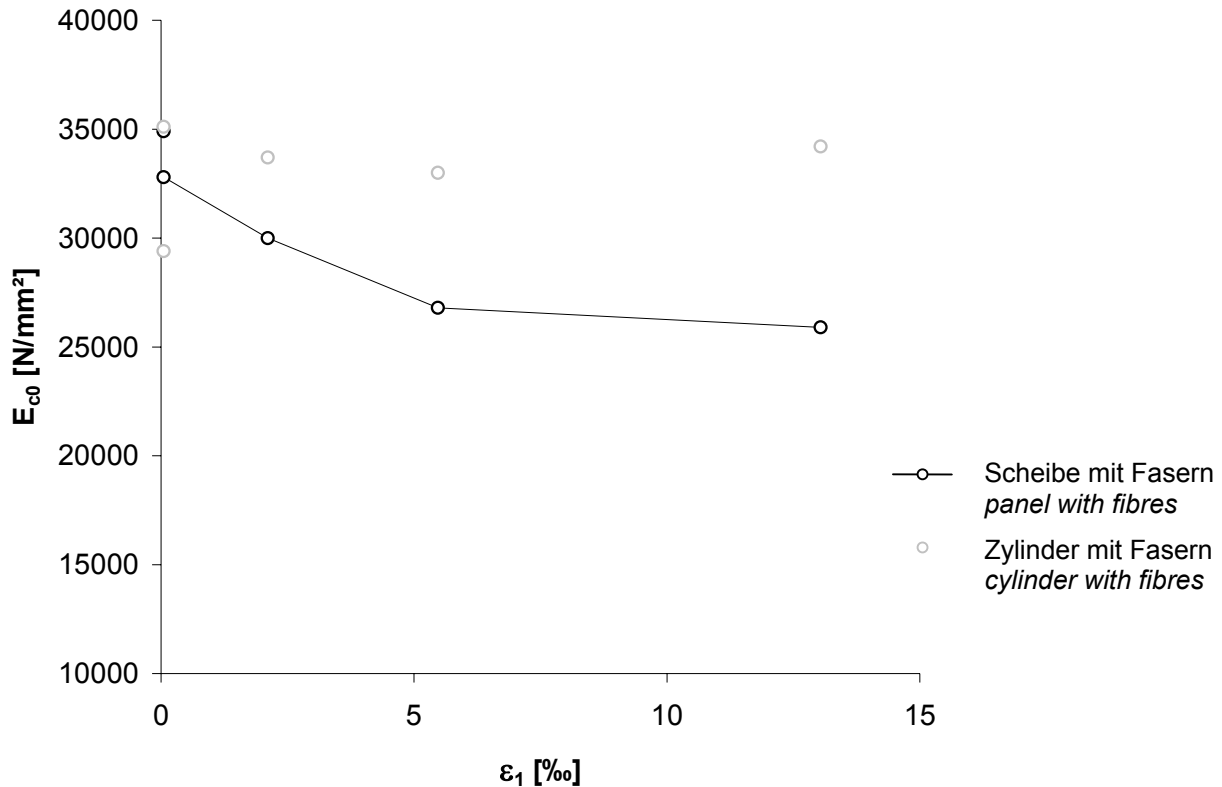


Bild 6-13. Serie 3: Vergleich der Elastizitätsmoduln E_{c0} der Scheiben und der zugehörigen, begleitend einaxial geprüften Zylinder in Abhängigkeit der an den Scheiben aufgetragenen Zugdehnung ε_1

Fig. 6-13. Series 3: Comparison of moduli of elasticity E_{c0} of panels and of corresponding cylinders, tested in parallel uniaxially, as a function of the applied panel tensile strain ε_1

6.4 Versuche der Serie 4

In der Serie 4 wurden abschließend 13 Scheiben untersucht. Mit den faserfreien Probekörpern (8 Scheiben) sollte der in der Serie 2 beobachtete Einfluss des Entmischens des Frischbetons quantifiziert und eliminiert sowie ein Vergleich mit den Ergebnissen der faserbewehrten Scheiben auf der Grundlage der erstmals in der Serie 3 eingesetzten neuen Betonrezeptur (siehe Tabelle 4-2) ermöglicht werden. Dabei wurden drei der faserfreien Probekörper als Referenzkörper ohne Querverdehnung geprüft, davon zwei unbewehrte Scheiben, um den Einfluss der Probekörpergeometrie (Maßstabeffekt), und eine Stahlbetonscheibe, um den Einfluss der Störwirkung der Bewehrung auf die Druckfestigkeit zu bestimmen. Mit den fünf faserverstärkten Stahlbetonscheiben sollten die in der Serie 3 bereits mit der neuen Betonmischung erhaltenen Ergebnisse abgesichert werden.

Die Prüfung der Scheiben sollte, wie in Serie 3, planmäßig 7 Tage nach der Herstellung erfolgen. Da sich bei Einsatz des schnell erhärtenden Zementes CEM I 42,5 R bereits nach 7 Tagen mitunter sehr hohe Druckfestigkeiten ergeben hatten (vgl. Serie 3, Scheibe F000VK3), wurde dieser in der Serie 4 durch einen

6.4 Tests of Series 4

Finally, in Series 4, 13 panels were tested. The 8 panels without fibres were meant to quantify and eliminate the influence of the segregation of fresh concrete observed in Series 2 and to enable a comparison with the results of the fibre reinforced panels, based on the new concrete mix formula (see Table 4-2) first used in Series 3. For this purpose, three of the specimens without fibres were tested for reference without transverse pre-strain. Out of these, two panels were unreinforced to determine the influence of the specimen size (scale effect) and one reinforced concrete panel was tested to quantify the detrimental effect of the reinforcement on the compressive strength. The five reinforced steel fibre concrete panels were meant to confirm the results obtained with the new concrete mix in Series 3.

The tests on the panels were intended to be carried out 7 days after fabrication as in Series 3. Because the usage of the quick hardening cement of type CEM I 42,5 led to very high compressive strengths after only 7 days (see Series 3, Panel F000VK3), this cement was replaced in Series 4 by type CEM I 32,5 R with otherwise the same concrete mix design.

Zement CEM I 32,5 R bei ansonsten gleicher Betonrezeptur ersetzt.

Die Ergebnisse der Scheiben und der begleitend hergestellten Zylinder der Serie 4 sind in Tabelle 6-4 angegeben und in den Bildern 6-14 bis 6-17 dargestellt. Eine ausführliche Dokumentation der Ergebnisse enthält Anhang A.4. Einige typische Riss- und Bruchbilder der überwiegend durch einen Schubbruch versagenden Scheiben zeigt Bild 6-15.

The results for the panels and the cylinders produced at the same time of Series 4 are shown in Table 6-4 and in Figs. 6-13 to 6-17. A detailed documentation of the results is given in Appendix A.4. Some typical pictures of the crack and failure patterns of the panels, that failed predominantly in shear, are shown in Fig. 6-15.

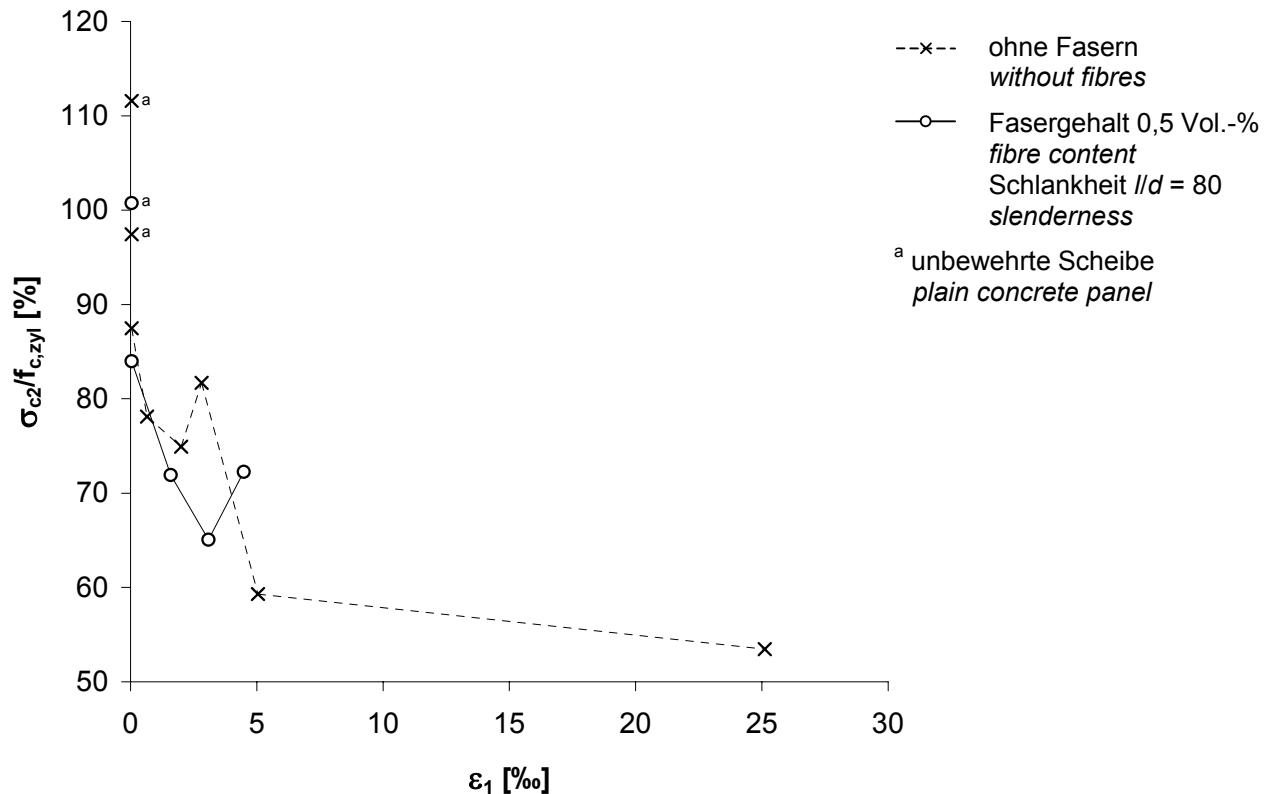


Bild 6-14. Serie 4: Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der aufgebrachtten Zugdehnung ϵ_1
Fig. 6-14. Series 4: Reduction of compressive strength as a function of the applied tensile strain ϵ_1

Die in Serie 4 erhaltene Abminderung der Druckfestigkeit des faserfreien Stahlbetons liegt bei maximal 47 % für die mit ca. 25 ‰ quervorgedehnte Scheibe. Für die faserverstärkten Probekörper ergab sich eine Abminderung von bis zu ca. 35 %. Die größte aufgebrachtte Zugdehnung betrug für die faserverstärkten Stahlbetonscheiben ca. 4,6 ‰, wobei der Bewehrungsstahl das Fließplateau nur in einem Riss erreichte, welcher sich dann bei Erhöhung der Zugdehnung weiter öffnete, während die übrigen Risse in ihrer Breite im Wesentlichen unverändert blieben (vgl. Abschnitt 6.3). Die Quervordehnung wurde daher bei den faserverstärkten Probekörpern nicht weiter gesteigert.

The maximum reduction of the compressive strength of reinforced concrete without fibres observed in Series 4 is 47 % for the panel with a transverse pre-strain of about 25 ‰. The reduction for the steel fibre specimens reached up to 35 %. The highest applied tensile strain for reinforced steel fibre concrete panels was about 4.6 ‰, at which the reinforcing steel reached the yield strength in just one crack, which continued to open with increasing tensile strain, while the other crack widths remained basically unchanged. Thus, the transverse pre-strain was not increased any further for the fibre reinforced specimens.



a) Ausknicken der vertikalen Querbewehrung und Absprennen der Betondeckung (Scheibe 025VK)
a) buckling of the vertical reinforcement and spalling of the concrete cover (Panel 025VK)



b) Schubbruch der quervorgedehnten, faserverstärkten Stahlbetonscheibe F025VK
b) shear failure of the transversely pre-stressed reinforced steel fibre concrete Panel F025VK



c) Schubbruch der nur auf Druck belasteten unbewehrten Scheibe VK6
c) shear failure of the plain concrete Panel VK6, loaded only in compression

Bild 6-15. Typische Bruchbilder der Scheiben der Serie 4
Fig. 6-15. Typical failure patterns of the panels of Series 4

Tabelle 6-4. Ergebnisse der Scheiben und der Zylinder der Serie 4
Table 6-4. Results for panels and cylinders of Series 4

Ergebnisse der Scheiben - Results for panels												
Nr. No.	Scheibe panel Bez. name	Rohdichte specific density [kg/dm ³]	Erststirsspannung stress at first crack		Maximale Zugspannung (nominal) nominal maximum tensile stress σ_1	aufgebrachte Zugdehnung applied tensile strain ϵ_1	Anzahl der Risse number of cracks [1]	Maximale Druckspannung maximum compressive stress		Betonstauchung unter Höchstlast compressive strain at maximum loading ϵ_{c2}	Querdehnung unter Höchstlast transverse strain at maximum loading $\epsilon_{1,max}$	
			σ_{cr}^b [N/mm ²]	σ_{cr}^i [N/mm ²]				σ_2 [N/mm ²]	σ_{c2} [N/mm ²]			
1	VK5	2,315	-	-	-	0	-	-41,4	-41,4	-2,86	0,42	
2	VK6	2,241	-	-	-	0	-	-37,8	-37,8	-2,84	0,26	
3	000VK4	2,301	-	-	-	0	-	-43,7	-39,1	-2,97	0,33	
4	005VK3	2,278	2,16	1,85	2,81	0,65	5	-37,0	-33,2	-2,43	0,76	
5	020VK2	2,242	2,32	2,03	7,38	2,00	11	-36,0	-31,7	-2,75	2,29	
6	025VK	2,229	1,87	1,64	8,68	2,82	12	-38,2	-33,5	-3,00	2,94	
7	050VK2	2,233	2,42	2,10	9,03	5,05	12	-28,8	-25,8	-1,89	5,01	
8	250VK2	2,225	2,06	1,79	9,24	25,11	12	-28,6	-24,8	-2,38	25,49	
9	FVK2	2,267	-	-	-	0	-	-41,7	-41,7	-3,13	0,41	
10	F000VK4	2,293	-	-	-	0	-	-45,5	-41,4	-2,65	0,22	
11	F015VK	2,241	2,46	2,19	6,64	1,59	10	-35,1	-31,5	-2,31	1,69	
12	F025VK	2,282	2,28	1,96	9,50	3,09	11	-35,9	-32,2	-2,40	3,27	
13	F025VK2	2,385	2,66	2,34	9,60	4,48	12	-36,2	-31,8	-2,86	4,61	

Ergebnisse der Zylinder - Results for cylinders									
Nr. No.	Scheibe panel Bez. name	Fasergehalt fibre content [Vol.-%]	Rohdichte specific density [kg/dm ³]	Druck- festigkeit compressive strength		Elastizitäts- modul modulus of elasticity E_{c0}	Spaltzug- festigkeit splitting tensile strength $f_{ct,sp}$	Abminderung der Druck- festigkeit reduction of compressive strength	
				$f_{c,zyl}$ [N/mm ²]	$f_{c,zyl,PTFE}$ [N/mm ²]			$\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ [%]	$\sigma_{c2}/f_{c,zyl,PTFE}$ [%]
1	VK5	-	2,317	-37,1	-	32500	3,12	111,6	-
2	VK6	-	2,327	-38,8	-	34700	3,27	97,4	-
3	000VK4	-	2,319	-44,7	-	33900	3,51	87,5	-
4	005VK3	-	2,320	-42,5	-	32600	3,19	78,1	-
5	020VK2	-	2,336	-42,3	-	33200	3,48	74,9	-
6	025VK	-	2,295	-41,0	-	34000	3,00	81,7	-
7	050VK2	-	2,302	-43,5	-	32400	3,50	59,3	-
8	250VK2	-	2,317	-46,4	-	34500	3,39	53,4	-
9	FVK2	0,5	2,340	-41,4	-	32400	3,51	100,7	-
10	F000VK4	0,5	2,372	-49,3	-	34100	4,06	84,0	-
11	F015VK	0,5	2,358	-43,8	-	31500	3,73	71,9	-
12	F025VK	0,5	2,362	-49,5	-	34300	4,09	65,1	-
13	F025VK2	0,5	2,351	-44,0	-	33300	3,61	72,3	-

Erläuterungen:
annotations
 F stahlfaserbewehrt mit Dramix®-Fasern 80/40
fibre reinforced with Dramix®-fibres 80/40
 VK Belastungsvorrichtung mit Zentrierplatten in den Viertelpunkten und zusätzlicher Lastverteilungsplatte am Scheibenkopf
loading mechanism with centring plates at the quarter points and additional load distributing platen at the panel top

Beim Betonieren der faserverstärkten Körper konnte zunächst wieder ein leichtes Entmischen beobachtet werden. Dies erklärt die gegenüber der Serie 3 niedrigeren bezogenen Druckfestigkeiten der Scheiben F000VK4, F015VK und F025VK. Durch eine Reduzierung der Fließmittelzugabe um 10 % bei der Herstellung der

During concreting of the fibre reinforced specimens again a slight segregation could be observed at first. This explains the lower normalised compressive strengths of Panels F000VK4, F015VK and F025VK, compared to Series 3. By reducing plasticiser dosage by 10 % when fabricating the Panels FVK2 and F025VK2,

Scheiben FVK2 und F025VK2 konnte dieser Einfluss eliminiert werden. Die Abminderung der Druckfestigkeit bei diesen Scheiben ist daher geringer und liegt in der Größenordnung der Serie 3.

Weiterhin fällt bei der Betrachtung der auf die Referenzzylinder bezogenen Druckfestigkeiten der Scheiben (Tabelle 6-4) auf, dass die unbewehrte Scheibe VK5 eine höhere Druckfestigkeit aufweist als die begleitend hergestellten Zylinder (+11,6 %). Ebenso ergibt sich für den Prüfkörper 025VK eine vergleichsweise geringe Druckfestigkeitsminderung. Auf mögliche Ursachen wird im Rahmen der anschließenden Diskussion der Ergebnisse (Abschnitt 7) näher eingegangen.

Die mittlere Stauchung der Scheiben bei Erreichen der Höchstlast ε_{c2} sowie die Elastizitätsmoduln E_{c0} der Scheiben und der zugehörigen Zylinder sind in den Bildern 6-16 bzw. 6-17 wieder in Abhängigkeit der an den Scheiben aufgetragenen Zugdehnung ε_1 dargestellt.

this problem could be eliminated. The reduction of the compressive strength of these panels is therefore smaller and of the same order as that observed in Series 3.

Furthermore, when considering the normalised compressive strengths of panels relative to the reference cylinders (Table 6-4), it is noted that the unreinforced Panel VK5 reaches a higher compressive strength than the cylinders fabricated at the same time (+11.6 %). Similarly, specimen 025VK achieves a relatively small reduction of the compressive strength. Possible reasons will be mentioned in the discussion of the test results (Chapter 7).

The mean compressive strains at ultimate load ε_{c2} as well as the moduli of elasticity E_{c0} of the panels and the corresponding cylinders as a function of the applied tensile strain ε_1 are illustrated in Figs. 6-16 and 6-17, respectively.

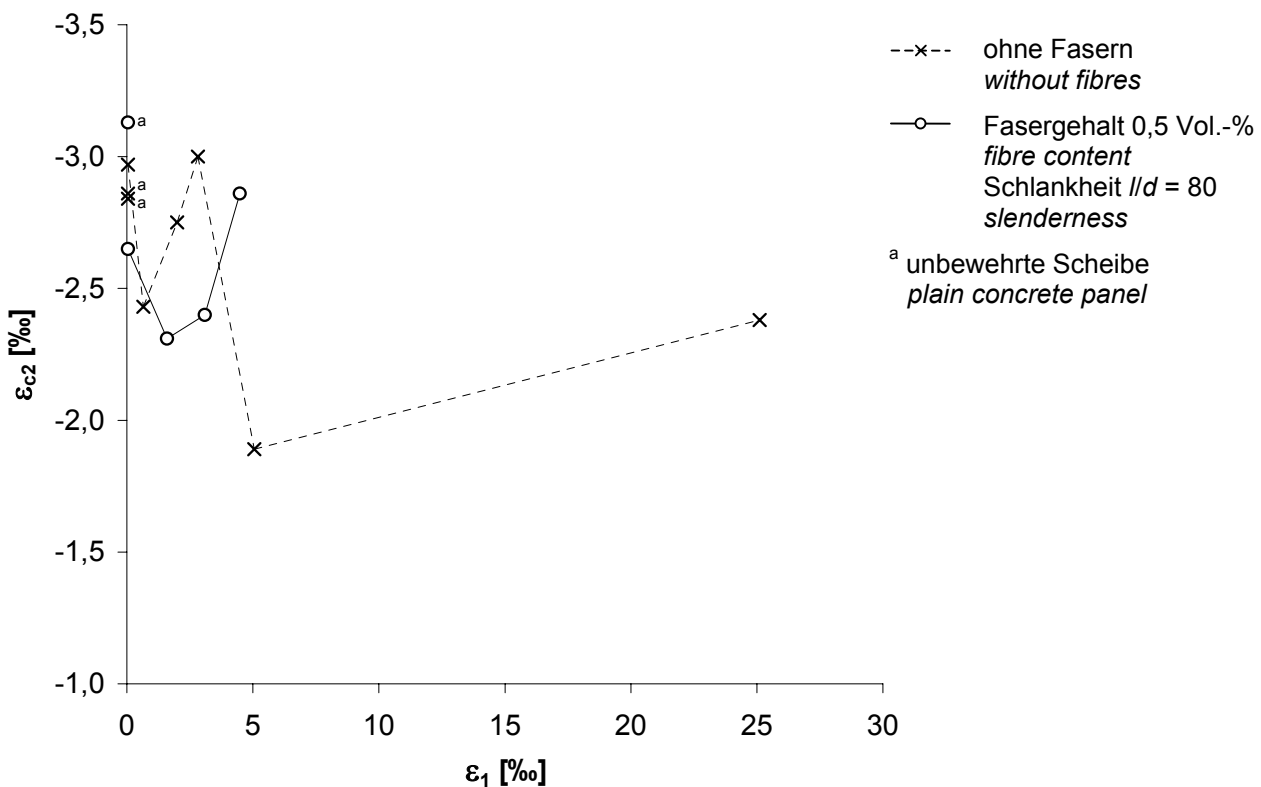


Bild 6-16. Serie 4: Mittlere Stauchung der Scheiben bei Erreichen der Höchstlast ε_{c2} in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1

Fig. 6-16. Series 4: Mean compressive strain of panels at ultimate load ε_{c2} as a function of the applied tensile strain ε_1

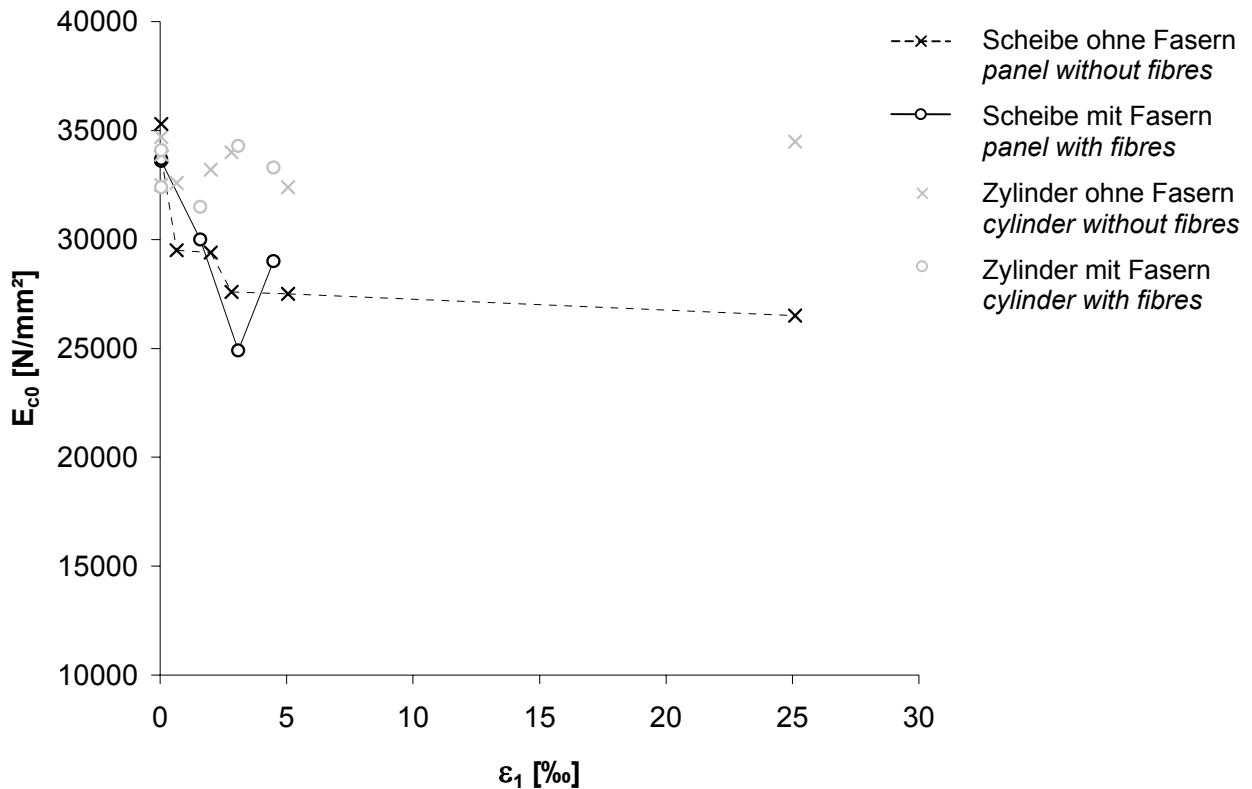


Bild 6-17. Serie 4: Vergleich der Elastizitätsmoduln E_{c0} der Scheiben und der zugehörigen, begleitend einaxial geprüften Zylinder in Abhängigkeit der an den Scheiben aufgetragenen Zugdehnung ε_1

Fig. 6-17. Series 4: Comparison of moduli of elasticity E_{c0} of panels and of corresponding cylinders, tested in parallel uniaxially, as a function of the applied panel tensile strain ε_1

6.5 Ergänzende Untersuchungen

6.5.1 Untersuchung des Einflusses der PTFE-Gleitfolie auf die Versuchsergebnisse

Um den Einfluss der in der Serie 1 als Gleitschicht eingesetzten PTFE-Folie auf die Druckfestigkeit der Scheiben quantifizieren und damit die Ergebnisse bewerten zu können, wurden ergänzende Untersuchungen durchgeführt. Dabei wurde die Druckfestigkeit an Betonzyklindern ermittelt, deren Stirnseiten entweder geschliffen oder, wie die der Scheiben, mit einer Ausgleichschicht aus Vergussmörtel (Pagel V1/10) bzw. einer Ausgleichschicht aus UHPC versehen waren. Als Zwischenlage zwischen Prüfkörper und Lastplatte kamen PTFE-Folien unterschiedlicher Dicken (0,25 mm, 0,5 mm und 2 mm) zum Einsatz. Weiterhin wurden jeweils aus derselben Betonmischung hergestellte Referenzzyklinder, deren Stirnflächen in gleicher Weise bearbeitet worden waren, ohne PTFE-Folien getestet. Die erhaltenen Druckfestigkeiten sind in Tabelle 6-5 zusammengestellt.

6.5 Supplementary Studies

6.5.1 Investigation of the Influence of the PTFE-Foil on the Test Results

Additional studies on concrete cylinders and panels were carried out to quantify the influence of the PTFE-foil used in Series 1 as sliding layer, and therefore to be able to evaluate the test results. For this purpose, the compressive strength was determined using concrete cylinders whose top and bottom faces were ground parallel or received caps of mortar (Pagel V1/10) or of UHPC like the panels. PTFE-foils of different thickness (0.25 mm, 0.5 mm, and 2 mm) were placed between test specimen and loading platens. Furthermore, reference cylinders of the same concrete mix and with top and bottom faces finished in the same way, were tested without PTFE-foils. The resulting compressive strengths are shown in Table 6-5.

Danach ist die Abminderung der Druckfestigkeit für die 0,25 mm bzw. 0,5 mm dicken PTFE-Zwischenlagen mit 24 % bzw. 33 % bei den Betonzylindern ohne Fasern und 19 % bzw. 14 % bei den Betonzylindern mit Fasern etwas geringer als für die bei den Scheiben der Serie 1 eingesetzte 2 mm dicken Folie (Abminderung 24 % bis 41 %, jeweils geschliffene Stirnflächen). Die Ergebnisse für die 0,25 mm und die 0,5 mm dicken Folien unterscheiden sich untereinander nur geringfügig. Wie die Ergebnisse für die 2 mm dicke PTFE-Folie zeigen, hat die Art der Stirnflächenbearbeitung für die unbewehrten Betonzylinder kaum Einfluss auf die Größe der Abminderung. Für die faserbewehrten Betonzylinder ergeben sich durchweg (geringfügig) günstigere Verhältnisse als für die faserfreien Prüfkörper.

As a comparison shows, the reduction of the compressive strength was 24 % and 33 % for cylinders without fibres but with PTFE-foils of 0.25 mm and 0.5 mm thickness, respectively, and 19 % and 14 % for cylinders with fibres. These strength reductions were somewhat less than those if the 2 mm thick foil was used as for the panels of Series 1 (strength reduction 24 % and 41 %, each with ground top and bottom faces). The results for the foils with a thickness of 0.25 mm and 0.5 mm differ only in a negligible way. As the results for the 2 mm thick PTFE-foil indicate, the method of finishing the top and bottom faces barely influences the strength reduction of concrete cylinders. For the steel fibre concrete cylinders, the results are always a bit more favourable than for specimens without fibres.

Tabelle 6-5. Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen an Betonzylindern
Table 6-5. Results of the compressive strength tests of concrete cylinders

unbewehrter Beton – plain concrete				
Art der Stirnseitenbearbeitung <i>Method of finishing top and bottom faces</i>	Druckfestigkeit - <i>compressive strength</i>			Verhältniswert <i>ratio</i> $f_{c,zyl,PTFE}/f_{c,zyl}$ [-]
	ohne PTFE-Folie <i>without PTFE-foil</i> $f_{c,zyl}$ [N/mm ²]	Foliendicke <i>foil thickness</i> [mm]	mit PTFE-Folien <i>with PTFE-foil</i> $f_{c,zyl,PTFE}$ [N/mm ²]	
geschliffene Stirnseiten (Standard) <i>ground top and bottom faces (standard)</i>	48,1	0,25	36,7	0,76
		0,5	32,2	0,67
	46,9 ¹⁾	2	27,6 ¹⁾	0,59 ¹⁾
			37,4 ²⁾	0,71 ²⁾
52,8 ²⁾				
Ausgleichsschicht aus Vergussmörtel <i>grouting mortar capping</i>	39,1	2	22,8	0,58
Ausgleichsschicht aus UHPC <i>UHPC capping</i>	41,2	2	24,0	0,58
Stahlfaserbeton – steel fibre concrete				
Art der Stirnseitenbearbeitung <i>Method of finishing top and bottom faces</i>	Druckfestigkeit - <i>compressive strength</i>			Verhältniswert <i>ratio</i> $f_{c,zyl,PTFE}/f_{c,zyl}$ [-]
	ohne PTFE-Folie <i>without PTFE-foil</i> $f_{c,zyl}$ [N/mm ²]	Foliendicke <i>foil thickness</i> [mm]	mit PTFE-Folien <i>with PTFE-foil</i> $f_{c,zyl,PTFE}$ [N/mm ²]	
geschliffene Stirnseiten (Standard) <i>ground top and bottom faces (standard)</i>	35,8	0,25	29,1	0,81
		0,5	30,9	0,86
	48,4 ³⁾	2	34,6 ³⁾	0,71 ³⁾
			38,9 ⁴⁾	0,76 ⁴⁾
	58,1 ⁵⁾		43,2 ⁵⁾	0,74 ⁵⁾
Ausgleichsschicht aus Vergussmörtel <i>grouting mortar capping</i>	48,2	2	29,1	0,60

¹⁾ begleitende Zylinder der Scheibe T – *cylinders accompanying Panel T*

²⁾ begleitende Zylinder der Scheibe 000T – *cylinders accompanying Panel 000T*

³⁾ begleitende Zylinder der Scheibe FT – *cylinders accompanying Panel FT*

⁴⁾ begleitende Zylinder der Scheibe F000T – *cylinders accompanying Panel F000T*

⁵⁾ begleitende Zylinder der Scheibe F000VKT – *cylinders accompanying Panel F000VKT*

Bild 6-18 zeigt den signifikanten Einfluss der 2 mm dicken PTFE-Folie auf das Druckspannungs-Stauchungsverhalten für zwei aus derselben Betonmischung hergestellte Prüfzylinder mit geschliffenen Stirnflächen.

Fig. 6-18 shows the significant effect of the 2 mm PTFE-foil on the compressive stress-strain behaviour on two standard test-cylinders consisting of the same concrete mix and ground surfaces.

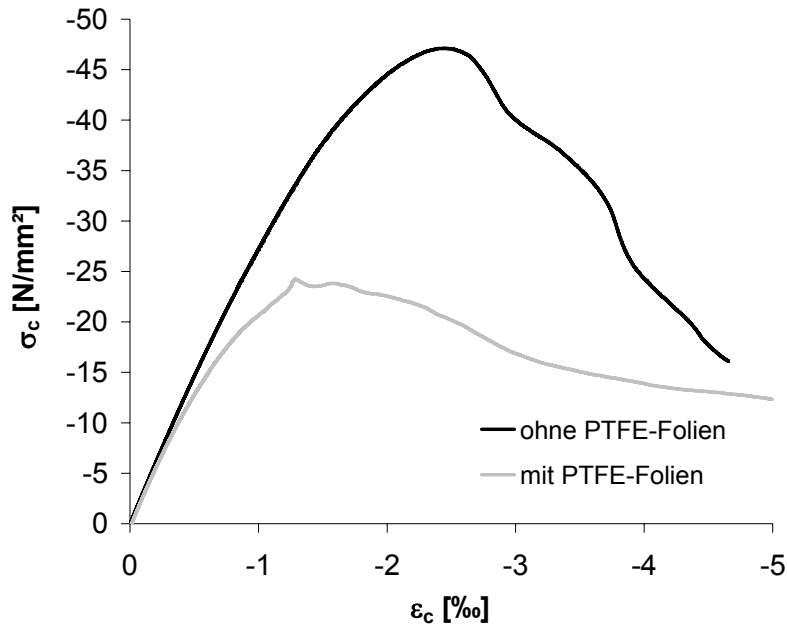


Bild 6-18. Spannungs-Dehnungs-Beziehung zweier Betonzyylinder mit und ohne einer Zwischenlage PTFE-Folie, $t = 2$ mm, oben und unten

Fig. 6-18. Stress-strain-curve of two concrete cylinders with and without a PTFE-foil, $t = 2$ mm, inserted on top and bottom

Typische Bruchbilder zweier mit bzw. ohne PTFE-Folie getesteter Zylinder und einer mit PTFE-Folie geprüften Scheibe sind in Bild 6-19 dargestellt (Dicke der Folien jeweils 2 mm). Der Bruch der Scheibe wurde, wie bereits in Abschnitt 6-1 erläutert, durch ein lokales Versagen im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich verursacht (Auseinandertreiben des Scheibenkopfes infolge Querkzugbeanspruchung, Bild 6-19a). Bei den mit PTFE-Folie geprüften Zylindern war unabhängig von der Dicke der Zwischenlage ein ähnliches Aufspalten direkt unterhalb der PTFE-Folie zu beobachten (Bild 6-19b). Bild 6-19c zeigt zum Vergleich das typische Bruchbild eines ohne Zwischenlage geprüften Zylinders.

Fig. 6-19 shows typical failure patterns of a cylinder and a panel tested with PTFE-foil (thickness 2 mm each) and of one cylinder without such a foil. As explained in Chapter 6-1, the panel failure was caused by a local failure in the load application zone (splitting of the panel head due to transverse tensile stress, Fig. 6-19a). A similar splitting could be noticed at the cylinders tested with PTFE-foil directly below the foil, irrespective of the foil's thickness (Fig. 6-19b). For comparison, the typical failure pattern of a cylinder tested without an intermediate foil is shown in Fig. 6-19c.

Für fünf Scheiben (vier Scheiben der Serie 1 und eine Scheibe der Serie 3), die mit PTFE-Folien und ohne Quervordehnung geprüft wurden, sind die absoluten und die bezogenen Druckfestigkeiten noch einmal in Tabelle 6-6 zusammengestellt. Da die Druckfestigkeit der Referenzzylinder sowohl mit ($f_{c,zyl,PTFE}$) als auch ohne PTFE-Folie ($f_{c,zyl}$) ermittelt wurde, kann die erhaltene maximale Druckspannung σ_{c2} dieser Scheiben auf beide Festigkeitswerte bezogen werden. Dabei ergeben sich für die unbewehrte (T) und für die faserbewehrte Scheibe (FT) der Serie 1 etwa die gleichen absoluten

Table 6-6 gives once more an overview of the absolute and normalised compressive strengths of five panels (four panels of Series 1 and one panel of Series 3), that were tested with PTFE-foils and without transversal pre-strain. Since the compressive strength of the reference cylinders was determined with ($f_{c,zyl,PTFE}$) and without PTFE-foil ($f_{c,zyl}$), the maximum compressive stress σ_{c2} of these panels can be related to both strength values. The absolute and the normalised compressive strengths of the unreinforced Panel T and the steel fibre Panel FT of Series 1 were about the same as for the cylinders tested with PTFE-foil. This applies also for the reinforced steel fibre concrete panel F000VKT of

und bezogenen Druckfestigkeiten wie für die ebenfalls mit PTFE-Folie geprüften Zylinder. Dies gilt auch für die faserbewehrte Stahlbetonscheibe F000VKT der Serie 3. Dagegen besaßen die stabstahlbewehrten Scheiben 000T und F000T der Serie 1 etwa 35 % niedrigere Druckfestigkeiten als die mit PTFE-Folie getesteten Referenzzylinder. Das lokale Versagen im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich am Scheibenkopf legt den Schluss nahe, dass Spannungskonzentrationen im Beton im Bereich der Endhaken der vertikalen Bewehrungsstäbe in Kombination mit durch die PTFE-Folie eingetragenen Querkzugspannungen hierfür ursächlich sind. Ergänzend ist anzumerken, dass in der Serie 3 ein leistungsfähigerer Fasertyp zum Einsatz kamen.

Eine ausführliche Diskussion der Ergebnisse erfolgt in Abschnitt 7.

Series 3. In contrast, the Panels 000T and F000T of Series 1 with reinforcement bars achieved compressive strengths of about 35 % less than the reference cylinders tested with PTFE-foil. The local failure in the load applying zone at the top of the panels leads to the conclusion, that stress concentrations near the end hooks of the vertical reinforcing bars combined with transverse tensile stresses caused by the PTFE-foil are responsible. It also has to be noted, that a more efficient type of fibres was used in Series 3.

A detailed discussion of the test results is given in Chapter 7.



- a) Typisches Versagen des Lasteinleitungsbereichs der Scheibe unterhalb der PTFE-Folie
Typical failure of the load application zone of the panel beneath the PTFE-foil
- b) Bruchbild eines Zylinders mit einer Zwischenlage PTFE-Folie, $t = 2$ mm, oben und unten
Failure pattern of a cylinder with a PTFE-foil, $t = 2$ mm, inserted on top and bottom
- c) Bruchbild eines Zylinders ohne PTFE-Folie
Failure pattern of a cylinder without PTFE-foil

Bild 6-19. Typische Bruchbilder der Scheiben und Zylinder der Serie 1

Fig. 6-19. Typical failure patterns of panels and cylinders of Series 1

Als Ergebnis der Untersuchungen bleibt festzuhalten, dass bereits eine sehr dünne PTFE-Folie (0,25 mm) nicht nur die Querdehnungsbehinderung durch die Lastplatte vermindern, sondern selbst erhebliche Querspannungen im angrenzenden Beton hervorrufen kann, die schließlich zu einer deutlichen Abminderung der Druckfestigkeit führen. Da, wie die Bruchbilder belegen, der lokale Beanspruchungszustand im Lasteinleitungsbereich selbst für die quervorgedehnten Scheiben der Serie 1 stets ein mitbestimmendes Versagenskriterium war, ist die Aussagekraft der unter Einsatz der PTFE-Folien erhaltenen Ergebnisse in Bezug auf das biaxiale Tragverhalten des Betons stark eingeschränkt.

As result of these tests it can be stated that even a very thin PTFE-foil (0.25 mm) can not only reduce the restraint of the transverse strain by the loading platen but also cause significant transverse tensile stresses in the adjacent concrete. This finally causes a clear reduction of the compressive strength. As the recorded failure patterns show, the local stress state in the load application zone has always been a decisive failure criterion even for transversely pre-strained panels of Series 1. Therefore, the significance of the results obtained with PTFE-foils are of limited value with respect to concrete response to biaxial loading.

Tabelle 6-6. Vergleich der bezogenen Druckfestigkeiten der mit PTFE-Folie getesteten Scheiben und Zylinder
Table 6-6. Comparison of normalised compressive strengths of panels and cylinders tested with PTFE-foil

Scheibenbezeichnung	Druckfestigkeit der Zylinder <i>compressive strength of cylinders</i>		Maximale Druckspannung der Scheiben <i>maximum compressive stress of panels</i>	Verhältnisswert <i>ratio</i>		
	ohne PTFE-Folie <i>without PTFE-foil</i>	mit PTFE-Folie <i>with PTFE-foil</i>		$\frac{f_{c,zyl,PTFE}}{f_{c,zyl}}$	$\frac{\sigma_{c2}}{f_{c,zyl}}$	$\frac{\sigma_{c2}}{f_{c,zyl,PTFE}}$
	$f_{c,zyl}$ [N/mm ²]	$f_{c,zyl,PTFE}$ [N/mm ²]	σ_{c2} [N/mm ²]	[-]	[-]	[-]
ohne Stabstahlbewehrung – without reinforcing bars						
T (ohne Fasern) – Serie 1 <i>T (without fibres) series 1</i>	46,9	27,6	27,4	0,59	0,58	0,99
FT (mit Fasern) – Serie 1 <i>FT (with fibres) Series 1</i>	48,4	34,5	33,9	0,71	0,70	0,98
mit Stabstahlbewehrung – with reinforcing bars						
000T (ohne Fasern) – Serie 1 <i>000T (without fibres) Series 1</i>	52,8	37,4	24,4	0,71	0,46	0,65
F000T (mit Fasern) – Serie 1 <i>F000T (with fibres) Series 1</i>	50,6	38,9	25,9	0,77	0,51	0,66
F000VKT (mit Fasern) – Serie 3 <i>F000VKT (with fibres) Series 3</i>	58,1	43,2	41,8	0,74	0,72	0,97

6.5.2 Untersuchung der Ursache des Entmischungsproblems bei der Serie 2

Sowohl bei der Herstellung als auch an den Bruchflächen der faserbewehrten Scheiben und Zylinder der Serie 2 waren deutliche Entmischungserscheinungen zu beobachten.

Die Ursache hierfür wurde im Zusammenhang mit den geklebten, hochfesten Stahlfasern des Typs Dramix® 80/40-BP vermutet, die in der Serie 2 anstelle der in der Serie 1 verwendeten, normalfesten Stahlfasern Dramix® 45/50-BN bei ansonsten gleicher Mischungszusammensetzung erstmals zum Einsatz kamen. Während die normalfesten Stahlfasern in loser Form dem Beton zugegeben werden, sind die sehr viel schlankeren hochfesten Fasern, wie bereits in Abschnitt 4.3 erläutert wurde, mit einem Klebstoff zu Streifen ver-

6.5.2 Investigation of the Cause of the Segregation Problem in Series 2

Clear signs of segregation were visible in the failure surfaces of fibre panels and cylinders of Series 2. These had already been noted during concreting.

The glued high strength fibres of type Dramix® 80/40-BP were suspected to be the cause for this phenomenon. They were used for the first time in Series 2 in place of the previously used standard fibres of type Dramix® 45/50-BN, with otherwise the same mix composition. While the standard fibres were added to the concrete individually, the much more slender high strength fibres are glued together in bundles, as explained in Chapter 4.3. The adhesive dissolves during mixing when reacting with the mixing water. To examine a possible influence of the glue on the consistency and

leimt. Der Klebstoff wird dann während des Mischens durch Reaktion mit dem Anmachwasser gelöst. Um den möglichen Einfluss des Klebers auf die Konsistenz und Stabilität der Betonmischung zu untersuchen, wurden Betonzyylinder auf folgende Weisen hergestellt und hinsichtlich ihrer Druckfestigkeit geprüft:

1. Die geklebten Fasern (Fasermenge entsprechend der Mischungszusammensetzung nach Tabelle 4-1) wurden in Wasser gelöst. Das zum Lösen der Fasern eingesetzte Wasser wurde als Anmachwasser einer Betonmischung ohne Fasern zugegeben. Die Zylinder dieser Serie besaßen im Mittel eine Druckfestigkeit von $f_{c, \text{zyl}} = 38,0 \text{ N/mm}^2$.
2. Eine faserfreie Betonmischung wurde bei gleicher Mischungszusammensetzung wie bei 1. mit Frischwasser als Anmachwasser hergestellt. Die Zylinderdruckfestigkeit $f_{c, \text{zyl}}$ dieser Serie betrug im Mittel $46,8 \text{ N/mm}^2$.

Die unterschiedliche Frischbetonkonsistenz und die deutlich unterschiedlichen Druckfestigkeiten bestätigten die Vermutung, dass offensichtlich der zur Verbindung der Fasern eingesetzte und später im Anmachwasser gelöste Klebstoff maßgeblich das Entmischen und die damit einhergehende Festigkeitsminderung verursacht hatte. Inwiefern diese Wirkung auf eine Unverträglichkeit des Klebers mit dem verwendeten Fließmittel zurückzuführen war, ließ sich nicht zweifelsfrei klären. Allerdings konnte durch den Einsatz eines anderen Fließmittels in den Serien 3 und 4 dieses Problem weitgehend behoben werden. Wie eine Rückfrage beim Faserhersteller (Fa. Bekaert) ergab, war diesem noch über keine entsprechenden Beobachtungen berichtet worden.

stability of the concrete mix, some concrete cylinders were fabricated in the following way and tested for their compressive strength:

1. The glued fibres (of volumes according to the mix of Table 4-1) were dissolved in water. The water used to dissolve the glue was added to a concrete mix without fibres as mixing water. The average compressive strength of the cylinders of this series amounted to $f_{c, \text{zyl}} = 38.0 \text{ N/mm}^2$.
2. A concrete mix without fibres and with the same composition as in 1. was produced with fresh water as mixing water. The average compressive strength of the cylinders $f_{c, \text{zyl}}$ of this series amounted to 46.8 N/mm^2 .

The different consistence of the fresh concrete and the significantly different compressive strengths confirmed the assumption, that the glue used to hold the fibres together and which later dissolved in the mixing water, obviously influenced the segregation and the corresponding decrease of the compressive strength. To what extent this influence was related to an incompatibility between adhesive and plasticiser used, could not be explained completely. However by using a different plasticiser in Series 3 and 4 this problem could largely be solved. An inquiry call to the fibre producer (Bekaert Inc.) showed, that they had not yet been informed about any such observations.

7 Zusammenfassung und Diskussion der Versuchsergebnisse

Im vorigen Abschnitt wurden die wesentlichen Ergebnisse der 56 im Rahmen des Forschungsvorhabens untersuchten Scheiben vorgestellt.

Wie zu den einzelnen Serien erläutert wurde, mussten im Laufe der Versuchsreihe einige Parameter verändert werden, um den Einfluss festgestellter Störgrößen zu eliminieren. Im Hinblick auf die Erarbeitung eines Materialmodells für den gerissenen faserbewehrten bzw. faserfreien Stahlbeton ist es daher notwendig, die Ergebnisse der einzelnen Versuche hinsichtlich ihrer Aussagekraft zu bewerten. Im Folgenden soll dies geschehen. Soweit es der Einzelfall erlaubt, wird die Auswirkung einzelner Einfluss- und Störgrößen auf die Ergebnisse quantitativ abgeschätzt.

Das Verhältnis von der an den Scheiben gemessenen maximalen Betondruckspannung σ_{c2} zur Druckfestigkeit der begleitend untersuchten Zylinder $f_{c,zyl}$ ist in Bild 7-1 noch einmal für alle untersuchten Scheiben in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 dargestellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde auf Hinweise zu einzelnen Versuchsergebnissen verzichtet. Diese können den Diagrammen der einzelnen Serien (Abschnitte 6.1 bis 6.4) entnommen werden.

7 Summary and Discussion of Test Results

The previous chapter presented the major results of the 56 panels tested within the research programme.

As was explained for each series, some parameters needed to be changed during the test programme to eliminate the influence of some extraneous factors. Regarding the formulation of a material model for cracked reinforced concrete with and without fibres, it is necessary to evaluate the results of each individual test as for their conclusiveness. This will be done in the following. The effect of each influence factor and each source of error will be quantified as well as is possible in each case.

The ratios of the maximum concrete compressive stress σ_{c2} as recorded for the panels and for the accompanying cylinders $f_{c,zyl}$ are once more depicted in Fig. 7-1 for all panels as functions of the applied tensile strain ε_1 . For clarity's sake detailed annotations were omitted. These may be found in the figures for the individual test series (Chapters 6.1 to 6.4).

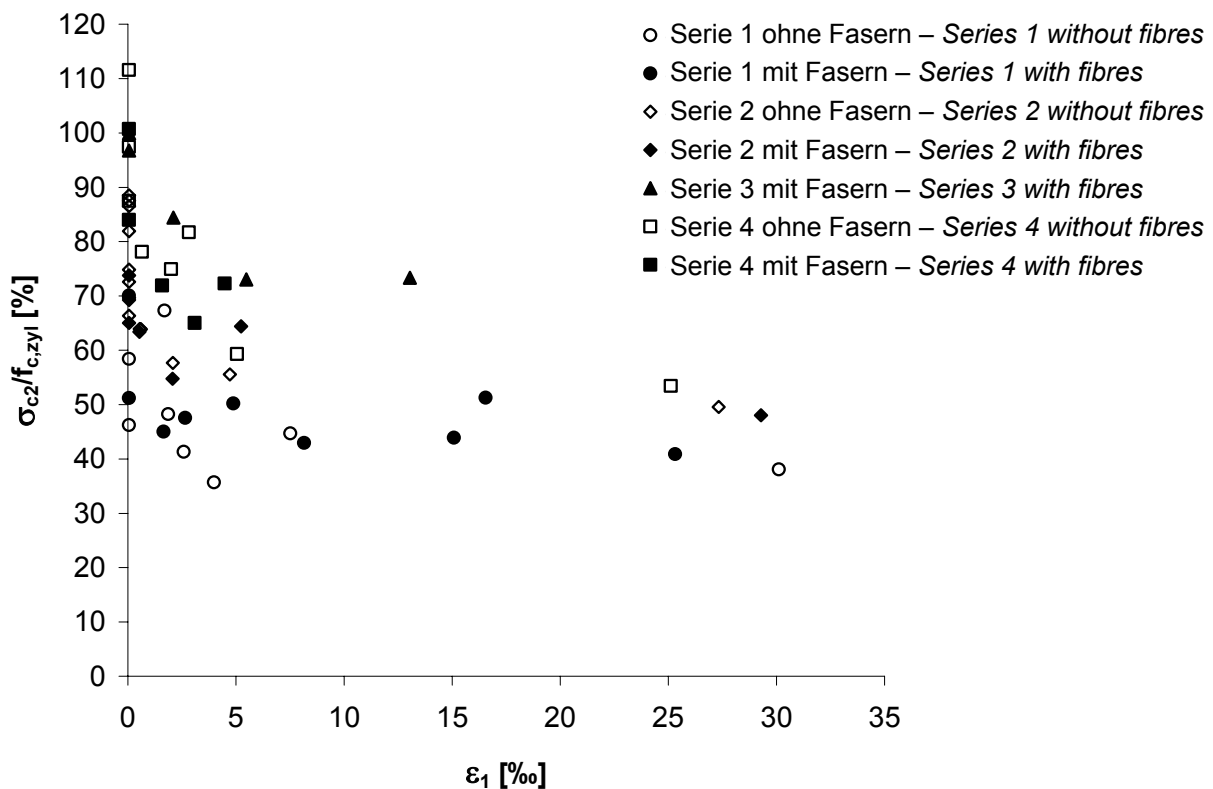


Bild 7-1. Überblick über die erhaltene Abminderung der Druckfestigkeit aller untersuchten Scheiben
Fig. 7-1. Overview of the recorded compressive strength reduction of all tested panels

7.1 Einfluss der aufgetragenen Zugdehnung auf die Druckfestigkeit, auf die Stauchung bei Erreichen der Höchstlast und auf die Drucksteifigkeit der Scheiben

7.1.1 Serie 1

In Serie 1 wurden mit Ausnahme von zwei ergänzenden Stahlbetonscheiben (F150VK und 015) bei sämtlichen Versuchen PTFE-Folien als Gleitschicht und zur Reduzierung der Querdehnungsbehinderung durch die Belastungsvorrichtung eingesetzt. Dies hatte, wie bereits dargestellt, einen maßgeblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Scheiben. Durch die direkt unter der Folie aufgetretenen Querspannungen wurde der Bruch der Scheiben stets durch ein lokales Versagen der Lasteinleitungsbereiche hervorgerufen. Entsprechend lassen die Höchstlasten der Scheiben (Bild 6-1) nur einen geringen Einfluss der aufgetragenen Zugdehnung erkennen. Einen Schluss auf die globale Tragfähigkeit, und damit auf die Druckfestigkeit der gerissenen Scheiben, lassen die so erhaltenen Ergebnisse hingegen nicht zu. Ein Vergleich mit den Ergebnissen der weiteren Serien zeigt lediglich, dass der Einfluss der PTFE-Folie auf die Bruchlasten offensichtlich mit zunehmender aufgetragener Querdehnung abnimmt (Bild 7-1).

Hinsichtlich der Aussagekraft der beiden ohne PTFE-Folie geprüften Scheiben der Serie 1 (F150VK und 015) ist zu beachten, dass die Prüfung ohne die ab der Serie 2 eingesetzten zusätzlichen Stahlplatten zur Lastverteilung und zur Verbreiterung der Belastungsfläche erfolgte (siehe Abschnitt 5.1.2). Wie das Ergebnis der ebenfalls ohne diese Veränderungen des Versuchszustandes geprüften Scheibe 000 der Serie 2 vermuten lässt (siehe Tabelle 6-2), ist der Einfluss dieser Maßnahmen auf die Tragfähigkeit der Scheiben jedoch nur gering.

Da bei der Serie 1 ein anderer Fasertyp als in den weiteren Serien eingesetzt wurde (siehe Tabelle 4-1), wird wegen fehlender Vergleichbarkeit auf eine Berücksichtigung des Ergebnisses der faserbewehrten Scheibe F150VK bei der Beurteilung der Faserzugabe auf die Tragfähigkeit verzichtet. Als einziger Versuchskörper der Serie 1 wird die Scheibe 015 in die weiteren Überlegungen einbezogen (siehe Bild 7-3).

Im Hinblick auf die Beschreibung des Materialverhaltens soll weiterhin der Einfluss der Querdehnung auf die Drucksteifigkeit und auf die Stauchung unter Höchstlast untersucht werden. Die Stauchung unter Höchstlast ε_{c2} kann aus den bereits im Zusammenhang mit der Beurteilung der Höchstlast genannten Gründen nicht in die Auswertung einfließen. Die Auswirkungen der PTFE-Folien auf die Drucksteifigkeit und damit den Elastizitätsmodul des Betons (ermittelt als Tangentenmodul

7.1 Effect of Applied Tensile Strain on Compressive Strength, on Compressive Strain at Peak Load, and on Panel Stiffness in Compression

7.1.1 Series 1

In all tests of Series 1 (with exception of two additional reinforced concrete panels, F150VK and 015) PTFE-foils were inserted between test specimen and loading platen to reduce the restraint of the transverse strains. As mentioned already, this had a considerable effect on the load capacities of the panels. The transverse tensile stresses directly below the foils always caused the panels to fail because of local failures in the load transition zones. Therefore, the failure loads were barely affected by the applied tensile strains (Fig. 6-1). On the other hand, the test results do not permit a determination of the global panel strengths and therefore of the compressive strength of the cracked panels. Comparing these results with those of the other test series shows only that the influence of the PTFE-foil on the failure load obviously decreases with increasing applied transverse strain (Fig. 7-1).

Regarding the significance of the two panels of Series 1 that were tested without PTFE-foils (F150VK and 015), it should be noted that these panels were tested without the additional steel plates that were introduced with Series 2 to better distribute the loads and increase the load introduction area (see Chapter 5.1.2). However, as the results for Panel 000 of Series 2 indicate (which was also tested without additional plates, see Table 6-2), the effect of this change in test setup has only a minor effect on the ultimate capacity of the panels.

Since a different type of fibre was used for the panels of Series 1 than for those of the other test series (see Table 4-1), due to lack of comparability, the results of Panel F150VK with fibres will not be considered when evaluating the effect of fibre volume on the load capacity. The only test specimen of Series 1 to be considered any further is Panel 015 (see Fig. 7-3).

Concerning the material behaviour description, the effect of transverse strain on the stiffness in compression and strain at peak load shall be investigated. This compressive strain at peak load ε_{c2} cannot be used any further, because of the reasons mentioned during the evaluation of the peak load. However, the influence of the PTFE-foils on the stiffness in compression and therefore on the elastic modulus of concrete (determined as the tangent modulus at a low load) can be considered to be small. It is apparent that the elastic modulus E_{c0} decreases with increasing transverse tensile strain for panels with and without fibres, except for

bei kleiner Prüflast) können hingegen als gering eingestuft werden. Hier zeigt sich sowohl für die faserverstärkten als auch für die faserverstärkten Scheiben, dass mit Ausnahme der Scheibe 250VK der Elastizitätsmodul E_{c0} mit zunehmender aufgetragener Zugdehnung abnimmt (Bild 6-4). Das Ergebnis der Scheibe 250VK kann in diesem Zusammenhang aufgrund der ungleichmäßigen Spannungsverteilung bei der Druckbelastung (siehe Spannungs-Stauchungs-Beziehung im Anhang A.1) als nicht sehr aussagekräftig eingestuft werden.

7.1.2 Serie 2

Vor Beginn der zweiten Versuchsserie wurden wesentliche Änderungen am Versuchsaufbau (Ergänzung der Belastungsvorrichtung, Verzicht auf PTFE-Folie) und der Betonmischung (anderer Fasertyp) vorgenommen (siehe Abschnitte 4.1 und 6.2). Mit dem eingesetzten Fließmittel kam es, insbesondere in Kombination mit dem neuen Fasertyp (geklebte Fasern), zu einem Entmischen des Betons (siehe Abschnitt 6.2). Dies hatte u. a. auch eine ungleichmäßige Verteilung der Fasern über die Höhe der Probekörper zur Folge und führte dazu, dass die faserverstärkten, 500 mm hohen Scheiben – selbst ohne Zugvordehnung – deutlich geringere Druckfestigkeiten aufwiesen als die begleitend hergestellten, 300 mm hohen Zylinder. Zudem lag mit Ausnahme der Scheibe F050VK (nur geringes Entmischen) die Druckfestigkeit der Betonmischungen mit Fasern weit unter der von fasernfreien Mischungen. Dennoch sind die Verläufe der Druckfestigkeitsminderung infolge aufgetragener Zugdehnung in der Serie 2 sowie in den weiteren Serien 3 und 4, bei denen die Entmischungsproblematik weitestgehend behoben werden konnte (siehe Bild 7-4), weitgehend affin zueinander.

Aus der Serie 2 werden die Ergebnisse folgender faserverstärkter Stahlbetonscheiben als aussagekräftig eingestuft:

F000VK, F005VK, F020VK, F050VK und F250VK.

Auch bei den fasernfreien Scheiben hatte, wie ein Vergleich mit den Ergebnissen der Serie 4 verdeutlicht, das Entmischen einen, wenn auch gegenüber den faserverstärkten Scheiben sehr viel geringeren Einfluss auf die unterschiedlichen Druckfestigkeiten der Scheiben und der begleitend hergestellten Zylinder. Bei der einaxial belasteten Scheibe 000VK1 wurde eine auffallend hohe bezogene Druckfestigkeit erreicht (siehe Bild 6-5 und Tabelle 6-2). Sowohl die Scheibe als auch die zugehörigen Zylinder besitzen im Vergleich zur gesamten Serie eine ungewöhnlich hohe absolute Druckfestigkeit, was eine größere Homogenität dieser Mischung und damit der Prüfkörper vermuten lässt.

Panel 250VK (Fig. 6-4). The results for Panel 250VK are not very conclusive in this regard because of the uneven stress distribution during compression (see stress-strain relationship in Appendix A.1).

7.1.2 Series 2

Prior to conducting the second test series, important changes were made in the test setup (additional plates for the loading apparatus, omission of the PTFE-foil) and the concrete mix design (different type of fibre) (see Chapters 4.1 and 6.2). The utilised plasticiser, in particular in combination with the new type of fibre (glued fibres), caused concrete segregation (see Chapter 6.2). Among others, this also led to a non-uniform distribution of the fibres over the panel height. As a consequence, the 500 mm high panels with fibres had clearly lower compressive strengths (even without tensile pre-straining) than the 300 mm high cylinders that were produced at the same time. In addition, the compressive strength of mixes with fibres (except for Panel 050VK with minor segregation) were considerably lower than that of mixes without fibres. However, the general trend of the strength reductions due to transverse tension in Series 2 is similar to that obtained in Series 3 and 4, where the problem of segregation had been solved by and large (see Fig. 7-4).

Of Series 2 the following reinforced concrete panels with steel fibres produced conclusive results:

F000VK, F005VK, F020VK, F050VK and F250VK.

For the panels without fibres, concrete segregation had also an effect on the various compressive strengths of panels and accompanying cylinders, although this effect was much lower than for panels with fibres, as a comparison with the results of Series 4 shows. The uniaxially loaded Panel 000VK1 exhibited a surprisingly high normalised compressive strength (see Fig. 6-5 and Table 6-2). This panel and the corresponding cylinders had an unusually high absolute compressive strength for this test series. This indicates a better homogeneity of the mix and therefore of the test specimens.

Die Scheibe 000 wurde ebenso wie die Scheibe 015 der Serie 1 ohne Zentrierplatten in den Viertelpunkten und ohne die zusätzliche Lastverteilungsplatte am Scheibenkopf geprüft. Um den nur geringen Einfluss dieser Maßnahmen zu verdeutlichen, wurde das Ergebnis ebenfalls in Bild 7-3 aufgenommen, jedoch entsprechend gekennzeichnet.

Der Verzicht auf vertikale Bewehrung bei der ohne Vordehnung geprüften Scheibe Q000VK hatte offenbar einen die Tragfähigkeit mindernden Einfluss. Wegen fehlender Vergleichbarkeit wird dieser Versuch nicht in die Bewertung einbezogen.

Aus der Serie 2 werden die Ergebnisse folgender faserverstärkter Stahlbetonscheiben als aussagekräftig eingestuft:

000VK1, 000VK2, 000VK3, 005VK1, 005VK2, 020VK, 050VK, 250VK und 000.

Betrachtet man die bei Erreichen der Höchstlast der Scheiben gemessenen Stauchungen ε_{c2} (Bild 6-8), so ist bei den bewehrten Scheiben ein wesentlicher Einfluss der Fasern bzw. der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 nicht erkennbar. Hingegen deutet, wie schon bei der Serie 1, der Vergleich der Elastizitätsmoduln E_{c0} der Scheiben und der zugehörigen Zylinder auf einen Steifigkeitsverlust mit zunehmender Zugvordehnung und damit auf eine Abhängigkeit von ε_1 hin.

7.1.3 Serie 3

In der Serie 3 wurden ausschließlich faserverstärkte Scheiben untersucht. Wie die bezogenen Druckfestigkeiten der Scheiben, insbesondere die der ohne aufgetragene Zugdehnung geprüften Scheibe F000VK2, belegen, konnten mit der in der Serie 3 eingesetzten Betonmischung die in der Serie 2 beobachteten Inhomogenitäten der Prüfkörper vermieden werden. Die Scheibe F000VK3, die wie die Scheibe F000VK2 ohne Vordehnung geprüft werden sollte, konnte aufgrund des Erreichens der Höchstlast der Prüfzylinder nicht bis zum Bruch belastet werden. Die Ergebnisse der Wiederbelastung, die nach dem Einbau von PTFE-Folien erfolgte, können aus den bereits genannten Gründen nicht in die Bewertung einfließen.

Die bezogenen Druckfestigkeiten der mit ca. 5,5 ‰ bzw. ca. 13,0 ‰ vorgedehnten Scheiben F050VK2 und F250VK2 unterscheiden sich nur sehr wenig. Da sich bei diesen Scheiben nach Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung nur ein einziger Riss weiter öffnete (siehe Bilder 6-11a bis 6-11c), resultieren die unterschiedlichen Dehnungswerte der beiden Scheiben im Wesentlichen aus der unterschiedlichen Breite des sich öffnenden Risses. Dies erklärt die etwa gleich großen

Panel 000 as well as Panel 015 of Series 1 were tested without the centring plates at the quarter points and without the additional load distributing platen at the panel top. To illustrate the minor role of these modifications, the result was included in Fig. 7-3, with the appropriate footnote.

Eliminating the vertical reinforcement for Panel Q000VK, tested without prior tensile straining, obviously reduced the panel strength. Due to lack of comparability, this test will not be included in the evaluation.

Of Series 2 the following reinforced concrete panels without fibres produced conclusive results:

000VK1, 000VK2, 000VK3, 005VK1, 005VK2, 020VK, 050VK, 250VK and 000.

Considering the recorded compressive strains at peak load ε_{c2} (Fig. 6-8), a significant influence of the fibres and of the applied transverse tensile strain ε_1 cannot be recognised. However, comparing the elastic moduli E_{c0} of the panels and the corresponding cylinders indicates as in Series 1 a reduction of stiffness with increasing tensile strain and therefore a dependence of ε_1 .

7.1.3 Series 3

In Series 3, only panels with fibres were investigated. As the normalised panel strengths show (in particular Panel F000VK2, which was tested without transverse tensile strain), the specimen inhomogeneities observed in Series 2 were avoided with the new concrete mix design for Series 3. Panel F000VK3, which was supposed to be tested without transverse pre-strain, like Panel F000VK2, could not be loaded to failure because the capacity of the hydraulic jacks was reached. That's why a PTFE-foil was inserted for the re-loading, the results could not be used in the test evaluations because of the aforementioned reasons.

The normalised compressive strengths of Panels F050VK2 and F250VK2, subjected to pre-strains of about 5.5 ‰ and 13.0 ‰, respectively, were very similar. Since only a single crack opened up in these panels after reaching the yield strength of the reinforcement (see Figs. 6-11a to 6-11c), the differences in strains in these two panels are primarily due to the different crack widths. This explains the similar normalised compressive strengths. The cause for this phenomenon is the contribution of the steel fibres in load transfer across the crack at small strains and small

bezogenen Druckfestigkeiten. Ursächlich für dieses Phänomen ist die Mitwirkung der Stahlfasern an der Zugkraftübertragung im Riss bei kleinen Verzerrungen und kleiner Rissbreite. Mit zunehmender Rissbreite werden die Fasern aus der Betonmatrix herausgezogen bzw. reißen. Die Tragfähigkeit in diesem Riss sinkt allmählich auf die Tragfähigkeit des reinen Stahls. Diese Kraft reicht jedoch nicht mehr aus, um Risse mit kleinerer Breite weiter zu öffnen, da in diesen Rissen die Zugkraft noch gemeinsam von Stabstahl und Fasern aufgenommen werden kann. Dieses Verhalten konnte nur bei den Serien 3 und 4 beobachtet werden, in denen die schlankeren Fasern eingesetzt wurden. In Serie 1 (geringe Schlankheit der Fasern) und in Serie 2 (schlechte Betonqualität wegen Entmischens) traten hingegen bei großen aufgetragenen Zugdehnungen stets mehrere klaffende Risse auf.

Aus der Serie 3 werden die Ergebnisse folgender Scheiben als aussagekräftig eingestuft:

F000VK2, F020VK2, F050VK2 und F250VK2.

Ähnlich wie bei Serie 2 lässt sich eine Abhängigkeit der Stauchung bei Erreichen der Höchstlast ε_{c2} der Scheiben von der aufgetragenen Zugdehnung nicht erkennen (Bild 6-12). Beim Elastizitätsmodul E_{c0} der Scheiben ist dagegen wieder tendenziell ein Rückgang mit zunehmender Zugvordehnung ε_1 feststellbar.

7.1.4 Serie 4

Aufgrund der Limitierung der Belastungsvorrichtung wurde in der Serie 4 die Betonmischung geringfügig verändert. Angestrebt wurde eine niedrigere Betondruckfestigkeit nach 7 Tagen (Prüfalter). Diese Modifikation hatte bei den faserbewehrten Probekörpern jedoch wieder ein leichtes Entmischen zur Folge. Daher erreichen die bezogenen Druckfestigkeiten der faserverstärkten Scheiben nicht die Werte der faserfreien Scheiben und liegen zudem unter den Ergebnissen der faserverstärkten Scheiben der Serie 3. Eine Ausnahme bilden die beiden zuletzt betonierten Scheiben FVK2 (siehe hierzu Abschnitt 7.1.2) und F025VK2, bei deren Herstellung die Fließmittelmenge um 10 % verringert wurde. Die Scheibe F025VK2 erreichte durch diese Maßnahme eine bezogene Druckfestigkeit auf dem Niveau der Serie 3. Auch für die übrigen faserverstärkten Scheiben ergeben sich, wenn die auf die jeweiligen Zylinderfestigkeiten bezogenen Druckfestigkeiten der quervorgedehnten Scheiben auf den entsprechenden Verhältniswert der Scheibe ohne Quervordehnung bezogen werden, ähnliche Relationen wie in der Serie 3 (siehe Bild 7-4).

crack widths. As the crack widths increase, the steel fibres are pulled out of the concrete matrix or they fail in tension. The load transfer capacity across the crack decreases gradually to that of the reinforcing bar. But this force is not sufficient to increase the widths of smaller existing cracks, because the reinforcing bar and the fibres can still both carry the tensile force across those cracks. This behaviour was observed only in Series 3 and 4, in which fibres with higher slenderness were used. In contrast, several large cracks opened up at large transverse tensile strains in panels of Series 1 (fibres with lower slenderness) and in Series 2 (poor concrete quality because of segregation).

Of Series 3 the following panels produced conclusive results:

F000VK2, F020VK2, F050VK2 and F250VK2.

As in Series 2, a variation of the compressive strain at peak load ε_{c2} with the applied tensile strain is not discernable (Fig. 6-12). However, the elastic modulus of the panels E_{c0} tends to decrease with increasing tensile pre-strain ε_1 .

7.1.4 Series 4

Because of the limitations of the test setup, the concrete mix design was slightly changed for Series 4, with the goal of a lower 7-day compressive strength. This modification again caused some segregation for the fibre-reinforced test specimens. Therefore, the normalised compressive strengths of the fibre-reinforced panels are lower than those without fibres and also lower than those of the fibre-reinforced specimens of Series 3. Panels FVK2 (see Chapter 7.1.2) and F025VK2, which were produced last, were the exceptions. For them, the plasticiser dosage was reduced by 10 %. Panel F025VK2 thus reached a normalised compressive strength of the level of Series 3. Also the other fibre-reinforced panels had similar strengths as those of Series 3 (see Fig. 7-4), if the compressive strengths of the panels with transverse pre-strains were normalised with respect to the corresponding cylinder strengths and then compared with the corresponding relative strengths of panels without such transverse pre-strains.

Aus der Serie 4 werden die Ergebnisse folgender faserverstärkter Stahlbetonscheiben als aussagekräftig eingestuft:

F000VK4, F015VK, F025VK und F025VK2.

Die höchsten auf die Referenzzylinder bezogenen Druckfestigkeiten für faserefreie Scheiben ergeben sich für die Serie 4 (Tabelle 6-4). Dabei fällt auf, dass die unbewehrte Scheibe VK5 eine höhere Druckfestigkeit aufweist als die begleitend hergestellten Zylinder (+11,6 %). Ebenso ergibt sich für die Scheibe 025VK eine vergleichsweise geringe Abminderung der Druckfestigkeit. Hierzu sind in Bild 7-2 die Ergebnisse (Mittelwerte der jeweiligen Mischung) sämtlicher Druckfestigkeitsprüfungen an faserefreien Zylindern der Serie 4 in Abhängigkeit vom jeweiligen Prüfalter dargestellt. Ergänzend wurden in Bild 7-2 zwei weitere Ergebnisse von Zylindern aufgenommen, die mit der gleichen Mischungszusammensetzung hergestellt, jedoch erst nach 22 bzw. 26 Tagen geprüft wurden. Alle Zylinder wurden unter den gleichen Bedingungen bis zur Prüfung gelagert. Es wird deutlich, dass die begleitend zu den Scheiben VK5 und 025VK hergestellten Zylinder, verglichen mit der allgemeinen Festigkeitsentwicklung des in der Serie 4 verwendeten Betons, relativ niedrige Festigkeiten aufweisen. Legt man zur Ermittlung der Abminderung der Druckfestigkeit der Scheiben nicht die Druckfestigkeiten der zugehörigen Zylinder, sondern die allgemeine Festigkeitsentwicklung (Mittelwert) des Betons gemäß Bild 7-2 zugrunde, so ergeben sich für die zwei Scheiben die Verhältniszahlen $\sigma_{c2}/f_c = 97,6\%$ (Scheibe VK5) bzw. $\sigma_{c2}/f_c = 69,1\%$ (Scheibe 025VK). Für die Scheibe 025VK wurde die korrigierte bezogene Druckfestigkeit in Bild 7-3 aufgenommen. Man erkennt eine gute Übereinstimmung mit den weiteren Ergebnissen der Serie 4. Es erscheint daher plausibel, dass im Falle von VK5 (siehe hierzu Abschnitt 7.1.2) und 025VK die Zylinder, vermutlich infolge unzureichender Verdichtung des Betons, eine deutlich niedrigere Druckfestigkeit als die entsprechenden Scheiben besaßen.

Aus der Serie 4 werden die Ergebnisse folgender Stahlbetonscheiben als aussagekräftig eingestuft:

000VK4, 005VK3, 020VK2, 025VK, 050VK2 und 250VK2.

Of Series 4 the following reinforced concrete panels with steel fibres produced conclusive results:

F000VK4, F015VK, F025VK and F025VK2.

The highest compressive strengths of panels without fibres normalised with respect to reference cylinder values were obtained for Series 4 (Table 6-4). It is noteworthy that the unreinforced Panel VK5 had an 11.6 % higher compressive strength than the reference cylinder that was cast at the same time. Also Panel 025VK had a comparably lower reduction in compressive strength. Fig. 7-2 summarises the results (mean values for each mix design) of all compression tests of cylinders without fibres of Series 4, as a function of the specimen age at the time of testing. Also shown in Fig. 7-2 are the results for two cylinders that were produced with the same concrete mix, but tested only after 22 and 26 days. All cylinders were stored under the same conditions until testing. Compared with the overall strength development of the concrete used in Series 4, the cylinders produced in parallel with Panels VK5 and 025VK had obviously relatively lower strengths. When using the mean values of the general strength development according to Fig. 7-2 instead of the strengths of accompanying cylinders to determine the strength reductions of the panels, then for the two panels the ratios $\sigma_{c2}/f_c = 97.6\%$ (for Panel VK5) and $\sigma_{c2}/f_c = 69.1\%$ (for Panel 025VK) can be found. For Panel 025VK the corrected relative strength was entered in Fig. 7-3. Good agreement with the other test results of Series 4 is apparent. Therefore, it seems to be reasonable to assume that the strengths of the cylinders that accompany Panels VK5 (see Chapter 7.1.2) and 025VK are so much lower than those of the corresponding panels because of inadequate compaction of the concrete.

Of Series 4 the following reinforced concrete panels produced conclusive results:

000VK4, 005VK3, 020VK2, 025VK, 050VK2 and 250VK2.

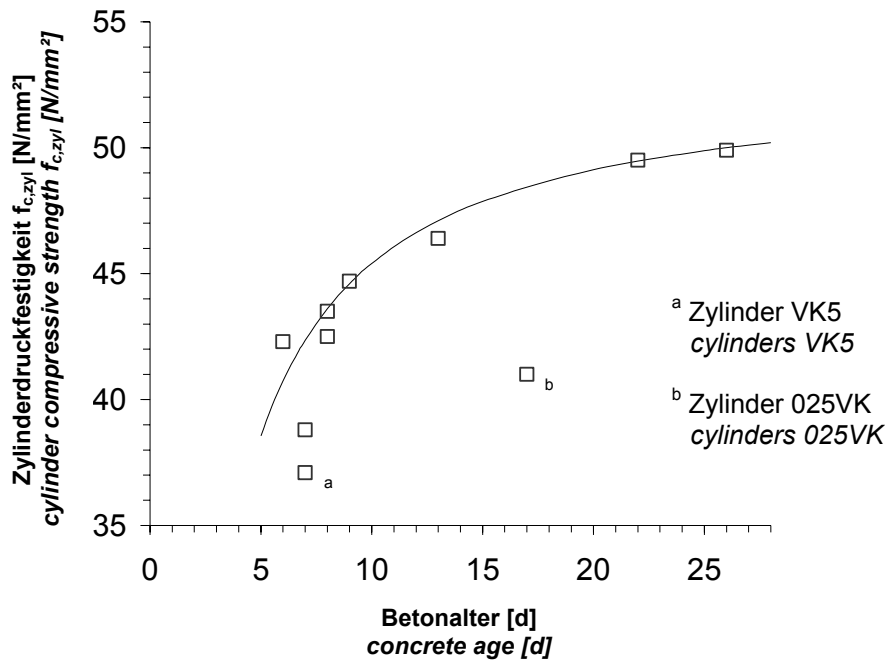


Bild 7-2. Erhärtungskurve der Betonmischung der Serie 4 (siehe Tabelle 4.2)
Fig. 7-2. Strength development of concrete mix of Series 4 (see Table 4.2)

Aus Bild 7-3 ist ersichtlich, dass sich die Verläufe der Druckfestigkeitsminderung infolge aufgetragener Zugdehnung bei den faserfreien Scheiben der Serien 2 und 4 nahezu affin zueinander verhalten. Jedoch befinden sich die Ergebnisse der Serie 2 aufgrund der Entmischungsproblematik auf einem niedrigeren Niveau. Es fällt weiterhin auf, dass die Unterschiede zwischen Serie 2 und Serie 4 bei großen aufgetragenen Zugdehnungen weitaus kleiner sind als für die einaxial geprüften Scheiben. Offensichtlich war für das Versagen der mit großen Quervordehnungen geprüften Scheiben die Inhomogenität der Betonmischung nicht mehr das vorrangige Kriterium.

Bezieht man die Druckfestigkeiten dieser Scheiben nicht auf die Zylinderdruckfestigkeit, sondern, wie von anderen Wissenschaftlern [S3, E4, K3] häufig praktiziert, auf die Druckfestigkeit der einaxial geprüften Referenzscheiben der gleichen Serie, so wird für die Serie 2 die Abminderung der Traglast infolge Quervorzug deutlich unterschätzt.

Die Stauchungen bei Erreichen der Höchstlast ε_{c2} unterliegen in der Serie 4 großen Streuungen (Bild 6-16), was eine Aussage bezüglich eines möglichen Einflusses der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 nicht zulässt. Auch hinsichtlich des Elastizitätsmoduls E_{c0} der Scheiben (Bild 6-17) ergibt sich in der Serie 4 kein eindeutiges Bild. Tendenziell lässt sich jedoch ein Rückgang der Druckfestigkeit bei den mit Quervordehnung geprüften Scheiben feststellen.

Figure 7-3 shows that the compressive strength reduction as a function of the applied tensile strain relationships is very similar for the panels without fibres of Series 2 and 4. However, because of the segregation problems the results for Series 2 are at a lower level. It is also noticeable that the differences between Series 2 and 4 are much smaller at large applied strains than for uniaxially tested panels. The inhomogeneity due to concrete segregation was obviously no longer the primary criterion for failure at large transverse pre-strains.

If the panel compressive strengths is not normalised with the cylinder strength but rather the compressive strength of uniaxially loaded reference panels of the same test series, as is often done by other researchers [S3, E4, K3], then the strength reduction due to transverse tension is clearly underestimated for Series 2.

The compressive strains at peak loading ε_{c2} of Series 4 are subject to large statistical scatter (Fig. 6-16), which prevents conclusions concerning a potential effect of the applied tensile strain ε_1 , nor is the situation for the elastic modulus E_{c0} of the Series 4 panels unambiguous. However, it is possible to discern a tendency of the stiffness in compression to decrease for panels tested with applied transverse pre-strains.

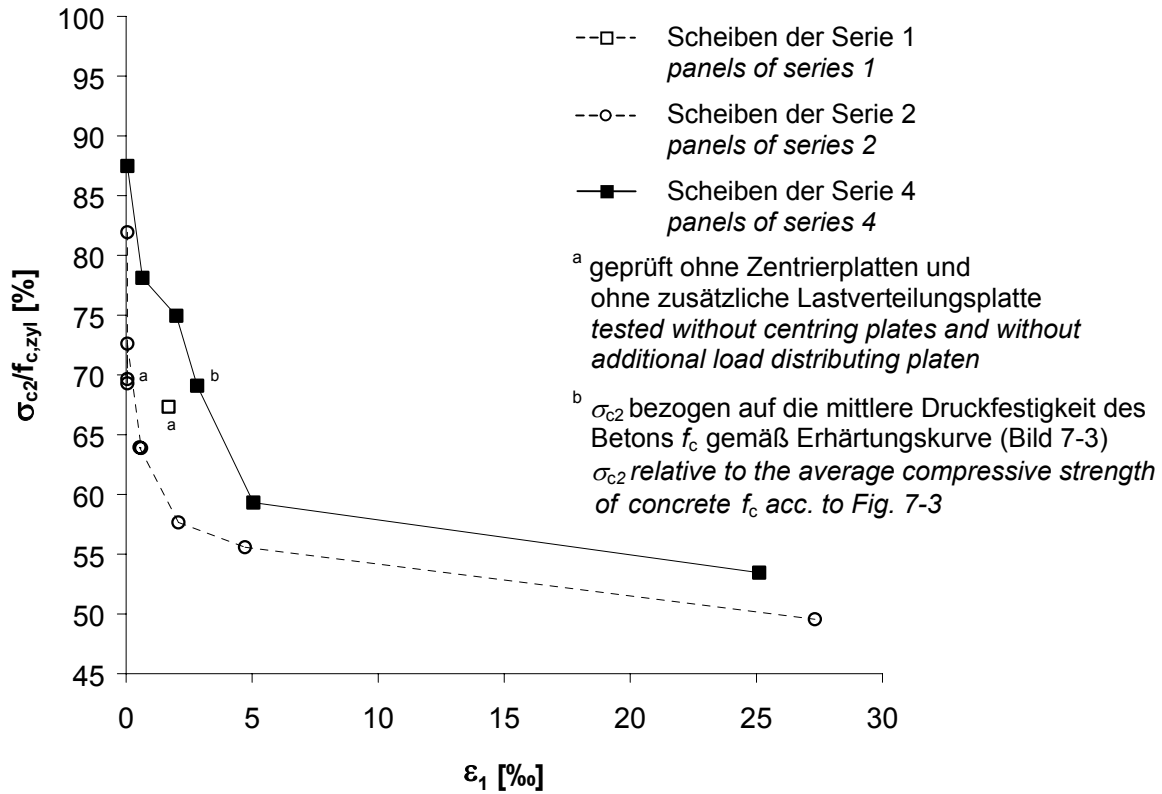


Bild 7-3. Aussagekräftige Ergebnisse der faserfreien Stahlbetonscheiben
Fig. 7-3. Conclusive results of reinforced concrete panels without fibres

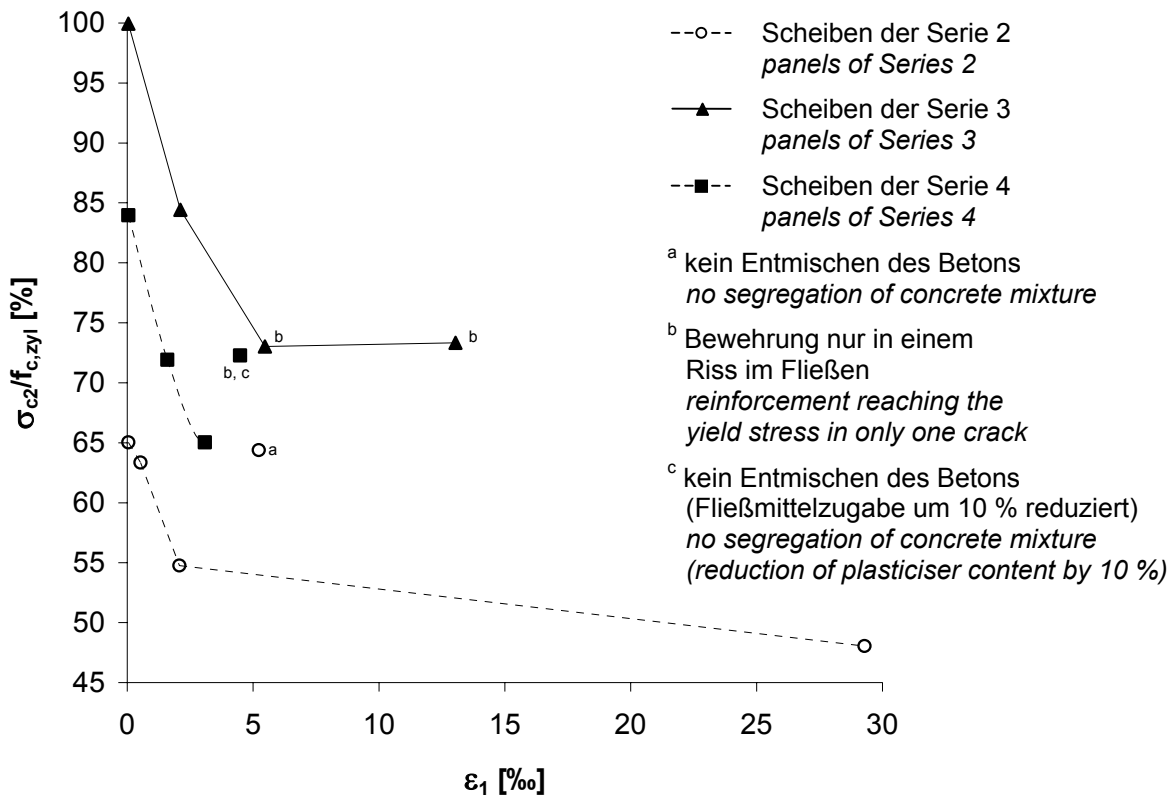


Bild 7-4. Aussagekräftige Ergebnisse der faserbewehrten Stahlbetonscheiben
Fig. 7-4. Conclusive results of reinforced concrete panels with steel fibres

7.2 Anmerkungen zum Einfluss des Maßstabeffekts und zur Störwirkung der Bewehrung

7.2 Comments on the Influence of Scale Effects and the Detrimental Influence of Reinforcement

Sowohl für die faserfreien als auch die faserbewehrten Scheiben ergaben sich bereits ohne gleichzeitig wirkenden Querzug Druckfestigkeiten, die zum Teil deutlich unter den an Zylindern gemessenen Werten lagen. Hierfür sind neben dem bereits ausführlich diskutierten Einfluss des Entmischens des Betons die unterschiedliche Probekörpergeometrie von Zylinder und Scheibe (Maßstabeffekt) und die sowohl durch die Längs- als auch die Querstäbe hervorgerufenen lokalen Spannungskonzentrationen (Störwirkung der Bewehrung) verantwortlich.

The compressive strengths of panels with and without fibres and simultaneously acting transverse tension were clearly below those of the accompanying cylinders. Aside from the concrete segregation, already discussed in detail, the different specimen geometries of cylinder and panel (scale effect) were responsible for this, as well as the local stress concentrations (detrimental effect) caused by the vertical and horizontal reinforcing bars.

7.2.1 Einfluss der Probekörpergeometrie (Maßstabeffekt)

7.2.1 Effect of Geometry of Specimen (Scale Effect)

Der Einfluss der Prüfkörpergeometrie auf die im Versuch ermittelte Druckfestigkeit des Betons resultiert in erster Linie aus der durch die starren Lastplatten der Prüfmaschine behinderten Querdehnung des Betons. Hierdurch entsteht ein örtlich begrenzter räumlicher Druckspannungszustand im Beton, der bei gedrungener Prüfkörpergeometrie zu einer erheblichen Steigerung der Bruchlast gegenüber schlankeren Probekörpern führt. Zur Umrechnung der an Prüfkörpern unterschiedlicher Schlankheit ermittelten Druckfestigkeitswerte stehen in der Literatur entsprechende Verhältniszahlen zur Verfügung (Bild 7-5). Diese Faktoren gelten für Zylinder oder Prismen mit quadratischer Grundfläche und sind daher nicht uneingeschränkt auf andere Prüfkörpergeometrien, z. B. Scheiben, übertragbar, da sich in den Lasteinleitungsbereichen abweichende Spannungszustände einstellen können.

The specimen geometry effect on the experimentally determined concrete compressive strength is primarily a result of the restraint of transverse concrete deformations caused by the end platens of the testing machine. This produces a locally confined three-dimensional state of stress in the concrete, which causes a considerable strength increase in stocky members as compared with slender test specimens. To adjust compressive strengths values to account for specimens of different slenderness, appropriate correction factors can be found in the literature (Fig. 7-5). These factors apply to cylinders or prisms with square cross sections and therefore are not directly applicable to specimen with other geometries such as panels, because different states of stress may exist in the load introduction zones.

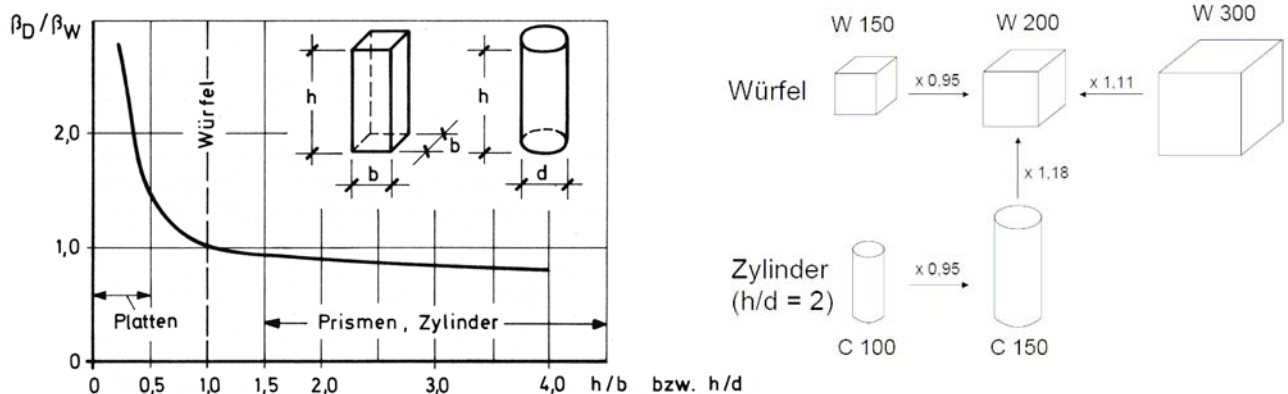


Bild 7-5. Verhältnis der Druckfestigkeit β_D prismatischer Körper zur Würfeldruckfestigkeit β_W in Abhängigkeit der Schlankheit h/d bzw. h/b aus [L1] (links) und Umrechnungsfaktoren üblicher Prüfkörper (rechts)
Fig. 7-5. Compressive strength β_D of prismatic specimen normalised with cube compressive strength β_W as a function of the slenderness ratio h/d or h/b from [L1] (left) and conversion factors for common specimens (right)

In DIN 1045-1 [D4] und Eurocode 2 [E3] wird zur Berücksichtigung von Langzeitwirkungen auf die Druckfestigkeit sowie zur Umrechnung zwischen Zylinderdruckfestigkeit und einaxialer Druckfestigkeit des Betons der Beiwert $\alpha = 0,85$ angesetzt. Dabei geht der Unterschied zwischen Bauteil und Prüfzylinder mit ca. 0,95 und der Dauerstandeinfluss mit ca. 0,90 in den Beiwert ein.

Im Rahmen der Versuchsreihe wurden zur Abschätzung des Einflusses der Probekörpergeometrie auf die Druckfestigkeit mehrere fasernfreie und faserverstärkte Scheiben ohne zusätzliche Stabstahlbewehrung hergestellt und einaxial bis zum Bruch belastet. Die Ergebnisse dieser Scheiben sind noch einmal in Tabelle 7-1 zusammengefasst. Als besonders aussagekräftig sind die Ergebnisse der Scheiben VK5, VK6 und FVK2 der Serie 4 zu bewerten (kein Entmischen des Betons). Die Scheiben T und FT der Serie 1 können aufgrund des durch die verwendete PTFE-Folie hervorgerufenen lokalen Querzugversagens im Lasteinleitungsbereich nicht in die Bewertung einbezogen werden. Ebenso ist bei den Scheiben VK1, VK2 und VK4 der Serie 2 der Einfluss des Maßstabeffekts nicht zweifelsfrei von dem des Entmischens abzugrenzen. Scheibe VK3 der Serie 2 bleibt aufgrund der fehlerhaft ausgeführten Ausgleichsschicht außer Betracht.

To consider long term effects on the compressive strength and the difference between concrete cylinder strength and uniaxial compressive strength, DIN 1045-1 [D4] and Eurocode 2 [E3] prescribe the factor $\alpha = 0.85$. The different geometry between member and test cylinder contributes a value of about 0.95, and the long-term effect about 0.90.

In order to estimate the influence of the different specimen geometry on the compressive strength, several panels with and without fibres but without reinforcing bars were fabricated within the test program and tested uniaxially up to failure. The test results for these panels are again summarised in Table 7-1. The results for Panels VK5, VK6, and FVK2 of Series 4 are particularly conclusive (without concrete segregation). Because Panels T and FT of Series 1 were tested with the PTFE-foil, which caused transverse tensile failures in the load introduction zones, their test results cannot be included in an evaluation. For Panels VK1, VK2, and VK4 of Series 2, it was also not possible beyond a doubt to separate the influence of the scale effect from that of concrete segregation. Panel VK3 of Series 2 cannot be considered because of the incorrectly applied capping layer.

Tabelle 7-1. Bezogene Druckfestigkeiten der Beton- und Faserbetonscheiben ohne Stabstahlbewehrung

Table 7-1. Normalised compressive strengths of the concrete panels and fibre reinforced panels without rebars

Scheibe panel		Faser- gehalt fibre content [Vol.-%]	Abminderung der Druckfestigkeit reduction of compressive strength	
Nr. No.	Bez. name		$\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ [%]	$\sigma_{c2}/f_{c,zyl,PTFE}$ [%]
Serie 1 - Series 1				
1	T ¹⁾	-	58,4	99,3
2	FT ¹⁾	0,5	70,0	98,3
Serie 2 - Series 2				
3	VK1 ²⁾	-	88,5	-
4	VK2 ²⁾	-	87,5	-
5	VK4 ²⁾	-	86,5	-
6	FVK ³⁾	0,5	73,8	-
Serie 4 - Series 4				
7	VK5 ⁴⁾	-	97,6	-
8	VK6	-	97,4	-
9	FVK2 ⁵⁾	0,5	100,7	-

1) lokales Querzugversagen im Lasteinleitungsbereich
local transverse tensile failure in the load application zone

2) leichtes Entmischen
slight segregation

3) starkes Entmischen
significant segregation

4) σ_{c2} bezogen auf die mittlere Druckfestigkeit des Betons f_c gemäß Erhärtungskurve (Bild 7-3)
 σ_{c2} relative to average compressive strength of concrete f_c acc. to Fig. 7-3

5) kein Entmischen des Betons
(Fließmittelzugabe um 10 % reduziert)
no segregation of concrete mixture (reduction of plasticiser content by 10 %)

Bezieht man im Falle von VK5 die Druckfestigkeit der Scheibe nicht auf den Mittelwert der Druckfestigkeit der zugehörigen Zylinder, sondern auf die allgemeine Festigkeitsentwicklung (Mittelwert der Serie 4) des Betons (siehe Abschnitt 7.1.4), so ergeben sich für die drei Scheiben der Serie 4 bezogene Druckfestigkeiten zwischen 97,4 % (Scheibe VK6) und 100,7 % (Scheibe

If the compressive strength of Panel VK5 is not normalised with the mean compressive strength values of the reference cylinders but with the general strength development (mean value of Series 4, see Chapter 7.1.4), the normalised compressive strengths of the three panels of Series 4 obtain values between 97.4 % (Panel VK6) and 100.7 % (Panel FVK2). The effect of

FVK2). Der Einfluss der unterschiedlichen Probekörpergeometrie von Zylinder und Scheibe auf die in den Versuchen ermittelte Druckfestigkeit erweist sich damit als eher unbedeutend.

different geometries of cylinder and panel on the experimental compressive strength therefore proves to be rather insignificant.

7.2.2 Einfluss der Störwirkung der Bewehrung

7.2.2 Detrimental Effect of Reinforcement

Abhängig von der Art der Bewehrungsführung (z. B. Haken, Schlaufen, Bewehrungsstöße etc.) kommt es, bedingt durch die unterschiedlichen Steifigkeiten des Betongefüges und der darin eingebetteten Bewehrung zu lokalen Spannungskonzentrationen im Beton (erhöhte Druck- und Zugspannungen). Die Tragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils ergibt sich deshalb nicht zwangsläufig aus der Addition der aus der Druckfestigkeit des Betons ermittelten Tragfähigkeit und dem entsprechenden Traganteil der Bewehrung, sondern kann selbst bei einaxialer Belastung kleinere Werte annehmen.

Depending on the different types of reinforcing steel arrangements (such as hooks, loops, splices, etc.), the different stiffnesses of concrete matrix and embedded reinforcement cause local stress concentrations in the concrete, i. e. increased tensile and compressive stress. Therefore, the load carrying capacity of a reinforced concrete member is not necessarily the sum of the contribution of the concrete and that of the steel, but even under uniaxial loading smaller capacities may be attained.

Zur Abschätzung der Störwirkung der Bewehrung wurden im Rahmen der Versuchsreihe mehrere faserfreie und faserverstärkte Stahlbetonscheiben hergestellt, die ohne Quervordehnung einaxial bis zum Bruch belastet wurden. Die Ergebnisse dieser Scheiben sind noch einmal in Tabelle 7-2 zusammengefasst. Sinnvollerweise vergleicht man die dort angegebenen bezogenen Druckfestigkeiten mit den für die reinen Betonscheiben ermittelten Werten der jeweiligen Serie (Tabelle 7-1).

In order to estimate the detrimental effect of the reinforcement, several reinforced concrete panels with and without fibres were fabricated within the test program and tested uniaxially up to failure without prior transverse straining. The test results for these panels are again summarised in Table 7-2. It is most appropriate to compare these relative compressive strengths with those obtained for the unreinforced concrete panels of the same series (Table 7-1).

In der Serie 1 ergibt sich sowohl für die faserfreie (000T) als auch für die faserverstärkte Stahlbetonscheibe (F000T) eine um ca. 35 % geringere Druckfestigkeit als für die ebenfalls mit einer Zwischenlage PTFE-Folie geprüften zugehörigen Zylinder. Im Vergleich dazu besaßen die Betonscheiben T und FT annähernd die gleiche Druckfestigkeit wie die mit PTFE-Folie geprüften zugehörigen Zylinder. Da der Bruch sowohl bei den Stahlbeton- als auch bei den Betonscheiben durch ein lokales Querzugversagen des Lasteinleitungsbereichs ausgelöst wurde, liegt der Schluss nahe, dass die Tragfähigkeitsminderung der stabstahlbewehrten Scheiben gegenüber den unbewehrten Scheiben in erster Linie auf die Bewehrungsführung im Kopf- und Fußbereich der Scheiben zurückzuführen ist. Spannungskonzentrationen im Beton im Bereich der Endhaken der vertikalen Bewehrungsstäbe (siehe Nr. 3 in Bild 3-1) führten in Überlagerung mit den durch die PTFE-Folie eingetragenen Querzugspannungen zu einem vorzeitigen Aufspalten und damit zum Versagen des Lasteinleitungsbereichs. Der Einfluss der Störwirkung kann daher für die Serie 1 nur in Kombination mit dem Einfluss der PTFE-Folie beurteilt werden.

In Series 1, the compressive strengths of reinforced concrete panels with fibres (000T) and without fibres (F000T) were about 35 % lower than those of the corresponding cylinders that had likewise been tested with an inserted PTFE-foil. In comparison, the Panels T and FT had almost the same strength as the corresponding cylinders that were tested with the PTFE-foil. Since both the reinforced and unreinforced concrete panels failed in local transverse tension within the load introduction zones, it may be concluded that the lower strength of the reinforced concrete panels as compared with that of the unreinforced panels is caused primarily by the reinforcing bars in the top and bottom regions of the panels. Stress concentrations near the end hooks of the vertical reinforcing bars (see item 3 in Fig. 3-1) were superimposed on the transverse tensile stresses caused by the PTFE-foil and caused premature splitting failures in the load introduction zones. For Series 1, the detrimental effect of the reinforcing bars can therefore be evaluated only in combination with the effect of the PTFE-foil.

Tabelle 7-2. Bezogene Druckfestigkeiten der ohne Querspannung geprüften, faserfreien und faserbewehrten Stahlbetonscheiben

Table 7-2. Normalised compressive strengths of reinforced concrete panels with and without fibres, tested without transverse tensile strain

Nr. No.	Bez. name	Faser- gehalt fibre content [Vol.-%]	Abminderung der Druckfestigkeit reduction of compressive strength	
			$\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ [%]	$\sigma_{c2}/f_{c,zyl,PTFE}$ [%]
Serie 1 - Series 1				
1	000T ¹⁾	-	46,2	65,2
2	F000T ¹⁾	0,5	51,2	66,6
Serie 2 - Series 2				
4	000VK2 ²⁾	-	69,3	-
5	000VK3 ²⁾	-	72,6	-
6	000 ²⁾	-	69,6	-
7	F000VK ³⁾	0,5	65,0	-
Serie 3 - Series 3				
8	F000VK2	0,5	100,0	-
9	F000VKT ¹⁾	0,5	71,9	96,8
Serie 4 - Series 4				
10	000VK4	-	87,5	-
11	F000VK4 ²⁾	0,5	84,0	-

1) lokales Querspannungsversagen im Lasteinleitungsbereich
local transverse tensile failure in the load application zone

2) leichtes Entmischen
slight segregation

3) starkes Entmischen
significant segregation

In Serie 2 ergaben sich für die faserfreien Stahlbetonscheiben 000VK2 und 000VK3 (000VK1 bleibt außer Betracht; siehe Abschnitt 6.2) im Mittel ca. 20 % geringere Betondruckfestigkeiten als für die Betonscheiben VK1, VK2 und VK4. Für die mit hochfesten Dramix®-Fasern 80/40 verstärkte Scheibe F000VK betrug dagegen der Verlust an Tragfähigkeit gegenüber der Scheibe FVK nur ca. 12 %. Damit lässt sich, anders als bei Serie 1, in der normalfeste Dramix®-Fasern 45/50 eingesetzt wurden, eine Verminderung des Einflusses der Störwirkung der Bewehrung auf die Tragfähigkeit der Scheiben durch die Faserzugabe erkennen (vgl. auch Ausführungen zur Serie 3). Bei der Beurteilung des Einflusses der Bewehrung auf die Tragfähigkeit der Scheiben ist zu berücksichtigen, dass in einem der beiden Lasteinleitungsbereiche (abgezogene Scheibenseite) die durch die Störwirkung der Bewehrung verursachten Spannungsspitzen auf eine infolge Entmischens schlechtere Betongüte treffen, was ein vorzeitiges Versagen begünstigt. Die beiden Störgrößen können daher in Analogie zur Serie 1 nicht einzeln betrachtet werden. Ergänzend bleibt festzuhalten, dass die stabstahlbewehrten Scheiben durchweg kleinere Stauchungen bei Erreichen der Höchstlast aufweisen als die unbewehrten Scheiben (siehe Tabelle 6-2).

Im Rahmen der Serie 3 wurden keine unbewehrten Faserbetonscheiben untersucht. Jedoch lassen die bezogenen Druckfestigkeiten der Scheiben F000VK2 und F000VKT auch ohne direkten Vergleich keinen Einfluss der Bewehrung auf die Tragfähigkeit der Prüfkörper erkennen. Der Einfluss des Fasertyps wird im Falle der

In Series 2, the concrete compressive strengths of reinforced concrete panels without fibres, 000VK2 and 000VK3 (000VK1 is not considered; see Chapter 6-2), were on average about 20 % lower than those of Panels VK1, VK2, and VK4. For Panel F000VK, which was reinforced with high-strength Dramix®-fibres 80/40, the loss in strength, compared with that of Panel FVK was only 12 %. Unlike in Series 1, for which normal-strength Dramix®-fibres 45/50 were used, it is here possible to recognise a reduction of the detrimental effect of the reinforcing bars due to the fibres (see also explanations for Series 3). When evaluating the effect of the reinforcement on the panel capacities, it has to be recognised that in one of the two load introduction zones (the smoothed face) the stress concentrations caused by the reinforcing bars occur in a concrete of lower quality because of the segregation, which favours a premature failure. Like in Series 1, these two detrimental factors therefore cannot be considered separately. It also needs to be noted that the compressive strains at peak load were consistently lower for panels reinforced with bars than for unreinforced panels (see Table 6-2).

No unreinforced panels with fibres were tested in Series 3. However, the normalised compressive strengths of Panels F000VK2 and F000VKT do not indicate, even without a direct comparison, an influence of the reinforcement on the load capacities of the panels. The influence of the fibre type is very apparent in the case of Panel F000VKT, which was tested with the PTFE-foil. Whereas Panel F000T, which was reinforced with

mit PTFE-Zwischenlage geprüften Scheibe F000VKT besonders deutlich. Während die unter vergleichbaren Randbedingungen geprüfte, jedoch mit Dramix®-Fasern 45/50 bewehrte Scheibe F000T eine ca. 35 % geringere Tragfähigkeit aufweist, erreicht die Scheibe F000VKT nahezu die gleiche Druckfestigkeit wie die zugehörigen Zylinder.

In der Serie 4 trat bei einigen faserbewehrten Scheiben wieder ein Entmischen des Betons auf, so dass ein direkter Vergleich der faserbewehrten Stahlbetonscheiben mit den Faserbetonscheiben nicht möglich ist. Die weiteren Betrachtungen sollen sich daher auf die faserfreien Scheiben beschränken. Hier ergibt sich für die bewehrte Scheibe 000VK4 eine um ca. 10 % geringere bezogene Druckfestigkeit als für die unbewehrten Scheiben VK5 und VK6. Da weitere Störgrößen (PTFE-Folie, Entmischen) für diese Scheiben der Serie 4 weitgehend ausgeschlossen werden können, ist die angegebene Tragfähigkeitsminderung allein auf den Einfluss der Bewehrung zurückzuführen.

Zusammenfassend lässt sich hinsichtlich des Einflusses der Störwirkung der Bewehrung auf die im Versuch ermittelten Traglasten Folgendes feststellen:

- a) Für die faserfreien stabstahlbewehrten Scheiben beträgt die Tragfähigkeitsminderung infolge Störwirkung der Bewehrung ca. 10 %. In Kombination mit weiteren Störgrößen (PTFE-Folie, Entmischen) ergeben sich größere Abminderungen.
- b) Für die faserverstärkten stabstahlbewehrten Scheiben ist die Tragfähigkeitsminderung infolge Störwirkung der Bewehrung von der Faserzugabe (Fasertyp, -gehalt) abhängig. Wurden die gedrungeneren Stahlfasern des Typs Dramix® 45/50 verwendet (Serie 1) ergab sich keine Verbesserung gegenüber faserfreien Stahlbetonscheiben. Bei Einsatz der schlankeren Dramix®-Fasern 80/40 (Serien 2 bis 4) konnte, sofern nicht gleichzeitig ein Entmischen auftrat, nahezu kein festigkeitsmindernder Einfluss der Bewehrung (Störwirkung) beobachtet werden.

Dramix®-fibres 45/50 and tested under similar boundary conditions, had a 35 % lower capacity, the Panel F000VKT reached about the same compressive strength as the corresponding cylinders.

In Series 4, again segregation of the concrete occurred during production of several panels with fibres, so that it is not possible to compare directly the reinforced fibre concrete panels with the unreinforced fibre concrete panels. The following comments are therefore limited to the panels without fibres. Here, the normalised compressive strength of the reinforced concrete Panel 000VK4 is about 10 % less than those of the unreinforced Panels VK5 and VK6. Since the other detrimental factors (PTFE-foil and segregation) were mostly eliminated for these panels of Series 4, the remaining capacity reduction can be attributed solely to the influence of the reinforcement.

In summary, the following conclusions may be drawn in regard to the negative effect of the reinforcement on the experimentally determined capacities:

- a) For panels with reinforcing bars but without fibres the strength reduction caused by the reinforcement is about 10 %. A combination with other negative influence factors (PTFE-foil and segregation) cause larger strength reductions.
- b) For reinforced concrete panels with fibres the strength reduction caused by the detrimental effects of reinforcing bars depends on the type and quantity of fibres. If the normal-strength Dramix®-fibres 45/50 with lower aspect ratio were used (Series 1), no improvement was observed compared with panels without fibres. If the more slender high-strength Dramix®-fibres 80/40 were used (Series 2 to 4), almost no strength reduction due to the reinforcing bars (detrimental effect) could be observed, as long as there was no problem with concrete segregation.

8 Vorschlag für ein Materialmodell des faserfreien und stahlfaserbewehrten gerissenen Stahlbetons unter zwei-axialer Druck-Zug-Beanspruchung

8.1 Abminderung der Druckfestigkeit infolge auf-gebrachter Zugdehnung

Die aus den Versuchen erhaltene Abhängigkeit der Druckfestigkeit der Scheiben von der aufgetragenen Zugdehnung lässt zwei Charakteristika erkennen. Sowohl bei den faserfreien (Bild 7-3) als auch bei den faserbewehrten (Bild 7-4) Stahlbetonscheiben nimmt zunächst die Druckfestigkeit bereits bei kleinen Zugdehnungen sehr deutlich und nahezu linear ab. Bei mittleren Zugdehnungen von etwa 3 bis 5 ‰ stabilisieren sich die bezogenen Druckfestigkeiten. Für größere Dehnungen ist dann kaum mehr eine Abhängigkeit der Versagenslast von der aufgetragenen Zugdehnung festzustellen.

Querzugbeanspruchungen, die kleiner als die Risskraft des Betonquerschnitts sind, wurden nicht experimentell untersucht. Jedoch können die für unbewehrten Beton geltenden Beziehungen nach KUPFER [K5] konservativ im ungerissenen Bereich auch auf Stahlbeton angewendet werden. Danach tritt im Druck-Zug-Bereich ein Druckbruch ein, wenn die Druckspannung bei gleichzeitigem Querzug, je nach Betongüte, mindestens 60 bis 80 % der einaxialen Druckfestigkeit beträgt. Ausgehend von diesen Überlegungen, und gestützt auf die in Bild 1-5 dargestellten Versuchsergebnisse, wird von ROOS [R1] der Festigkeitsabfall infolge Querzug und Rissbildung bereits für kleine Verzerrungen und unter Berücksichtigung der Störwirkung der Bewehrung mit maximal 25 % angegeben. Dieser Ansatz wird für kleine Verzerrungen prinzipiell übernommen, wobei die Einflüsse aus Querzug und Störwirkung getrennt behandelt werden (Bild 8-2).

Für Faserbeton lassen die in Abschnitt 1.3 angeführten Ergebnisse der zwei-axialen Versuche von DEMEKE/TEGOS [D3] einen geringeren Einfluss kleiner Querzugbeanspruchung auf die Druckfestigkeit vermuten als für unbewehrten Beton. Bemerkenswert ist dabei vor allem, dass selbst bei Druckspannungen von über 80 % der einaxialen Druckfestigkeit, stets ein Zugversagen zu beobachten war, wobei für höhere Fasergehalte die zwei-axiale Festigkeit annähernd der einaxialen Festigkeit entsprach. Dieses Verhalten beruht offensichtlich auf der Fähigkeit der Fasern, bereits im Stadium der Mikrorissbildung wirkungsvoll Zugkräfte zu übertragen. Auch die eigenen Ergebnisse bestätigen den günstigen Einfluss einer Faserzugabe. Im vorgeschlagenen Modell ist daher für den eingesetzten faserverstärkten Stahlbeton eine Abminderung der Druckfestigkeit bei Querzugbeanspruchungen, die kleiner sind als die Risskraft des Betonquerschnitts, nicht vorgesehen (Bild 8-3).

8 Proposed Material Model for Cracked Reinforced Concrete With and Without Steel Fibres Under Biaxial Compression-Tension Loading

8.1 Compressive Strength Reduction Due to Applied Tensile strain

The relationship between panel compressive strength and applied transverse tensile strain allows to recognise two characteristics, based on our tests. For reinforced concrete panels with (Fig. 7-3) and without fibres (Fig. 7-4), the compressive strength decreases considerably and nearly linearly already for small tensile strains. For moderate tensile strains of about 3 up to 5 ‰, the normalised compressive strength stabilises. At larger tensile strains, hardly any change in load capacity with increasing tensile strain is recognisable.

Transverse tensions forces lower than the section cracking load were not investigated. However, the relationships according to KUPFER [K5] that are valid for unreinforced concrete can be applied conservatively also to uncracked reinforced concrete. That means compression failure occurs in the compression-tension region, when the compressive stress reaches at least 60 to 80 % of the uniaxial compressive strength (depending on the concrete strength), in the presence of a simultaneous tension. Based on these considerations and the test results summarised in Fig. 1-5, ROOS [R1] specifies the strength reduction, due to transverse tension and cracking, to be at most 25 %, already for small strains and in recognition of the detrimental reinforcement effect. This value will be accepted here in principle for small strains, recognising that the influence of transverse tension and detrimental reinforcement effect need to be dealt with separately (Fig. 8-2).

The biaxial test results of DEMEKE and TEGOS [D3] mentioned in Chapter 1.3 give rise to the suspicion that small transverse strains have less influence on the compressive strength for concrete with fibres than for concrete without fibres. Here, it is particularly remarkable that the specimens always failed in tension even under stresses of more than 80 % of the uniaxial compressive strength, with the biaxial strength at higher fibre volumes being approximately equal to the uniaxial strength. This behaviour is obviously the result of the fibres' ability to effectively transfer tensile stresses already at the stage of microcrack formation. The own test results confirm the beneficial effect of fibres. Therefore, for the applied reinforced fibre concrete, a strength reduction under transverse tensile stresses below the cracking stress of the concrete section will not be considered in the suggested model (Fig. 8-3).

Zur weiteren formelmäßigen Beschreibung des Einflusses der Querkzugbeanspruchung auf die Druckfestigkeit bietet sich sowohl für den Stahlbeton als auch für den faserverstärkten Stahlbeton ein bilinearer Ansatz an, der sich mathematisch einfach handhaben lässt und der die experimentell erhaltenen Ergebnisse genügend genau abbildet (Bilder 8-1 bis 8-3).

Es wird vorgeschlagen, die Abminderung der einaxialen Druckfestigkeit des Betons f_c infolge Querkzug ε_{cq} und infolge Störwirkung der Bewehrung in Anlehnung an die Nomenklatur der DIN 1045-1 durch einen Faktor α_c zu berücksichtigen.

$$f_{c2} = \alpha_c \cdot f_c \quad (8-1)$$

$$\text{mit } \alpha_{c,lim} \leq \alpha_c = \alpha_{c,det} \cdot (1,0 - 80 \cdot \varepsilon_{cq}) \leq \alpha_{c,det} \cdot \alpha_{c,0} \quad (8-2)$$

Darin ist

f_c	einaxiale Druckfestigkeit des Betons
f_{c2}	Betondruckfestigkeit bei zweiaxialer Druck-Zug-Beanspruchung
$\alpha_{c,lim}$	maximale Abminderung der einaxialen Betondruckfestigkeit infolge Querkzugbeanspruchung $\alpha_{c,lim}$ nach Gleichung (8-3) für Stahlbeton $\alpha_{c,lim} = 0,7$ für faserbewehrten Stahlbeton (Dramix® 80/40-BP, Fasergehalt 0,5 Vol.-%)
$\alpha_{c,0}$	Grundwert der Abminderung der einaxialen Betondruckfestigkeit infolge Querkzugbeanspruchung $\alpha_{c,0}$ nach [K5] für ungerissenen Stahlbeton oder konservativ $\alpha_{c,0} = 5/6$ (der größere Wert ist maßgebend) $\alpha_{c,0} = 5/6$ für gerissenen Stahlbeton $\alpha_{c,0} = 1,0$ für faserbewehrten Stahlbeton (Dramix® 80/40-BP, Fasergehalt 0,5 Vol.-%)
$\alpha_{c,det}$	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Störwirkung der Bewehrung (det = detailing) nach Gleichung (8-4)
ε_{cq}	senkrecht zur Druckbeanspruchung wirkende Zugdehnung (entspricht der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 bei den Versuchsergebnissen)

Die maximale Abminderung der einaxialen Betondruckfestigkeit infolge Querkzugbeanspruchung (Risse parallel zur Druckrichtung) kann für Stahlbeton in Abhängigkeit des charakteristischen Werts der Betondruckfestigkeit nach Gleichung (8-3) berechnet werden:

$$\alpha_{c,lim} = 0,8 - \frac{f_{ck}}{140} \geq 0,5 \quad (8-3)$$

Dieser Vorschlag orientiert sich an den Ansätzen des Eurocode 2 [E3, E4] und des CEB-FIP Model-Code 1990 [C1] (Näheres hierzu in Abschnitt 8.2). Er liefert eine gute Übereinstimmung sowohl mit den eigenen Versuchsergebnissen als auch mit vergleichbaren Untersuchungen anderer nationaler und internationaler Wissenschaftler (Näheres hierzu in Abschnitt 8.3).

For a functional relationship between the transverse tensile strain and the compressive strength, a bilinear function is appropriate for reinforced concrete both with and without fibres. Such a function is handled easily and reproduces the experimental test results with reasonable accuracy (Figs. 8-1 to 8-3).

In line with the nomenclature of DIN 1045-1, it is proposed to represent the reduction of the uniaxial concrete compressive strength f_c due to transverse tensile strains ε_{cq} and the detrimental effect of the reinforcement by a factor α_c .

$$f_{c2} = \alpha_c \cdot f_c \quad (8-1)$$

$$\text{with } \alpha_{c,lim} \leq \alpha_c = \alpha_{c,det} \cdot (1,0 - 80 \cdot \varepsilon_{cq}) \leq \alpha_{c,det} \cdot \alpha_{c,0} \quad (8-2)$$

where

f_c	uniaxial concrete compressive strength
f_{c2}	concrete compressive strength under biaxial compression-tension load
$\alpha_{c,lim}$	maximum reduction of uniaxial concrete compressive strength due to lateral tensile stress $\alpha_{c,lim}$ see Eq. (8-3) for reinforced concrete without fibres $\alpha_{c,lim} = 0.7$ for reinforced concrete with fibres (Dramix® 80/40-BP, fibre content 0.5 vol.-%)
$\alpha_{c,0}$	basic value of the reduction of uniaxial concrete compressive strength due to transverse tensile loading $\alpha_{c,0}$ acc. to [K5] for uncracked reinforced concrete or conservatively $\alpha_{c,0} = 5/6$ (proper is the maximal value) $\alpha_{c,0} = 5/6$ for cracked reinforced concrete $\alpha_{c,0} = 1.0$ for reinforced concrete with fibres (Dramix® 80/40-BP, fibre content 0.5 vol.-%)
$\alpha_{c,det}$	factor for detrimental effect of reinforcing bars (det = detailing) acc. to Eq. (8-4)
ε_{cq}	tensile strain normal to compression load (equivalent to applied tensile strain ε_1 during tests)

Using Eq. (8-3), the maximum reduction of the uniaxial concrete compressive strength due to transverse tension (cracks parallel to compression direction) can be computed as a function of the characteristic concrete strength:

$$\alpha_{c,lim} = 0,8 - \frac{f_{ck}}{140} \geq 0,5 \quad (8-3)$$

This proposal is in line with the provision in Eurocode 2 [E3, E4] and the CEB-FIP Model Code 1990 [C1] (for details see Chapter 8.2). It agrees well with the own test results and with those of comparable investigations here and abroad (for details see Chapter 8.3).

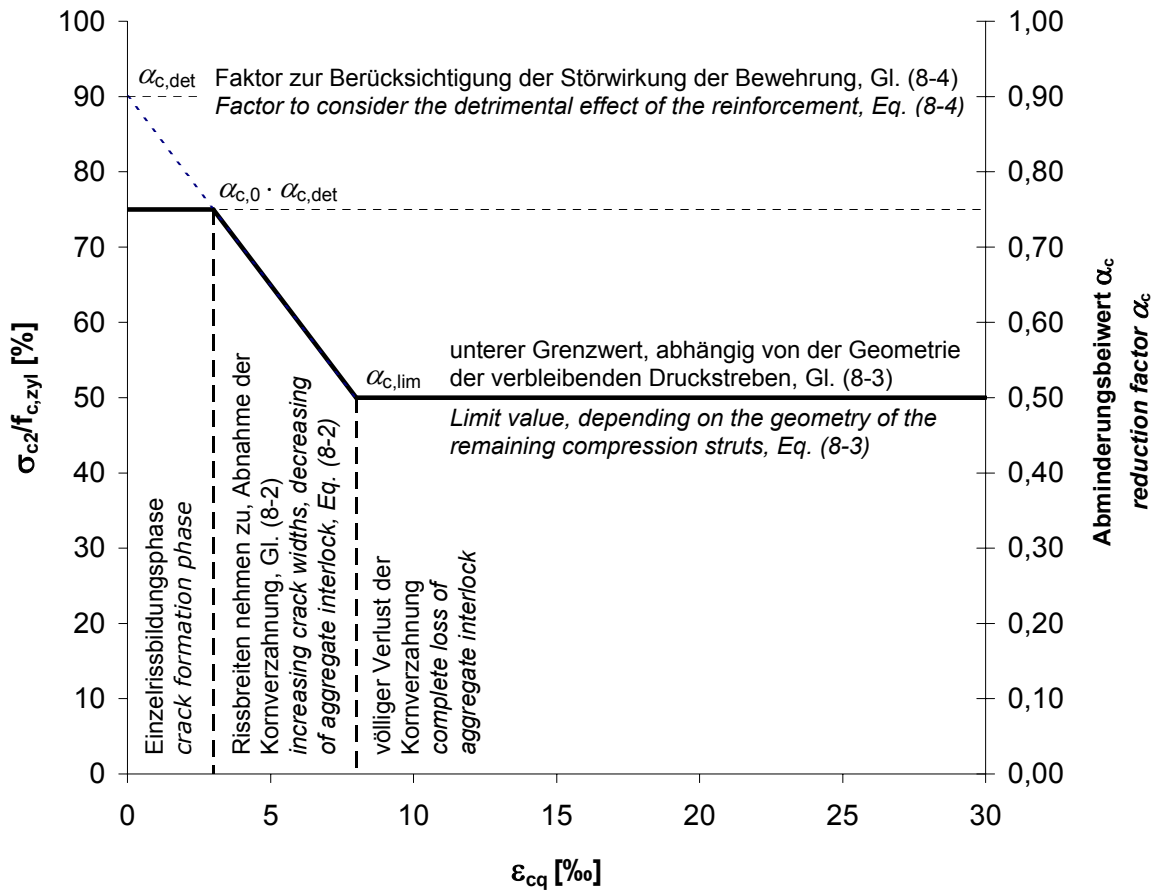


Bild 8-1. Vorschlag für die Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons in Abhängigkeit der in Querrichtung wirksamen Zugdehnung und unter Berücksichtigung der Störwirkung der Bewehrung nach den Gleichungen (8-1) bis (8-4), dargestellt für $\alpha_{c,lim} = 0,5$

Fig. 8-1. Proposal to estimate the compressive strength reduction for cracked reinforced concrete as a function of the effective tensile strain in transverse direction and considering the detrimental effect of the reinforcement according to Eqs. (8-1) to (8-4), illustrated for $\alpha_{c,lim} = 0.5$

Bei hochbewehrten Bauteilen und ungünstiger Bewehrungsführung (z. B. gekrümmte Biegeformen und zahlreiche Bewehrungsstöße) kann es unabhängig vom Querschnitt, d. h. auch und besonders bei einaxialer Druckbeanspruchung, erforderlich sein, den Einfluss der Störwirkung der Bewehrung auf die Tragfähigkeit explizit zu berücksichtigen. Hierzu erscheint bei faserfreien Stahlbetonbauteilen eine Abminderung der Druckfestigkeit des Betons um 10 % ausreichend. Bei den mit hochfesten Dramix®-Fasern 80/40-BP verstärkten Scheiben war dagegen kein festigkeitsmindernder Einfluss der Stabbewehrung festzustellen.

For members with heavy reinforcement and unfavourable detailing of reinforcement (such as curved bars and numerous splices), it may be necessary to estimate explicitly the detrimental reinforcing bar effect on the load capacity, regardless of the transverse tension, i. e. also and especially for uniaxial compression loading. Here, a strength reduction of 10 % appears to be sufficient for reinforced concrete members without fibres. In contrast, for panels reinforced with high-strength Dramix®-fibres 80/40-BP no strength reduction due to reinforcing bars was discernible.

Der Beiwert $\alpha_{c,det}$ darf daher ungünstigst wie folgt angenommen werden:

Therefore, the factor $\alpha_{c,det}$ can be assumed for the worst case as

$\alpha_{c,det} = 0,9$ für Stahlbeton (8-4a)

$\alpha_{c,det} = 0.9$ for reinforced concrete (8-4a)

$\alpha_{c,det} = 1,0$ für faserbewehrten Stahlbeton (Dramix® 80/40-BP, Fasergehalt 0,5 Vol.-%) (8-4b)

$\alpha_{c,det} = 1.0$ for reinforced steel fibre concrete (Dramix® 80/40-BP, fibre content 0.5 vol.-%) (8-4b)

Damit ergibt sich für Stahlbeton bei kleinen Querdehnungen eine deutlich größere Abminderung der Druckfestigkeit als für faserbewehrten Stahlbeton.

Die Autoren sehen in Übereinstimmung mit SCHLAICH/SCHÄFER [S3] und SCHIEBL [S9] die zweiachiale Druckfestigkeit des Stahlbetons maßgeblich durch die Rissbreite und den Rissabstand beeinflusst. Der für den Beiwert α_c vorgeschlagene Funktionsverlauf lässt sich vor diesem Hintergrund wie nachfolgend beschrieben und in Bild 8-1 dargestellt interpretieren.

Der Abminderungsbeiwert $\alpha_{c,0}$ ergibt sich für kleine Verzerrungen (ungerissener Zustand und näherungsweise die Phase der Einzelrissbildung) entsprechend der Abminderung der Druckfestigkeit des unbewehrten Betons, da die Beanspruchungen der Matrix vergleichbar sind. Lokale Spannungskonzentrationen aus Verbundwirkung und der Störwirkung der Bewehrung werden durch den Beiwert $\alpha_{c,det}$ nach Gleichung (8-4) gesondert berücksichtigt.

Bei Steigerung der Belastung wachsen die Rissbreiten erst nach Erreichen des abgeschlossenen Rissbilds signifikant weiter an, so dass die Kornverzahnung, abhängig von der Größe der Zuschläge, mit zunehmender Zugdehnung mehr oder weniger rasch verloren geht. Eine Übertragung der Kräfte von Druckstrebe zu Druckstrebe bei schräg verlaufenden Rissen sowie die gegenseitige Abstützung ist damit nicht oder nur erschwert möglich. Der Grenzwert der Abminderung $\alpha_{c,lim}$ wird dann im Wesentlichen von der Geometrie der verbleibenden Druckstreben bestimmt. Je schlanker, je unregelmäßiger berandet, je weniger der Druckrichtung folgend und je weniger konstant in ihrer Breite, desto größer ist die Abminderung der Tragfähigkeit dieser Druckstreben. Bei den niedrigen Betonfestigkeitsklassen ist mit dem Erreichen der Tragfähigkeit einzelner Druckstreben nicht unmittelbar das Versagen des gesamten Bauteils verbunden, da wegen der gegenüber den höherfesten Betonen größeren Duktilität Lastumlagerungen zwischen den parallel verlaufenden Druckstreben stattfinden können.

Die höhere Abminderung der Druckfestigkeit bei großen Querdehnungen ergibt sich nach vorstehender Interpretation also nur indirekt als Folge des Querzugs. Die Elastizitätsgrenze der Bewehrung stellt, sofern das abgeschlossene Rissbild wie üblich bereits zuvor erreicht wurde, hinsichtlich der Abminderung der Druckfestigkeit des Betons keinen markanten Dehnungswert dar. Dies konnte in experimentellen Untersuchungen zur Druck-Querzug-Festigkeit von ultrahochfestem Stahlbeton mit $f_{ck} \approx 120 \text{ N/mm}^2$ bestätigt werden [F3]. Trotz des Einsatzes hochfester Stabbewehrung (Elastizitätsgrenze $> 6 \text{ ‰}$) kam es bereits bei einer mittleren elastischen Querzugdehnung von ca. 1,5 bis 2 ‰ zu

For small transverse strains, this gives clearly larger strength reductions for reinforced concrete members without fibres than for those with steel fibres.

The authors agree with SCHLAICH and SCHÄFER [S3] and SCHIEBL [S9], that the biaxial compressive strength of reinforced concrete is influenced primarily by the crack width and spacing. With this background the proposed function for the factor α_c can be interpreted as follows and as shown in Fig. 8-1.

For small strains (uncracked concrete and in approximation the phase of single crack formation), the strength reduction factor $\alpha_{c,0}$ is similar to that for unreinforced concrete, because the stresses in the matrix are comparable. Local stress concentrations resulting from the bond action and detrimental effect of the reinforcement are accounted for separately by the factor $\alpha_{c,det}$ according to Eq. (8-4).

The crack widths increase significantly with increasing load after the final crack pattern has been reached, so that the aggregate interlock (depending on the size of the aggregate particles) decreases more or less rapidly with increasing tensile strain. A load transfer from compression strut to compression strut in the presence of inclined cracks as well as their mutual support is thus barely if at all possible. The limiting value for reduction $\alpha_{c,lim}$ is then determined primarily by the geometry of the remaining compression struts. The strength reduction of the compression struts is as larger as more slender they are, as more irregular their boundaries are, as more irregular in their widths they are, and as more they deviate from the compression direction. Concretes of lower-strength don't immediately lead to failure of a complete member once the capacity of single compression struts is reached, since their higher ductility compared with the high-strength concretes can facilitate load redistributions between parallel compression struts.

Based on the previous interpretation, the greater strength reduction at large transverse strains is only an indirect result of the transverse tension. As long as the final crack pattern has already been achieved, the yield strain of the reinforcement does not play a major role in regard to the concrete strength reduction. This was confirmed in experimental investigations of the compressive-tensile strength of Ultra-High-Performance Concrete with $f_{ck} \approx 120 \text{ N/mm}^2$ [F3]. In spite of the use of high-strength reinforcing bars (yield point $> 6 \text{ ‰}$), these tests, similar to the present test series, showed a characteristic drop of the normalised compressive strength already for medium large elastic transverse strains of about 1.5 to 2 ‰, before it stabilised at larger strains on a level of $\alpha_{c,lim} \approx 0,5$.

dem auch im Rahmen dieser Versuchsreihe beobachteten charakteristischen Abfall der bezogenen Druckfestigkeit, welche sich dann für größere Dehnungen auf dem erreichten Niveau ($\alpha_{c,lim} \approx 0,5$) stabilisierte.

Auf die Druckfestigkeit des Betons wirken sich demnach geringe Rissabstände (sehr viel ausfallende Querschnittsfläche an den unregelmäßig berandeten Riss-uffern) und große Bauteilhöhen in Druckrichtung (große Schlankheit der verbleibenden „Säulen“ zwischen den Rissen sowie hohe Wahrscheinlichkeit, dass Rissrichtung von Druckrichtung abweicht bzw. mehrfach verspringt) sowie die mit steigender Betonfestigkeitsklasse zunehmende Sprödigkeit ungünstig aus. Die Gleichung (8-3) trägt Letzterem Rechnung. Eine Faserzugabe erweist sich dagegen für die Rissbreiten und damit hinsichtlich des Effekts der Rissverzahnung als vorteilhaft.

Der Grenzwert $\alpha_{c,lim} = 0,7$ für faserbewehrten Stahlbeton ergab sich in der Serie 3 für den eingesetzten Fasertyp Dramix® 80/40 BP bei einem Fasergehalt von 0,5 Vol.-%. Dieses Ergebnis ist, wie die eigenen Versuche der Serie 1 gezeigt haben, nicht ohne weiteres auf andere Fasertypen/-gehalte übertragbar. Jedoch sollte die Anwendung auf Faserbetone, die mindestens der gleichen Leistungsklasse im Sinne des Entwurfs der Richtlinie Stahlfaserbeton [D1] entsprechen, möglich sein.

Der Grenzwert $\alpha_{c,lim} = 0,7$ konnte auch in Versuchen zur Druck-Querzug-Festigkeit von bewehrtem ultrahochfesten Faserbeton ($f_{ck} \approx 160\text{N/mm}^2$, Fasergehalt 1,0 Vol.-%) bestätigt werden [F3]. Wegen des gegenüber Stahlbeton duktileren Nachbruchverhaltens scheint die Betonfestigkeitsklasse (Matrixsprödigkeit) bei Faserbeton offensichtlich nur von untergeordneter Bedeutung zu sein.

In Abschnitt 7.1 wurde die Aussagekraft der eigenen Versuche bewertet. Es konnte gezeigt werden, dass sich in den Serien 2 bis 4 trotz der aufgetretenen Entmischungsproblematik die Verläufe der Druckfestigkeitsminderung infolge aufgebrachter Zugdehnung affin zueinander verhalten. Es ergeben sich jedoch besonders für die faserfreien Stahlbetonscheiben bei großen Querdehnungen nicht die gleichen Relationen, wenn die auf die jeweiligen Zylinderfestigkeiten bezogenen Druckfestigkeiten der quervorgedehnten Scheiben auf den entsprechenden Verhältniswert der Scheibe ohne Quervordehnung bezogen werden (Bilder 7-3 und 7-4). Für den Vergleich der eigenen Versuche mit dem vorgeschlagenen Modell nach den Gleichungen (8-1) bis (8-4) erscheint es daher zweckmäßig, in die weiteren Betrachtungen nur die Versuche aus den Bildern 7-3 und 7-4 einzubeziehen, die nicht durch Entmischen des Betons beeinflusst wurden. Dies sind im Falle der faserfreien Prüfkörper die Scheiben der Serie 4 und im

Thus, the concrete compressive strength is adversely affected by small crack spacing (considerable loss of cross-sectional area at the irregular boundaries of crack faces), large member dimension in compression direction (high slenderness of the compression struts between the cracks as well as high probability that crack directions deviate from the compression direction or that cracks branch out), and brittleness, which increases with concrete strength. Eq. (8-3) takes this last point into account. On the other hand, the addition of fibres has a positive effect on crack widths and therefore aggregate interlock.

The limiting value of $\alpha_{c,lim} = 0.7$ for reinforced concrete with steel fibres was obtained with 0.5 vol.-% of the Dramix®-fibres 80/40 BP used in Series 3. As the tests in Series 1 showed, this result is not necessarily transferable to other fibre types or volumes. However, it ought to be possible to apply it for other fibre-reinforced concretes belonging to the same performance category as defined in the draft of the German Guideline for Fibre-Reinforced Concrete [D1].

The limiting value of $\alpha_{c,lim} = 0.7$ was also confirmed in tests of the compressive-transverse tensile strength of reinforced Ultra-High-Performance Fibre Concrete with $f_{ck} \approx 160\text{N/mm}^2$ and fibre content 1.0 vol.-% [F3]. Because the post-failure behaviour of fibre-reinforced concrete is more ductile than that of reinforced concrete, its strength category (matrix brittleness) appears to be less important.

The significance of the own tests was evaluated in Chapter 7.1. It was shown, that in spite of the segregation problems of Series 2 to 4 the general trends of the strength reductions due to transverse tension are similar. But particularly for reinforced concrete panels without fibres, these relationships are different at large transverse strains, if the panels are pre-strained and their compressive strengths, normalised with the respective cylinder strengths, are compared with the corresponding ratios for panels that are not pre-strained (Figs. 7-3 and 7-4). To compare the own test results with the proposed model of Eqs. (8-1) to (8-4), it appears appropriate to use only those test data of Figs. 7-3 and 7-4 that were not affected by concrete segregation. Among the panels without fibres, these are those of Series 4 and for panels with fibres, those of Series 3. To the latter ones, the Panel F025VK2 of Series 4 may be added. The results for those specimens are summarised in Figs. 8-2 and 8-3.

For cracked reinforced concrete without fibres, that was investigated in Series 4, Eq. (8-3) yields with $f_{ck} \approx 35\text{N/mm}^2$ the limit value $\alpha_{c,lim} = 0.55$. This value of $\alpha_{c,lim}$ is reached for a transverse strain of about 5 ‰ and may be assumed to be approximately

Fälle der faserverstärkten Prüfkörper die Scheiben der Serie 3. Letztere können um die Scheibe F025VK2 der Serie 4 ergänzt werden. Die Ergebnisse dieser Versuchskörper sind in den Bildern 8-2 und 8-3 dargestellt.

Für den in der Serie 4 untersuchten gerissenen faserverfreien Stahlbeton erhält man nach Gleichung (8-3) mit $f_{ck} \approx 35 \text{ N/mm}^2$ den Grenzwert $\alpha_{c,lim} = 0,55$. Dieser wird bei einer Querdehnung von ca. 5 ‰ erreicht und darf für größere Querdehnungen als näherungsweise konstant angenommen werden. Mit $\alpha_{c,0} = 5/6$ und $\alpha_{c,det} = 0,9$ ergibt sich nach Gleichung (8-2) für Quersugdehnungen kleiner 2,08 ‰ der Beiwert $\alpha_c = 0,75$, wie er z. B. auch von ROOS [R1] vorgeschlagen und in DIN 1045-1 [D4] verwendet wird. In Bild 8-2 ist der funktionelle Zusammenhang nach Gleichung (8-2) den ausgewählten Versuchsergebnissen gegenübergestellt.

constant for large transverse strains. With $\alpha_{c,0} = 5/6$, $\alpha_{c,det} = 0.9$, and transverse tensile strains less than 2.08 ‰, Eq. (8-2) provides the factor $\alpha_c = 0.75$, as it is proposed also e. g. by ROOS [R1] and also used in DIN 1045-1 [D4]. Fig. 8-2 compares the functional relationship of Eq. (8-2) with selected test results.

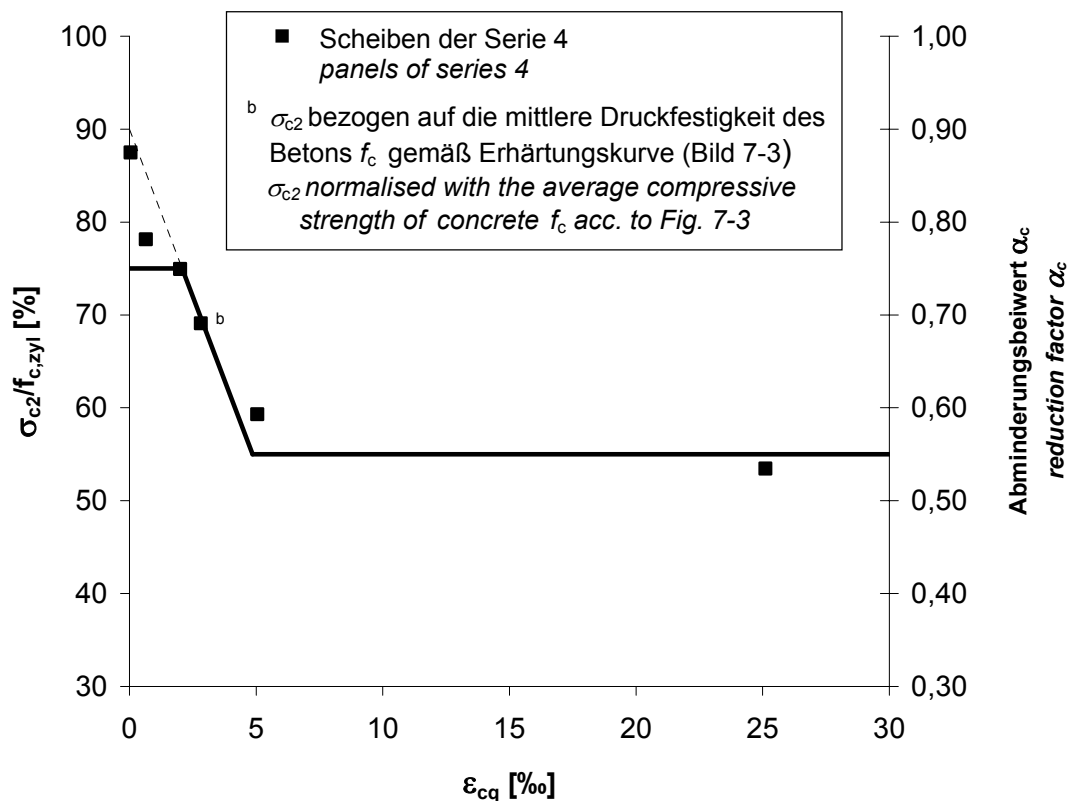


Bild 8-2. Vorschlag für die Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons in Abhängigkeit der Zugdehnung in Querrichtung und unter Berücksichtigung der Störrwirkung der Bewehrung

Fig. 8-2. Proposal to estimate the compressive strength reduction of cracked reinforced concrete as a function of the transverse tensile strain and considering the detrimental effect of the reinforcement

Für den gerissenen, mit Dramix®-Fasern 80/40-BP verstärkten Stahlbeton (Fasergehalt 0,5 Vol.-%) ist, wie bereits zu Beginn dieses Abschnitts erläutert wurde, für Quersugbeanspruchungen, die kleiner als die Risskraft des Betonquerschnitts sind, keine Abminderung der Druckfestigkeit vorgesehen ($\alpha_{c,0} = 1,0$ und $\alpha_{c,det} = 1,0$).

As was already explained at the beginning of this chapter, for cracked reinforced concrete with steel fibres (Dramix® 80/40-BP, fibre content 0.5 vol.-%), it is not necessary to consider a compressive strength reduction for transverse tensile strains less than cracking strain ($\alpha_{c,0} = 1.0$ and $\alpha_{c,det} = 1.0$). The limiting value

Der Grenzwert $\alpha_{c,lim} = 0,7$ wird nach Gleichung (8-2) bei einer Querdehnung von 3,75 ‰ erreicht. Der sich ergebende bilineare Verlauf der Funktion nach Gleichung (8-2) und die ausgewählten Versuchsergebnisse der faserbewehrten Stahlbetonscheiben sind in Bild 8-3 einander gegenübergestellt.

Sowohl für die Versuchsergebnisse der faserfreien als auch für die der faserverstärkten Stahlbetonscheiben ergibt sich eine gute Übereinstimmung mit dem vorgeschlagenen Modell.

$\alpha_{c,lim} = 0.7$ is obtained from Eq. (8-2) for a transverse strain of 3.75 ‰. The bilinear function of Eq. (8-2) is shown in Fig. 8-3 together with selected test results of reinforced panels with steel fibres.

Good agreement is obtained between the proposed model and test results for reinforced concrete panels with and without fibres.

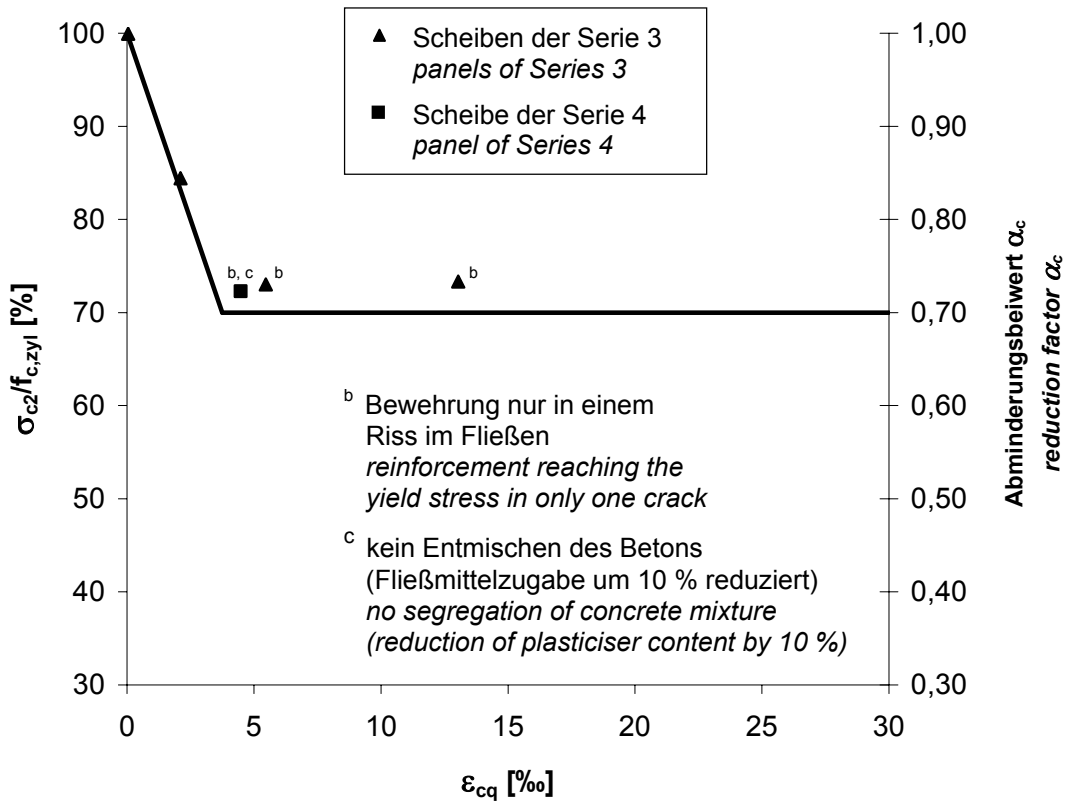


Bild 8-3. Vorschlag für die Abminderung der Druckfestigkeit des faserbewehrten gerissenen Stahlbetons in Abhängigkeit der Zugdehnung in Querrichtung

Fig. 8-3. Proposal to estimate the compressive strength reduction of cracked reinforced concrete with steel fibres as a function of the transverse tensile strain

8.2 Vergleich mit den Bemessungsansätzen der DIN 1045-1, des Eurocode 2, CEB-FIP Model Code 1990 und ACI Standard 318-05

Für den folgenden Vergleich werden normenübergreifend einheitliche und damit von den einzelnen Regelwerken zum Teil abweichende Bezeichnungen verwendet.

Nach DIN 1045-1 [D4] ist der Bemessungswert der Druckstrebenfestigkeit wie folgt zu begrenzen:

- a) für ungerissene Betondruckzonen

$$\sigma_{Rd2,max} = \sigma_{Rd1,max} = 1,0 \cdot f_{cd} \quad (8-5a)$$

- b) für Druckstreben parallel zu Rissen

$$\sigma_{Rd2,max} = 0,75 \cdot f_{cd} \quad (8-5b)$$

$$\text{mit } f_{cd} = \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (8-6)$$

Der Beiwert α berücksichtigt Langzeitauswirkungen auf die Druckfestigkeit und die Umrechnung von der Zylinderdruckfestigkeit auf die einaxiale Druckfestigkeit des Betons. Für Normalbeton ist $\alpha = 0,85$ anzunehmen. Hinsichtlich der Festigkeitsklasse des Betons wird bei der Abminderung nicht unterschieden. Der Bemessungswiderstand nach Gleichung (8-5b) wird auch bei der Bemessung der Betondruckstreben im Zusammenhang mit dem Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung angewendet. Er soll die Abminderung der Druckstrebentragfähigkeit durch Querkraft und Rissbildung sowie durch die Störwirkung der Bewehrungsstäbe abdecken.

In Heft 525 des DAfStb [E2] werden für Fälle, in denen die Druckstreben nicht parallel zu den Rissen verlaufen, weitere Bemessungsempfehlungen gegeben. Danach sollte der Bemessungswert der Festigkeit von Druckstreben, die Risse kreuzen, mit $\sigma_{Rd2,max} = 0,6 \cdot f_{cd}$ angesetzt werden. Bei Bauteilen mit sehr starker Rissbildung, wie z. B. Zuggurte von Hohlkastenträgern, sollte nur ein Wert $\sigma_{Rd2,max} = 0,7 \cdot 0,75 \cdot f_{cd} = 0,525 \cdot f_{cd}$ ausgenutzt werden. Dieser Ansatz liegt im Allgemeinen auch dem Nachweis der Druckstrebenfestigkeit bei kombinierter Beanspruchung aus Querkraft und Torsion nach DIN 1045-1 [D4] zugrunde.

Im Eurocode 2 (1991) [E3] wird beim Querkraftnachweis für die Bemessung der Druckstreben der Bemessungswert f_{cd} mit einem von der Betonfestigkeitsklasse abhängigen Beiwert ν nach den Gleichungen (8-7) und (8-8) abgemindert.

8.2 Comparison with the Design Approaches of DIN 1045-1, Eurocode 2, CEB-FIP Model Code 1990 and ACI Standard 318-05

The following comparison uses uniform notations that partly differ from the terms in the individual standards.

According to DIN 1045-1 [D4], the design strength of compression struts must be limited as follows:

- a) for uncracked concrete compression zones

$$\sigma_{Rd2,max} = \sigma_{Rd1,max} = 1,0 \cdot f_{cd} \quad (8-5a)$$

- b) for compression struts parallel to cracks

$$\sigma_{Rd2,max} = 0,75 \cdot f_{cd} \quad (8-5b)$$

$$\text{with } f_{cd} = \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (8-6)$$

The coefficient α takes account of long term effects on the compressive strength and of the conversion from the cylinder compressive strength to the uniaxial compressive strength of concrete. For standard concrete $\alpha = 0,85$ is recommended. The reduction does not depend on the strength class of concrete. The design value, according to Eq. (8-5b), is also used for the design of the concrete compression struts, when checking the shear capacity of structural elements with shear reinforcement. It is meant to cover the decrease of the compression strut bearing capacity, due to transverse tensile strain and cracking, as well as the detrimental effect of the reinforcing bars.

For those cases, in which the compression struts do not run parallel to the cracks, Book 525 of DAfStb [E2] gives additional design recommendations. According to these, the design strength of compression struts which cross cracks should be taken as $\sigma_{Rd2,max} = 0,6 \cdot f_{cd}$. For structural elements with significant cracking, such as the tension faces of box girders, a single value of $\sigma_{Rd2,max} = 0,7 \cdot 0,75 \cdot f_{cd} = 0,525 \cdot f_{cd}$ should be used. This approach is in general similar to the requirement for determining the strength of compression struts under combined shear and torsion according to DIN 1045-1 [D4].

When designing compression struts within the design provisions for shear force according to Eurocode 2 (1991) [E3], the design value f_{cd} is reduced by coefficient ν , which is a function of the strength class of concrete, according to Eqs. (8-7) and (8-8).

$$\sigma_{Rd2,max} = \nu \cdot f_{cd} \quad (8-7) \quad \sigma_{Rd2,max} = \nu \cdot f_{cd} \quad (8-7)$$

$$\text{mit } \nu = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \quad (8-8) \quad \text{with } \nu = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0.5 \quad (8-8)$$

Für den Bemessungswiderstand der einaxialen Betondruckfestigkeit gilt nach Eurocode 2 (1991) [E3]:

The design value of the uniaxial concrete compressive strength is according to Eurocode 2 (1991) [E3]:

$$\sigma_{Rd1,max} = \alpha \cdot f_{cd} \quad (8-9) \quad \sigma_{Rd1,max} = \alpha \cdot f_{cd} \quad (8-9)$$

In den Gleichungen (8-7) und (8-9) ist jeweils

In Eqs. (8-7) and (8-9) is in each case

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (8-10) \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (8-10)$$

Der Beiwert α in Gleichung (8-9) ist wie in DIN 1045-1 definiert und für Normalbeton zu 0,85 anzunehmen.

The coefficient α in Eq. (8-9) is defined as in DIN 1045-1 and recommended to be 0.85 for standard concrete.

Bei einem Vergleich der Bemessungswiderstände $\sigma_{Rd2,max}$ nach DIN 1045-1 und Eurocode 2 (1991) ist die unterschiedliche Formulierung des Bemessungswerts der Betondruckfestigkeit f_{cd} nach den Gleichungen (8-6) und (8-10) zu beachten. So sind im Beiwert ν nach Gleichung (8-8) die Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit und der Einfluss der Probekörpergeometrie (Maßstabeffekt) bereits berücksichtigt, die in DIN 1045-1 durch den Faktor α in Gleichung (8-6) gesondert abgedeckt werden.

When comparing the design values $\sigma_{Rd2,max}$ according to DIN 1045-1 and Eurocode 2 (1991), attention must be paid to the fact that the design value of the concrete compressive strength f_{cd} is formulated differently in Eqs. (8-6) and (8-10). Thus, the coefficient ν according to Eq. (8-8) already considers the long term effect and the influence of specimen size (scale effect) which in DIN 1045-1 are covered separately by coefficient α in Eq. (8-6).

Der CEB-FIP Model Code 1990 [C1] schlägt vor, die Abminderung der Betondruckfestigkeit infolge Querzug und Rissbildung durch Ansatz des Bemessungswiderstands $\sigma_{Rd2,max}$ nach Gleichung (8-11) zu berücksichtigen:

The CEB-FIP Model Code 1990 [C1] proposes to reduce the concrete compressive strength due to transverse tension and cracking using the design value $\sigma_{Rd2,max}$ according to Eq. (8-11):

$$\sigma_{Rd2,max} = \hat{\nu} \cdot f_{cd} \quad (8-11) \quad \sigma_{Rd2,max} = \hat{\nu} \cdot f_{cd} \quad (8-11)$$

$$\text{mit } \hat{\nu} = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (8-12)$$

$$\text{with } \hat{\nu} = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (8-12)$$

and f_{cd} acc. to Eq. (8-10).

und f_{cd} nach Gleichung (8-10).

This formulation is used similarly for shear design and is also valid for cases in which the compression struts do not run parallel to the cracks.

Diese Formulierung wird in gleicher Weise bei der Querkraftbemessung angewendet und gilt auch für Fälle, in denen die Druckstreben nicht parallel zu den Rissen verlaufen.

Just as in Eurocode 2 (1991) [E3], Eq. (8-9) is valid for the design value of the uniaxial concrete compressive strength $\sigma_{Rd1,max}$. Hence, in Eq. (8-11) the long term effect and the scale effect are already covered by the coefficient $\hat{\nu}$.

Für den Bemessungswiderstand der einaxialen Betondruckfestigkeit $\sigma_{Rd1,max}$ gilt die Gleichung (8-9) wie im Eurocode 2 (1991) [E3]. Somit ist auch in Gleichung (8-11) die Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit und der Einfluss der Probekörpergeometrie im Vorfaktor $\hat{\nu}$ bereits enthalten.

In Eurocode 2 (2004) [E4] the formula of CEB-FIP Model-Code 1990 according to Eqs. (8-11) and (8-12) is accepted for the design strength $\sigma_{Rd2,max}$ of concrete compression struts with simultaneous transverse tension. However, unlike in the CEB-FIP Model-Code 1990, long term effects on the concrete compressive strength and unfavourable effects, resulting from the way the

Im Eurocode 2 (2004) [E4] wird für den Bemessungswiderstand der Betondruckstrebenfestigkeit $\sigma_{Rd2,max}$ bei gleichzeitig wirkendem Querzug die Formulierung

des CEB-FIB Model-Code 1990 nach den Gleichungen (8-11) und (8-12) prinzipiell übernommen. Der Einfluss einer Langzeitwirkung auf die Druckfestigkeit des Betons und ungünstige Einflüsse aus der Lasteinleitung werden jedoch abweichend vom CEB-FIB Model-Code 1990 durch einen im Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} enthaltenen Beiwert α_{cc} in Anlehnung an DIN 1045-1 [D4] gesondert berücksichtigt.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (8-13)$$

Der Beiwert α_{cc} soll nach Eurocode 2 (2004) zwischen 0,8 und 1,0 angenommen werden. Der Bemessungswert f_{cd} nach Gleichung (8-13) entspricht zugleich dem Bemessungswiderstand der einaxialen Betondruckfestigkeit $\sigma_{Rd1,max}$.

Die abweichende Definition des Bemessungswerts f_{cd} in CEB-FIP Model-Code 1990 und Eurocode 2 (2004) führt trotz übereinstimmender Formulierung des Bemessungswiderstands $\sigma_{Rd2,max}$ zu unterschiedlich großen Abminderungen der Betondruckfestigkeit infolge gleichzeitig wirkender Querkzugbeanspruchung.

Nach ACI Standard 318-05 [A1], Anhang A, ergibt sich die wirksame Druckstrebenfestigkeit f_{ce} in einem Stabwerkmodell zu

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f'_c \quad (8-14)$$

In Gleichung (8-14) ist f'_c die wirksame einaxiale Betondruckfestigkeit. Der Faktor 0,85 berücksichtigt den Einfluss langandauernder Belastung. Für den Faktor β_s gilt:

a) für Druckstreben mit konstantem Querschnitt

$$\beta_s = 1,0 \quad (8-15)$$

b) im Einleitungsbereich konzentrierter Kräfte, deren Mittelbereich dicker als die Endbereiche ist (flaschenförmiges Druckfeld), mit ausreichender Querbewehrung

$$\beta_s = 0,75 \quad (8-16)$$

ohne ausreichende Querbewehrung

$$\beta_s = 0,60 \quad (8-17)$$

c) für Druckstreben in Zuggliedern und Zuggurten, die meist von Rissen gekreuzt werden

$$\beta_s = 0,40 \quad (8-18)$$

d) in allen anderen Fällen

$$\beta_s = 0,60 \quad (8-19)$$

load is applied, are covered separately by a coefficient α_{cc} , which is contained in the design value of the concrete compressive strength f_{cd} , following DIN 1045-1 [D4].

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (8-13)$$

The coefficient α_{cc} shall be chosen between 0.8 and 1.0 according to Eurocode 2 (2004). The design value f_{cd} according to Eq. (8-13) corresponds to the design value of the uniaxial concrete compressive strength $\sigma_{Rd1,max}$.

The different definitions of the design value f_{cd} in CEB-FIP Model-Code 1990 and Eurocode 2 (2004) call for different reductions of the concrete compressive strength, due to coexisting transverse tension, in spite of similar formulations of the design value $\sigma_{Rd2,max}$.

According to ACI Standard 318-05 [A1], Appendix A, the effective compressive strength of the concrete in a strut f_{ce} shall be taken as

$$f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_s \cdot f'_c \quad (8-14)$$

where f'_c is the specified compressive strength of concrete. The factor 0.85 considers the influence of long-term effects. The factor β_s is specified as follows:

a) for a strut of uniform cross-sectional area over its length

$$\beta_s = 1.0 \quad (8-15)$$

b) for bottle-shaped struts located such that the width of the midsection of the strut is larger than the width at the nodes, with adequate transverse reinforcement,

$$\beta_s = 0.75 \quad (8-16)$$

without adequate transverse reinforcement

$$\beta_s = 0.60 \quad (8-17)$$

c) for struts in tension members, or the tension flanges of members,

$$\beta_s = 0.40 \quad (8-18)$$

d) for all other cases

$$\beta_s = 0.60 \quad (8-19)$$

Die Abminderung der einaxialen Druckfestigkeit durch Querkzugbeanspruchung und Rissbildung ist nach dem Ansatz der DIN 1045-1 am geringsten. Besonders für die höheren Betonfestigkeiten ergeben sich deutliche Unterschiede zwischen der DIN 1045-1 und den anderen Regelwerken. Nach dem ACI Standard 318-05 [A1], Abschnitt 19.2.11 (basierend auf COLLINS/VECCHIO [V3]), ergibt sich unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse für den hier vorrangig betrachteten Fall der Druck-Querkzugbeanspruchung mit parallel zu den Rissen verlaufenden Druckstreben hingegen die größte Abminderung.

Die Ansätze des Eurocode 2 [E3, E4] und des CEB-FIP Model Code 1990 [C1] sind ähnlich dem eigenen Vorschlag formuliert und liefern besonders für die mittleren Festigkeitsklassen Ergebnisse in vergleichbarer Größenordnung.

Nach DIN 1045-1 [D4] wird die in den Versuchen beobachtete Abminderung der Druckfestigkeit infolge Querkzugbeanspruchung und Rissbildung bei hohen Dehnungen deutlich unterschätzt.

8.3 Vergleich mit den Untersuchungen anderer Wissenschaftler

Die zum Teil sehr unterschiedlichen Versuchsdurchführungen und Bewehrungskonfigurationen der bisher zur Festigkeit des zweiachial beanspruchten, gerissenen Stahlbetons durchgeführten Untersuchungen erschweren einen direkten Vergleich der in den einzelnen Versuchsreihen erhaltenen Ergebnisse. Die folgenden Betrachtungen beschränken sich daher auf Versuche mit sequentieller oder proportionaler Druck-Zug-Belastung, bei denen die Risse der Scheiben, wie bei den eigenen Versuchen, planmäßig parallel zur Druckrichtung verlaufen.

Für den Vergleich wurden die richtungweisenden Versuche aus den achtziger Jahren von SCHLAICH/SCHÄFER [S3], EIBL/NEUROTH [E5] und KOLLEGGER/MEHLHORN [K3] sowie die Arbeiten von BHADE/COLLINS [B7] und BELARBI/HSU [B2] ausgewählt. Weiterhin wurden die Untersuchungen von SCHIEßL [S9] aus dem Jahre 2005 berücksichtigt.

Die Durchführung und die Ergebnisse dieser Versuchsreihen werden in den folgenden Abschnitten vorgestellt und erläutert. Zum Teil wurden sie bereits in [R1] und in [K3] ausführlich diskutiert. Um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten, war eine Aufbereitung der Versuchsdaten in der Form der eigenen Versuchsauswertungen notwendig. Die Daten wurden hierzu aus dem vorliegenden Datenmaterial selbst ermittelt oder dem Bericht von ROOS [R1] entnommen. Die erhaltenen bezogenen

The reduction of the uniaxial compressive strength due to transverse tension and crack formation according to DIN 1045-1 is the smallest. Especially for higher strength categories, there are large differences between DIN 1045-1 and the other code specifications. In contrast to this, the reduction according to ACI Standard 318-05 [A1], Chapter 19.2.11 (based on COLLINS and VECCHIO [V3]), independent of strength concrete classes, is the highest in the case of compression-transverse tension loading with compression struts parallel to cracks, which is of primary interest in the present report.

The formulations of Eurocode 2 [E3, E4] and of CEB-FIP Model Code 1990 [C1] are similar to the own proposal and yield comparable results for medium strength concrete classes.

DIN 1045-1 [D4] clearly underestimates the compressive strength reduction due to transverse tension and cracking at high strains, as observed in the own tests.

8.3 Comparison with Studies of Other Authors

Because the types of experiments and reinforcing patterns of previous studies of the strength of biaxially loaded cracked reinforced concrete panels vary widely, a direct comparison of the individual test data is very difficult. Therefore, the following observations are limited to those tests that involve sequential or proportional compression-tension loadings, where the cracks occur regularly parallel to the direction of the compressive stress, as they did in the own tests.

For comparison, the trend-setting results of the 1980s by SCHLAICH and SCHÄFER [S3], EIBL and NEUROTH [E5], and KOLLEGGER and MEHLHORN [K3], as well as the works by BHADE and COLLINS [B7], and BELARBI and HSU [B2] were selected. Also considered were the investigations by SCHIEßL [S9] of 2005.

The execution and results of these test series will be presented and explained in the following paragraphs. Some of them were already discussed in detail in [R1] and [K3]. To facilitate a comparison, it was necessary to transform the results in the configuration used for the own data. The information was retrieved either directly from the source references or the report by ROOS [R1]. The resulting normalised compressive strengths are presented in Tables 8-2 to 8-7 and compared in graphical form as functions of the applied tensile strain ε_1 or the transverse strain at peak load $\varepsilon_{1,\max}$ together with the own proposal to predict the compressive strength reduction of cracked reinforced concrete.

Druckfestigkeiten werden in den folgenden Abschnitten in den Tabellen 8-2 bis 8-7 angegeben und in Diagrammen in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 bzw. der Querdehnung unter Höchstlast $\varepsilon_{1,max}$ dem eigenen Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons gegenübergestellt.

8.3.1 Versuche von SCHLAICH/SCHÄFER [S3]

SCHLAICH/SCHÄFER führten Versuche an zwei Beton- sowie an acht Stahlbetonscheiben durch (insgesamt 10 Probekörper), die in [S3] dokumentiert sind. Die Stahlbetonscheiben besaßen ein einlagiges orthogonales Bewehrungsnetz, welches entweder in Zug-/Druckrichtung orientiert oder um 45° dazu geneigt war (jeweils vier Scheiben). Auch der Bewehrungsgehalt wurde variiert ($\rho_s = 0,79 ‰$ und $\rho_s = 1,57 ‰$). Insgesamt ergaben sich so vier unterschiedliche Bewehrungskonfigurationen. Die Versuchskörper waren 400 mm hoch (Zugrichtung), 1300 mm lang (Druckrichtung) und 100 mm dick. Der Messbereich war auf einen Bereich von 400 mm x 400 mm in der Mitte der Scheiben begrenzt (Bild 8-4).

8.3.1 Tests by SCHLAICH and SCHÄFER [S3]

SCHLAICH and SCHÄFER performed tests on two unreinforced and eight reinforced concrete panels (a total of 10 specimens), which are documented in [S3]. The reinforced concrete panels contained a single layer of orthogonal reinforcement, which was oriented either along the compression/tension directions or at 45° inclination (four panels each). The reinforcing ratio was also varied ($\rho_s = 0.79 ‰$ and $\rho_s = 1.57 ‰$). Altogether, this resulted in four different reinforcement configurations. The test specimens were 400 mm high (tension direction), 1300 mm long (compression direction) and 100 mm thick. The instrumented region was defined by an area of 400 x 400 mm in the centre of the panels (Fig. 8-4).

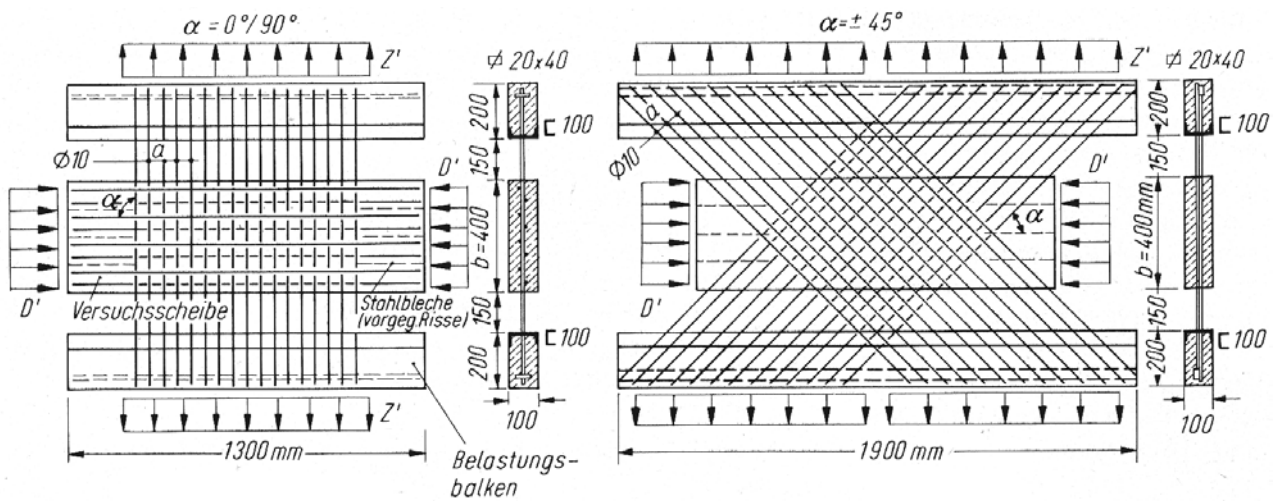


Bild 8-4. Versuchskörper von SCHLAICH/SCHÄFER mit Bewehrung in Zug- und Druckrichtung (links) bzw. um 45° geneigt (rechts), entnommen aus [S3]

Fig. 8-4. Specimen of SCHLAICH and SCHÄFER, with reinforcement in tension- and compression-direction or rotated by 45°, from [S3]

Die unbewehrten Scheiben sowie vier der Stahlbetonscheiben (eine Scheibe je Bewehrungskonfiguration) wurden einaxial geprüft. Die übrigen vier Scheiben wurden zuerst bis zum Erreichen des Gebrauchslastniveaus der Bewehrung (286 N/mm²) mit einer proportionalen Zunahme der Zug- und Druckkräfte kraftgesteuert belastet. Nach Erreichen dieses Lastniveaus wurden bei konstant gehaltener Druckkraft zehn Last-

The unreinforced panels as well as four of the reinforced ones (with one each of the four reinforcement configurations) were tested uniaxially. The other four panels were loaded first proportionally under load control with increasing tension and compression up to the service load level of the reinforcement (286 N/mm²). After reaching this service load level, the compressive load was kept constant and ten tensile load cycles were

wechsel der Zugkraft durchgeführt. Dabei wurde etwa bis auf die halbe Gebrauchslast entlastet. Danach erfolgte bis zum Erreichen der rechnerischen Streckgrenze der Bewehrung (500 N/mm^2) wiederum eine kraftgesteuerte Belastung mit einer proportionalen Zunahme der Zug- und Druckkräfte. Anschließend wurde die Zugkraft konstant gehalten und nur noch die Druckbelastung weggesteuert mit einer Zunahme von $0,5 \text{ ‰/min}$ bis zum Versagen gesteigert. Die Rissabstände wurden durch die Anordnung von Blechen in den nicht querzugbelasteten Scheibenendbereichen vorgegeben. Dort trat bei allen zweiachsig geprüften Versuchskörpern auch das Druckversagen auf.

Die Ergebnisse der Versuchsreihe sind in Tabelle 8-2 angegeben und in Bild 8-5 dem eigenen Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons gegenübergestellt. Da Angaben zur Größe der aufgetragenen Zugdehnung fehlen, wurde für die Darstellung in Bild 8-5 die Abminderung der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit der Querdehnung unter Höchstlast $\varepsilon_{1,\max}$ aufgetragen (ausgenommen einaxial geprüfte Scheiben). Die einaxiale Druckfestigkeit des Betons betrug im Mittel $f_{cm} \approx 22,5 \text{ N/mm}^2$.

applied by reducing the tension to about half of the service load level. Thereafter, a proportional loading under load control was carried out, with increasing tension and compression up to the nominal yield point of the reinforcement (500 N/mm^2). Afterwards, the tensile load was kept constant and the compressive load was increased at 0.5 ‰/min under displacement control until failure. The crack spacings were predetermined by inserting thin steel plates in the panel end zones that were not loaded in transverse tension. Compression failure occurred in all biaxially tested specimens in these regions.

The results of this test series are given in Table 8-2 and compared in Fig. 8-5 with the own proposal to determine the strength reduction of cracked reinforced concrete. Since the amounts of applied tensile strains were not given, the results in Fig. 8-5 give the concrete compressive strength reduction as a function of the transverse strain at peak load $\varepsilon_{1,\max}$ (with the exception of uniaxially tested panels). The uniaxial compressive strength of the tested concrete was on average $f_{cm} \approx 22.5 \text{ N/mm}^2$.

Tabelle 8-2. Versuchsergebnisse von SCHLAICH/SCHÄFER [S3]

Table 8-2. Test results of SCHLAICH and SCHÄFER [S3]

Scheibe Nr. nach [S3] panel no. acc. to [S3]	Bewehrungsrichtung Reinforcing direction	Stababstand bar spacing	Bewehrungs- gehalt reinforcement ratio	Belastungspfad load path	aufgebrachte Zugdehnung applied tensile strain	Querdehnung unter Höchstlast transverse strain at maximum loading	Abminderung der Scheiben- festigkeit reduction of panel strength	Abminderung der Druck- festigkeit reduction of compressive strength	Zylinder- druckfestigkeit cylinder compressive strength
		a [cm]	ρ_s [%]		ε_1 [‰]	$\varepsilon_{1,\max}$ [‰]	$\sigma_2/f_{c,zyl}$ [%]	$\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ [%]	$f_{c,zyl}$ [N/mm ²]
unbewehrte Scheiben – plain concrete panels									
9	-	-		d	0	0,40	99	99	21,7
10	-	-		d	0	0,68	99	99	23,6
Stahlbetonscheiben – reinforced concrete panels									
7	0°/90°	10	0,79	d	0	0,42	118	105	21,7
5	0°/90°	10	0,79	p-s	k.A.	3,0	107	97	21,7
8	±45°	10	0,79	d	0	0,61	96	k.A.	21,7
6	±45°	10	0,79	p-s	k.A.	5,7	97	k.A.	21,7
3	0°/90°	5	1,57	d	0	0,47	112	91	23,6
1	0°/90°	5	1,57	p-s	k.A.	2,6	103	74	23,6
4	±45°	5	1,57	d	0	1,0	89	k.A.	23,6
2	±45°	5	1,57	p-s	k.A.	6,0	76	k.A.	23,6

Erläuterungen:
 annotations

d nur einaxialer Druck
uniaxial compression only

p-s zunächst proportional Zug-Druck bis zur rechnerischen Fließgrenze der Bewehrung, dann konstante Zugkraft und Steigerung der Druckkraft bis zum Bruch
proportional tension-compression-load to nominal yield stress of reinforcement, followed by constant tension load and increase of compression load to failure

k.A. keine Angabe – *no data*

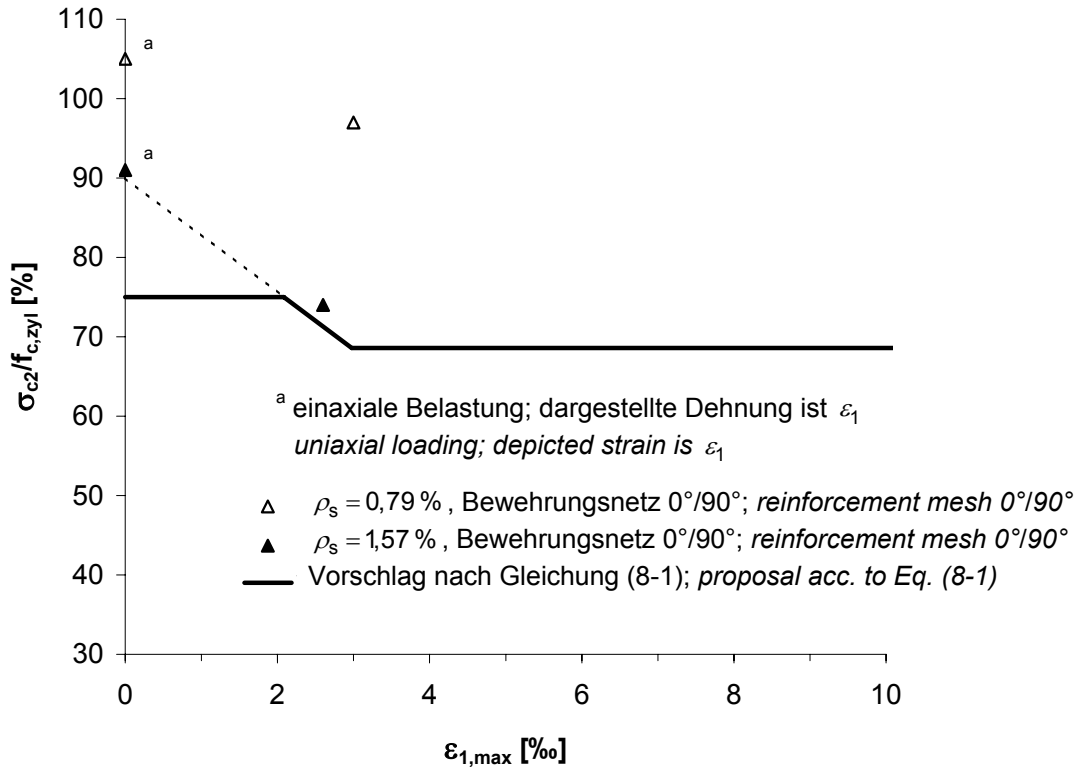


Bild 8-5. Versuchsergebnisse von SCHLAICH/SCHÄFER – Vergleich mit dem eigenen Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung

Fig. 8-5. Test results of SCHLAICH and SCHÄFER – comparison with the own proposal to determine the reduction of the compressive strength due to tensile strain

Für die unbewehrten, einaxial geprüften Scheiben wurde etwa die an Referenzkörpern ermittelte Prismendruckfestigkeit des Betons erhalten (Scheiben 9 und 10 in Tabelle 8-2), welche näherungsweise gleich der Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,zyl}$ angenommen werden kann. Ein Einfluss der unterschiedlichen Probekörpergeometrie (Maßstabeffekt) sowie anderer, auf den Versuchsaufbau zurückzuführender Störgrößen, kann damit weitgehend ausgeschlossen werden.

Bei den bewehrten Scheiben wurde von SCHLAICH/SCHÄFER, anders als bei der Auswertung der eigenen Versuche in Abschnitt 6, nicht zwischen der aus der maximalen Druckkraft ermittelten Scheibenfestigkeit σ_2 (Summe der Traganteile des Betons und der Bewehrung) und der Betondruckfestigkeit σ_{c2} nach Gleichung (6-2) unterschieden. Ausgehend von den Scheibenfestigkeiten σ_2 wurden für die einaxial geprüften Stahlbetonscheiben 3 und 7 sowie für die zwei axial geprüften Stahlbetonscheiben 1 und 5 (alle mit Bewehrung in Zug-/Druckrichtung) Werte $\sigma_2/f_{c,zyl} > 1$ erhalten. Unabhängig vom Bewehrungsgrad ergeben sich so für die gerissenen Scheiben Abminderungen der Tragfähigkeit infolge Querzug von nur etwa 9 %.

ROOS [R1] berechnete für die vier Scheiben mit Bewehrung in Zug-/Druckrichtung die Verhältniszerte

The strength of unreinforced uniaxially tested panels was approximately equal to that obtained for the reference concrete prisms (Panels 9 and 10 in Table 8-2). This could be assumed to be about equal to the cylinder strength $f_{c,zyl}$. Therefore, an effect due to different test specimen geometry (size effect) and any other potential sources of error due to the test setup can be largely ignored.

Unlike in the evaluation of the own test data in Chapter 6, SCHLAICH and SCHÄFER did not distinguish between the panel strength σ_2 from the maximum applied compressive load (the sum of concrete and reinforcing steel contributions) and the concrete compressive strength σ_{c2} according to Eq. (6-2). Using the panel strengths σ_2 , values of $\sigma_2/f_{c,zyl} > 1$ were obtained for the uniaxially loaded Panels 3 and 7 and the biaxially loaded Panels 1 and 5 (all with reinforcing bars parallel to the directions of tension and compression). The resulting strength reductions for cracked panels due to transverse tension were only 9 %, independent of the amount of reinforcement.

ROOS [R1] computed the ratios $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ for the four panels with reinforcement in the tension and compression directions. For this, he used Eq. (6-2) to determine the concrete compressive strength of the panels σ_{c2} .

$\sigma_{c2}/f_{c,zy}$. Die Betondruckfestigkeit der Scheiben σ_{c2} bestimmte er hierzu nach Gleichung (6-2). Wegen der unterschiedlichen Bewehrungsgehalte und der variierenden Druckstauchungen unter Höchstlast ergeben sich gegenüber der Auswertung von SCHLAICH/SCHÄFER deutliche Unterschiede (Tabelle 8-2). Die Betonspannung σ_{c2} der Scheiben mit einer unter $\pm 45^\circ$ zur Beanspruchungsrichtung geneigten Bewehrung lässt sich wegen der aus der Bewehrungsführung resultierenden gegenseitigen Beeinflussung der Beanspruchungen in Zug- und Druckrichtung anhand der Daten in [S3] nicht eindeutig bestimmen. Die Ergebnisse dieser Versuche bleiben daher bei den weiteren Betrachtung unberücksichtigt. Die Problematik der Auswertung der Versuchsdaten von Scheiben mit einem zu den Beanspruchungsrichtungen geneigtem orthogonalen Bewehrungsnetz wird in Abschnitt 8.3.3 im Zusammenhang mit den Versuchen von KOLLEGER/MEHLHORN [K3] noch weiter ausgeführt.

Wie Bild 8-5 zeigt, ergibt sich für die Versuchskörper mit hohem Bewehrungsgehalt ($\rho_s = 1,57 \text{ ‰}$) eine größere Abminderungen der Druckfestigkeit. Dies gilt bereits für die einaxial geprüften Referenzscheiben 3 und 4 (bezogene Druckfestigkeit rund 0,90), was, ähnlich wie bei den eigenen Versuchen, auf eine Störwirkung der Bewehrung hindeutet. Dagegen sind die bezogenen Betondruckfestigkeiten der Scheiben mit niedrigem Bewehrungsgehalt ($\rho_s = 0,79 \text{ ‰}$) vergleichsweise hoch.

Wegen des geringen Umfangs des Versuchsprogramms (ein einaxialer und ein zweiaxialer Versuch je Bewehrungskonfiguration) und der Tatsache, dass die gemessenen Abminderungen der Druckfestigkeiten durch den Querschnitt etwa in der gleichen Größenordnung wie die Streuungen der Materialkennwerte lagen [S3], können die Ergebnisse lediglich als Anhaltswerte für Betone mit niedriger Druckfestigkeit (etwa C 16/20) dienen. Sie besitzen jedoch keine hinreichende statistische Aussagekraft, insbesondere nicht für Festigkeiten heute gebräuchlicher Konstruktionsbetone.

ROOS [R1] stuft die Versuche von SCHLAICH/SCHÄFER als bedingt aussagekräftig ein, da die Versuchskörper in Zugrichtung nur 400 mm lang waren (Randstörungen durch Krafteinleitung, kleiner Bereich eines gleichmäßigen Spannungszustands) und Probleme bei der Versuchsdurchführung aufgetreten waren (ungewollte Interaktion zwischen Druck- und Zugbelastung, Versagen nicht im zweiaxial beanspruchten Bereich).

Trotz dieser auch in [S3] diskutierten Unzulänglichkeiten kommen SCHLAICH/SCHÄFER am Ende ihres Berichts zu folgendem Ergebnis: „Die Verfasser sind aber ungeachtet dessen der Überzeugung, daß die bisher bekannten Versuche zusammen mit den daran

Because of different reinforcement ratios and compressive strains at peak load, the results differ considerably from those resulting from SCHLAICH and SCHÄFER's evaluation of the same test data (Table 8-2). In panels with reinforcement inclined $\pm 45^\circ$ relative to the load directions, it is not possible to uniquely determine the concrete strength σ_{c2} using the data of [S3], due to the influence of the reinforcing bars on the loads in tension and compression direction. Therefore, these test results will not be considered in this report. The problems of evaluating test data for panels with orthogonal reinforcing bars, that are inclined relative to the principal load directions, will be discussed in conjunction with the tests of KOLLEGER and MEHLHORN [K3].

As Fig. 8-5 shows, specimens with high reinforcement content ($\rho_s = 1.57 \text{ ‰}$) experience greater strength reductions. This is true already for uniaxially loaded reference Panels 3 and 4 (relative compressive strength of about 0.9). This seems to indicate a detrimental effect of the reinforcement, similarly as in the own tests. The relative compressive strengths of panels with low reinforcement content ($\rho_s = 0.79 \text{ ‰}$) are comparably high.

Because of the limited number of tests (one uniaxial and one biaxial test for each reinforcement configuration) and since the recorded strength reductions caused by the transverse tension were of the same order of magnitude as the scatter of the material test data [S3], the results can only serve as estimates for concretes with low compressive strengths (about C 16/20). They are statistically insignificant, especially for concretes with today's typical strengths.

ROOS [R1] considers the tests of SCHLAICH and SCHÄFER to be of conditional conclusiveness, because the test specimens were only 400 mm long in the longitudinal direction (boundary disturbances in the regions of load application; small regions with uniform state of stress) and because problems were encountered during test execution (unintentional interaction between compression and tension loads, failure outside the biaxially loaded region).

In spite of these shortcomings, that were discussed also in [S3], towards the end of their report SCHLAICH and SCHÄFER arrive at the following conclusions: 'The authors are convinced that the currently available test data, the conclusions drawn from them, and explanations of the structural behaviour are sufficient to specify with adequate certainty a strength reduction caused by transverse tension of about 20 %, if the reinforcement is designed conventionally. We believe, it is not necessary to account for the orientation of the reinforcement, since that cannot be arranged along the principal stress directions anyway. Furthermore, the

geknüpften Überlegungen und Erklärungen des Tragverhaltens ausreichen, um eine Abminderung der Druckfestigkeit durch Querkzug pauschal mit etwa 20 % ausreichend sicher anzugeben, wenn die Bewehrung wie üblich bemessen wird. Eine Unterscheidung in Abhängigkeit von der Bewehrungsrichtung ist unseres Erachtens nicht zweckmäßig, da die Bewehrung doch nicht genau den Hauptspannungsrichtungen folgen kann und die Streuung der Festigkeiten infolge von Querkzug im Rahmen anderer Größen des Stahlbetons liegt.“ SCHLAICH/SCHÄFER erkennen zudem, dass es für die Abminderung der Tragfähigkeit „[...] eigentlich gar nicht auf die Größe des Querkzugs, sondern auf die Rissbreiten und Rissabstände ankommt.“

Obwohl die Versuche hinsichtlich der Scheibenabmessungen, der Lastaufbringung und der weiteren Versuchstechnik nur begrenzt mit den eigenen Versuchen vergleichbar sind, ergibt sich, insbesondere für die Versuchskörper mit hohem Bewehrungsgehalt, bei der in diesem Bericht gewählten Darstellungsform eine gute Übereinstimmung mit dem eigenen Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit nach den Gleichungen (8-1) bis (8-4). Für die Darstellung in Bild 8-5 wurden $\alpha_{c,lim} = 0,69$ (etwa Beton C 16/20), $\alpha_{c,0} = 5/6$ und $\alpha_{c,det} = 0,9$ (Störwirkung der Bewehrung bei hohem Bewehrungsgehalt $\rho_s = 1,57 ‰$) angesetzt.

8.3.2 Versuche von EIBL/NEUROTH [E5]

EIBL/NEUROTH führten 15 Scheibenversuche durch. Zwei Versuchskörper waren unbewehrt, 13 waren nur in Zugrichtung einlagig oder zweilagig bewehrt. Die Versuchskörper waren 1000 mm breit (Zugrichtung), 800 mm hoch (Druckrichtung) und 80, 160 oder 200 mm dick (Bild 8-6). Weiterhin wurde der Durchmesser der Stabbewehrung variiert ($d_s = 10/16/20$ mm). Die mittlere Druckfestigkeit des untersuchten Betons f_{cm} betrug etwa 33 N/mm^2 .

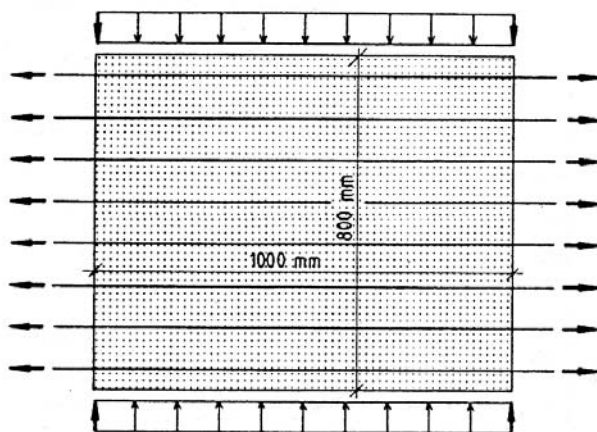


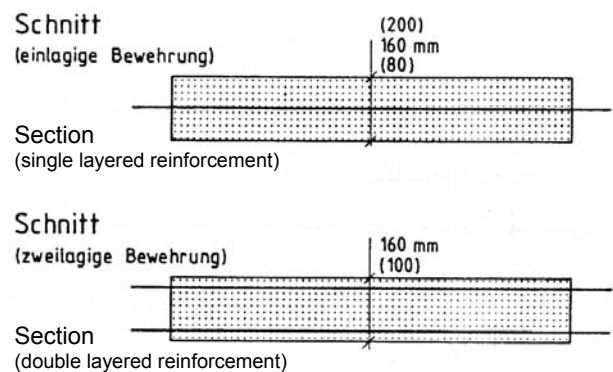
Bild 8-6. Versuchskörper von EIBL/NEUROTH (aus [R1])
Fig. 8-6. Specimen of EIBL and NEUROTH (from [R1])

scatter of the strengths caused by transverse tension is of the same order of magnitude as other quantities in reinforced concrete design.’ SCHLAICH and SCHÄFER also recognise, that for a strength reduction, it is not the amount of transverse tension that counts, but the crack widths and crack spacing.

Concerning the panel dimensions, load application, and other experimental factors, the experiments are only partially comparable with the own tests. However, by the evaluation form chosen in this report, a good agreement is obtained with the own proposal for strength reduction, Eqs. (8-1) to (8-4), especially for panels with high reinforcing ratios. For the presentation in Fig. 8-5, the values $\alpha_{c,lim} = 0.69$ (about concrete C 16/20), $\alpha_{c,0} = 5/6$, and $\alpha_{c,det} = 0.9$ (detrimental reinforcement effect at high reinforcing ratio $\rho_s = 1.57 ‰$) were assumed.

8.3.2 Tests by EIBL and NEUROTH [E5]

EIBL and NEUROTH tested 15 panels. Two of these were unreinforced, the other 13 were reinforced in one or two layers only in the tension direction. The test specimens were 1000 mm wide (tension direction), 800 mm high (compression direction), and 80, 160, or 200 mm thick (Fig. 8-6). The reinforcing bar diameter was also varied ($d_s = 10/16/20$ mm). The mean concrete compressive strength f_{cm} was about 33 N/mm^2 .



Die Scheiben wurden zunächst bis zum Erreichen der nominellen Stahlfließgrenze $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$ belastet. Anschließend erfolgte auf diesem Quersugkraftniveau eine kontinuierliche Steigerung der Druckbelastung bis zum Versagen. Dabei wurden die in Tabelle 8-3 angegebenen und in Bild 8-7 dargestellten Festigkeitswerte erzielt. Da auch bei EIBL/NEUROTH Angaben zur Größe der aufgetragenen Zugdehnung fehlen, wurde in Bild 8-7 die Abminderung der Betondruckfestigkeit wieder in Abhängigkeit der Querdehnung unter Höchstlast $\varepsilon_{1,\max}$ aufgetragen (Ausnahme: einaxial geprüfte Scheiben). Zur Ermittlung des Einflusses der Querdehnung auf die Druckfestigkeit des Betons wurde die Scheibenfestigkeit auf die Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,zyl}$ bezogen. Diese wurde von EIBL/NEUROTH aus der Würfelfestigkeit zu $f_{c,zyl} \approx 0,89 \beta_W$ errechnet. Alle Versuchsangaben wurden aus [R1] entnommen.

The panels were first loaded up to the nominal yield point $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$. At that transverse tension level, the compression load was subsequently increased continuously up to failure. This is how the strength values of Table 8-3 and illustrated in Fig. 8-7 were obtained. Because also EIBL and NEUROTH failed to indicate the applied tensile strain, the strength reductions of Fig. 8-7 were again evaluated as function of the transverse strain at peak load $\varepsilon_{1,\max}$ (exception: uniaxially tested panels). In order to determine the influence of transverse strains on the concrete compressive strength, the panel strength was normalised with the cylinder compressive strength $f_{c,zyl}$. EIBL and NEUROTH computed this from the cube strength as $f_{c,zyl} \approx 0.89 \beta_W$. All information related to the tests were taken from [R1].

Tabelle 8-3. Versuchsergebnisse von EIBL/NEUROTH (aus [R1])

Table 8-3. Test results of EIBL and NEUROTH (from [R1])

Scheibe Nr. nach [R1] panel no. acc. to [R1]	Scheibendicke panel thickness d [mm]	Bewehrungslagen Reinforcement layers [-]	Stabdurchmesser bar diameter d_s [mm]	Belastungspfad loading path	aufgebrachte Zugdehnung applied tensile strain ε_1 [‰]	Querdehnung unter Höchstlast transverse strain at maximum loading $\varepsilon_{1,\max}$ [‰]	Abminderung der Druckfestigkeit reduction of compressive strength $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ [%]	Zylinder- druckfestigkeit cylinder compressive strength $f_{c,zyl}$ [N/mm ²]
unbewehrte Scheiben – plain concrete panels								
1	160	-	-	d	0	k.A.	68	32,3
8	160	-	-	d	0	k.A.	71	34,3
Stahlbetonscheiben – reinforced concrete panels								
2	160	1	20	d	0	k.A.	71	31,1
3	160	1	20	d	0	k.A.	62	30,5
10	160	1	20	d	0	k.A.	75	35,2
5	160	1	20	s	k.A.	1,30	59	31,3
9	160	1	20	s	k.A.	1,50	65	33,7
14	200	1	16	s	k.A.	1,00	65	32,4
11	100	2	10	d	0	k.A.	75	35,5
6	160	2	10	s	k.A.	1,90	60	33,4
7	160	2	10	s	k.A.	1,80	62	36,5
12	100	2	10	s	k.A.	2,00	68	34,8
13	100	2	10	s	k.A.	1,90	66	34,1

Erläuterungen:
annotations

d nur einaxialer Druck
uniaxial compression only

s sequentielle Belastung, zuerst Zug, dann Druck
sequential load, tension at first, afterwards compression

k.A. keine Angabe
no data

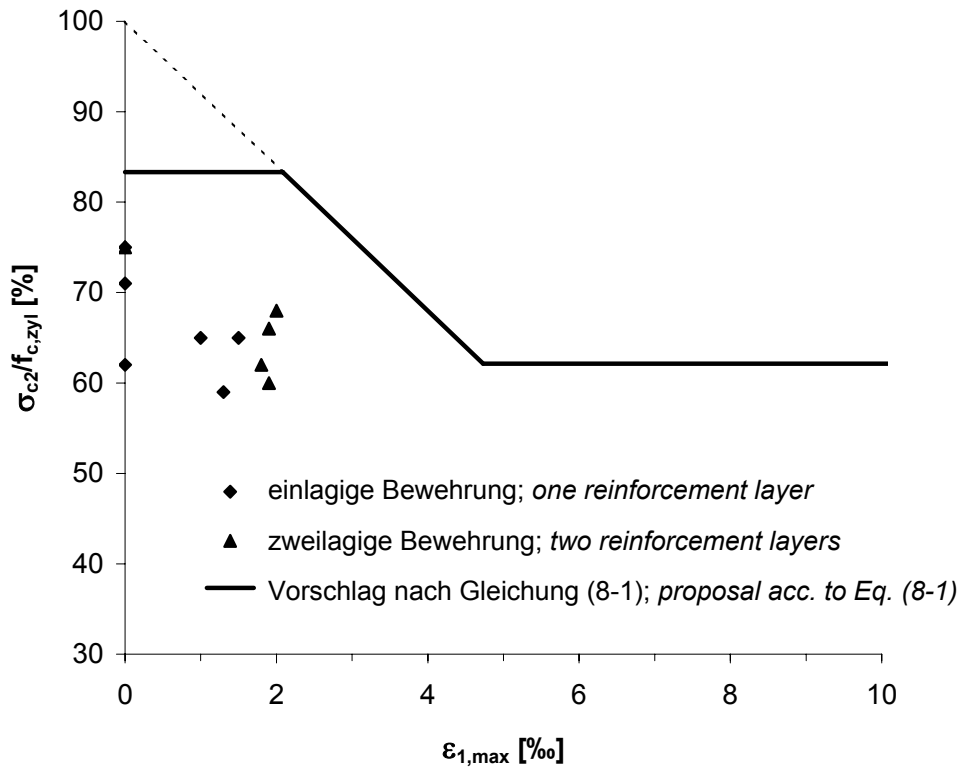


Bild 8-7. Versuchsergebnisse von EIBL/NEUROTH – Vergleich mit dem eigenen Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung

Fig. 8-7. Test results of EIBL and NEUROTH – comparison with the own proposal to determine the reduction of the compressive strength due to tensile strain

Unabhängig von den veränderlichen Versuchsparametern (Bewehrungsart, Scheibendicke) ergaben sich in den Versuchen sehr niedrige Verhältniszerte $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ (0,59 bis 0,68), die keinen wesentlichen Einfluss der Querszugdehnung erkennen lassen. Selbst für die einaxial geprüften Beton- und Stahlbetonscheiben wurden Abminderungen gegenüber der Zylinderdruckfestigkeit von 25 bis 40 % erhalten, die nicht allein durch die unterschiedliche Probekörpergeometrie oder die Störwirkung der Bewehrung erklärt werden können, sondern vielmehr Probleme bei der Betonverarbeitung (vgl. eigene Versuche der Serie 2) oder mit der Belastungsvorrichtung vermuten lassen. In [R1] wird auf entsprechende Beobachtungen bei der Versuchsdurchführung hingewiesen (z. B. Versagen im Eckbereich, stirnseitige Spaltrisse, Abplatzungen des Betons und Zugversagen der Bewehrung).

Bezieht man die kleinste auf die Zylinderfestigkeit bezogene Druckfestigkeit aller quervorgedehnten Scheiben (Scheibe 5, $\sigma_{c2}/f_{c,zyl} = 0,59$) auf den entsprechenden Verhältniszert der bewehrten Referenzscheiben ohne Quervordehnung (Mittelwert der Scheiben 2, 3 und 10), so erhält man etwa 0,85. EIBL/NEUROTH sahen daher eine Abminderung der Betondruckfestigkeit infolge Querszug um 15 % als ausreichend an, sofern,

Regardless of the various test parameters (type of reinforcement, panel thickness), the tests gave very low results $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ (0.59 to 0.68) and showed no noticeable influence of the transverse tensile strain. Even for the uniaxially tested concrete panels with and without reinforcement, reductions relative to the cylinder compressive strength of 25 to 40 % were obtained, which could not be explained by the different test specimen geometry or the detrimental influence of the reinforcement alone. Rather, problems with the concrete production (see own test Series 2) or the test setup may be suspected. Similar observations were made with regard to test execution in [R1] (e. g., failure of specimens in corners, splitting cracks at the specimen faces, concrete spalling, and tensile failure of the reinforcement).

If the smallest compressive strength to cylinder strength ratio of all panels that were pre-strained in the transverse direction (Panel 5, $\sigma_{c2}/f_{c,zyl} = 0.59$) is compared with the corresponding value of reference panels without transverse strain (mean value of Panels 2, 3, and 10), then a ratio of about 0.85 is obtained. EIBL and NEUROTH therefore assumed a 15 % reduction of the concrete compressive strength due to transverse strain as adequate as long as the yield point of the

wie in den Versuchen, die Streckgrenze der Bewehrung nicht überschritten wird.

Die Auswertung der eigenen Ergebnisse in Abschnitt 7.1 hatte gezeigt, dass trotz der Entmischungsproblematik in der Serie 2 mit zunehmender Querdehnung ähnliche bezogene Druckfestigkeiten wie in der Serie 4 erhalten wurden, obwohl sich die bezogenen Festigkeiten der einaxial geprüften Referenzscheiben bei den beiden Serien deutlich unterschieden. Mit der von EIBL/NEUROTH gewählten Form der Auswertung kann also für den Fall, dass sich der Einfluss einer Störgröße auf die Traglast des Prüfkörpers mit zunehmender Dehnung verringert, die Abminderung der Druckfestigkeit infolge Querzug deutlich unterschätzt werden.

Da keine gesicherten Erkenntnisse über die Art und Wirkung der Störgrößen vorliegen, erlauben die Ergebnisse von EIBL/NEUROTH auch keine fundierte Aussage über die durch die Querzugbeanspruchung verursachte Abminderung der Druckfestigkeit (vgl. auch [R1]). Insbesondere bleibt unklar, warum die Festigkeit der unbewehrten Scheiben nur etwa 70 % der Zylinderfestigkeit betrug.

Der Einfluss aus einer Störwirkung der Bewehrung scheint hingegen gering. So lässt sich aus den bezogenen Betonfestigkeiten der unbewehrten und der einaxial geprüften bewehrten Scheiben der Beiwert $\alpha_{c,det} \approx 1,0$ ableiten. Als weitere Kenngrößen für die Darstellung in Bild 8-7 wurden $\alpha_{c,0} = 5/6$ und der Grenzwert $\alpha_{c,lim} = 0,62$ (etwa Beton C 25/30) verwendet.

8.3.3 Versuche von KOLLEGGER/MEHLHORN [K3]

KOLLEGGER/MEHLHORN führten in der in Bild 1-3a dargestellten Versuchsanlage insgesamt 47 Versuche durch. Vier Versuchskörper waren unbewehrt, 31 hatten ein zweilagiges orthogonales Bewehrungsnetz in Zug-/Druckrichtung. Bei zwölf weiteren Scheiben war das Bewehrungsnetz um 45° gedreht (vgl. Abschnitt 8.3.1, Versuche von SCHLAICH/SCHÄFER). Es wurden gerippte Einzelstäbe sowie glatte und gerippte Bewehrungsmatten eingesetzt. Die Versuchskörper waren in Zugrichtung 1000 mm lang, in Druckrichtung 500 mm hoch und 100 mm dick. Sie entsprachen damit den Probekörpern der eigenen Versuchsreihe.

Aufgrund der Limitation der Belastungsvorrichtung hinsichtlich der Druckkraft war die Scheibenfestigkeit auf $\sigma_2 = 20 \text{ N/mm}^2$ zu begrenzen. Die aus der in [K3] angegebenen Würfeldruckfestigkeit β_{W200} berechnete Zylinderdruckfestigkeit des Betons betrug daher im Mittel nur etwa 15 N/mm^2 ($f_{c,zyl} \approx 0,8 \cdot \beta_{W200}$ für B15 nach DIN 1045:1988-07, Abschnitt 7.4.3.5.3, [D6]), wobei die Einzelwerte gemäß Tabelle 8-4 zwischen 9,5

reinforcement is not exceeded, which was the case in their tests.

The evaluation of the own tests in Chapter 7.1 had shown, that in spite of segregation problems encountered in Series 2 and although the relative strengths of the uniaxially loaded reference panels were clearly different for the Series 2 and 4, with increasing transverse strain, similar relative compressive strengths as in Series 4 were obtained. The kind of evaluation chosen by EIBL and NEUROTH can therefore underestimate the compressive strength reduction due to transverse tension, if the detrimental influence of any particular factor on the load capacity of the panel decreases with increasing strain.

Since there exist no reliable data on the type and effect of such detrimental factors, the results of EIBL and NEUROTH do not permit to draw any well-founded conclusions about the strength reduction due to transverse strain (see also [R1]). In particular, it remains unclear why the strengths of the unreinforced panels were only 70 % of the cylinder strength.

On the other hand, the negative effect of the reinforcement seems to be small. Therefore, the ratio between the relative strengths of reinforced and unreinforced panels is $\alpha_{c,det} \approx 1.0$. For the other factors used in Fig. 8-7, $\alpha_{c,0} = 5/6$ and $\alpha_{c,lim} = 0.62$ (about concrete C 25/30) were assumed.

8.3.3 Tests by KOLLEGGER and MEHLHORN [K3]

KOLLEGGER and MEHLHORN performed a total of 47 tests, using the test setup illustrated in Fig. 1-3a. Four test specimens were unreinforced and 31 contained two layers of orthogonal reinforcement in the tension and compression directions. In additional 12 panels, the reinforcing grid was rotated by 45° (see Chapter 8.3.1, Tests by SCHLAICH and SCHÄFER). The reinforcement consisted of either deformed bars or wire mesh of smooth wires or deformed bars. The test specimens were 1000 mm long in the tension direction, 500 mm high in the compression direction, and 100 mm thick. Thus, they were identical to the specimens used in the own test series.

Because of the capacity of the loading apparatus in compression, the panel strength was limited to $\sigma_2 = 20 \text{ N/mm}^2$. The mean concrete cylinder strength, computed from the cube strength β_{W200} given in [K3], was therefore only about 15 N/mm^2 ($f_{c,zyl} \approx 0.8 \cdot \beta_{W200}$ for B 15 according to DIN 1045:1988-07, Chapter 7.4.3.5.3, [D6]), with the actual values varying between

und $20,6 \text{ N/mm}^2$ variierten. Die Einleitung der Druckkraft in die Scheibe erfolgte diskontinuierlich über bewehrte Elastomerlager.

Bei einer Scheibe (EGE107 in [K3]) versagte beim Aufbringen der Zugkraft die Verankerung der Bewehrungsstäbe. Eine weitere Scheibe (EGE117 in [K3]) zeigte ein lokales Versagen im Lasteinleitungsbereich der Zugkraft. Beide Scheiben bleiben daher hier unberücksichtigt. Die übrigen Ergebnisse der Untersuchungen von KOLLEGER/MEHLHORN sind in Tabelle 8-4 zusammengestellt.

Es fällt auf, dass trotz Wegsteuerung die Querdehnung während der Druckbelastung teilweise auf das Vierfache der aufgebrachten Zugdehnung ε_1 anwuchs. KOLLEGER/MEHLHORN berichten hierzu, dass bei Versuchen der Serien 1 und 3 (siehe Bemerkungen in Tabelle 8-4) mit Querdehnungen unter Höchstlast $\varepsilon_{1,\max} > 5 \text{ ‰}$ messbare Rückstellkräfte in den Elastomerlagern entstanden waren, und die Zugkräfte der Hydraulikzylinder während des Drückens abnahmen. Es bleibt offen, ob wegen der Reibungsbehinderung während der Druckbelastung die Dehnungszunahmen auf die Enddehnung $\varepsilon_{1,\max}$ noch gleichmäßig über die Scheibenlänge erfolgen konnte. Die betreffenden Ergebnisse sind daher nur bedingt aussagekräftig.

Auch die einaxial auf Druck belasteten Scheiben der Serien 1, 2 und 5 wiesen unmittelbar vor dem Versagen Risse in Druckrichtung und Querdehnungen von bis zu $3,5 \text{ ‰}$ auf. Die unbewehrten Scheiben OHNE03 und OHNE04 versagten unter „einaxialer Druckbelastung“ durchweg auf Querzug. Bei den „unbewehrten“ Scheiben OHNE01 und OHNE02 wurde daher am oberen und unteren Rand eine Spaltzugbewehrung (jeweils zwei Bewehrungsstäbe $d_s = 6,5 \text{ mm}$) angeordnet.

Als Ursachen für die hohen Querdehnungen können u. a. die durch die Elastomerlager eingetragene Querzugspannung oder aus der diskontinuierlichen (punktförmigen) Einleitung der Druckkräfte resultierende Spaltzugkräfte vermutet werden.

In [K3] wird darauf hingewiesen, dass der Bruch der Versuchskörper der Serie 1 wahrscheinlich aufgrund von Entmischungerscheinungen stets in der oberen Scheibenhälfte erfolgte. Auch die Versuche der anderen Serien zeigten fast ausschließlich ein Versagen im oberen Scheibendrittel (Bruchbilder der Scheiben in [K3]).

9.5 and 20.6 N/mm^2 according to Table 8-4. The compression force was introduced into the panels discontinuously via elastomeric pads.

In one panel (EGE107 in [K3]) the anchorage of the reinforcing bars failed when the tensile force was applied. Another panel (EGE117 in [K3]) suffered a local failure in the area where the tension force was introduced. Therefore, both panels are disregarded here. The remaining results of the tests by KOLLEGER and MEHLHORN are summarised in Table 8-4.

It is apparent, that in spite of displacement control, the transverse strain ε_1 increased by factor four of the applied value, while the compressive load was applied. KOLLEGER and MEHLHORN remarked on this phenomenon that during the tests of Series 1 and 3 (see notes in Table 8-4) measurable restoring forces were produced in the elastomeric pads, when under maximum load the transverse strains were $\varepsilon_{1,\max} > 5 \text{ ‰}$, and that the tensile forces in the jacks decreased during the compression load application. It remains an open question, whether the strain increases up to the final value $\varepsilon_{1,\max}$ were still uniformly distributed over the panel length, in the presence of friction during the compression load application. The affected test results are therefore only conditionally conclusive.

Also the panels of Series 1, 2, and 5, that were loaded uniaxially in compression, exhibited cracks in the compression direction and transverse strain of up to 3.5 ‰ just prior to failure. The unreinforced panels OHNE03 and OHNE04 failed under "uniaxial compression" always in transverse tension. The "unreinforced" panels OHNE01 and OHNE02, were therefore reinforced at the top and bottom with two bars of $d_s = 6.5 \text{ mm}$ diameter to prevent such splitting failure.

The high transverse strains may be assumed to have their origin, among others, in the transverse stress produced by the elastomeric pads or in the splitting forces resulting from the discontinuous (concentrated) introduction of compression forces.

In [K3] it is mentioned, that the failure of test panels in Series 1 always occurred in the upper panel half, probably because of segregation during concreting. The panels of the other test series also failed almost always within the upper third (panel failure illustrations in [K3]).

Tabelle 8-4. Versuchsergebnisse von KOLLEGGER/MEHLHORN [K3]**Table 8-4.** Test results of KOLLEGGER and MEHLHORN [K3]

Bezeichnung [K3] name [K3]	Bewehrungsrichtung Reinforcing direction	Bewehrungsart type of reinforcement	Belastungspfad loading path	aufgebrachte Zugdehnung applied tensile strain ε_1 [‰]	Querdehnung unter Höchstlast transverse strain at maximum loading $\varepsilon_{1,max}$ [‰]	Abminderung der Druck- festigkeit reduction of compressive strength $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ [%]	Zylinder- druckfestigkeit cylinder compressive strength $f_{c,zyl}$ [N/mm ²]	Bemerkungen remarks
Serie 1 - Series 1 (Stahlbetonscheiben - reinforced concrete panels)								
EGE102	0°/90°	S1	s	0,55	1,34	83	17,8	
EGE103	0°/90°	S1	s	0,04	0,72	85	11,2	Z, Q
EGE104	0°/90°	S1	s	0,76	1,52	89	17,0	
EGE105	0°/90°	S1	s	1,38	2,10	86	14,1	
EGE106	0°/90°	S1	s	1,54	4,07	91	13,5	Q, W
EGE108	90°	S1	d	0	1,81	75	16,6	D1, K
EGE110	0°	S1	s	1,76	5,54	80	13,9	D0, Q
EGE111	0°/90°	S1	s	1,72	7,73	79	15,3	VR, Q
EGE112	0°/90°	S1	s	1,86	7,55	74	17,8	Q
EGE113	0°/90°	S1	d	0	0,67	89	9,5	
EGE114	0°/90°	S1	s	0,05	1,08	94	13,0	Q,R
EGE115	0°/90°	S1	s	0,64	1,43	78	13,0	Q
EGE116	0°/90°	S1	s	1,31	1,84	74	17,5	
Serie 2 - Series 2 (Stahlbetonscheiben - reinforced concrete panels)								
EGE601	0°/90°	S3	s	1,13	3,27	86	14,5	Q
EGE602	0°/90°	S3	s	0,04	1,66	90	16,6	R
EGE603	0°/90°	S3	d	0	1,15	96	12,9	Q
EGE701	0°/90°	S4	s	1,52	2,51	76	13,8	
EGE702	0°/90°	S4	s	1,61	2,71	78	16,8	
EGE703	0°/90°	S4	d	0	1,18	83	12,3	Q
EGE704	0°/90°	S4	s	1,88	2,21	76	14,2	Zd
Serie 3 - Series 3 (Stahlbetonscheiben - reinforced concrete panels)								
EGE852	0°/90°	S2	s	0,63	1,52	83	12,9	Q
EGE853	0°/90°	S2	s	1,28	2,53	81	16,1	Q, R
EGE851	0°/90°	S2	s	1,78	3,62	70	17,0	Q
MGE852	0°/90°	M1	s	0,49	1,44	89	14,8	Q, R
MGE853	0°/90°	M1	s	1,25	2,68	84	14,6	Q
MGE851	0°/90°	M1	s	1,82	4,62	83	15,4	Q
MGL852	0°/90°	M2	s	0,81	1,76	80	15,5	Q
MGL853	0°/90°	M2	s	1,09	2,26	83	17,2	Q, Z
MGL851	0°/90°	M2	s	1,84	3,37	70	15,4	Q
Serie 4 - Series 4 (Stahlbetonscheiben - reinforced concrete panels)								
EGE6F1	±45°	S3	s	1,0	4,42	89	15,8	Q
EGE6F2	±45°	S3	s	1,61	4,58	93	16,0	Q
EGE6F3	±45°	S3	s	2,31	6,66	90	14,6	Q
EGE6F4	±45°	S3	s	2,7	7,68	80	17,1	Q
EGE6F5	±45°	S3	d	0	2,68	90	18,9	Q
EGE6F6	±45°	S3	s-a	2,08	2,49	94	18,4	
EGE6F7	±45°	S3	s	0,05	3,61	83	18,8	Q, R
EGE6F8	±45°	S3	s	1,17	4,17	100	13,1	Q
EGE7F1	±45°	S4	s	1,71	5,55	94	15,9	Q
EGE7F2	±45°	S4	s	2,07	6,89	94	15,3	Q
EGE7F3	±45°	S4	s	0,09	3,01	94	17,3	Q, R
EGE7F4	±45°	S4	d	0	1,93	105	14,2	Q
Serie 5 - Series 5 (unbewehrte Scheiben - plain concrete panels)								
OHNE01	-	-	d	0	1,79	93	17,0	K, Q
OHNE02	-	-	d	0	2,23	90	20,6	K, Q
OHNE03	-	-	d	0	3,46	66	16,6	Q
OHNE04	-	-	d	0	3,56	74	15,7	Q

Erläuterungen zu Tabelle 8-4:
 annotations for Table 8-4

d	nur einaxialer Druck <i>uniaxial compression only</i>
s	sequentielle Belastung, zuerst Zug, dann Druck <i>sequential load, tension at first, afterwards compression</i>
s-a	sequentielle Belastung, zuerst Zug, dann Ablassen der Zugkraft, dann Druck <i>sequential load, tension at first, afterwards discharge of tension, afterwards compression</i>
S1	BSt 420/500 RU, $d_s = 10 \text{ mm}$; $\rho_s = 1,57\%$
S2	BSt 500/550 RK, $d_s = 8,5 \text{ mm}$; $\rho_s = 1,14\%$
S3	BSt 420/500 RU, $d_s = 6,5 \text{ mm}$; $\rho_s = 0,66\%$
S4	BSt 500/550 RK, $d_s = 6,5 \text{ mm}$; $\rho_s = 0,66\%$
M1	gerippte Betonstahlmatte, BSt 500/550 RK, $d_s = 6,5 \text{ mm}$; $\rho_s = 0,66\%$ <i>ribbed meshed reinforcement, BSt 500/550 RK, $d_s = 6.5 \text{ mm}$; $\rho_s = 0.66\%$</i>
M2	glatte Bewehrungsmatte, BSt 500/550 RK, $d_s = 6,5 \text{ mm}$; $\rho_s = 0,66\%$ <i>smooth meshed reinforcement, BSt 500/550 RK, $d_s = 6.5 \text{ mm}$; $\rho_s = 0.66\%$</i>
D0	keine Druckbewehrung <i>no compressive reinforcement</i>
D1	nur Druckbewehrung <i>compressive reinforcement only</i>
K	konstruktive Zugbewehrung oben und unten <i>constructive tensile reinforcement on top and bottom</i>
R	Risse erst unter Druckbelastung <i>cracks while compressive loading</i>
VR	vorab gerissen <i>cracked before</i>
Z	Zweitbelastung der Scheibe <i>second loading of panel</i>
Zd	Zweitbelastung der Scheibe ohne Zug, nur auf Druck <i>second loading of panel without tension, compression only</i>
Q	wesentliche Zunahme der Querdehnung während der Druckbelastung <i>significant increase of transversal strain while compressive loading</i>
W	Nachgeben des Zug-Widerlagers, Ausfall von Messstellen <i>dislocation of tensile support, failure of measuring devices</i>

Für die Scheiben der Serie 4 mit einer unter $\pm 45^\circ$ zur Beanspruchungsrichtung geneigten Bewehrung ermitteln KOLLEGGER/MEHLHORN die Druckfestigkeit σ_{c2} aus der Scheibenfestigkeit σ_2 wie folgt:

$$\sigma_{c2} = \sigma_2 - \sigma_s(\varepsilon_s) \cdot \rho_s \quad (8-20)$$

mit

σ_2	auf die Betonbruttoquerschnittsfläche bezogene Spannung, ermittelt aus der gemessenen Druckkraft
σ_s	Spannung im Bewehrungsstahl, ermittelt als Funktion der Dehnung ε_s
ε_s	Dehnung in Richtung der Bewehrung, ermittelt aus den Verzerrungen ε_1 und ε_2 in Zug- und Druckrichtung, $\varepsilon_s = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2$
ρ_s	Bewehrungsgrad in Richtung der Bewehrung

For the panels of Series 4 with the reinforcement oriented at $\pm 45^\circ$ with respect to the loading directions, KOLLEGGER and MEHLHORN determine the compressive strength σ_{c2} from the panel strength σ_2 as follows:

$$\sigma_{c2} = \sigma_2 - \sigma_s(\varepsilon_s) \cdot \rho_s \quad (8-20)$$

where

σ_2	stress related to the gross concrete section, determined from the recorded compressive force
σ_s	stress of the reinforcing steel, determined as a function of the strain ε_s
ε_s	strain in reinforcement direction, determined from the strains ε_1 and ε_2 in tension and compression directions, $\varepsilon_s = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2$
ρ_s	reinforcing ratio in the reinforcement direction

Sie wollen damit berücksichtigen, dass sich die in Druck- und Zugrichtung wirksamen Beanspruchungen aufgrund der Bewehrungsführung gegenseitig beeinflussen und daher nicht mehr, wie bei den in Zug- und Druckrichtung bewehrten Scheiben, getrennt voneinander behandelt werden können.

Die Anwendung der angegebenen Beziehung berücksichtigt lediglich über die Länge gemittelte Dehnungen. Stahlspannungsunterschiede zwischen Riss und Rissabstandsmittle werden nicht erfasst. Die tatsächlichen Beanspruchungszustände der gerissenen Scheiben können daher mit der Gleichung (8-20) nur bedingt nachvollzogen werden. Entsprechend besitzen die von KOLLEGGGER/MEHLHORN auf rechnerischem Wege erhaltenen, im Vergleich zu den in Zug- und Druckrichtung bewehrten Scheiben sehr hohen bezogenen Druckfestigkeiten der Serie 4 nur eine äußerst begrenzte Aussagekraft. Die Versuchsergebnisse der Scheiben mit einer unter $\pm 45^\circ$ zur Beanspruchungsrichtung geneigten Bewehrung bleiben daher im Folgenden unberücksichtigt.

Wegen des unkontrollierten Anwachsens der Querdehnung während des Drückens sind die auf die Zylinderdruckfestigkeit bezogenen Scheibenfestigkeiten $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ in Bild 8-8 sowohl in Abhängigkeit der aufgetragenen Querzugdehnung ε_1 als auch in Abhängigkeit der Querdehnung unter Höchstlast $\varepsilon_{1,max}$ aufgetragen.

Trotz der gravierenden Störeinflüsse aus der Belastungsvorrichtung ergeben sich für die von KOLLEGGGER/MEHLHORN untersuchten Scheiben im Mittel vergleichsweise geringe Abminderungen der nach Gleichung (6-2) berechneten Betondruckfestigkeit σ_{c2} (6 bis maximal 30 %). Eine Abhängigkeit von der Querdehnung lässt sich dabei jedoch nicht erkennen. Die Abminderungen der Druckfestigkeit liegen vielmehr in der gleichen Größenordnung wie die Streuung der insgesamt sehr niedrigen Betondruckfestigkeit.

KOLLEGGGER/MEHLHORN bestimmen bei der Auswertung ihrer Versuchsergebnisse das Verhältnis der kleinsten zur größten, auf die Zylinderfestigkeit bezogenen Druckfestigkeit für jede Serie zu etwa 0,8. Sie sahen daher unabhängig von der Größe des Querzugs eine Abminderung der Betondruckfestigkeit um 20 % als ausreichend an.

Der Vergleich mit der in Abschnitt 8.1 vorgeschlagenen Abminderung der Betondruckfestigkeit infolge Querzug zeigt, dass die Untergrenze der experimentell ermittelten Scheibenfestigkeiten gut mit den Gleichungen (8-1) bis (8-4) beschrieben werden kann ($\alpha_{c,lim} = 0,71$ für Beton C12/16). Für die Darstellung wurden zudem $\alpha_{c,0} = 5/6$ und $\alpha_{c,det} = 0,9$ angenommen.

This way, they want to recognise the fact, that the effective stresses in the compression and tension directions influence each other, because of the reinforcement and therefore cannot be treated separately as in the case of panels that are reinforced in the tension and compression directions.

The above relationship (8-20) utilises only the average strains and does not consider differences in the steel stresses in the cracks and half-way between the cracks. Therefore, Eq. (8-20) can only approximate the actual states of stress in cracked panels. Accordingly, the relative compressive strengths of test Series 4 computed by KOLLEGGGER and MEHLHORN are very high compared with those of the panels reinforced in tension and compression directions and are thus of very limited conclusiveness. That's why, test results of panels with reinforcement inclined $\pm 45^\circ$ relative to the loading directions will be disregarded here.

Because of the uncontrolled increase of the transverse strain during the compression application, the panel strengths, normalised with respect to the cylinder compressive strength $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ are plotted in Fig. 8-8 as a function of the applied transverse strain ε_1 and also as a function of the transverse strain at peak load $\varepsilon_{1,max}$.

In spite of the grave malfunctions introduced by the loading apparatus, the reductions in concrete compressive strength σ_{c2} determined with Eq. (6-2) are on average relatively small for the panels tested by KOLLEGGGER and MEHLHORN (from 6 to 30 % maximum). However, a dependency of the transverse strain cannot be detected. The strength reductions are rather of the same order as the overall scatter of the very low compressive strength.

KOLLEGGGER and MEHLHORN, after evaluating their test results, determined the ratio of the lowest to the highest compressive strength, normalised with the cylinder strength, to be about 0.8 for each test series. That means, they considered a strength reduction of 20 % as sufficient, regardless of the amount of transverse strain.

A comparison with the compressive strength reduction due to transverse tension as proposed in Chapter 8.1 shows that the lower limit of the experimentally determined panel strengths are well described by Eqs. (8-1) to (8-4) ($\alpha_{c,lim} = 0.71$ for concrete C12/16). Here, the values $\alpha_{c,0} = 5/6$ and $\alpha_{c,det} = 0.9$ were assumed.

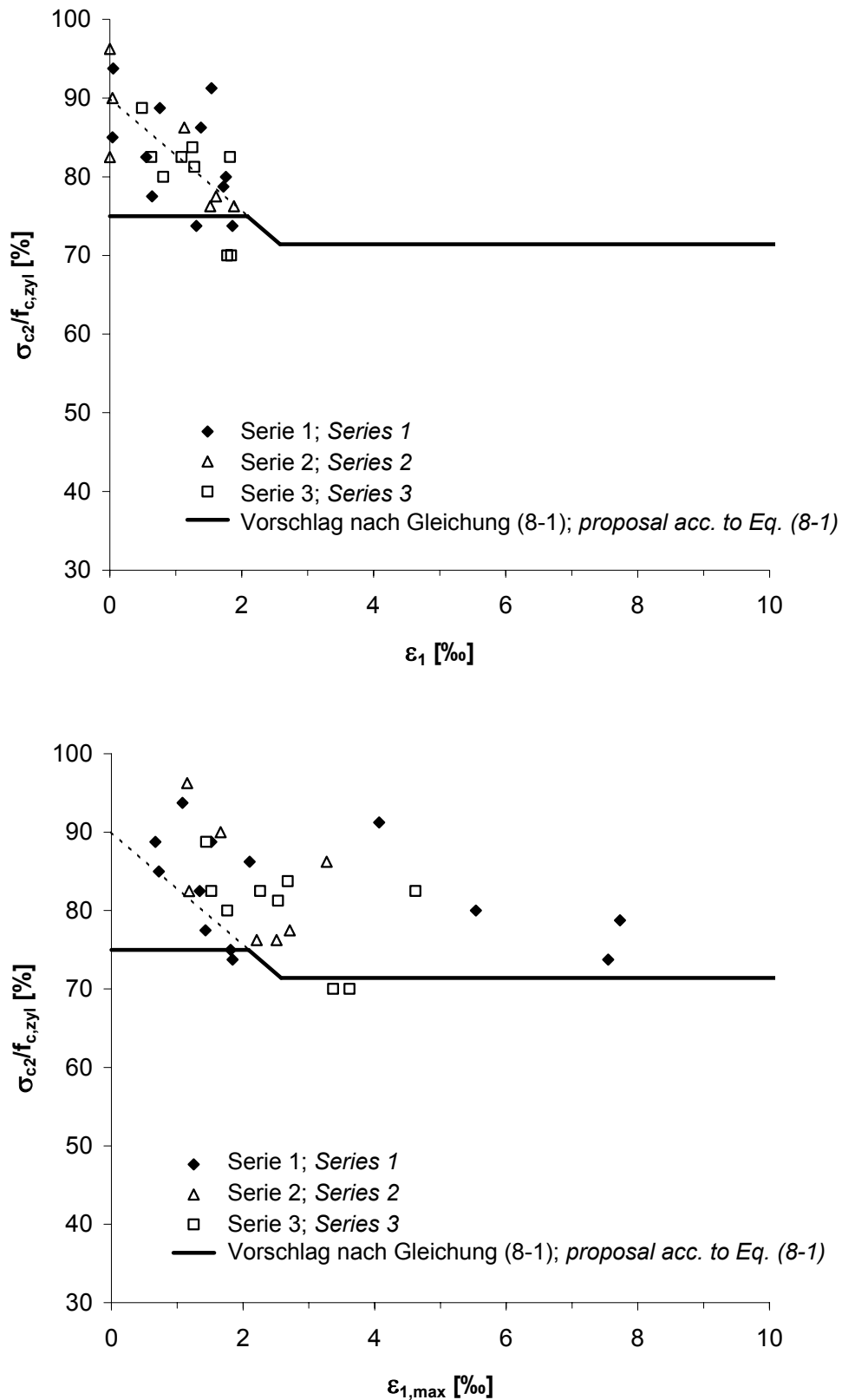


Bild 8-8. Versuchsergebnisse von KOLLEGGER/MEHLHORN, dargestellt in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 (oben) bzw. der maximalen Zugdehnung $\varepsilon_{1,max}$, sowie Vergleich mit dem eigenen Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung

Fig. 8-8. Test results of KOLLEGGER and MEHLHORN, pictured as a function of the applied tensile strain ε_1 (top) and maximum tensile strain $\varepsilon_{1,max}$, as well as comparison with the own proposal to determine the reduction of the compressive strength due to tensile strain

8.3.4 Versuche von BHIDE/COLLINS [B6, B7]

BHIDE/COLLINS führten in Toronto im Panel-Tester (Bild 8-9) insgesamt 31 Scheibenversuche [B6] durch. Die quadratischen Versuchskörper besaßen eine Seitenlänge von 890 mm und eine Dicke von 70 mm. Sie waren zweilagig, überwiegend nur in einer Richtung parallel zum Scheibenrand bewehrt. Der Messbereich betrug 600 x 600 mm. Als Parameter wurden die Betonfestigkeit ($f_{cm} \approx 20 \text{ N/mm}^2$ bis $f_{cm} \approx 40 \text{ N/mm}^2$), die Art des verwendeten Zuschlags (u. a. Leichtzuschläge), der Bewehrungsgehalt (Stababstände), die Betonstahlsorte (S 400 und S 500) und der Lastpfad variiert. Die meisten Versuchskörper wurden proportional auf Zug und Schub belastet. Sie eignen sich daher nicht für einen Vergleich mit dem eigenen Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons. Nur bei sechs Scheiben lag eine sequentielle Druck-Zug-Belastung vor. Die Ergebnisse dieser sechs Versuche sind in Tabelle 8-5 angegeben. Dort finden sich auch Bemerkungen zu Problemen bei der Versuchsdurchführung.

Die experimentell erhaltenen bezogenen Druckfestigkeiten $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ sind in Bild 8-10 in Abhängigkeit der mittleren Querspannung unter Höchstlast $\varepsilon_{1,max}$ dargestellt.

Die Messung der Verformungen erfolgte über viele kleine Basislängen. Dabei ergaben sich lokal sehr unterschiedliche Verzerrungen. So betrug z. B. für die Scheibe PB24 die gemittelte Zugdehnung 8,9 ‰, die maximale Zugdehnung (Klammerwerte in Tabelle 8-5) lokal hingegen 24,6 ‰. Dies lässt einen sehr ungleichmäßigen Beanspruchungszustand der Scheibe vermuten und erklärt die niedrige, auf die Festigkeit der Referenzzylinder bezogene Scheibendruckfestigkeit.

8.3.4 Tests by BHIDE and COLLINS [B6, B7]

BHIDE and COLLINS conducted a total of 31 panel tests using their panel tester (Fig. 8-9) in Toronto [B6]. The square test specimens were of 890 by 890 mm dimensions with a thickness of 70 mm. They were reinforced in two layers, primarily in one direction parallel to the edges only. The instrumented region measured 600 by 600 mm. The varied test parameters were the concrete strength ($f_{cm} \approx 20 \text{ N/mm}^2$ to $f_{cm} \approx 40 \text{ N/mm}^2$), the type of aggregate (lightweight aggregate, amongst others), the amount of reinforcement (bar spacing), the type of reinforcing steel (S 400 and S 500), and the loading path. Most test specimens were loaded proportionally in tension and shear. Therefore, they are not suitable to be compared with the own proposal for the strength reduction of cracked reinforced concrete. Only six panels were tested sequentially in compression and tension. The results of these six tests are summarised in Table 8-5, where also comments regarding difficulties encountered during test execution are given.

The normalised compressive strengths $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$, that were obtained experimentally, are shown in Fig. 8-10 as function of the mean transverse strain at peak load $\varepsilon_{1,max}$.

Deformations were measured over many small gauge lengths. The results were large local strain variations. For example, for Panel PB24 the average tensile strain was 8.9 ‰, whereas the maximum strain was 24.6 ‰ (values in parentheses, Table 8-5). This points to an uneven state of stress in the panel and explains the low panel compressive strength relative to the reference cylinder strength.

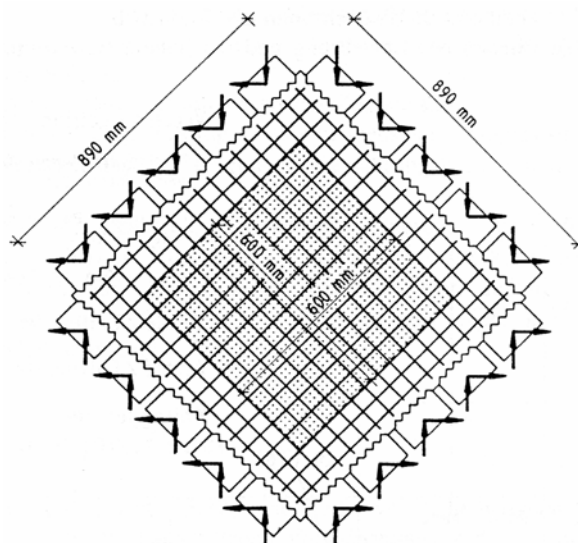


Bild 8-9. Probekörper und Lastaufbringung bei den Versuchen von BHIDE/COLLINS [B6, B7] (aus [R1])
Fig. 8-9. Specimen and load apply of the tests of BHIDE and COLLINS [B6, B7] (from [R1])

Tabelle 8-5. Versuchsergebnisse von BHIDE/COLLINS [B6, B7]

Table 8-5. Test results of BHIDE and COLLINS [B6, B7]

Bezeichnung [B6] name [B6]	Scheibendicke panel thickness d [mm]	Bewehrungslagen Reinforcement layers [-]	Bewehrungsart type of reinforcement	Bewehrungsgehalt reinforcement ratio ρ_s [%]	Belastungspfad loading path	Querdehnung unter Höchstlast transverse strain at maximum loading $\varepsilon_{1,max}^{1)}$ [‰]	Abminderung der Druckfestigkeit reduction of compressive strength $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ [%]	Zylinder- druckfestigkeit cylinder compressive strength $f_{c,zyl}$ [N/mm ²]	Bemerkungen remarks
PB24	70	2	S1	1,1	s	8,9 (24,6)	53	20,4	V1
PB25	70	2	S1	2,2	s	10,9 (18,7)	53	20,6	V1
PB26	70	2	S2	1,1	s	16,8 (27,3)	32	22,6	V2
PB1	70	2	M	1,3	s	8,5 (26,8)	34	28,1	V3
PB13A	70	2	S1	1,1	s	8,2 (13,4)	66	26,0	V4
PB27	70	2	S2	2,2	s	13,4 (18,1)	38	37,9	L, V4

- Erläuterungen:
 annotations
- ¹⁾ Mittelwert aller Messstellen (Maximalwert einer Messstelle)
mean value of all measuring devices (maximum value of one measuring device)
- S1 Stabstahl S 400 mit ausgeprägtem Fließplateau
reinforcing bar with a pronounced yield plateau S 400
- S2 Stabstahl S 500 ohne ausgeprägte Fließgrenze
reinforcing bar without any yield plateau S 500
- M Mattenbewehrung – *meshed reinforcement*
- s sequentielle Belastung, zuerst Zug, dann Druck
sequential load, tension at first, afterwards compression
- L Leichtbeton – *light weight concrete*
- V1 Versagen im Lasteinleitungsbereich – *failure in load introduction zone*
- V2 Beton sehr stark durch Risse vorgeschädigt
concrete very strongly pre-damaged by cracks
- V3 Bewehrungsversagen im Eckbereich – *failure of reinforcement in the corner zone*
- V4 Fehler im Hydrauliksystem; Versuchsabbruch; Zweitbelastung
malfunction in hydraulic system; termination of test; second loading

In [B7] veröffentlichten BHIDE/COLLINS lediglich die Ergebnisse von 24 Scheiben ihrer Versuchsreihe aus [B6]. Dabei blieben die aufgrund versuchstechnischer Probleme ohnehin wenig aussagekräftigen Ergebnisse der Scheiben PB1, PB26 und PB13A unberücksichtigt.

In [B7], BHIDE and COLLINS published only the results of 24 of their test series of [B6]. They excluded the results of Panels PB1, PB26 and PB13A, which were anyhow rather inconclusive because of technical test problems.

Da für die verbleibenden drei Scheiben die Referenz einer einaxialen Druckbelastung fehlt, kann eine abschließende Bewertung und Einordnung der Ergebnisse nicht erfolgen. Wegen der in den Versuchen PB24, PB25 und PB27 beobachteten Unregelmäßigkeiten (siehe Tabelle 8-5) ist auch die Aussagekraft der für diese Scheiben ermittelten Abminderungen vermutlich nur gering. ROOS [R1] sowie KOLLEGER/MEHLHORN [K3] kommen zu ähnlichen Bewertungen dieser sechs Scheibenversuche von BHIDE/COLLINS. Auf einen Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem eigenen Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons wird daher verzichtet.

Since a reference for uniaxial compression load was missing for the remaining three panels, it is not possible to make a conclusive evaluation and categorisation of the results. Because of irregularities observed during the tests of Panels PB24, PB25, and PB27 (see Table 8-5), also the strength reductions obtained for these panels are therefore likewise probably unreliable. ROOS [R1] and KOLLEGER and MEHLHORN [K3] arrive at similar conclusions about these six panel tests. Hence, these results will not be compared with the own proposal to determine the strength reduction of cracked reinforced concrete.

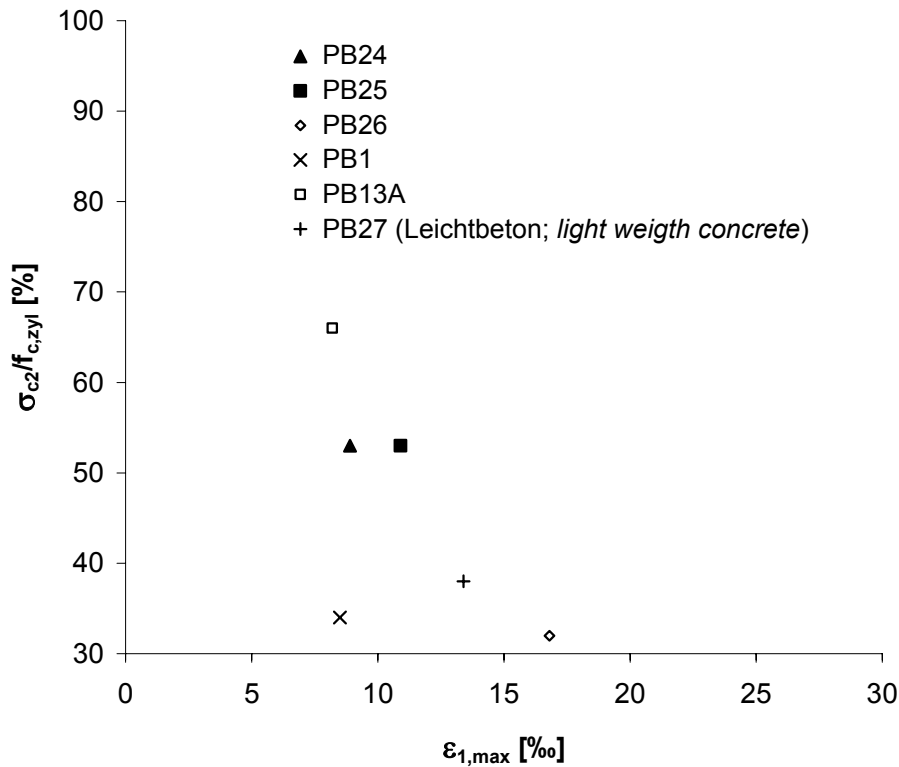


Bild 8-10. Versuchsergebnisse von BHIDE/COLLINS

Fig. 8-10. Test results of BHIDE and COLLINS

8.3.5 Versuche von BELARBI/HSU [B2]

BELARBI/HSU führten in Houston insgesamt 22 Scheibenversuche in der in Bild 1-3 dargestellten Belastungsvorrichtung durch. Die quadratischen Versuchskörper besaßen eine Seitenlänge von 1397 mm, eine Dicke von 178 mm und waren ausnahmslos zweilagig bewehrt. Der Messbereich betrug 940 mm x 840 mm. Die Zylinderdruckfestigkeit des Betons ergab sich im Mittel zu $f_{cm} \approx 40,5 \text{ N/mm}^2$.

Die Zug- und Druckkräfte wurden über zehn Hydraulikzylinder je Scheibenseite aufgebracht. Dabei waren jeweils zwei hintereinander liegende Zylinder über eine Traverse gekoppelt (Bild 1-3), wobei jedoch eine Rotation in der Traversen-Ebene möglich war. Die Zylinder wurden unabhängig voneinander kraftgesteuert gefahren und wirkten somit wie Einzellasten auf die Scheibe. Die Zylindersteuerung erfolgte nur über den Öldruck des hydraulischen Systems.

Neben der Querspannung wurden auch der Einfluss des Bewehrungsgehalts, des Stabdurchmessers, des Stababstands und des Lastpfads auf die Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons in sechs Versuchsgruppen untersucht.

In Gruppe 1 sollte an zwei bewehrten Referenzscheiben die einaxiale Scheibendruckfestigkeit ermittelt werden.

8.3.5 Tests by BELARBI and HSU [B2]

BELARBI and HSU performed a total of 22 panel tests in Houston, using the loading apparatus according to Fig. 1-3 [H3]. The square test specimens had side lengths of 1397 mm, a thickness of 178 mm. They were without exception reinforced in two layers. The instrumented region was 940 by 840 mm. The average concrete cylinder strength was $f_{cm} \approx 40.5 \text{ N/mm}^2$.

The tensile and compressive forces were applied via ten hydraulic jacks on each side. Two parallel jacks each were coupled by a transverse bar (Fig. 1-3), such that a rotation in the plane of the transverse bar was possible. The jacks were load-controlled independently of each other and thus effectively applied concentrated loads to the panel. The jack loads were only controlled through the oil pressure within the hydraulic system.

Aside from the transverse strain, also the influence of the reinforcing ratio, bar diameter, bar spacing, and load path on the strength reduction of cracked reinforced concrete was evaluated in six test groups.

In Group 1, two reinforced reference panels were meant to yield the uniaxial panel compressive strength. However, Panel E0 was also loaded slightly in transverse compression to eliminate the transverse strain effect. The panels of Group 2 were first loaded in ten-

Die Scheibe E0 wurde jedoch auch in Querrichtung leicht auf Druck belastet, um den Querdehnungseffekt auszuschalten. Die Scheiben der Gruppe 2 wurden zunächst mit unterschiedlichen Zugbeanspruchungen vorgedehnt und anschließend unter Druck bis zum Bruch belastet. In der Gruppe 3 wurde gegenüber der Gruppe 2 der Stabdurchmesser der Bewehrung in Zugrichtung bei gleichem Stababstand variiert. Der Lastpfad entsprach dem der Gruppe 2, wobei in allen Versuchen die gleiche Zugdehnung aufgebracht wurde. Bei den Scheiben der Gruppe 4 wurden der Stabdurchmesser und der Stababstand variiert. Die sequentielle Belastung erfolgte mit unterschiedlichen Vordehnungen. Die Scheiben der Gruppen 5 und 6 waren denen der Gruppe 2 ähnlich (gleiche Stabdurchmesser und Stababstände), die Belastung unterschied sich jedoch hinsichtlich des Lastpfads. In der Gruppe 5 wurde vor dem Aufbringen der Druckbelastung die Zugbeanspruchung wieder vollständig abgelassen. Die Scheiben der Gruppe 6 wurden proportional bis zum Versagen belastet.

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Tabelle 8-6 zusammengestellt. Gegenüber den Festigkeiten der jeweiligen Referenzzylinder wurden Abminderungen von 10 bis 75 % erhalten. Bemerkenswert ist die relativ niedrige bezogene Druckfestigkeit der einaxial geprüften Scheibe REF ($\sigma_{c2}/f_{c,zyl} = 0,78$), die wie bei den Untersuchungen von EIBL/NEUROTH auf Einflüsse der Betontechnologie oder des Versuchsaufbaus schließen lässt. Das Ergebnis der Scheibe E0 ($\sigma_{c2}/f_{c,zyl} = 0,90$) besitzt wegen des günstig wirkenden Querdrucks in diesem Zusammenhang keine Aussagekraft. Ein deutlicher Einfluss des Lastpfads auf die Abminderung der Druckfestigkeit ist nicht zu erkennen. Jedoch fällt auf, dass selbst bei sequentieller Belastung die aufgebrachten Zugdehnungen ε_1 während der Druckbelastung auf den zwei- bis dreifachen Wert anwuchsen. Anhand der Versuchsbeschreibung in [B2] ist die Ursache dieser starken Dehnungszuwächse während der Druckbelastung nicht zu klären.

BELARBI/HSU berichteten in [B2] von Problemen bei der Lastaufbringung (vorzeitiges Versagen der Scheiben im Rand- bzw. Eckbereich, unterschiedliche Verzerrungen an beiden Scheibenseiten) und bei der Messung der Verformungen an der Scheibe (durch die Rissbildungen an den Versuchskörpern abfallende Messpunkte, zu wenig und zu klein gewählte Messstrecken, große Streubereiche der gemessenen Verformungen). Bei den meisten Versuchen wurde die Druckstauchung mit nur jeweils einem Wegaufnehmer auf der Vorder- und Rückseite der Scheibe gemessen. Erst im Laufe der Versuchsreihe wurde die Anzahl der Wegaufnehmer zunächst auf vier und bei den Scheiben E2"-1, E10-1, R4-1, R30-1, F2, F3, F4 schließlich auf acht erhöht. Die Schwierigkeiten bei der Lastaufbrin-

sion to various degrees and then loaded in compression up to failure. In Group 3, the bar diameter in the tensile direction was varied relative to that of Group 2, but with the same bar spacing. The load path was the same as in Group 2, with the same tensile load levels in all tests. In the panels of Group 4, the bar diameter and spacing were varied. The sequential load involved different transverse tensions. The panels of Groups 5 and 6 were similar to those of Group 2 (same bar diameter and spacing). However, the load paths were different. In Group 5, the tensile load was removed completely before the compressive load was applied. The panels of Group 6 were loaded proportionally up to failure.

The test results are summarised in Table 8-6. Strength reductions of 10 to 75 % were obtained, relative to the respective reference cylinders. The relatively low normalised compressive strength of the uniaxially loaded Panel REF ($\sigma_{c2}/f_{c,zyl} = 0.78$) is remarkable, because it seems to point to the result of problems with the concrete or the test apparatus, similar as in the tests of EIBL and NEUROTH. The result of Panel E0 ($\sigma_{c2}/f_{c,zyl} = 0.90$) is inconclusive, because of the positive effect of the transverse compression. It is not possible to detect an influence of the load path on the compressive strength reduction. However, it can be noticed that even under sequential load application the applied tensile strains ε_1 increased by factor 2 to 3 during application of the compression load. It is not possible to explain these large strain increases during compressive load, based on the information provided in [B2].

BELARBI and HSU reported in [B2] problems with the load introduction (premature failure of panels in the edge or corner regions; different deformations at the two panel sides) and with the recording of panel deformations (data points eliminated by crack formations in the test specimens; gauge lengths that were too short and too few; large scatter of recorded deformations). During most tests the compressive strain was recorded with just a single transducer each on the front and back face of the panel. Only during the course of the project, the number of transducers was increased, first to four and then to eight, for panels E2"-1, E10-1, R4-1, R30-1, F2, F3, F4. It can be assumed that the difficulties of load application affected the load carrying capacities of the panels, especially for large transverse tensile strains (non-uniform states of stress and strain). This becomes obvious when one compares the test results for Panels E2-1, E2'-1, and E2"-1 of Group 2. All three panels were subjected to the same initial transverse strain of $\varepsilon_1 = 2 \text{‰}$. Also the transverse strains at peak load $\varepsilon_{1,max}$ were with 4.31 ‰, 4.64 ‰, and 4.37 ‰ of a comparable magnitude. Nevertheless, very large differences in the normalised compressive strengths of 0.49, 0.66, and 0.76 were obtained.

gung lassen besonders für große Querzugverzerrungen einen Einfluss auf die Traglasten der Scheiben vermuten (ungleichmäßige Verzerrungs- und Belastungszustände). Verdeutlicht wird dies durch einen Vergleich der Versuchsergebnisse der Scheiben E2-1, E2'-1 und E2''-1 der Gruppe 2. Bei allen drei Versuchen wurde die gleiche Vordehnung $\varepsilon_1 = 2 \text{ ‰}$ aufgebracht. Auch die Querdehnung unter Höchstlast $\varepsilon_{1,\max}$ lag mit 4,31 ‰, 4,64 ‰ und 4,37 ‰ in vergleichbarer Größenordnung. Dennoch ergaben sich sehr unterschiedliche bezogene Druckfestigkeiten von 0,49, 0,66 und 0,76.

Bei kraftgesteuerter Lastaufbringung über voneinander unabhängige Zylinderpaare wird die Bruchlast der Scheibe maßgeblich durch die lokal vorhandenen Festigkeiten bestimmt, da im Gegensatz zu starr gekoppelten Zylindern bzw. verformungsgesteuerter Belastung eine Kraftumlagerung über die Bauteillänge praktisch nicht stattfindet. Da sich die Versagenslasten der einzelnen Druckstreben bei sehr unregelmäßiger Rissbildung, wie sie in [B2] beschrieben wird, deutlich unterscheiden, handelt es sich bei den von BELARBI/HSU in den Versuchen gemessenen, zum Teil sehr niedrigen Druckfestigkeiten von 25 bis 30 % der Zylinderdruckfestigkeit, unabhängig vom möglichen Einfluss weiterer Störgrößen, nicht um die eigentliche Scheibenfestigkeit. Die von BELARBI/HSU erhaltenen Ergebnisse besitzen deshalb nur eine geringe Aussagekraft.

BELARBI/HSU geben auf der Grundlage ihrer Versuchsergebnisse die folgenden, empirisch entwickelten Zusammenhänge zwischen der Abminderung der Druckfestigkeit $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ und der Querdehnung unter Höchstlast $\varepsilon_{1,\max}$ an. Dabei wird zwischen sequentieller und proportionaler Belastung unterschieden.

$$\frac{\sigma_{c2}}{f_{c,zyl}} = \frac{0,9}{\sqrt{1+250\varepsilon_1}} \quad (\text{sequentiell}) \quad (8-21a)$$

$$\frac{\sigma_{c2}}{f_{c,zyl}} = \frac{0,9}{\sqrt{1+400\varepsilon_1}} \quad (\text{proportional}) \quad (8-21b)$$

Die experimentell erhaltenen Abminderungen der Betondruckfestigkeit sind in Bild 8-11 sowohl in Abhängigkeit der aufgetragenen Querzugdehnung ε_1 als auch in Abhängigkeit der Querdehnung unter Höchstlast $\varepsilon_{1,\max}$ aufgetragen und den von BELARBI/HSU angegebenen Beziehungen (8-21a) und (8-21b) sowie dem eigenen Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons gegenübergestellt. In den Gleichungen (8-1) bis (8-4) wurde $\alpha_{c,\lim} = 0,55$ (etwa Beton C 35/40), $\alpha_{c,0} = 5/6$ und $\alpha_{c,\det} = 0,9$ angenommen. Abgesehen von den sehr niedrigen Festigkeitswerten bei großen Querdehnungen ergibt sich auch mit dem eigenen Vorschlag eine gute Übereinstimmung.

When loads are applied via independently load-controlled pairs of jacks, the panel strength is determined primarily by the local strengths, because unlike with rigidly coupled jacks under displacement control, a load redistribution over the specimen's length is practically impossible. The individual compression struts with their highly irregular crack patterns described in [B2] have quite different capacities. Therefore, the partially very low compressive strengths of 25 to 30 % of the cylinder strength recorded by BELARBI and HSU are not the real panel strengths, regardless of the possible negative influence of other detrimental factors. Hence, BELARBI and HSU's results are not very conclusive.

BELARBI and HSU propose the following empirical relationships between the reduction of the compressive strength $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ and the transverse strain at peak load $\varepsilon_{1,\max}$ based on their test results and distinguishing sequential and proportional load paths.

$$\frac{\sigma_{c2}}{f_{c,zyl}} = \frac{0,9}{\sqrt{1+250\varepsilon_1}} \quad (\text{sequential}) \quad (8-21a)$$

$$\frac{\sigma_{c2}}{f_{c,zyl}} = \frac{0,9}{\sqrt{1+400\varepsilon_1}} \quad (\text{proportional}) \quad (8-21b)$$

The experimentally obtained concrete strength reductions are shown in Fig. 8-11, both as functions of the applied transverse strain ε_1 and of the strain at peak load $\varepsilon_{1,\max}$. They are compared with BELARBI and HSU's relationships of Eqs. (8-21a) and (8-21b) and the own proposal to estimate the compressive strength reductions of cracked reinforced concrete. Eqs. (8-1) to (8-4) assumed $\alpha_{c,\lim} = 0.55$ (about concrete C35/40), $\alpha_{c,0} = 5/6$, and $\alpha_{c,\det} = 0.9$. Except for the very low strengths at large transverse tensile strains, the agreement with the own proposal is good.

Tabelle 8-6. Versuchsergebnisse von BELARBI/HSU [B2]
Table 8-6. Test results of BELARBI and HSU [B2]

Bezeichnung [B2] name [B2]	Bewehrungsgehalt in Zugrichtung reinforcement ratio in tensile direction ρ_s [%]	Belastungspfad loading path	aufgebrachte Zugdehnung applied tensile strain ε_1 [‰]	Querdehnung unter Höchstlast transverse strain at maximum loading $\varepsilon_{1,max}$ [‰]	Abminderung der Druckfestigkeit reduction of compressive strength $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ [%]	Zylinder- druckfestigkeit cylinder compressive strength $f_{c,zyl}$ [N/mm ²]	Bemerkungen remarks
Gruppe 1 – Group 1							
REF	1,20	d	0	0,53	78	44,6	vV
E0	0,30	zd	-	0,01	90	37,3	vV, Sb
Gruppe 2 – Group 2							
E1.5-1	1,20	s	1,5	2,02	63	44,6	vV, Sb
E2-1	1,20	s	2	4,31	49	47,7	Q
E2'-1	1,20	s	2	4,64	76	39,6	Q
E2''-1	1,20	s	2	4,37	66	41,2	Q, vV
E4-1	1,20	s	4	9,02	51	40,6	Q
E10-1	1,27	s	10	27,64	25	40,7	Q
Gruppe 3 – Group 3							
E4-.5	0,54	s	4	8,65	47	39,2	Q
E4-2	2,10	s	4	9,70	51	37	Q
Gruppe 4 – Group 4							
E1.5-1B	1,20	s	1,5	2,89	78	39	
E2-1A	1,09	s	2	3,16	68	44,9	
E2-1B	1,20	s	2	7,35	57	38,3	Q, vV
E4-1A	1,20	s	4	9,30	55	37,3	Q, vV, Sb
E10-1A	1,69	s	10	25,93	35	36,9	Q
E10-1B	1,69	s	10	37,08	32	39,6	Q
Gruppe 5 – Group 5							
R4-1	1,27	s-a	4	4,79	79	42	vV
R10-1	1,27	s-a	10	9,60	53	39	
R30-1	1,27	s-a	30	29,33	32	40,7	
Gruppe 6 – Group 6							
F2	1,27	p	0	27,98	30	40,1	
F3	1,27	p	0	14,33	44	42,6	vV
F4	1,27	p	0	7,26	50	41,9	

Erläuterungen:
 annotations

d nur einaxialer Druck
uniaxial compression only

zd zweiaxialer Druck (geringer Druck auch in Zugrichtung)
biaxial compression (small compression in tensile direction too)

s sequentielle Belastung, zuerst Zug, dann Druck
sequential load, tension at first, afterwards compression

s-a sequentielle Belastung, zuerst Zug, dann Ablassen der Zugkraft, dann Druck
sequential load, tension at first, then removal of tensile load, afterwards compression

p proportionale Belastung, gleichmäßige Steigerung von Zug und Druck
proportional load, uniform increase of tension and compression

vV vorzeitiges Versagen im Rand- bzw. Eckbereich
premature failure at border or corner zone

Sb Scheibenbiegung durch große unterschiedliche Verzerrungen der beiden Scheibenseiten
bending of panel by great various strains on both sides of the panel

Q wesentliche Zunahme der Querdehnung während der Druckbelastung
significant increasing of transverse strain while compressive loading

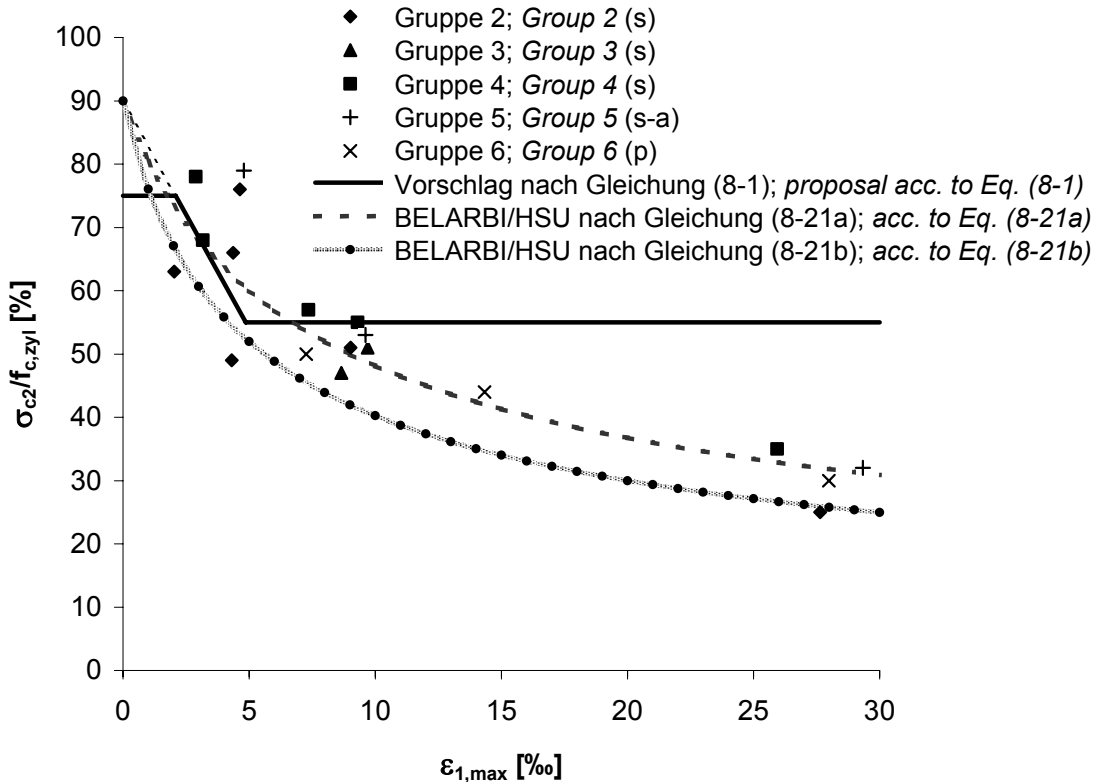
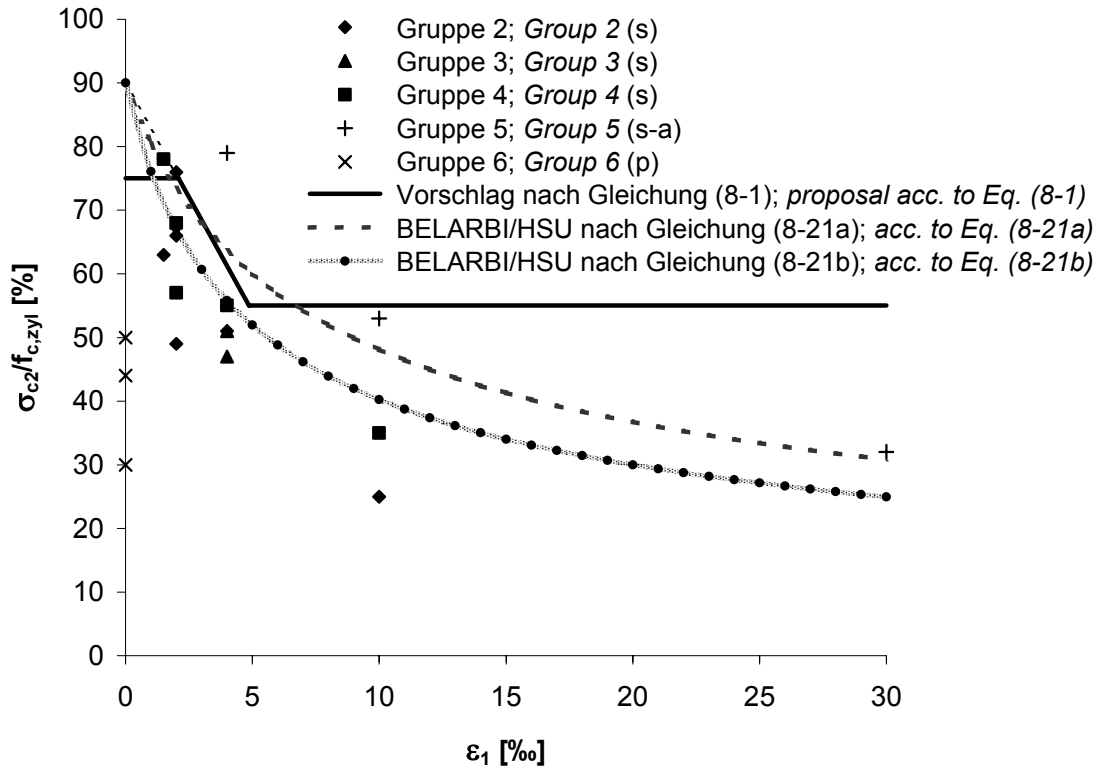


Bild 8-11. Versuchsergebnisse von BELARBI/HSU, dargestellt in Abhängigkeit der aufgebrachtten Zugdehnung ε_1 (oben) bzw. der maximalen Zugdehnung $\varepsilon_{1,max}$, sowie Vergleich mit Vorschlägen zur Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung

Fig. 8-11. Test results of BELARBI and HSU, pictured as a function of the applied tensile strain ε_1 (top) and maximum tensile strain $\varepsilon_{1,max}$, as well as comparison with proposals to determine the reduction of the compressive strength due to tensile strain

8.3.6 Versuche von SCHIEBL [S9]

A. SCHIEBL führte experimentelle Untersuchungen an 58 Scheiben unter einaxialer Druck- und zweiaxialer Zug-Druck-Beanspruchung durch. Die quadratischen Versuchskörper besaßen eine Seitenlänge von 1000 mm und waren 100 mm dick (Bild 8-12). Der Messbereich betrug 500 mm x 500 mm. Sieben Scheiben waren unbewehrt, die übrigen nur in Zugrichtung einlagig mit zwölf Stäben $d_s = 12$ mm bewehrt. Der Stababstand betrug 58 mm und der Randabstand 180 mm. Neben einem normalfesten Beton (NB) wurden auch ein hochfester (HLB) und ein normalfester selbstverdichtender Beton (SVB) untersucht. Ein weiterer Parameter war der Neigungswinkel der Risse zur Zugrichtung (Bewehrungsrichtung). Die Rissverläufe wurden teilweise durch Spalten der Versuchskörper vorgegeben.

8.3.6 Tests by SCHIEBL [S9]

A. SCHIEBL tested 58 panels under uniaxial compression loading and biaxial tension-compression loading. The square test panels had dimensions 1000 by 1000 mm and were 100 mm thick (Fig. 8-12). The instrumented region was 500 by 500 mm. Seven of the panels were unreinforced. The others were reinforced only with a single layer in the direction of tension with 12 bars of diameter $d_s = 12$ mm. The bar spacing was 58 mm, and the distance from the edge, 180 mm. Aside from a normal-strength concrete (NSC), also a high-strength concrete (HSC), as well as a normal-strength self-compacting concrete (SCC) were investigated. An additional parameter was the angle between cracks and direction of tension (direction of reinforcement). The crack orientations were partially predetermined by induced fractures in the test panels.

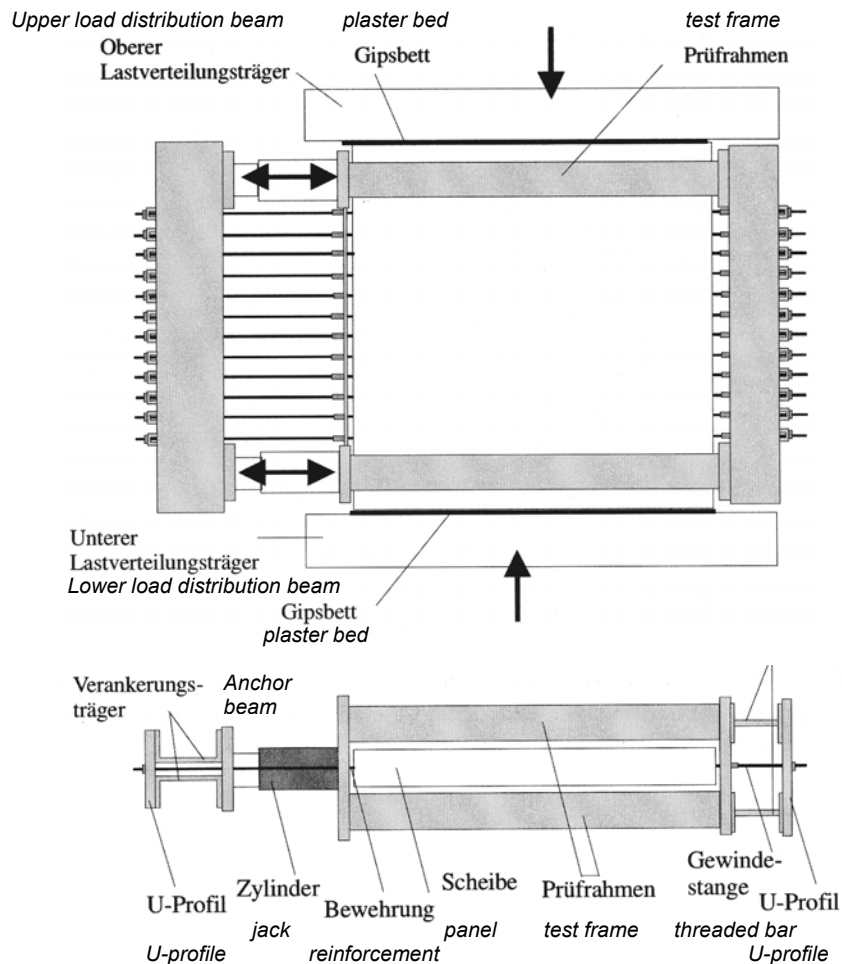


Bild 8-12. Ansicht und Schnitt des Versuchskörpers von SCHIEBL [S9]
Fig. 8-12. View and section of test specimen of SCHIEBL [S9]

Die Belastung erfolgte sowohl auf der Zug- als auch auf der Druckseite in der Regel manuell kraftgesteuert. Lediglich die Versuche an den Scheiben aus hochfestem Beton wurden mit servohydraulischen Prüfzylindern, jedoch ebenfalls kraftgesteuert, gefahren. Wegen der Kraftsteuerung war besonders das gezielte Aufbringen von Zugdehnungen oberhalb der Streckgrenze der Bewehrung nicht möglich. Auch nahm die aufgebrachte Zugdehnung ε_1 während der Druckbelastung unkontrolliert zu.

Die von SCHIEBL erhaltenen Versuchsergebnisse sind für die Scheiben aus normalfestem (drei Beton- und sieben Stahlbetonscheiben) und hochfestem Beton (zwei Beton- und sieben Stahlbetonscheiben) mit parallel zur Druckrichtung verlaufenden Rissen (Risswinkel $\Delta\varphi = 90^\circ$, Grundlage des eigenen Vorschlags in Abschnitt 8.1) in Tabelle 8-7 zusammengestellt.

Bei den einaxial geprüften Scheiben fällt auf, dass für die Scheiben durchweg höhere Betondruckfestigkeiten als für die aus derselben Betoncharge hergestellten Referenzzylinder erhalten wurden. SCHIEBL erklärte dies mit den unterschiedlichen Verdichtungsverfahren, die bei Scheiben und Zylindern angewendet wurden. So wurde bei den Scheiben durch den Einsatz eines Innenrüttlers offensichtlich ein besseres Verdichtungsergebnis als bei den Zylindern erzielt, die auf dem Rütteltisch verdichtet wurden.

Wegen der Überfestigkeit der Scheiben wird die Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Betons durch den Verhältniswert $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ unterschätzt. Vernachlässigt man den Einfluss der unterschiedlichen Abmessungen der Prüfkörper (Maßstabeffekt), so kann diese Überfestigkeit anhand der Ergebnisse der einaxial geprüften, normalfesten Betonscheiben zu im Mittel 10 % berechnet werden. Für die einaxial geprüften, normalfesten Stahlbetonscheiben ergibt sich der Verhältniswert $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ im Mittel zu 1,05. Hieraus lässt sich eine Störwirkung der Bewehrung $\alpha_{c,det} = 1,05/1,1 \approx 0,95$ ableiten.

Wegen technischer Probleme konnten für die hochfesten unbewehrten Betonscheiben keine Traglasten ermittelt werden. Für die einaxial geprüften, hochfesten Stahlbetonscheiben ergibt sich der Verhältniswert $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ im Mittel zu 1,13. Legt man auch hier $\alpha_{c,det} \approx 0,95$ zugrunde, so kann die Überfestigkeit der hochfesten Betonscheiben mit etwa 19 % abgeschätzt werden ($1,13/0,95 = 1,19$).

Bezieht man die Scheibenfestigkeiten auf die mit den eigenen Faktoren 1,10 (NB) bzw. 1,19 (HLB) normierten Zylinderdruckfestigkeiten, so werden für die bewehrten Scheiben die in Tabelle 8-7 in Klammern angegebenen Abminderungen der Druckfestigkeit erhal-

The loads were applied usually under manual load control on both the tension and compression direction. Only the panels made of high-strength concrete were loaded with servohydraulic jacks, but also under load control. Because of the load control, it was not possible to apply in particular the target tensile strains beyond the yield point of the reinforcing bars. The applied strains ε_1 also increased uncontrollably during application of the compression load.

The test results of SCHIEBL are summarised in Table 8-7 for the panels with normal-strength concrete (3 concrete and 7 reinforced concrete specimens) and high-strength concrete (2 concrete and 7 reinforced concrete specimens) with cracks running parallel to the compression load (crack angle $\Delta\varphi = 90^\circ$, basis for the own proposal of Chapter 8.1).

Regarding the uniaxially loaded panels, it is noteworthy that the concrete strengths were consistently higher than those for the reference cylinders made of the same concrete batches. SCHIEBL explained this with the different compaction methods used for panels and cylinders. Thus, the use of internal vibrators for the panels obviously resulted in better compaction than the vibration table used for the cylinders.

Because of the higher strengths of the panels, the compressive strength reduction of the cracked concrete, as signified by the ratio $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$, is underestimated. If the scale effect due to the different sizes of the test specimens is ignored, this over-strength can be estimated on average as 10 %, based on the uniaxially tested normal-strength concrete panels. For the uniaxially loaded normal-strength reinforced concrete panels, the strength ratio $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ of 1.05 is obtained on average. Thus, the detrimental effect of the reinforcement can be deduced to be $\alpha_{c,det} = 1,05/1,1 \approx 0,95$.

For the unreinforced high-strength concrete, no strength capacities were obtained because of technical difficulties. For the uniaxially loaded high-strength reinforced concrete panels, the observed strength ratio $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ was 1.13 on average. Assuming the value $\alpha_{c,det} \approx 0.95$ also in this case, then the over-strength of the high-strength concrete panels can be estimated to be about 19 % ($1.13/0.95 = 1.19$).

If the panel strengths are adjusted with the own factors 1.10 (NSC) or 1.19 (HSC) and normalised with the cylinder compressive strengths, then the strength reductions for reinforced concrete panels given in parentheses in Table 8-7 are obtained. When determining the over-strengths, SCHIEBL does not distinguish between unreinforced and reinforced panels and therefore obtains slightly different values (1.08 for NSC and 1.13 for HSC).

ten. SCHIEBL unterscheidet bei der Ermittlung der Überfestigkeiten nicht zwischen unbewehrten und bewehrten Scheiben und erhält daher etwas abweichende Normierungswerte (1,08 für NB und 1,13 für HLB).

Tabelle 8-7. Versuchsergebnisse von SCHIEBL (aus [S9, Tabellen 5.2, E.2, E.5])

Table 8-7. Test results of SCHIEBL (from [S9, Tables 5.2, E.2, E.5])

Bezeichnung [S9] name [S9]	Scheibendicke panel thickness d [mm]	Belastungspfad loading path	aufgebrachte Zugdehnung applied tensile strain ε_1 [‰]	Querdehnung unter Höchstlast transverse strain at maximum loading $\varepsilon_{1,max}$ [‰]	Abminderung der Druckfestigkeit reduction of compressive strength $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ [%]	Zylinder- druckfestigkeit cylinder compressive strength $f_{c,zyl}$ [N/mm ²]	Bemerkungen remarks
Normalfester Beton (NB) – Normal strength concrete (NSC)							
NB-0-0-1	100	d	-	k.A.	110	43,5	
NB-0-0-2	100	d	-	k.A.	117	41,1	
NB-0-0-3	100	d	-	k.A.	103	42,8	
NB-1-0-1	100	d	-	k.A.	110 (100)	42,7	
NB-1-0-2	100	d	-	k.A.	100 (91)	41,7	
NB-1-90-0-1	100	s	1,44	1,60	94 (85)	38,3	B3
NB-1-90-0-2	100	s	1,70	1,80	86 (78)	37,6	B3
NB-1-90-0-3	100	s	1,57	1,88	94 (85)	40,6	B1, B3
NB-1-90-1-1	100	s	4,94	5,18	63 (57)	38,8	B3
NB-1-90-1-2	100	s	-	ca. 4,0	76 (69)	39,0	B3, B4
Hochfester Beton (HLB) – High strength concrete (HSC)							
HLB-0-0-1	100	d	-	k.A.	-	75,9	B2
HLB-0-0-2	100	d	-	k.A.	-	74,8	B2
HLB-1-0-1	100	d	-	k.A.	116 (97)	74,1	
HLB-1-0-2	100	d	-	k.A.	110 (92)	74,7	
HLB-1-90-0-1	100	s	1,65	1,96	87 (73)	81,7	
HLB-1-90-0-2	100	s	1,78	2,00	87 (73)	76,0	B3
HLB-1-90-0-3	100	s	1,30	1,87	92 (77)	72,8	B1
HLB-1-90-1-1	100	s	4,69	5,45	71 (60)	76,8	
HLB-1-90-1-2	100	s	4,75	4,86	75 (63)	76,7	

- Erläuterungen:
 annotations
- d nur einaxialer Druck
uniaxial compression only
 - s sequentielle Belastung, zuerst Zug, dann Druck
sequential load, tension at first, afterwards compression
 - k.A. keine Angabe
no data
 - B1 Risse durch Spalten vorgegeben
cracks predetermined by induced fractures
 - B2 technische Probleme, keine Ergebnisse
technical problems, no results
 - B3 Querdehnung unter Höchstlast geschätzt
transverse strain under maximum load estimated
 - B4 Wert für Querdehnung aus Bild 5.13 [S9] abgelesen
value of transverse strain read from Fig. 5.13 [S9]
 - () Normierung mit eigenen Faktoren
normalisation with our own factors

Die gemessenen Scheibenfestigkeiten, normiert auf die Zylinderdruckfestigkeiten, die jeweils mit den Faktoren von SCHIEBL und mit den selbst ermittelten Faktoren korrigiert wurden, sind in den Bildern 8-13 und 8-14 (vgl. Bilder 5.13 und 5.14 in [S9]) dem eigenen Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons gegenübergestellt. Dabei wurden, ausgehend von den normierten Festigkeiten, für den normalfesten Beton (etwa Beton C 35/40) $\alpha_{c,lim} = 0,55$, $\alpha_{c,0} = 5/6$ und $\alpha_{c,det} = 0,95$ sowie für den hochfesten Beton (etwa Beton C 80/90) $\alpha_{c,lim} = 0,50$, $\alpha_{c,0} = 5/6$ und $\alpha_{c,det} = 0,95$ berücksichtigt.

Weiterhin ist in den Bildern 8-13 und 8-14 der Verlauf der Abminderung der Druckfestigkeit nach Gleichung (8-22) angegeben. Dieser Zusammenhang wurde von VECCHIO/COLLINS [V3] anhand ihrer Versuchsergebnisse empirisch entwickelt und von SCHIEBL für den Fall erweitert, dass die Risse geneigt verlaufen. Für Risse parallel zur Druckrichtung ($\Delta\varphi = 90^\circ$) wird der zweite Klammersausdruck im Nenner zu 1 (geringste Abminderung). Für $\Delta\varphi = 0$ ergibt sich nach Gleichung (8-22) die größte Abminderung der Druckfestigkeit, obwohl in diesem Fall die Risse überdrückt werden. Dieser Widerspruch ist für den hier betrachteten Fall ($\Delta\varphi = 90^\circ$) jedoch ohne Bedeutung.

In Figs. 8-13 and 8-14 (see Figs. 5.13 and 5.14 in [S9]), the recorded panel strengths, normalised with the cylinder strengths, which were adjusted with the factors determined by SCHIEBL as well as with the own factors, are compared with the own proposal to estimate the strength reduction of cracked reinforced concrete. Based on the normalised strengths, the values $\alpha_{c,lim} = 0.55$, $\alpha_{c,0} = 5/6$, and $\alpha_{c,det} = 0.95$ were used for normal-strength concrete (about C35/10), and $\alpha_{c,lim} = 0.50$, $\alpha_{c,0} = 5/6$, and $\alpha_{c,det} = 0.95$ for high-strength concrete (about C80/90).

Also shown in Figs. 8-13 and 8-14 is the compressive strength reduction according to Eq. (8-22). This relationship was derived empirically by VECCHIO and COLLINS [V3] from their own test results and extended by SCHIEBL for the case of inclined cracks. For cracks parallel to the applied compression ($\Delta\varphi = 90^\circ$), the second expression in parentheses of the denominator becomes 1 (least strength reduction). For $\Delta\varphi = 0$, Eq. (8-22) gives the largest reduction in compressive strength, although in this case, the cracks are in compression. However, this contradiction is unimportant for the case of $\Delta\varphi = 90^\circ$ considered here.

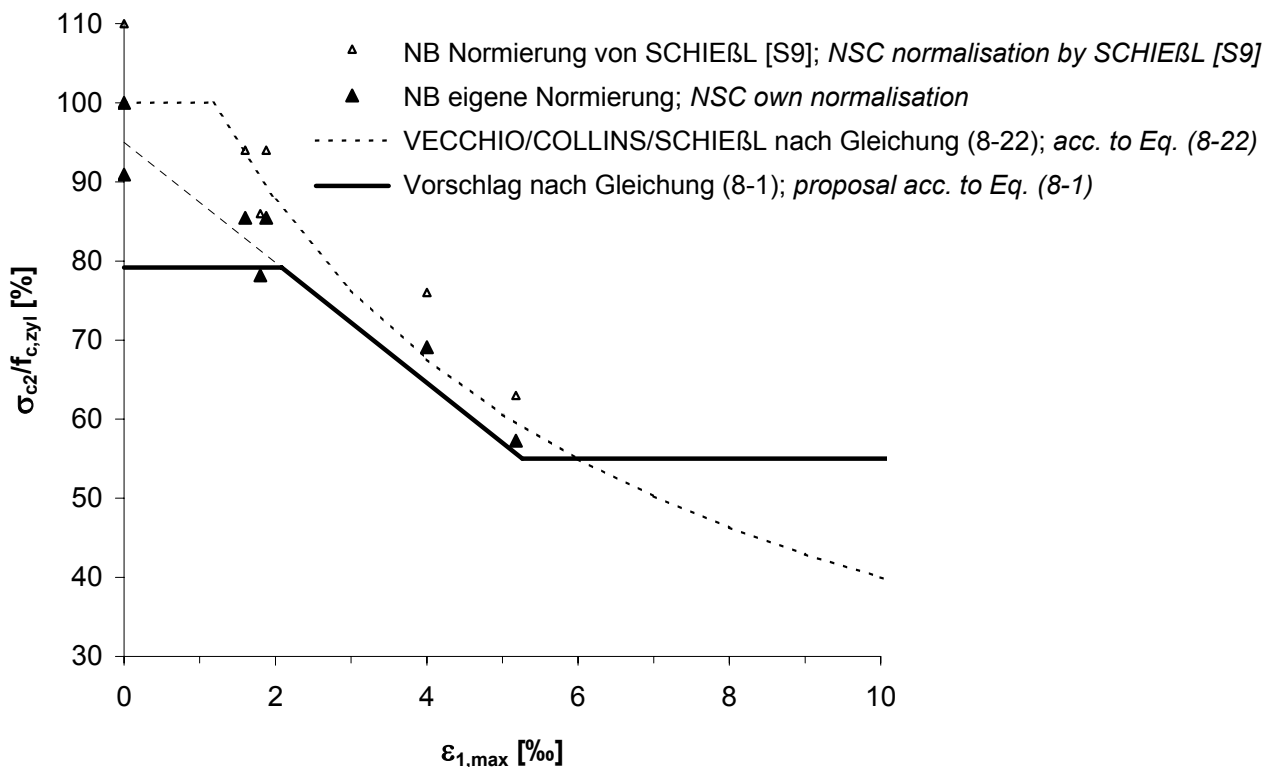


Bild 8-13. Versuchsergebnisse mit normalfestem Beton (NB) von SCHIEBL – Vergleich mit Vorschlägen zur Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung

Fig. 8-13. Test results of normal-strength concrete (NSC) by SCHIEBL – comparison with proposals to determine the reduction of the compressive strength due to tensile strain

$$\frac{f_{c2}}{f_c} = \frac{1}{(0,8 + 170 \varepsilon_1) \left(1,0 + 0,02 (90^\circ - \Delta\varphi) \left(\frac{f_c}{100} \right)^2 \right)} \quad (8-22)$$

$$\frac{f_{c2}}{f_c} = \frac{1}{(0,8 + 170 \varepsilon_1) \left(1,0 + 0,02 (90^\circ - \Delta\varphi) \left(\frac{f_c}{100} \right)^2 \right)} \quad (8-22)$$

mit

f_c einaxiale Druckfestigkeit des Betons
 f_{c2} Betondruckfestigkeit bei zweiaxialer Druck-Zug-Beanspruchung
 ε_1 Hauptzugverzerrung
 $\Delta\varphi$ Winkel zwischen Rissrichtung und Zugrichtung

where

f_c uniaxial concrete compressive strength
 f_{c2} concrete compressive strength under biaxial compressive and tensile loading
 ε_1 principal strain
 $\Delta\varphi$ angle between crack orientation and tensile load direction

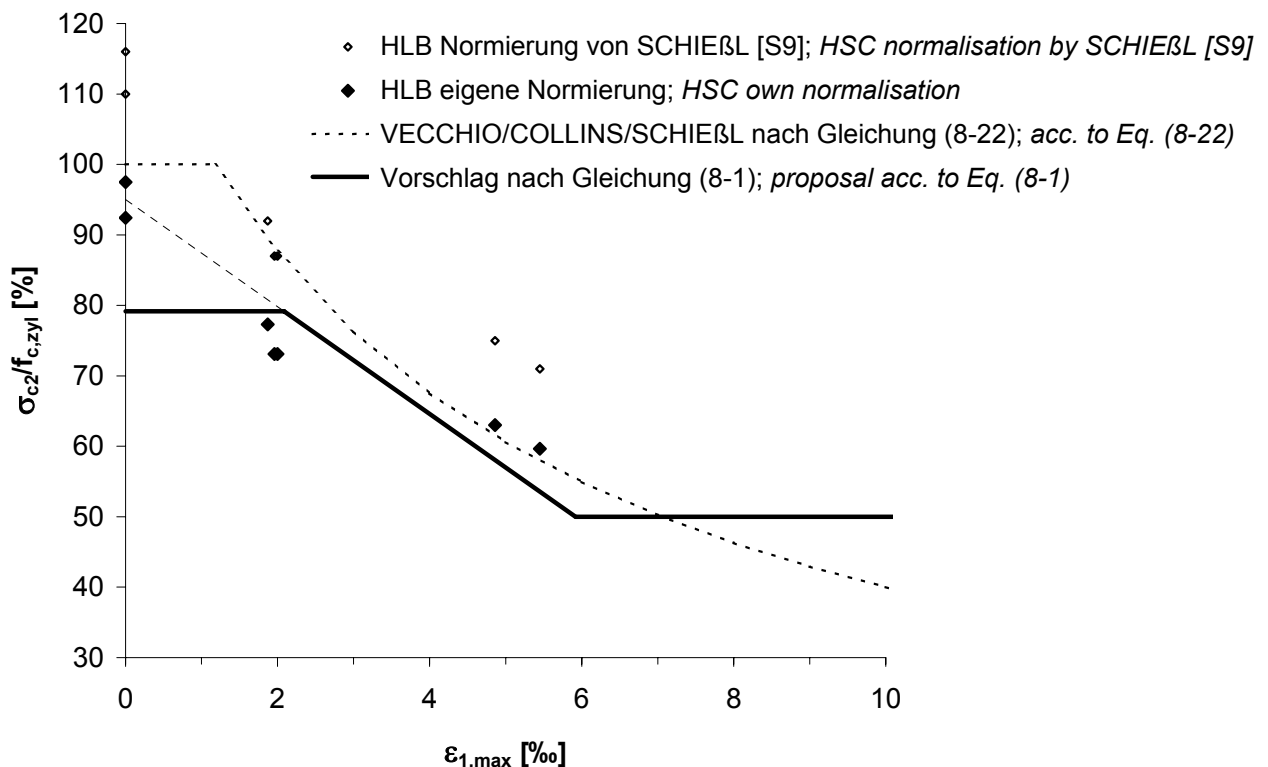


Bild 8-14. Versuchsergebnisse mit hochfestem Beton (HLB) von SCHIEBL – Vergleich mit Vorschlägen zur Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung

Fig. 8-14. Test results of high strength concrete (HSC) by SCHIEBL – comparison with proposals to determine the reduction of the compressive strength due to tensile strain

Für die mit den eigenen Faktoren normierten Ergebnisse der normalfesten und der hochfesten Scheiben ergibt sich jeweils eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Vorschlag nach Abschnitt 8.1. Besonders der in den eigenen Versuchen beobachtete Abfall der bezogenen Druckfestigkeit mit zunehmender Querdehnung wird durch die Untersuchung von SCHIEBL bestätigt. Nach dem Vorschlag von VECCHIO/COLLINS ergibt sich im Bereich der untersuchten Zugverzerrungen ein nur geringfügig unterschiedlicher Verlauf zum eigenen Modell. Für große Querdehnungen wird jedoch nach Gleichung (8-22) eine deutlich größere Abminderung

The test results for normal- and high-strength test panels, normalised with the own factors, agree very well with the proposal of Chapter 8.1. In particular the reduction of relative strength due to increasing transverse strain that we observed in the own tests was confirmed by SCHIEBL's investigation. VECCHIO and COLLINS' proposal results in a similar relationship as the own proposal, within the range of the investigated tensile strains. However, for larger transverse strains Eq. (8-22) results in considerably larger reductions of the compressive strength. Unfortunately, there exist no experimental test results in [S9] for this strain range.

der Druckfestigkeit erhalten. Leider liegen für diesen Verformungsbereich in [S9] keine Versuchsergebnisse vor.

SCHIEBL sieht durch ihre Untersuchungen den in DIN 1045-1 [D4] angegebenen Abminderungsbeiwert $\alpha_c = 0,75$ bestätigt, was jedoch nur für Quersugverzerrungen $\varepsilon_{cq} < 2 \text{ ‰}$ näherungsweise zutrifft.

8.3.7 Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse

Trotz zahlreicher, teils sehr umfangreicher Versuchsreihen, die bereits zur zweiachsialen Druck-Zugfestigkeit des gerissenen Stahlbetons durchgeführt wurden, stehen aufgrund von Störeinflüssen, die meist aus der Versuchstechnik/-anlage herrühren, nur wenige aussagekräftige Versuchsergebnisse zur Verfügung. Die sechs vorgestellten Versuchsreihen konnten hiervon einen Eindruck vermitteln. Der maßgebliche Einfluss der Rissbreiten und Rissabstände auf die Abminderung der Betondruckfestigkeit wurde bisher nur aufgrund theoretischer Überlegungen erörtert [S3, S9], mangels Vergleichbarkeit der Versuchsreihen untereinander jedoch noch nicht experimentell bestätigt. Hinzu kommt, dass brauchbare Ergebnisse vor allem an Betonen mit sehr niedrigen, heute nicht mehr gebräuchlichen Festigkeiten erzielt wurden.

In Bild 8-15 ist das Verhältnis der experimentell erhaltenen Abminderungen der Druckfestigkeit $\alpha_{c,exp}$ zu den entsprechenden theoretischen Werten $\alpha_{c,theor}$ nach Gleichung (8-2) des vorgeschlagenen Modells dargestellt. Es werden ausschließlich Versuche herangezogen, die hinsichtlich Lastaufbringung und Versuchsdurchführung vergleichbar und zugleich als aussagekräftig einzustufen sind. Als solche kommen neben den eigenen Versuchen der Serie 4 in erster Linie die Versuchsreihen von SCHLAICH/SCHÄFER, KOLLEGGER/MEHLHORN (hier nur Serie 1: EGE102 bis EGE105 und EGE111 bis EGE116) und SCHIEBL in Betracht. Die Versuche von EIBL/NEUROTH, BHIDE/COLLINS und BELARBI/HSU bleiben wegen der maßgeblich durch Störeinflüsse beeinträchtigten Ergebnisse unberücksichtigt (vgl. Abschnitte 8.3.2, 8.3.4 und 8.3.5).

Wie aus Bild 8-15 ersichtlich, betragen die Abweichungen zwischen Versuch und Modell bei einer Darstellung in Abhängigkeit der aufgebrachten Zugdehnung ε_1 maximal rund 10 %. Wird die maximale Zugdehnung $\varepsilon_{1,max}$ als Bezug gewählt, so ergeben sich lediglich für drei Scheiben der Versuchsreihe von KOLLEGGER/MEHLHORN (EGE104, EGE105 und EGE114) etwas größere Abweichungen von 12 bis 15 %. Insgesamt besteht also eine recht gute Übereinstimmung zwischen den aussagekräftigen Ergebnissen der unterschiedlichen Versuchsreihen und der vorgeschlagenen Formulierung nach Gleichung (8-2).

SCHIEBL considers her investigations to confirm the strength reduction coefficient of $\alpha_c = 0.75$, given in DIN 1045-1 [D4], although this is approximately true only for transverse strains of $\varepsilon_{cq} < 2 \text{ ‰}$.

8.3.7 Comparison of Test Results

In spite of numerous and sometimes very comprehensive test series, that had been performed to study the biaxial compressive-tensile-strength of cracked reinforced concrete, only few conclusive results are available. This is because of extraneous influences originating usually from the type of experimental setup and the way the tests were conducted. The six studies discussed in the present report illustrate this situation. The important influence of crack widths and crack spacing on the reduction of concrete strength has been discussed so far only on the basis of theoretical considerations [S3, S9], but could not yet be confirmed experimentally, because of the lack of comparability of the various test series. In addition, useful data had been obtained primarily for very low concrete strengths, which are nowadays not being used any more.

Figure 8-15 illustrates the relationship between the experimentally obtained strength reductions $\alpha_{c,exp}$ and the corresponding theoretical values $\alpha_{c,theor}$ according to Eq. (8-2) of the proposed model. Only tests that were considered conclusive and comparable with respect to load introduction and test execution were used for this comparison. Aside from the own tests, this includes the investigations by SCHLAICH and SCHÄFER, KOLLEGGER and MEHLHORN (here only Series 1: EGE102 to EGE105 and EGE 111 to EGE116) and SCHIEBL. The tests by EIBL and NEUROTH, BHIDE and COLLINS, and BELARBI and HSU are excluded because their results were overly affected by extraneous influence factors (see Chapters 8.3.2, 8.3.4 and 8.3.5).

According to Fig. 8-15, the differences between test and model data, when shown as function of the applied tensile strain ε_1 , are at most 10 %. If the data are shown as function of the maximum tensile strain $\varepsilon_{1,max}$, only the three panels EGE104, EGE105 and EGE114 tested by KOLLEGGER and MEHLHORN have somewhat larger deviations of 12 to 15 ‰. This means, that all in all a fairly good agreement exists between the various conclusive test results and the proposed formulation of Eq. (8-2).

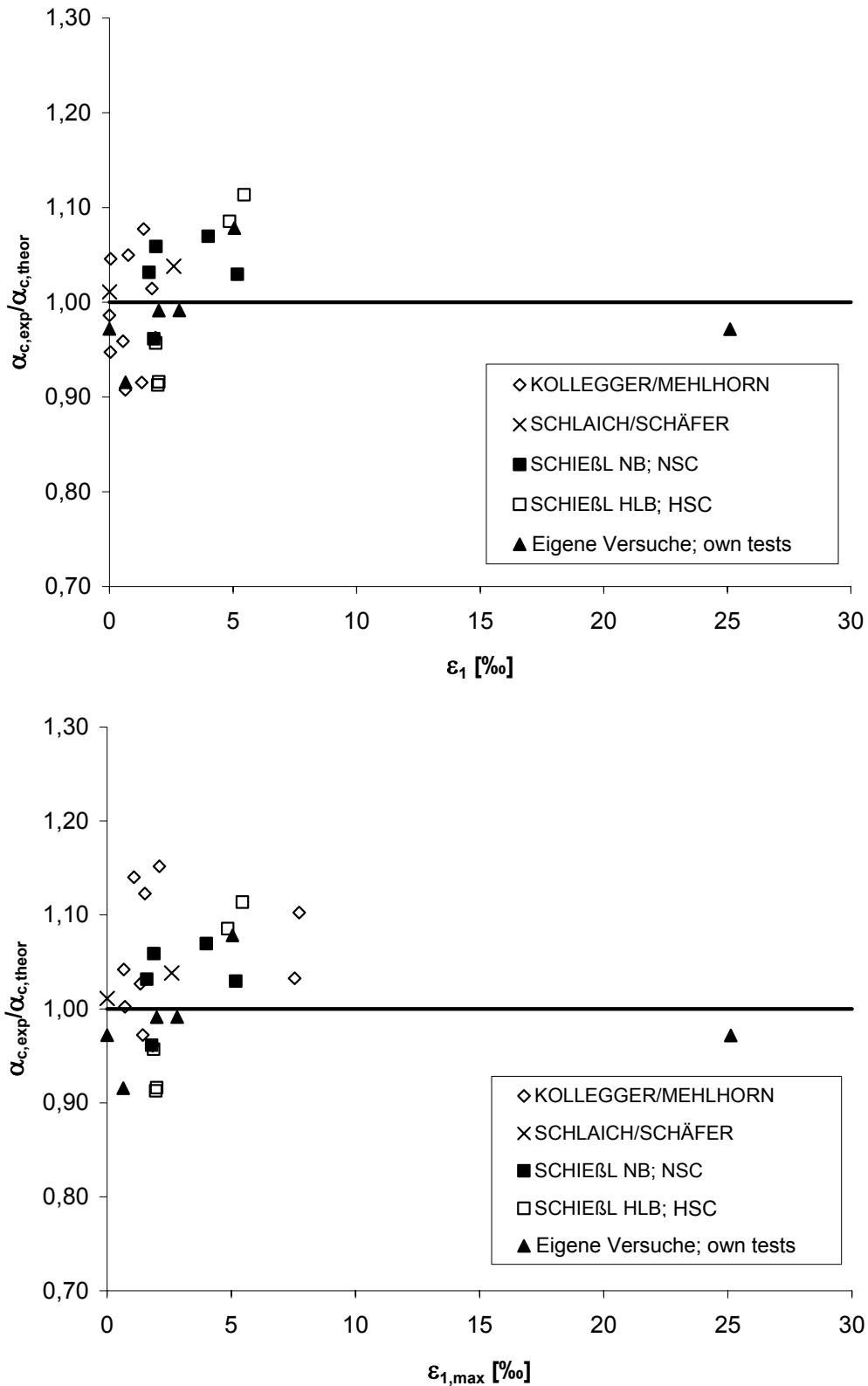


Bild 8-15. Verhältnis der experimentell erhaltenen Abminderungen der Druckfestigkeit $\alpha_{c,exp}$ zu den theoretischen Werten $\alpha_{c,theor}$ nach Gleichung (8-2), dargestellt in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 (oben) bzw. der maximalen Zugdehnung $\varepsilon_{1,max}$ (unten)

Fig. 8-15. Ratio of experimentally obtained reductions of compressive strength $\alpha_{c,exp}$ to theoretical values $\alpha_{c,theor}$ acc. to Eq. (8-2), as a function of applied tensile strain ε_1 (top) and maximum tensile strain $\varepsilon_{1,max}$ (bottom)

Die maximale Abminderung der Betondruckfestigkeit infolge Quersugbeanspruchung $\alpha_{c,lim}$ wurde mit Gleichung (8-3) vereinfachend in Abhängigkeit des charakteristischen Werts der einaxialen Betondruckfestigkeit formuliert. In EC 2 [E3, E4] und Model Code 90 [C1] wurden ähnliche Formulierungen gewählt. In den Erläuterungen zur DIN 1045-1 [E2] wird hingegen, gestützt auf die Versuchsergebnisse in [S3, E5, K3] und ihre Interpretationen durch die jeweiligen Verfasser, eine Abminderung der Druckfestigkeit infolge Quersug und Störwirkung der Bewehrung auf 0,75 unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse als ausreichend angesehen.

In den Abschnitten 8.3.1 bis 8.3.3 wird gezeigt, dass sich für die betreffenden Versuchsreihen auch abweichende Verhältniszahlen ableiten lassen, wenn nicht wie von den jeweiligen Verfassern die kleinste und die größte bezogene Druckfestigkeit einer Serie ins Verhältnis gesetzt werden. Vielmehr liegt eine solche Form der Auswertung auf der unsicheren Seite, wenn sich, wie bei den eigenen Versuchen beobachtet, der Einfluss einer Störgröße auf die Traglast des Prüfkörpers mit zunehmender Dehnung verringert.

Die nach den unterschiedlichen Modellen und Regelwerken erhaltenen, maximalen Abminderungen (siehe Tabelle 8-1) sind in Bild 8-16 in Abhängigkeit des charakteristischen Werts der einaxialen Betondruckfestigkeit f_{ck} dargestellt. Daneben sind in Bild 8-16 auch die kleinsten bezogenen Betondruckfestigkeiten $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ der eigenen Versuchsreihe (Serie 4) sowie der Untersuchungen von SCHLAICH/SCHÄFER [S3], KOLLEGER/MEHLHORN [K3] und SCHIEBL [S9] angegeben. Die Klassifizierung der Betone war bereits in den vorangegangenen Abschnitten anhand der mittleren Druckfestigkeit der Referenzzyylinder erfolgt. Da die Ergebnisse bei sehr unterschiedlichen Zugdehnungen erreicht wurden, sind die zugehörigen Verformungswerte in der Legende angegeben.

Für die von SCHLAICH/SCHÄFER [S3] und KOLLEGER/MEHLHORN [K3] untersuchten Betone mit sehr niedrigen Druckfestigkeiten ergeben sich gute Übereinstimmungen mit dem eigenen Vorschlag und den Ansätzen in [D4, E3, C1]. Bei den weiteren Versuchsreihen ergeben sich in der Form der eigenen Versuchsauswertung größere maximale Abminderungen, die durch den Bemessungsansatz der DIN 1045-1 [D4] deutlich unterschätzt werden. Im Gegensatz dazu werden diese Abminderungen nach dem ACI Standard 318-05 [A1], Abschnitt 19.2.11, deutlich überschätzt.

Für die Scheibe 050VK2 der eigenen Versuchsreihe wird bei einer Quervordehnung von 5 ‰ etwa die gleiche Abminderung erhalten wie für die Scheibe NB-1-90-1-1 aus [S9], die eine ähnliche Festigkeit und Zugverzerung im Bruchzustand aufweist. Bei sehr großen Ver-

The maximum reduction of concrete strength due to transverse tension $\alpha_{c,lim}$ was expressed in a simplified form in Eq. (8-3) as function of the uniaxial compressive strength of the concrete. EC 2 [E3, E4] and the Model Code 90 [C1] chose similar formulations. However, in the commentary of DIN 1045-1 [E2] a strength reduction factor of 0.75 was considered as adequate to reflect the transverse tension effect and the detrimental effect of reinforcement, independent of the concrete strength. This was justified by the test data of [S3, E5, K3] and their interpretations by the respective authors.

It has been shown in Chapters 8.3.1 to 8.3.3, that also different relative strengths can be derived from the respective test data, if, in contrast to the various authors, the smallest and largest relative compressive strengths of a test series are not put into relation. Such an evaluation leads rather to unsafe results, if the influence of a detrimental factor on the load carrying capacity of a test specimen decreases as the strain increases, as we observed in the own experiments.

The maximum strength reductions obtained from the various models and code specifications (see Table 8-1) are shown in Fig. 8-16 as functions of the uniaxial concrete compressive strength f_{ck} . Also shown in Fig. 8-16 are the lowest normalised concrete strengths $\sigma_{c2}/f_{c,zyl}$ obtained in the own tests (Series 4) and those of SCHLAICH and SCHÄFER [S3], KOLLEGER and MEHLHORN [K3] and SCHIEBL [S9]. The concretes were already classified in previous chapters, based on the mean compressive strengths of reference cylinders. Since the results were obtained for quite different tensile strains, the respective values are indicated in the notes to Fig. 8-16.

For the concretes with very low strengths, that were investigated by SCHLAICH and SCHÄFER [S3] as well as KOLLEGER and MEHLHORN [K3], good agreement was obtained with the own proposal as well as with the approaches in [D4, E3 and C1]. For the other test series, the provision of DIN 1045-1 clearly underestimates the maximum strength reductions, if the data are evaluated in the way chosen for the own test results. In contrast, these reductions are clearly overestimated according to ACI Standard 318-05, Chapter 19.2.11.

For Panel 050VK2 of the own study the same strength reduction at a transverse strain of 5 ‰ was obtained as for the Panel NB-1-90-1-1 of [S9], which was of similar strength and tensile strain at failure. For very large strains even larger strength reductions were obtained (Panel 250VK2 of the own study).

For the reinforced concrete panel made of high-strength concrete (C 80/90, [S9]), a similarly large strength

zerrungen ergeben sich dann noch etwas ungünstigere Werte (Scheibe 250VK2 der eigenen Versuchsreihe).

Für die Stahlbetonscheibe aus hochfestem Beton (C 80/90, [S9]) ergibt sich bei etwa gleich großer Quersugdehnung eine ähnlich hohe Abminderung der Druckfestigkeit wie für die normalfesten Betonscheiben (C 35/45). Eine signifikante Abhängigkeit von der Betongüte besteht also offensichtlich nur für die mittleren Festigkeitsklassen. Darauf deuten auch die in Untersuchungen zur Druck-Quersug-Festigkeit an ultrahochfestem Stahlbeton mit $f_{ck} \approx 120 \text{ N/mm}^2$ erhaltenen Abminderungen hin ($\alpha_{c,lim} \approx 0,50$) [F3]. Leider fehlen experimentelle Ergebnisse für (ultra)hochfeste Betone unter sehr großen Zugdehnungen, so dass hier die Entwicklung nur abgeschätzt werden kann. Angesichts der Streuung der Versuchsergebnisse liefern neben dem eigenen Vorschlag nach Gleichung (8-3), der auf der Grundlage der in Bild 8-16 dargestellten Versuchsergebnisse entwickelt wurde, auch die Ansätze des Eurocode 2 und des CEB-FIB Model Code 1990 eine brauchbare Übereinstimmung.

reduction is obtained as for the panel made of normal-strength concrete (C 35/45) for somewhat similar transverse tensile strain. Therefore, a significant influence of the concrete strength exists apparently only for intermediate concrete strength. Investigations on ultra-high-strength reinforced concrete with $f_{ck} \approx 120 \text{ N/mm}^2$ [F3] in terms of biaxial compression-tension-strength also suggest strength reductions of $\alpha_{c,lim} \approx 0.50$. Unfortunately, there are no experimental data for (ultra-) high-strength concretes under very large tensile strains, so that the trend can only be estimated here. In view of the statistical scatter of test data, the expressions of Eurocode 2 and CEB-FIB Model Code 1990 offer suitable agreement with the own proposal of Eq. (8-3), which was derived from the test data of Fig. 8-16.

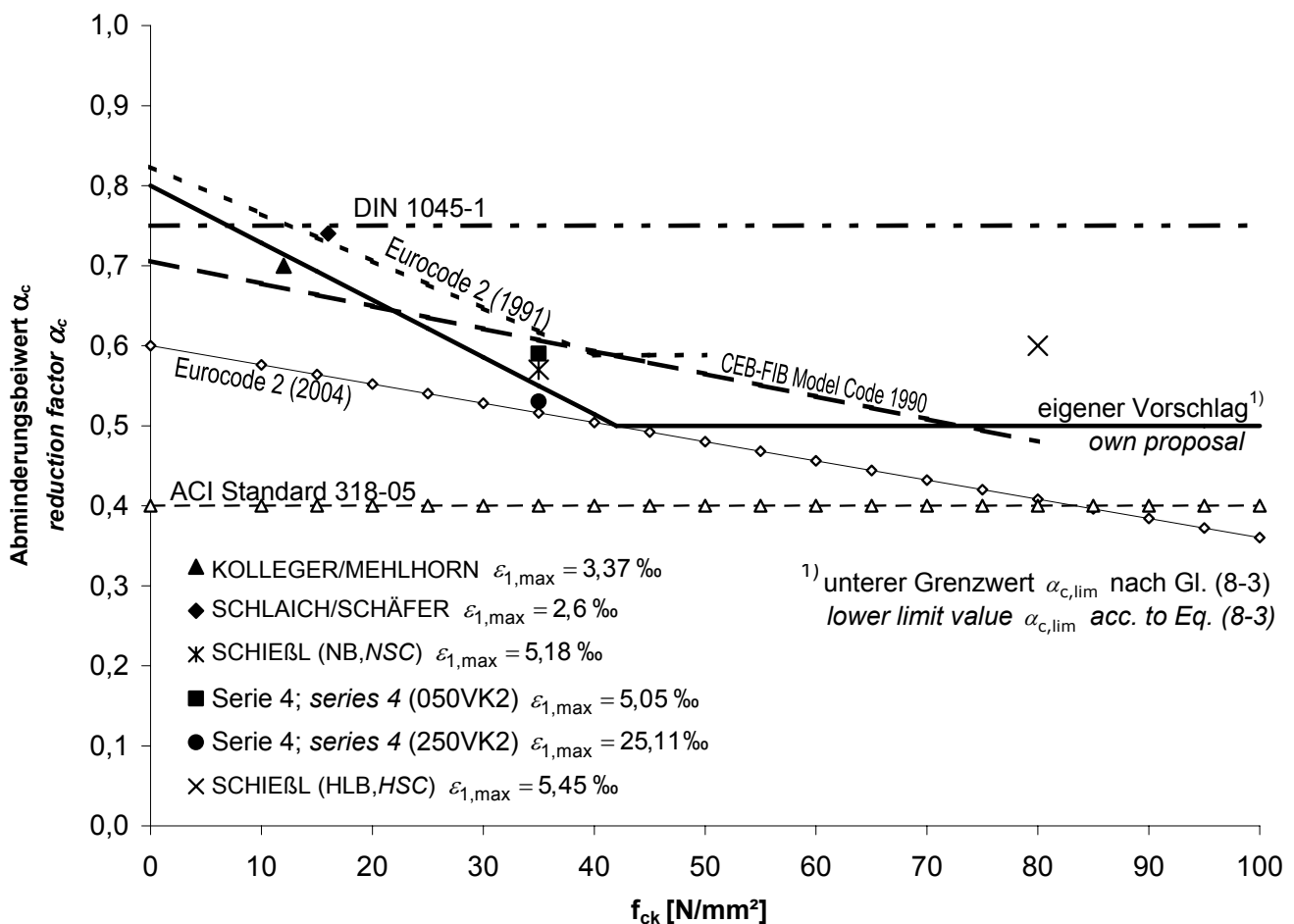


Bild 8-16. Maximale Abminderung der Betondruckfestigkeit infolge Quersug und Störfwirkung der Bewehrung nach Tabelle 8-1 sowie aus Versuchen

Fig. 8-16. Maximum reduction of compressive strength due to transverse tension and detrimental effect of reinforcement acc. to Table 8-1 and experimental results

Für den untersuchten Fall der zweiachsialen Belastung mit Druck parallel zu den Rissen lässt sich auch feststellen, dass

- nach DIN 1045-1 für normalfeste Betone mittlerer Festigkeit und für hochfeste Betone auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse erhalten werden. Dies gilt selbst dann, wenn die Zugbewehrung die Streckgrenze nicht überschreitet.
- im Gegensatz dazu die Abminderungen nach dem ACI Standard 318-05, Abschnitt 19.2.11, für normalfesten Beton weit auf der sicheren Seite liegen.

8.4 Spannungs-Dehnungs-Beziehung des faserfreien oder stahlfaserverstärkten gerissenen Stahlbetons

8.4.1 Einaxiale Druckbeanspruchung

Für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen ist nach DIN 1045-1, Abschnitt 9.1.5, die in Bild 8-17 dargestellte Spannungs-Dehnungs-Linie vorgesehen. Sie gilt für kurzzeitig wirkende Beanspruchungen und einaxiale Spannungszustände.

Die Spannungs-Dehnungs-Linie wird durch folgende Gleichung beschrieben:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \quad (8-23)$$

mit

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad \text{und} \quad k = - \frac{E_{c0m}}{f_c} \cdot \varepsilon_{c1}$$

Dabei ist

- ε_{c1} die Stauchung bei Erreichen des Höchstwerts der Betondruckspannung
- E_{c0m} mittlerer Wert des Tangentenmoduls im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie
- f_c die einaxiale Betondruckfestigkeit als Rechenwert f_{cR} bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung bzw. als Mittelwert f_{cm} bei Verformungsberechnungen

In Gleichung (8-23) wurde entsprechend der Berichtigung 2 zu DIN 1045-1 [D5] der Ausdruck $1,1 \cdot E_{cm}$ durch den mittleren Wert des Tangentenmoduls E_{c0m} im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie ersetzt. Für mehraxiale Spannungszustände sind in DIN 1045-1 keine Werkstoffmodelle enthalten.

For the case of biaxial loading with compression parallel to cracks it can be discovered also, that

- the use of DIN 1045-1 gives results that are on the unsafe side for normal-strength concretes with intermediate strength and for high-strength concretes. This is true, even if the tensile reinforcement does not exceed the yield point.
- in contrast to this, the reductions according to ACI Standard 318-05, Chapter 19.2.11, gives results, that are widely on the safe side for normal-strength concrete.

8.4 Stress-Strain-Relationship of Cracked Reinforced Concrete With and Without Steel Fibres

8.4.1 Uniaxial Compression Loading

Figure 8-17 presents the stress-strain curve given in DIN 1045-1, Chapter 9.1.5, for the nonlinear analysis of internal forces and deformations. It is applicable for short-term loads and uniaxial stress states.

This curve is represented by the following equation:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \quad (8-23)$$

with

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad \text{and} \quad k = - \frac{E_{c0m}}{f_c} \cdot \varepsilon_{c1}$$

where

- ε_{c1} compressive strain at maximum concrete stress
- E_{c0m} mean value of tangent modulus at the origin of the stress-strain-curve
- f_c uniaxial concrete compression strength, as characteristic value f_{cR} for nonlinear stress analysis and as mean value f_{cm} for displacement analyses, respectively

In Eq. (8-23) the expression $1,1 \cdot E_{cm}$ was replaced by the mean tangent modulus E_{c0m} at the origin of the stress-strain curve, according to the Correction 2 of DIN 1045-1 [D5]. The DIN 1045-1 does not contain any material models for multi-axial stress states.

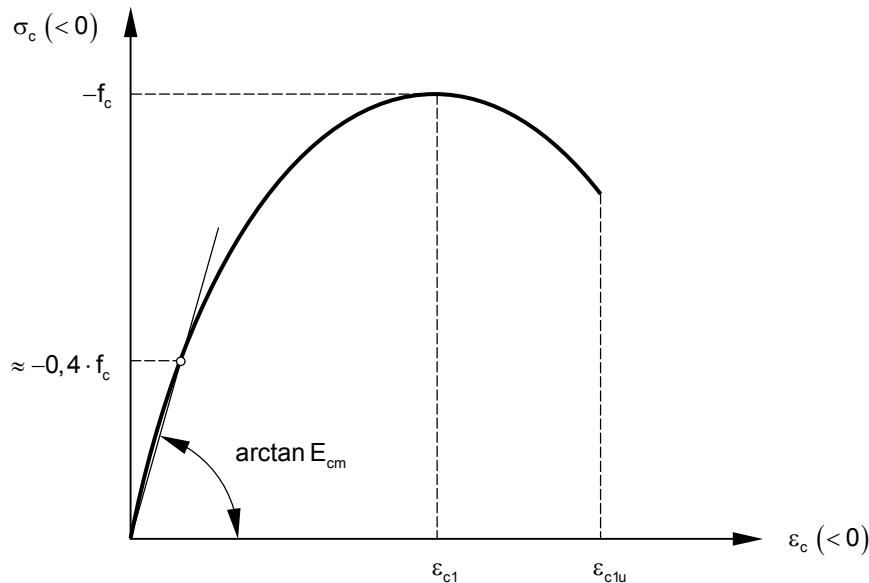


Bild 8-17. Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons nach Bild 22 der DIN 1045-1 [D4]

Fig. 8-17. Stress-strain curve of concrete acc. to Fig. 22 of DIN 1045-1 [D4]

8.4.2 Erweiterung des Ansatzes nach Bild 22 der DIN 1045-1 für zweiaxiale Druck-Zug-Beanspruchung

8.4.2 Extension of the Proposal of DIN 1045-1, Fig. 22, for Biaxial Compression-Tension Loading

Gleichung (8-23) kann bei entsprechender Modifikation der Eingangsparameter (Betondruckfestigkeit, Tangentenmodul im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie, Stauchung bei Erreichen der Höchstlast, Bruchstauchung) auch zur Beschreibung des Spannungs-Stauchungs-Verhaltens von bewehrtem Beton unter Druck-Zug-Beanspruchung angewendet werden.

Eq. (8-23) may also be used to describe the stress-strain behaviour of reinforced concrete under biaxial compression-tension loading, provided the input parameters are modified appropriately, i.e. the concrete compressive strength, the tangent modulus at the origin of the stress-strain curve, the compressive strain under maximum stress, and the compressive strain at failure.

Die Abminderung der Druckfestigkeit von faserfreiem und stahlfaserverstärktem Stahlbeton wurde bereits in Abschnitt 8.1 in Abhängigkeit der Querdehnung mit Gleichung (8-1) formuliert. Da weiterhin in den Versuchen ein Einfluss der aufgetragenen Zugdehnung lediglich auf die Drucksteifigkeit, nicht jedoch auf die Stauchung bei Erreichen der Höchstlast erkennbar war, wird vorgeschlagen, wie in Bild 8-18 dargestellt, den Elastizitätsmodul E_{c0m} ebenfalls mit dem Beiwert α_c nach Gleichung (8-1) zu vermindern und die Stauchung ϵ_{c1} unabhängig von der Querzugbeanspruchung vereinfacht als konstant anzunehmen. Gleiches gilt für die Stauchung ϵ_{c1u} . Eine differenziertere Aussage lassen die Streuungen der Versuchsergebnisse nicht zu.

The compressive strength reduction of reinforced concrete with and without fibres, as a function of the transverse strain, was already described by Eq. (8-1) in Chapter 8.1. Since in the own tests an influence of the applied tensile strain was recognisable only on the stiffness in compression but not on the compressive strain at peak load, the authors propose, as shown in Fig. 8-18, to reduce also the modulus of elasticity E_{c0m} by the factor α_c and to assume as simplification that the compressive strain ϵ_{c1} remains constant and independent of the transverse tension. The same applies to the compressive strain ϵ_{c1u} . The statistical scatter of test data does not support a more refined description.

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des zweiachial auf Druck-Zug beanspruchten bewehrten Betons kann dann auf der Grundlage der Gleichungen (62) bis (64) der DIN 1045-1 wie folgt formuliert werden:

$$\sigma_{c2} = -f_{c2} \cdot \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \quad (8-24)$$

Dabei ist

f_{c2} die Betondruckfestigkeit bei zweiachialer Druck-Zug-Beanspruchung nach Gleichung (8-1)

Alle anderen Parameter bleiben gegenüber Gleichung (8-23) und den dortigen weiteren Angaben unverändert.

Based on Eqs. (62) to (64) of DIN 1045-1, the stress-strain behaviour of reinforced concrete, loaded biaxially in compression and tension, may be formulated as follows:

$$\sigma_{c2} = -f_{c2} \cdot \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \quad (8-24)$$

where

f_{c2} concrete compressive strength under biaxial compression-tension load according to Eq. (8-1)

All other parameters remain unchanged with respect to Eq. (8-23) and the explanations given there.

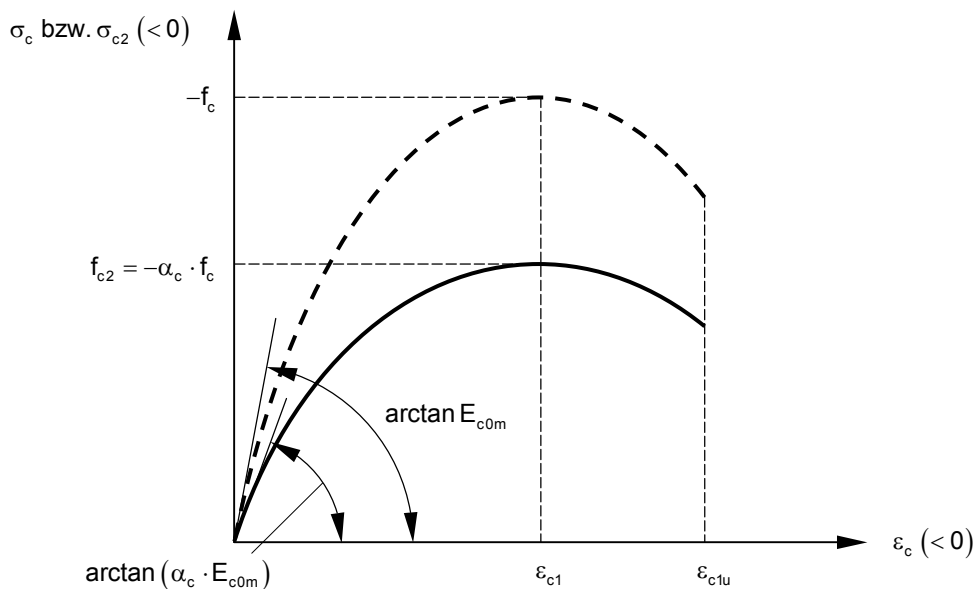


Bild 8-18. Vorschlag für eine Druckspannungs-Stauchungs-Linie des zweiachial auf Druck-Zug beanspruchten, faserfreien und faserverstärkten Stahlbetons

Fig. 8-18. Proposal of a compressive stress-strain curve of reinforced concrete with and without steel fibres under biaxial compression-tension loading

9 Zusammenfassung

Die Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons wurde in den vergangenen 40 Jahren von zahlreichen Wissenschaftlern untersucht. Die Ergebnisse sind allerdings zum Teil sehr unterschiedlich und widersprechen einander. Um hierüber eine Klärung herbeizuführen und um außerdem zu überprüfen, ob die Abminderung der Druckfestigkeit durch Faserzugabe günstig beeinflusst werden kann, wurden am Fachgebiet Massivbau des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität Kassel Bauteilversuche an zweiachsig druck-zug-belasteten, faserfreien und faserverstärkten Stahlbetonscheiben durchgeführt. Dabei wurden die Auswirkungen der Querkzugbeanspruchung und der Rissbildung auf die Druckfestigkeit, auf die Stauchung bei Erreichen der Höchstlast sowie auf die Drucksteifigkeit des stabstahl- und faserbewehrten Betons an insgesamt 56 faserfreien und faserverstärkten Beton- und Stahlbetonscheiben untersucht.

Die Ergebnisse der in vier Serien durchgeführten Versuche wurden sehr ausführlich dargestellt und diskutiert, wobei auch wesentliche Einflüsse des technischen Versuchsablaufs auf die erhaltenen Versuchsergebnisse besprochen wurden.

Auf der Grundlage der experimentell erhaltenen Ergebnisse wurde ein Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen faserfreien und faserbewehrten Stahlbetons in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung formuliert. Dieser Vorschlag wurde mit den Ergebnissen ähnlicher Untersuchungen nationaler und internationaler Forschergruppen verglichen. Aufgrund der sehr unterschiedlichen Interpretationen ihrer Versuchsergebnisse durch die jeweiligen Wissenschaftler, war zum Teil eine eigene Auswertung und Darstellung der Versuchsdaten erforderlich, um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten.

Von der Mehrzahl der Wissenschaftler wurde bisher die Fließgrenze der Zugbewehrung als ein wichtiges Kriterium für die Größe der Abminderung der Betondruckfestigkeit herausgestellt. Eine grundlegende Erkenntnis der eigenen Versuche ist jedoch, dass nicht die Fließgrenze der Bewehrung sondern das Stadium der Rissbildung (Rissbildungsphase oder abgeschlossenes Rissbild) und damit vornehmlich die Rissbreiten und Rissabstände die Abminderung der Druckfestigkeit bestimmen. So hatte sich in den eigenen Versuchen ein deutlicher Abfall der Druckfestigkeit ergeben, noch bevor die Fließgrenze der eingesetzten Bewehrung erreicht wurde. Zu einer ähnlichen Erkenntnis bezüglich des Einflusses der Rissabstände auf die Abminderung der Druckfestigkeit gelangten auch SCHLAICH/SCHÄFER [S3] (siehe Abschnitt 8.3.1).

9 Summary

The compressive strength of cracked reinforced concrete has been investigated by several researchers in the past 40 years. However, the results partly differ a lot and are contradictory. To clarify the inconsistencies and, moreover, to check, if the reduction of compressive strength can be influenced favourably by fibre addition, in the Institute of Structural Engineering (Chair of Concrete Structures) of Kassel University experiments have been performed on a total of 56 reinforced concrete panels with and without steel fibres, loaded biaxially in tension and compression. The objective of these tests was to study the effects of transverse tension and crack formation on the compressive strength, the compressive strain at peak load, and the compressive stiffness.

The results of the four test series were presented and discussed in great detail, also considering the important factors that influenced the test procedure and the results.

Based on the experimentally obtained results, an equation to determine the compressive strength reduction of reinforced concrete with and without steel fibres as a function of the applied transverse tensile strain was proposed. This proposal was compared with the results of similar tests obtained by other researchers here and abroad. Due to the very different interpretation of their test results by the respective researchers and partly to ensure comparability of the results, an own evaluation and representation of the test data was necessary.

The majority of these researchers emphasised that the yield point of the reinforcement is an important criterion for the degree of strength reduction. However, an important finding from the own tests is that not the yielding of the reinforcement but the crack formation (crack formation phase or stabilised cracking) and therefore the crack widths and crack spacings determine the reduction of the compressive strength in particular. Thus, in the own tests an essential decrease of compressive strength was found before the yield point of the tensile reinforcement that has been used was achieved. A similar finding regarding the influence of crack spacings on the strength reduction had already been made by SCHLAICH and SCHÄFER [S3] (see details in Chapter 8.3.1).

The achieved test results and the resultant proposal to estimate the compressive strength reduction were also compared with the design guidelines for the strength of compression struts in cracked reinforced concrete found in DIN 1045-1 [D4], CEB-FIP Model Code 1990 [C1], Eurocode 2 [E3, E4] and ACI Standard 318-05 [A1]. A maximum reduction of compressive strength in the same

Die Versuchsergebnisse und der daraus abgeleitete Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit wurden auch den in DIN 1045-1 [D4], CEB-FIP Model Code 1990 [C1], Eurocode 2 [E3, E4], und ACI Standard 318-05 [A1] angegebenen Bemessungsregeln für die Druckstrebenfestigkeit des gerissenen Stahlbetons gegenübergestellt. Dabei liefern die Ansätze des Eurocode 2, des CEB-FIP Model Code 1990 und der eigene Vorschlag maximale Abminderungen der Druckfestigkeit des faserfreien Stahlbetons in ähnlicher Größenordnung. Dagegen wird nach DIN 1045-1 die in den Versuchen beobachtete maximale Abminderung der Druckfestigkeit infolge Querspannungbeanspruchung und Rissbildung deutlich unterschätzt. Mit den Vorgaben des ACI Standard 318-05, Abschnitt 19.2.11, kann sich dagegen eine deutliche Überschätzung ergeben.

Für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen wurde ein Materialmodell des gerissenen faserfreien und faserbewehrten Stahlbetons abgeleitet. Hierzu wurde die für einaxiale Beanspruchungszustände gültige Spannungs-Dehnungs-Linie der DIN 1045-1 (Bild 22) auf den Fall der zwei-axialen Druck-Zug-Beanspruchung erweitert.

Weiterer Forschungsbedarf besteht hinsichtlich der Abminderung der Betondruckfestigkeit bei geneigt zur Hauptdruck- bzw. Hauptzugrichtung verlaufender Bewehrung (vgl. Versuche von SCHLAICH/SCHÄFER und KOLLEGGGER/MEHLHORN mit Scheiben unter $\pm 45^\circ$ zur Beanspruchungsrichtung geneigter Bewehrung). Darüber hinaus wäre eine statistische Absicherung des vorgeschlagenen Modells durch weitere aussagekräftige Versuchsergebnisse wünschenswert. Dies gilt besonders für den Bereich großer Zugdehnungen.

order of magnitude as the own proposal was found from the provisions of Eurocode 2 and the CEB-FIP Model Code 1990 for reinforced concrete without steel fibres. In contrast, the specifications of DIN 1045-1 greatly underestimate and those of ACI Standard 318-05, Chapter 19.2.11, may greatly overestimate the compressive strength reductions due to transverse tension and crack formation, as they were observed in the own tests.

For nonlinear determination of internal forces and moments as well as deformations a material model of cracked reinforced concrete with and without fibres was derived. For this purpose, the stress-strain curve of Fig. 22 in DIN 1045-1, valid for uniaxial stress states, was extended to biaxial tension-compression loadings.

Additional research is needed regarding the reduction of concrete compressive strength for reinforcement inclined to the main compression and tension direction (cp. tests by SCHLAICH and SCHÄFER [S3] as well as KOLLEGGGER and MEHLHORN [K3] with panels reinforced at $\pm 45^\circ$ inclination to the principal load direction). Furthermore, a statistical validation of the suggested model by additional significant test results would be desirable. This applies especially for the range of large tensile strains.

Literaturverzeichnis – References

- [A1] ACI Standard 318-05, 318R-05, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05); American Concrete Institute, August 2005.
- [A2] ASHOUR, S. A.; HASANAIN, G. S.; WAFA, F. F.:
Shear Behaviour of High-strength Fibre Reinforced Concrete;
ACI Structural Journal, Vol. 89 (1992), 176-184.
- [B1] BALÁZS, G. L.; KOVÁCS, I.:
Concrete Members with Traditional Reinforcement and Fibres;
Proceedings of the FIB Symposium 1999, Vol. 1, 247-252, Prague, 1999.
- [B2] BELARBI, A.; HSU, TH. T. C.:
Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension-Compression;
ACI Structural Journal, Vol. 92 (1995), 562-573.
- [B3] BORNEMANN, R.; SCHMIDT, M.; FEHLING, E.; MIDDENDORF, B.:
Ultra-Hochleistungsbeton UHPC – Herstellung, Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten;
Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), 458-467, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- [B4] BULLO GUTTEMA, T.:
Ein Beitrag zur realitätsnahen Modellierung und Analyse von stahlfaserverstärkten Stahlbeton- und Stahlbetonflächentragwerken; Dissertation, Kassel, 2003.
- [B5] BURKHARD, W.:
Erläuterung zum Merkblatt „Grundlagen zur Bemessung von Industriefußboden aus Stahlfaserbeton“;
DBV-Arbeitstagung, 28-33, Duisburg, 1992.
- [B6] BHIDE, S. B.; COLLINS, M. P.:
Reinforced Concrete Elements in Shear and Tension;
Publication No. 87-02, University of Toronto, Department of Civil Engineering, 1987.
- [B7] BHIDE, S. B.; COLLINS, M. P.:
Influence of Axial Tension on the Shear Capacity of Reinforced Concrete Members;
ACI Structural Journal, Vol. 86 (1989), 570-581.
- [C1] CEB-FIP Model Code 1990, Design Code; Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford Services Ltd., London, 1991.
- [C2] CHERN, J. C.; YANG, H. J.; CHEN, H. W.:
Behaviour of Steel Fibre Reinforced Concrete in Multiaxial Loading;
ACI Materials Journal, Vol. 89 (1992), 32-40.
- [C3] CONLEY, C. H.; WHITE, R. N.; GERGELY, P.:
Strength and Stiffness of Tensioned Reinforced Concrete Panels Subjected to Membrane Shear, Two-Way and Four-Way Reinforcing; NUREG/CR-2049, Cornell University, 1981.
- [D1] DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton (22. Entwurf), November 2005, Ergänzungen zu DIN 1045, Teile 1 bis 4 (07/2001), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.
- [D2] DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton, Fassung Oktober 2001, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Berlin 2001.
- [D3] DEMEKE, A.; TEGOS, I. A.:
Steel Fibre Reinforced Concrete in Biaxial Stress Tension-Compression Conditions;
ACI Structural Journal, Vol. 91 (1994), 579-584.

- [D4] DIN 1045-1:2001-07, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Normenausschuss für Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2001.
- [D5] Berichtigung 2 zu DIN 1045-1:2001-07, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Normenausschuss für Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2005.
- [D6] DIN 1045:1988-07, Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Ausgabe Juli 1988; Normenausschuss für Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1988.
- [D7] DIN 1048-5:1991-06, Prüfverfahren für Beton, Teil 5: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper; Normenausschuss für Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1991.
- [D8] DIN 488-1:1984-09, Betonstahl, Teil 1: Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen; Normenausschuss Eisen und Stahl (FES) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1984.
- [E1] EI-NIEMA, E. I.:
Reinforced Concrete Beams with Steel Fibres under Shear;
ACI Structural Journal, Vol. 88 (1991), 178-183.
- [E2] Erläuterungen zu DIN 1045-1, 1. Auflage, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 525;
Beuth Verlag GmbH, Berlin, September 2003.
- [E3] Eurocode 2, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung ENV 1992-1-1, 1991.
- [E4] Eurocode 2, Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1, English version, CEN, 2004.
- [E5] EIBL, J.; NEUROTH, U.:
Untersuchungen zur Druckfestigkeit von bewehrtem Beton bei gleichzeitig wirkendem Querzug;
Forschungsbericht T2024, IRB Verlag, Stuttgart, 1988.
- [F1] FATTUHI, N. I.:
Strength of Fibre Reinforced Concrete in Flexure;
Journal of Structural Engineering, Vol. 120 (1994), 360-377.
- [F2] FEHLING, E.; LEUTBECHER, T.; RÖDER, F.-K.:
Zur Druck-Querzug-Festigkeit des gerissenen stahlfaserverstärkten Stahlbetons in scheibenförmigen Bauteilen; Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben FE 497/2-1, Universität Kassel, 2004.
- [F3] FEHLING, E.; LEUTBECHER, T.; RÖDER, F.-K.; STÜRWALD, S.:
Structural behavior of UHPC under biaxial loading;
In: Ultra High Performance Concrete (UHPC) (Eds.: Schmidt, M.; Fehling, E.; Stürwald, S.), Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, 569-576, kassel university press GmbH, Kassel, 2008.
- [F4] FIGUEIRAS, J. A.:
Ultimate Load Analysis of Anisotropic and Reinforced Concrete Plates and Shells;
Dissertation, University College of Swansea, 1983.
- [G1] GOPALARATNAM, V. S.; SHAH, S. P.; BATSON, G. B. et al.:
Fracture Toughness of Fibre Reinforced Concrete; ACI Materials Journal, Vol. 88 (1991), 339-353.
- [H1] HSU, TH. T. C.; ZHANG, L.:
Tension Stiffening in Reinforced Concrete Membrane Elements;
ACI Structural Journal, Vol. 93 (1996), 108-115.

- [H2] HSU, TH. T. C.; BELARBI, A.; PANG, X. B.:
Stress-Strain Relationships for Reinforced Concrete Membrane Elements;
In: Concrete Shear in Earthquake (Eds.: Hsu, T. T. C.; Mau, S. T.), University of Houston, Elsevier Applied Science, 43-54, London, 1991.
- [H3] HSU, TH. T. C.; BELARBI, A.; PANG, X. B.:
Universal Panel Tester;
Journal of Testing and Evaluations, ASTM, V. 23, No. 1, Jan. 1995, 41-49.
- [H4] HILMY, S. I.; WHITE, R. N.; GERGELY, P.:
Strength and Stiffness of Uniaxially Tensioned Reinforced Concrete Panels Subjected to Membrane Shear;
NUREG/CR-2788, Cornell University, 1982.
- [I1] IZUMO, J.; SHIN, H.; MAEKAWA, K.; OKAMURA, H.:
Analytical Model for RC Panels Subjected to In-Plane Stresses;
Proceedings of the International Workshop on Concrete Shear in Earthquake, Huston, 1991,
Elsevier Science Publishers Ltd., 206-215, London, 1992.
- [J1] JENSEN, B. C.:
Application of Steel-Fibre-Reinforced Ultra-High-Strength Concrete;
Structural Engineering International, Vol. 2, 1999, 143-146.
- [K1] KANG, B. S.:
Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärkter Stahlbeton unter Schwellbeanspruchung;
Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 1998.
- [K2] KOLLEGGER, J.; GÜNTER, G.; MEHLHORN, G.:
Zug- und Zug-Druckversuche an Stahlbetonscheiben;
Forschungsbericht aus dem Fachgebiet Massivbau Nr. 1, Kassel, 1986.
- [K3] KOLLEGGER, J.; MEHLHORN, G.:
Biaxiale Zug-Druckversuche an Stahlbetonscheiben; Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben
Me 464/29, Forschungsbericht aus dem Fachgebiet Massivbau Nr. 6, Kassel, 1988.
- [K4] KOLLEGGER, J.:
Ein Materialmodell für die Berechnung von Stahlbetonflächentragwerken; Dissertation, Kassel, 1988.
- [K5] KUPFER, H. B.:
Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der
zweiachsigen Beanspruchung; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 229, Beuth Verlag, Berlin, 1973.
- [K6] KUPFER, H. B.; GERSTLE, K. H.:
Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses;
Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 99 (1973), 853-867.
- [K7] KIRSCHNER, U.; COLLINS, M. P.:
Investigating the Behaviour of Reinforced Concrete Shell Elements;
Publication No. 86-09, University of Toronto, 1986.
- [L1] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E.:
Vorlesungen über Massivbau, Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau;
3. Auflage, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 1984.
- [L2] LIM, T. Y.; PARAMASIVAM, P.; LEE, S. L.:
Shear and Moment Capacity of Reinforced Steel-Fibre-concrete Beams;
Magazine of Concrete Research, Vol. 39 (1987), 148-160.

- [L3] LIM, T. Y.; PARAMASIVAM, P.; LEE, S. L.:
Bending Behaviour of Steel-Fibre Concrete Beams;
ACI Structural Journal, Vol. 84 (1987), 524-535.
- [L4] LIM, T. Y.; PARAMASIVAM, P.; LEE, S. L.:
Analytical Model for Tensile Behaviour of Steel-Fibre Concrete;
ACI Materials Journal, Vol. 84 (1987), 286-298.
- [M1] MEISWINKEL, R.:
Entwurf von Stahlbeton-Flächentragwerken unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Strukturanalysen;
Habilitationsschrift, Kaiserslautern, 1998.
- [M2] MIKAME, A.; UCHIDA, K.; NOGUCHI, H.:
Study of Compressive Deterioration of Cracked Concrete;
International Workshop on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete,
Columbia University, New York, 1991.
- [M3] MIYAHARA, T.; KAWAKAMI, T.; MAEKAWA, K.:
Nonlinear Behaviour of Cracked Concrete Reinforced Plate Element under Uniaxial Compression;
Proceedings of JSCE, Concrete Library International, No. 11, 1988, 131-144.
- [M4] MARTI, P.; MEYBOOM, J.:
Response of Prestressed Concrete Elements to In-plane Shear Forces;
ACI Materials Journal, Vol. 89 (1992), 503-514.
- [N1] NARAYANAN, R.; DARWISH, Y. S.:
Use of Steel Fibres as Shear reinforcement;
ACI Structural Journal, Vol. 84 (1987), 216-227.
- [O1] OH, B. H.:
Flexural Analysis of Reinforced Concrete Beams Containing Steel Fibres;
Journal of Structural Engineering, Vol. 118 (1992), 2821-2836.
- [O2] OESTERLE, R. G.; RUSSEL, H. G.:
Tangential Shear Tests of Reinforced Concrete Containment Elements;
Nuclear Engineering and Design 59 (1980), 99-112.
- [O3] OESTERLE, R. G.; RUSSEL, H. G.:
Shear Transfer in Large Scale Reinforced Concrete Containment Elements;
Portland Cement Association, NUREG/CR-1374, Cornell University, 1980.
- [O4] OHMORI, N.; et. al.:
Reinforced concrete membrane elements subjected to reversed cyclic in-plane shear stress;
Nuclear Engineering and Design 115 (1989), 61-72.
- [P1] PFEFFERKORN, G.:
Zur nichtlinearen Berechnung von Stahlbetonplatten mit finiten Elementen;
Habilitationsschrift, Weimar, 1994.
- [P2] PFYL, T.; MARTI, P.:
Versuche an stahlfaserverstärkten Stahlbetonelementen;
Forschungsbericht des Instituts für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2001.
- [P3] PETER, J.:
Zur Bewehrung von Scheiben und Schalen für Hauptspannungen schiefwinklig zur Bewehrungsrichtung;
Dissertation, Stuttgart, 1964.

- [P4] PERDIKARIS, P. C.; WHITE, R. N.; GERGELY, P.:
Strength and Stiffness of Tensioned Reinforced Concrete Panels Subjected to Membrane Shear, Two-Way Reinforcing; NUREG/CR-1602, Cornell University, 1980.
- [P5] PANG, X. B.; HSU, T. T. C.:
Constitutive Laws of Reinforced Concrete in Shear;
Research Report UHCEE92-1, University of Houston, 1992.
- [P6] PANG, X. B.; HSU, T. T. C.:
Constitutive Laws of Reinforced Concrete in Shear;
Dissertation, University of Houston, 1991.
- [R1] ROOS, W.:
Zur Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons in scheibenförmigen Bauteilen bei gleichzeitig wirkender Querkzugbeanspruchung; Dissertation, TU München, 1994.
- [R2] ROBINSON, J. R.; DEMORIEUX, J. M.:
Essais de traction-compression sur modèles d'âme de poutre en béton armé;
Teil I 1968, Teil II 1972, Institut de recherches appliquées du béton armé (IRABA) Paris.
- [S1] SHAH, S. P.:
Fibre Reinforced Concrete;
Handbook of structural Concrete (Eds.: Kong, F. K.; Evans, R. H.; Cohen, E. et al.), 6.1-6.14,
Pitman Books Limited, London, 1983.
- [S2] SHARMA, A. K.:
Shear Strength of Steel Fibre Reinforced Concrete Beams;
ACI Structural Journal, Vol. 83 (1986), 624-628.
- [S3] SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.:
Zur Druck-Querkzug-Festigkeit des Stahlbetons;
Beton- und Stahlbetonbau 78 (1983), 73-78, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- [S4] SCORDELIS, A. C.:
General Report – Nonlinear Behaviour of Reinforced Concrete Spatial Structures;
IASS Symposium (Eds.: Mehlhorn, G.; Rühle, H.; Zerna, W.), Vol. 3, 35-70, 1978.
- [S5] SOROUSHIAN, P.; LEE, CH.-D.:
A Physical Simulation of The Fibre Reinforced Concrete Behaviour Under Compression;
Proceedings of the International Symposium on Fibre Reinforced Concrete
(Eds.: Parameswaran, V. S.; Krishnamoorthy, T. S.), Vol. I, 1.151-1.161, 1987.
- [S6] SWAMY, R. N.; BAHIA, H. M.:
The Effectiveness of Steel Fibres as Shear Reinforcement;
Concrete International, March 1985, 35-40.
- [S7] STEVENS, N. J.;UZUMERI, S. M.; COLLINS, M. P.:
Analytical Modelling of Reinforced Concrete Subjected to Monotonic and Reverse Loadings;
Publication No. 87-1, University of Toronto, 1987.
- [S8] STEVENS, N. J.;UZUMERI, S. M.; COLLINS, M. P.:
Reinforced Concrete Subjected to Reversed Cyclic Shear – Experiments and Constitutive Model;
ACI Structural Journal, Vol. 88 (1991), 135-146.
- [S9] SCHIEBL, A.:
Die Druckfestigkeit von gerissenen Scheiben aus Hochleistungsbeton und selbstverdichtendem Beton unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses der Rissneigung;
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 548, Beuth Verlag, Berlin, 2005.

- [T1] TANABE, T.; WU, Z.:
Strain Softening under Bi-Axial Tension and Compression;
IABSE Colloquium Stuttgart 1991, 623-626, Stuttgart, 1991.
- [T2] TEUTSCH, M.:
Leistungsklassen des Stahlfaserbetons;
Braunschweiger Bauseminar, 73-82, Braunschweig, 1998.
- [T3] TANIGUSHI, H.; et. al.:
Behaviour of RC Panels Subjected to In-plane Loadings;
In: Second International Conference on Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures,
TU Wien, 165-176, Zell am See, 1990.
- [T4] TRAINA, L. A. ; MANSOUR, S. A. :
Biaxial Strength and Deformational Behavior of Plain and Steel Fiber Concrete;
ACI Materials Journal, Vol. 88 (1991), 354-362.
- [V1] VALLE, M.; BÜYÜKÖZTÜRK, O.:
Behaviour of Fibre Reinforced High-Strength Concrete under Direct Shear;
ACI Materials Journal, Vol. 90 (1993), 122-133.
- [V2] VANDEWALLE, L.:
Influence of Tensile Strength of Steel Fibre on Toughness of High Strength Concrete;
Proceedings of the Third International RILEM Workshop (Eds.: Reinhardt, H. M.; Naaman, A. E.), 331-337,
RILEM Publications, 1999.
- [V3] VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.:
The modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear;
ACI Structural Journal, Vol. 83 (1986), 219-231.
- [V4] VICTOR, C. L.; ROBERT, W.; HAMZA, A. M.:
Steel and Synthetic Fibres as Shear Reinforcement;
ACI Materials Journal, Vol. 89 (1992), 499-508.
- [V5] VISSMANN, H.-W.:
Bemessungsgrundlagen für die Anwendung von Stahlbetonfasern im Tunnelbau;
DBV-Arbeitstagung, 17-21, Duisburg, 1992.
- [W1] WARD, R. J.; LI, V. C.:
Dependence of Flexural Behaviour of Fibre Reinforced Mortar on Material Fracture Resistance and Beam Size;
ACI Materials Journal, Vol. 87 (1990), 627-637.
- [W2] WEILER, B.; GROSSE, C.; REINHARDT H. W.:
Debonding Behaviour of Steel Fibres with Hooked Ends;
Proceedings of the Third International RILEM Workshop (Eds.: Reinhardt, H. M.; Naaman, A. E.),
S. 423-433, RILEM Publications, 1999.
- [W3] WINTERBERG, R.:
Untersuchung zum Reißverhalten von Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton;
Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 1998.
- [Y1] YIN, W. S. et. al.:
Biaxial Tests of Plain and Fibre Concrete;
ACI Materials Journal, Vol. 86 (1989), 236-243.
- [Z1] ZILCH, K.; SCHIEBL, A.; CYLLOK, M.:
Tragfähigkeit von Betondruckstreben für Stabwerkmodelle nach DIN 1045-1 und EN 1992-1-1 (EC2);
Forschungsvorhaben P32-5-7.218-1040/02 des Deutsches Instituts für Bautechnik,
Bericht T 3037, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2004.

Verzeichnis der Bilder – List of Figures

1-1	Zweiachiale Festigkeit des unbewehrten Betons nach KUPFER [K5] <i>Biaxial strength of plain concrete acc. to KUPFER [K5]</i>	1
1-2	Kornverzahnung (a) und Dübelwirkung der Bewehrung (b) (aus ROOS [R1]) <i>Aggregate interlock and dowel effect of the reinforcement (from ROOS [R1])</i>	3
1-3	Versuchsaufbau von KOLLEGGER [K3] (oben) und von BELARBI/HSU [B2] (links) <i>Test setup acc. to KOLLEGGER [K3] (above) and BELARBI and HSU [B2] (left)</i>	7
1-4	Auf die Prismendruckfestigkeit f'_c des Betons bezogene Druckfestigkeit f'_{c2min} des gerissenen Stahlbetons in Abhängigkeit vom Verhältnis der Hauptverzerrungen $-\varepsilon_1/\varepsilon_2$ und vorgeschlagene Funktion zur Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons nach VECCHIO/COLLINS [V3] (aus [K3]) <i>Compressive strength f'_{c2min} of cracked reinforced concrete, normalised with the compressive strength f'_c of a concrete prism, as a function of the ratio of the principal strains $-\varepsilon_1/\varepsilon_2$ and proposed function for the compressive strength reduction of cracked reinforced concrete acc. to VECCHIO/COLLINS [V3] (from [K3])</i>	8
1-5	Auf die Prismendruckfestigkeit f_c des Betons bezogene Druckfestigkeit f_c^{cr} des gerissenen Stahlbetons in Abhängigkeit der auf die Prismendruckfestigkeit f_c des Betons bezogenen, auf die Scheibe aufgebracht, äußeren Hauptzugspannung σ_1 (ausgezogen: aussagekräftige Versuche; strichliert: bedingt aussagekräftige Versuche; dünne Kreuze: Versuche mit $\varepsilon_s \gg \varepsilon_{sy}$) (aus [R1]) <i>Compressive strength f_c^{cr} of cracked reinforced concrete, normalised with the compressive strength f_c of a concrete prism, as a function of the applied external principal tensile stress σ_1, normalised with the compressive strength f_c of a concrete prism (solid: conclusive tests; dashed: conditionally conclusive tests; thin crosses: tests with $\varepsilon_s \gg \varepsilon_{sy}$) (from [R1])</i>	9
1-6	Auf die Prismendruckfestigkeit f_c des Betons bezogene Druckfestigkeit f_c^{cr} des gerissenen Stahlbetons in Abhängigkeit der Hauptzugverzerrung $\varepsilon_{1,res}$ der Scheibe (ausgezogen: aussagekräftige Versuche; strichliert: bedingt aussagekräftige Versuche; dünne Kreuze: Versuche mit $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$) (aus [R1]) <i>Compressive strength f_c^{cr} of cracked reinforced concrete, normalised with to the compressive strength f_c of a concrete prism, as a function of the principal tensile strain $\varepsilon_{1,res}$ of the panel (solid: conclusive tests; dashed: conditionally conclusive tests; thin crosses: tests with $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$) (from [R1])</i>	10
1-7	Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons, Vorschlag von KOLLEGGER [K4] <i>Reduction of compressive strength of cracked reinforced concrete, proposed by KOLLEGGER [K4]</i>	11
1-8	Spannungs-Verzerrungs-Linie des gerissenen Stahlbetons, Vorschlag von BELARBI/HSU [B2] <i>Stress-strain curve of cracked reinforced concrete, proposed by BELARBI and HSU [B2]</i>	11
1-9	Versuchsaufbau nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [D1] <i>Test setup acc. to DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [D1]</i>	12
1-10	Druck-Zug-Festigkeit von unbewehrtem und faserbewehrtem Beton nach DEMEKE/TEGOS [D3] <i>Compression-tension-strength of plain and fibre reinforced concrete from DEMEKE and TEGOS [D3]</i>	13
3-1	Bewehrungsplan für die bewehrten Betonscheiben <i>Reinforcement of reinforced concrete panels</i>	19
3-2	Schalung der Versuchsscheiben <i>Formwork of test panels</i>	20
4-1	Sieblinie für das Zuschlaggemisch <i>Grading curve for aggregates</i>	23
4-2	Spannungs-Dehnungs-Beziehung des verwendeten Betonstahls BSt 500 S (3 Proben) <i>Stress-strain relation of the used reinforcing steel BSt 500 S (3 specimen)</i>	25

4-3	Zu Streifen verleimte Dramix®-Hochleistungsfasern mit gekröpften Enden der Fa. Bekaert Deutschland GmbH <i>Bundled Dramix® high tensile steel fibres with hooked ends by Bekaert Deutschland GmbH</i>	25
5-1	Prüfrahmen mit Versuchsaufbau für die Druck-Querzugversuche <i>Test setup for the compression-transverse tension tests</i>	27
5-2	Schematische Darstellung der Belastungsvorrichtung – Grundriss <i>Schematic view of test setup – plan view</i>	28
5-3	Schematische Darstellung der Belastungsvorrichtung – Schnitt A-A <i>Schematic view of test setup – section A-A</i>	29
5-4	Schematische Darstellung der Belastungsvorrichtung – Schnitt B-B <i>Schematic view of test setup – section B-B</i>	30
5-5	Einleitung der Zugkräfte: Zugzylinder mit Querhaupt und Zugstangen (links) und Scheibe mit Zugstangen und Kraftmesszellen (rechts) <i>Application of tension forces: tension cylinder with crosshead and tension bars (left) and test panel with tension bars and load cells (right)</i>	31
5-6	Einleitung der Druckkräfte und seitliche Halterung der Stahlscheiben <i>Application of the compression forces and lateral support of the steel panels</i>	32
5-7	Modifizierter Versuchsaufbau mit Zentrierplatten und zusätzlicher Lastplatte <i>Modified test setup with centring plates and additional loading platen</i>	33
5-8	Detailaufnahme der selbstgefertigten Kraftmesszellen mit und ohne Schutzrohr <i>Detail of the in-house manufactured load cells with and without protection tube</i>	33
5-9	Schematische Darstellung der Anordnung der Wegaufnehmer <i>Scheme of the configuration of the displacement transducers</i>	34
5-10	Anordnung der Messvorrichtungen zur Erfassung der Verformungen der Scheibe und für die Steuerung der Hydraulikzylinder <i>Configuration of the measuring devices to record the panel deformations and to control the hydraulic jacks</i>	35
6-1	Serie 1: Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 <i>Series 1: Reduction of compressive strength as a function of the applied tensile strain ε_1</i>	41
6-2	Typische Bruchbilder der Scheiben der Serie 1 <i>Typical failure patterns of the panels of Series 1</i>	43
6-3	Serie 1: Mittlere Stauchung der Scheiben bei Erreichen der Höchstlast ε_{c2} in Abhängigkeit von der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 <i>Series 1: Mean compressive strain of panels at ultimate load ε_{c2} as a function of the applied tensile strain ε_1</i>	44
6-4	Serie 1: Vergleich der Elastizitätsmoduln E_{c0} der Scheiben und der zugehörigen, begleitend einaxial geprüften Zylinder in Abhängigkeit der an den Scheiben aufgetragenen Zugdehnung ε_1 <i>Series 1: Comparison of moduli of elasticity E_{c0} of panels and of corresponding cylinders, tested in parallel uniaxially, as a function of the applied panel tensile strain ε_1</i>	45
6-5	Serie 2: Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 <i>Series 2: Reduction of compressive strength as a function of the applied tensile strain ε_1</i>	46

6-6	Schnittfläche eines Zylinders aus Stahlfaserbeton der Serie 2 mit deutlichen Entmischungserscheinungen <i>Intersection of a cylinder of steel fibre concrete of Series 2 with evident segregation</i>	47
6-7	Typische Bruchbilder der Beton- und Stahlbetonscheiben der Serie 2 <i>Typical failure patterns of the concrete and reinforced concrete panels of Series 2</i>	48
6-8	Serie 2: Mittlere Stauchung der Scheiben bei Erreichen der Höchstlast ε_{c2} in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 <i>Series 2: Mean compressive strain of panels at ultimate load ε_{c2} as a function of the applied tensile strain ε_1</i>	50
6-9	Serie 2: Vergleich der Elastizitätsmoduln E_{c0} der Scheiben und der zugehörigen, begleitend einaxial geprüften Zylinder in Abhängigkeit der an den Scheiben aufgetragenen Zugdehnung ε_1 <i>Series 2: Comparison of moduli of elasticity E_{c0} of panels and of corresponding cylinders, tested in parallel uniaxially, as a function of the applied panel tensile strain ε_1</i>	51
6-10	Serie 3: Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 <i>Series 3: Reduction of compressive strength as a function of the applied tensile strain ε_1</i>	52
6-11	Typische Bruchbilder faserbewehrter Stahlbetonscheiben der Serie 3 <i>Typical failure patterns of reinforced steel fibre concrete panels of Series 3</i>	54
6-12	Serie 3: Mittlere Stauchung der Scheiben bei Erreichen der Höchstlast ε_{c2} in Abhängigkeit von der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 <i>Series 3: Mean compressive strain of panels at ultimate load ε_{c2} as a function of the applied tensile strain ε_1</i>	55
6-13	Serie 3: Vergleich der Elastizitätsmoduln E_{c0} der Scheiben und der zugehörigen, begleitend einaxial geprüften Zylinder in Abhängigkeit der an den Scheiben aufgetragenen Zugdehnung ε_1 <i>Series 3: Comparison of moduli of elasticity E_{c0} of panels and of corresponding cylinders, tested in parallel uniaxially, as a function of the applied panel tensile strain ε_1</i>	56
6-14	Serie 4: Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 <i>Series 4: Reduction of compressive strength as a function of the applied tensile strain ε_1</i>	57
6-15	Typische Bruchbilder der Scheiben der Serie 4 <i>Typical failure patterns of the panels of Series 4</i>	58
6-16	Serie 4: Mittlere Stauchung der Scheiben bei Erreichen der Höchstlast ε_{c2} in Abhängigkeit von der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 <i>Series 4: Mean compressive strain of panels at ultimate load ε_{c2} as a function of the applied tensile strain ε_1</i>	60
6-17	Serie 4: Vergleich der Elastizitätsmoduln E_{c0} der Scheiben und der zugehörigen, begleitend einaxial geprüften Zylinder in Abhängigkeit der an den Scheiben aufgetragenen Zugdehnung ε_1 <i>Series 4: Comparison of moduli of elasticity E_{c0} of panels and of corresponding cylinders, tested in parallel uniaxially, as a function of the applied panel tensile strain ε_1</i>	61
6-18	Spannungs-Dehnungs-Beziehung zweier Betonzylinder mit und ohne einer Zwischenlage PTFE-Folie, $t = 2$ mm, oben und unten <i>Stress-strain-curve of two concrete cylinders with and without a PTFE-foil, $t = 2$ mm, inserted on top and bottom</i>	63
6-19	Typische Bruchbilder der Scheiben und Zylinder der Serie 1 <i>Typical failure patterns of panels and cylinders of Series 1</i>	64

7-1	Überblick über die erhaltene Abminderung der Druckfestigkeit aller untersuchten Scheiben <i>Overview of the recorded compressive strength reduction of all tested panels</i>	67
7-2	Erhärtungskurve der Betonmischung der Serie 4 (siehe Tabelle 4.2) <i>Strength development of concrete mix of Series 4 (see Table 4.2)</i>	73
7-3	Aussagekräftige Ergebnisse der faserfreien Stahlbetonscheiben <i>Conclusive results of reinforced concrete panels without fibres</i>	74
7-4	Aussagekräftige Ergebnisse der faserbewehrten Stahlbetonscheiben <i>Conclusive results of reinforced concrete panels with steel fibres</i>	74
7-5	Verhältnis der Druckfestigkeit β_D prismatischer Körper zur Würfeldruckfestigkeit β_W in Abhängigkeit von der Schlankheit h/d bzw. h/b aus [L1] (links) und Umrechnungsfaktoren üblicher Prüfkörper (rechts) <i>Compressive strength β_D of prismatic specimen normalised with cube compressive strength β_W as a function of the slenderness ratio h/d or h/b from [L1] (left) and conversion factors for common specimens (right)</i>	75
8-1	Vorschlag für die Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons in Abhängigkeit der in Querrichtung wirksamen Zugdehnung und unter Berücksichtigung der Störwirkung der Bewehrung nach den Gleichungen (8-1) bis (8-4), dargestellt für $\alpha_{c,lim} = 0,5$ <i>Proposal to estimate the compressive strength reduction for cracked reinforced concrete as a function of the effective tensile strain in transverse direction and considering the detrimental effect of the reinforcement acc. to Eqs. (8-1) to (8-4), illustrated for $\alpha_{c,lim} = 0.5$</i>	83
8-2	Vorschlag für die Abminderung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons in Abhängigkeit von der Zugdehnung in Querrichtung und unter Berücksichtigung der Störwirkung der Bewehrung <i>Proposal to estimate the compressive strength reduction of cracked reinforced concrete as a function of the transverse tensile strain and considering the detrimental effect of the reinforcement</i>	86
8-3	Vorschlag für die Abminderung der Druckfestigkeit des faserbewehrten gerissenen Stahlbetons in Abhängigkeit der Zugdehnung in Querrichtung <i>Proposal to estimate the compressive strength reduction of cracked reinforced concrete with steel fibres as a function of the transverse tensile strain</i>	87
8-4	Versuchskörper von SCHLAICH/SCHÄFER mit Bewehrung in Zug- und Druckrichtung (links) bzw. um 45° geneigt (rechts), entnommen aus [S3] <i>Specimen of SCHLAICH and SCHÄFER with reinforcement in tension- and compression-direction or rotated by 45°, from [S3]</i>	93
8-5	Versuchsergebnisse von SCHLAICH/SCHÄFER – Vergleich mit dem eigenen Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung <i>Test results of SCHLAICH and SCHÄFER – comparison with the own proposal to determine the reduction of the compressive strength due to tensile strain</i>	95
8-6	Versuchskörper von EIBL/NEUROTH (aus [R1]) <i>Specimen of EIBL and NEUROTH (from [R1])</i>	97
8-7	Versuchsergebnisse von EIBL/NEUROTH – Vergleich mit dem eigenen Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung <i>Test results of EIBL and NEUROTH – comparison with the own proposal to determine the reduction of the compressive strength due to tensile strain</i>	99

8-8	Versuchsergebnisse von KOLLEGGER/MEHLHORN, dargestellt in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 (oben) bzw. der maximalen Zugdehnung $\varepsilon_{1,max}$, sowie Vergleich mit dem eigenen Vorschlag zur Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung <i>Test results of KOLLEGGER and MEHLHORN, pictured as a function of the applied tensile strain ε_1 (top) and maximum tensile strain $\varepsilon_{1,max}$, as well as comparison with the own proposal to determine the reduction of the compressive strength due to tensile strain</i>	105
8-9	Probekörper und Lastaufbringung bei den Versuchen von BHIDE/COLLINS [B6,B7] <i>Specimen and load apply of the tests of BHIDE and COLLINS [B6,B7]</i>	106
8-10	Versuchsergebnisse von BHIDE/COLLINS [B6,B7] <i>Test results of BHIDE and COLLINS [B6,B7]</i>	108
8-11	Versuchsergebnisse von BELARBI/HSU, dargestellt in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 (oben) bzw. der maximalen Zugdehnung $\varepsilon_{1,max}$, sowie Vergleich mit Vorschlägen zur Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung <i>Test results of BELARBI and HSU, pictured as a function of the applied tensile strain ε_1 (top) and maximum tensile strain $\varepsilon_{1,max}$, as well as comparison with proposals to determine the reduction of the compressive strength due to tensile strain</i>	112
8-12	Ansicht und Schnitt des Versuchskörpers der Versuche von SCHIEBL <i>View and section of test specimen of SCHIEBL [S9]</i>	113
8-13	Versuchsergebnisse mit normalfestem Beton (NB) von SCHIEBL – Vergleich mit Vorschlägen zur Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung <i>Test results of normal strength concrete (NSC) by SCHIEBL – comparison with proposals to determine the reduction of the compressive strength due to tensile strain</i>	116
8-14	Versuchsergebnisse mit Hochleistungsbeton (HLB) von SCHIEBL – Vergleich mit Vorschlägen zur Abminderung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung <i>Test results of high strength concrete (HSC) by SCHIEBL – comparison with proposals to determine the reduction of the compressive strength due to tensile strain</i>	117
8-15	Verhältnis der experimentell erhaltenen Abminderungen der Druckfestigkeit $\alpha_{c,exp}$ zu den theoretischen Werten $\alpha_{c,theo}$ nach Gleichung (8-2), dargestellt in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugdehnung ε_1 (oben) bzw. der maximalen Zugdehnung $\varepsilon_{1,max}$ (unten) <i>Ratio of experimentally obtained reductions of compressive strength $\alpha_{c,exp}$ to theoretical values $\alpha_{c,theor}$ acc. to Eq. (8-2), as a function of applied tensile strain ε_1 (top) and maximum tensile strain $\varepsilon_{1,max}$ (bottom)</i>	119
8-16	Maximale Abminderung der Betondruckfestigkeit infolge Querkraft und Störwirkung der Bewehrung nach Tabelle 8-1 sowie aus Versuchen <i>Maximum reduction of compressive strength due to transvers tension and detrimental effect of reinforcement acc. to Table 8-1 and experimental results</i>	121
8-17	Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons nach Bild 22 der DIN 1045-1 [D4] <i>Stress-strain curve of concrete acc. to Fig. 22 of DIN 1045-1 [D4]</i>	123
8-18	Vorschlag für eine Druckspannungs-Stauchungs-Linie des zweiachsig auf Druck-Zug beanspruchten, faserfreien und faserverstärkten Stahlbetons <i>Proposal of a compressive stress-strain curve of reinforced concrete with and without steel fibres under biaxial compression-tension loading</i>	124

Verzeichnis der Tabellen – *List of Tables*

1-1	Übersicht über experimentelle Untersuchungen an Stahlbetonscheiben <i>Overview of experimental investigations of reinforced concrete panels</i>	4
2-1	Versuchsprogramm <i>Test programme</i>	16
4-1	Zusammensetzung der in den Serien 1 und 2 verwendeten Betonmischungen <i>Compositions of concrete mixes used for Series 1 and 2</i>	23
4-2	Zusammensetzung der in den Serien 3 und 4 verwendeten Betonmischungen <i>Compositions of concrete mixes used for Series 3 and 4</i>	24
6-1	Ergebnisse der Scheiben und der Zylinder der Serie 1 <i>Results for panels and cylinders of Series 1</i>	42
6-2	Ergebnisse der Scheiben und der Zylinder der Serie 2 <i>Results for panels and cylinders of Series 2</i>	49
6-3	Ergebnisse der Scheiben und der Zylinder der Serie 3 <i>Results for panels and cylinders of Series 3</i>	53
6-4	Ergebnisse der Scheiben und der Zylinder der Serie 4 <i>Results for panels and cylinders of Series 4</i>	59
6-5	Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen an Betonzylindern <i>Results of the compressive strength tests of concrete cylinders</i>	62
6-6	Vergleich der bezogenen Druckfestigkeiten der mit PTFE-Folie getesteten Scheiben und Zylinder <i>Comparison of normalised compressive strengths of panels and cylinders tested with PTFE-foil</i>	65
7-1	Bezogene Druckfestigkeiten der Beton- und Faserbetonscheiben ohne Stabstahlbewehrung <i>Normalised compression strengths of the concrete panels and fibre reinforced panels without rebars</i>	76
7-2	Bezogene Druckfestigkeiten der ohne Querkzugdehnung geprüften, faserfreien und faserbewehrten Stahlbetonscheiben <i>Normalised compression strengths of reinforced concrete panels with and without fibres, tested without transverse tensile strain</i>	78
8-1	Maximale Abminderung der Druckfestigkeit infolge Querkzugbeanspruchung und Rissbildung <i>Maximum reduction of compressive strength because of transverse tensile stress and cracking</i>	91
8-2	Versuchsergebnisse von SCHLAICH/SCHÄFER [S3] <i>Test results of SCHLAICH and SCHÄFER [S3]</i>	94
8-3	Versuchsergebnisse von EIBL/NEUROTH [E5] (aus [R1]) <i>Test results of EIBL and NEUROTH [E5] (from [R1])</i>	98
8-4	Versuchsergebnisse von KOLLEGGER/MEHLHORN [K3] <i>Test results of KOLLEGGER and MEHLHORN [K3]</i>	102
8-5	Versuchsergebnisse von Bhide/Collins [B6,B7] <i>Test results of BHIDE and COLLINS [B6,B7]</i>	107
8-6	Versuchsergebnisse von BELARBI/HSU [B2] <i>Test results of BELARBI and HSU [B2]</i>	111
8-7	Versuchsergebnisse von SCHIEBL (aus [S9, Tab. 5.2, E.2, E.5]) <i>Test results of SCHIEBL (from [S9, Tab. 5.2, E.2, E.5])</i>	115

Anhang A.1

Experimentelle Ergebnisse der 17 Scheibenversuche und der begleitend hergestellten Zylinder der Serie 1

Appendix A.1

Experimental Results of the 17 Panel Tests and of the Corresponding Cylinders of Series 1

Scheibe 000T (KASS-SCH8)**Panel 000T (KASS-SCH8)**

Fasern: -
fibres

Maximale Druckspannung: $\sigma_2 = -26,4 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -24,4 \text{ N/mm}^2$
maximum compressive stress

Betonstauchung unter Höchstlast: $\varepsilon_{c2} = -1,25 \text{ ‰}$
compressive strain under maximum loading

Prüfalter der Scheibe (Tage): 43
age of panel at testing (days)

Tabelle A.1-1. Ergebnisse der Zylinder 000T**Table A.1-1. Results of cylinders 000T**

Probe Nr. specimen no.	Rohdichte specific density [kg/dm ³]	Druckfestigkeit compressive strength [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit splitting tensile strength [N/mm ²]	Elastizitätsmodul modulus of elasticity [N/mm ²]
1	2,302	50,1	-	-
2	2,269	50,9	-	-
3	2,288	50,7	-	-
4	2,280	-	3,86	-
5	2,280	57,0	-	33276
6	2,283	56,7	-	34436
7	2,287	51,3	-	33071
Mittel average	2,284	52,8	3,86	33594

Probe Nr. specimen no.	Rohdichte specific density [kg/dm ³]	Druckfestigkeit compressive strength [N/mm ²]
8	2,310	39,1
9	2,307	35,6
Mittel average	2,309	37,4

Anmerkung:

Probe Nr. 8 - 9 geprüft mit PTFE-Folie, $t = 2 \text{ mm}$, oben und unten sowie Silikonfett zwischen Lastplatte und PTFE-Folie.

remark:

Specimen No. 8 - 9 tested with PTFE-foil, $t = 2 \text{ mm}$, on top and bottom as well as silicone grease between loading platen and PTFE-foil.

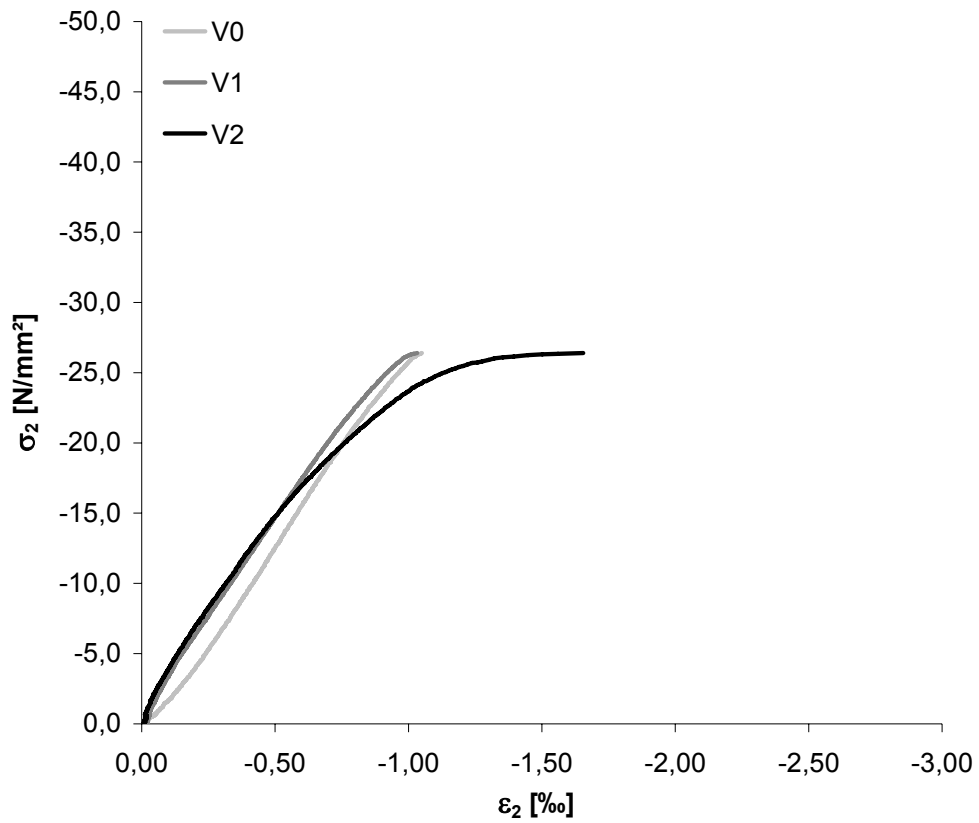


Bild A.1-1. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 000T

Fig. A.1-1. Compressive stress-strain diagram of Panel 000T

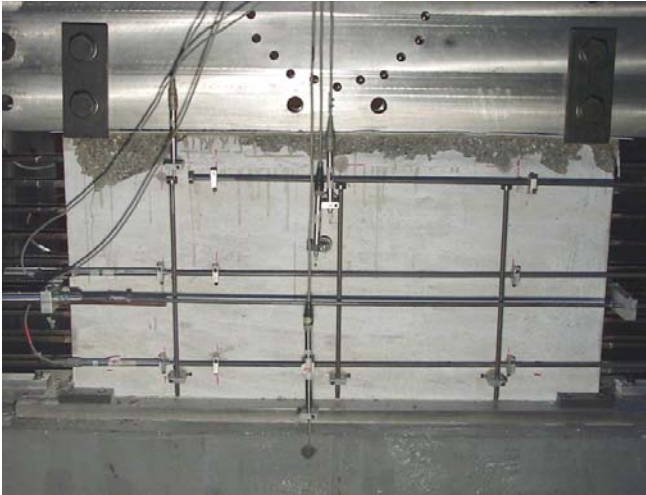


Bild A.1-2.
Bruchbild der Scheibe 000T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-2.
Panel 000T at failure (view north)



Bild A.1-3.
Bruchbild der Scheibe 000T (Ansicht Ost)
Fig. A.1-3.
Panel 000T at failure (view east)

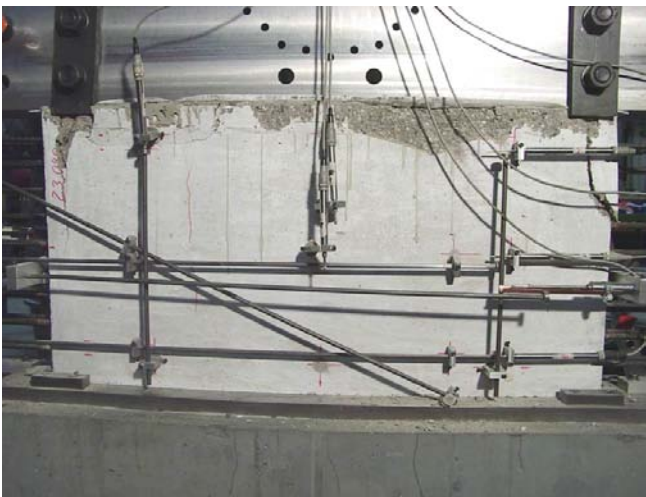


Bild A.1-4.
Bruchbild der Scheibe 000T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-4.
Panel 000T at failure (view south)



Bild A.1-5.
Bruchbild der Scheibe 000T (Ansicht West)
Fig. A.1-5.
Panel 000T at failure (view west)

Scheibe PROPT (KASS-SCH13)
Panel PROPT (KASS-SCH13)

Anmerkung:

Aufgrund eines Fehlers beim Einrichten musste der Versuch kurz nach Erreichen der Erstrissspannung des Betons abgebrochen werden. Aufgezeichnet wurde die Wiederbelastung der Scheibe.

remark:

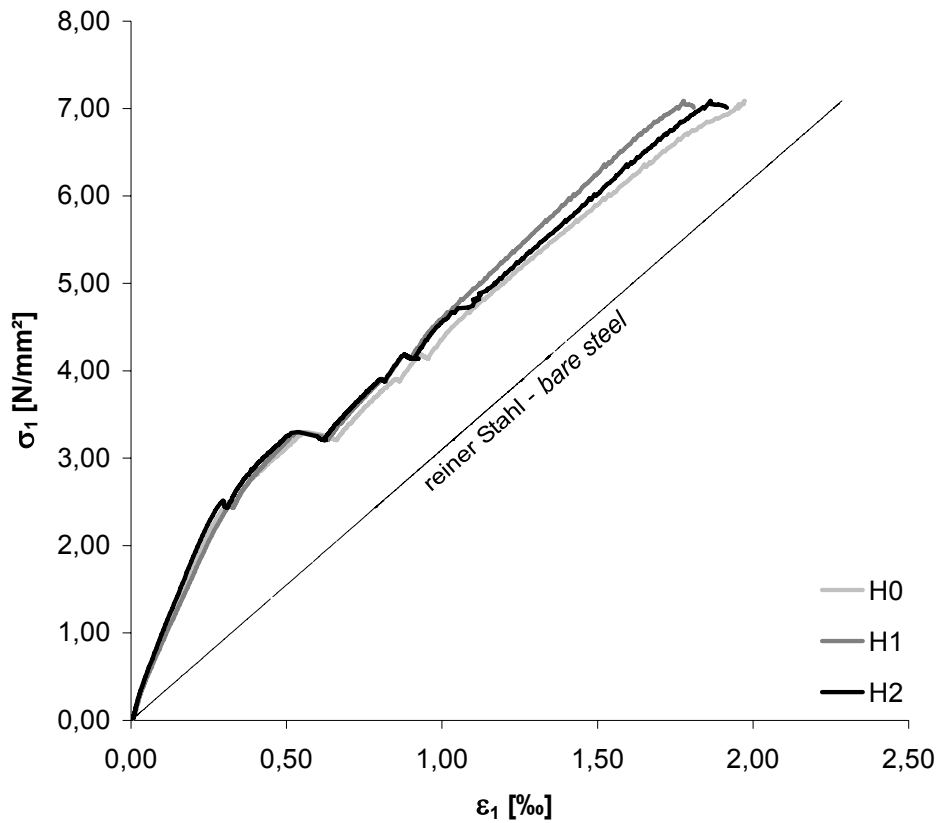
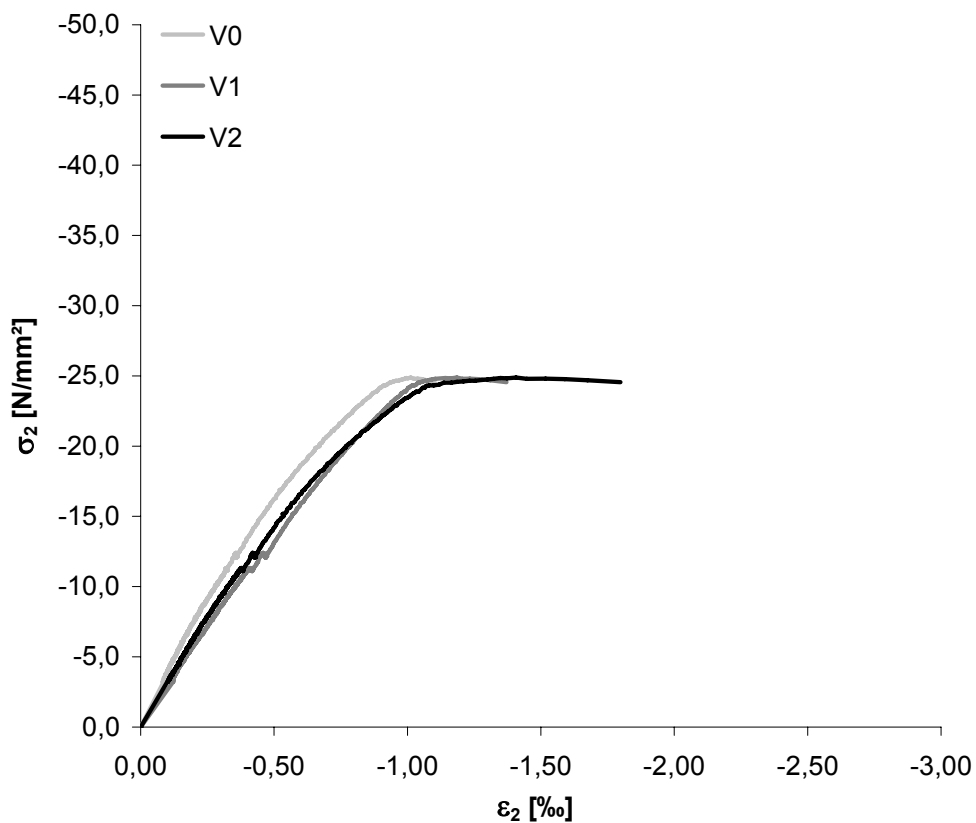
Due to an error during test setup the test had to be aborted shortly after reaching the cracking stress. The recorded data represent the reloading of the panel.

Fasern: fibres	-
Erstrissspannung: stress at first crack	-
Maximale Zugspannung (nominal): nominal maximum tensile stress	$\sigma_1 = 7,09 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: applied tensile strain	$\varepsilon_1 = 1,87 \text{ ‰}$ (proportional zur Druckbelastung) (proportional to compressive loading)
Anzahl der Risse: number of cracks	7
Maximale Druckspannung: maximum compressive stress	$\sigma_2 = -24,9 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -23,0 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: compressive strain under maximum loading	$\varepsilon_{c2} = -1,20 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: transversal strain under maximum loading	$\varepsilon_{1,max} = 1,87 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): age of panel at testing (days)	49

Tabelle A.1-2. Ergebnisse der Zylinder PROPT

Table A.1-2. Results of cylinders PROPT

Probe Nr. specimen no.	Rohdichte specific density [kg/dm ³]	Druckfestigkeit compressive strength [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit splitting tensile strength [N/mm ²]
1	2,282	46,9	-
2	2,271	47,1	-
3	2,297	49,2	-
4	2,271	-	2,99
5	2,274	-	3,36
6	2,270	-	3,24
Mittel average	2,278	47,7	3,20

**Bild A.1-6.** Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe PROPT**Fig. A.1-6.** Tensile stress-strain diagram of Panel PROPT**Bild A.1-7.** Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe PROPT**Fig. A.1-7.** Compressive stress-strain diagram of Panel PROPT

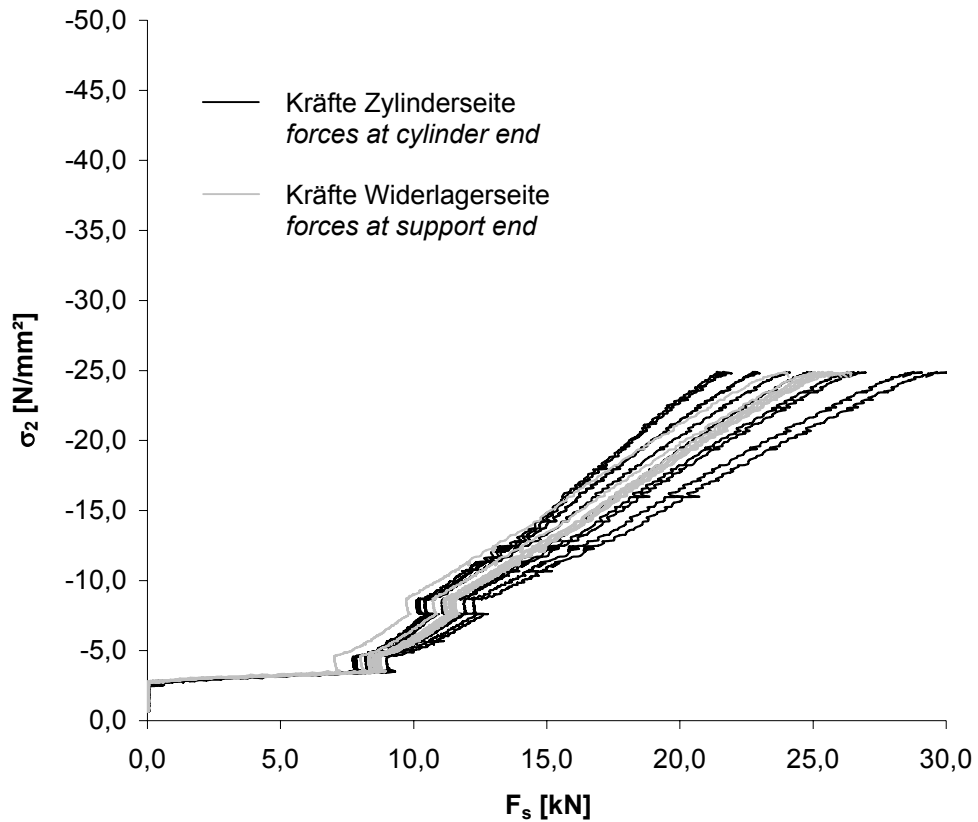


Bild A.1-8. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe PROPT beim Aufbringen der proportionalen Belastung

Fig. A.1-8. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel PROPT during proportional loading

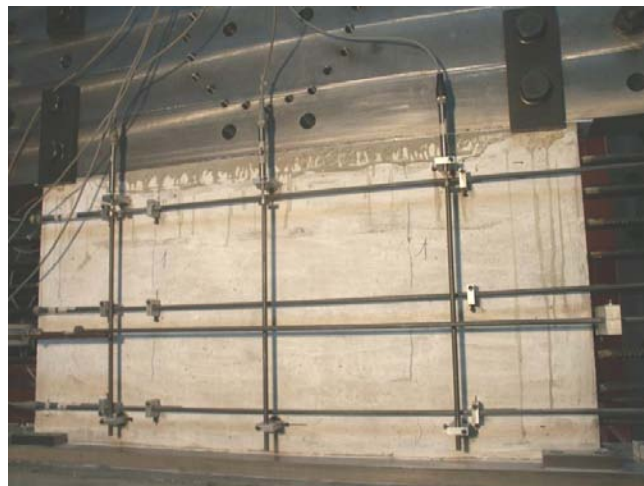


Bild A.1-9.
Rissbild der Scheibe PROPT (Ansicht Nord)

Fig. A.1-9.
Crack pattern of Panel PROPT (view north)

Scheibe 025T (KASS-SCH12)
Panel 025T (KASS-SCH12)

Fasern: <i>fibres</i>	-
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,26 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,00 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 8,95 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 2,59 \text{ ‰}$
Anzahl der Risse: <i>number of cracks</i>	7
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -24,6 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -22,8 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,17 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 2,80 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	49

Tabelle A.1-3. Ergebnisse der Zylinder 025T**Table A.1-3.** Results of cylinders 025T

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,288	53,1	-	-
2	2,293	55,9	-	-
3	2,276	53,6	-	-
4	2,260	-	2,97	-
5	2,267	-	3,11	-
6	2,270	-	3,03	-
7	2,255	60,0	-	35502
8	2,275	53,6	-	34916
9	2,269	54,9	-	31822
Mittel <i>average</i>	2,273	55,2	3,04	34080

Anmerkung:

Probe Nr. 7 - 9 geprüft nach 50 Tagen.

*remark:**Specimen No. 7 - 9 tested after 50 days.*

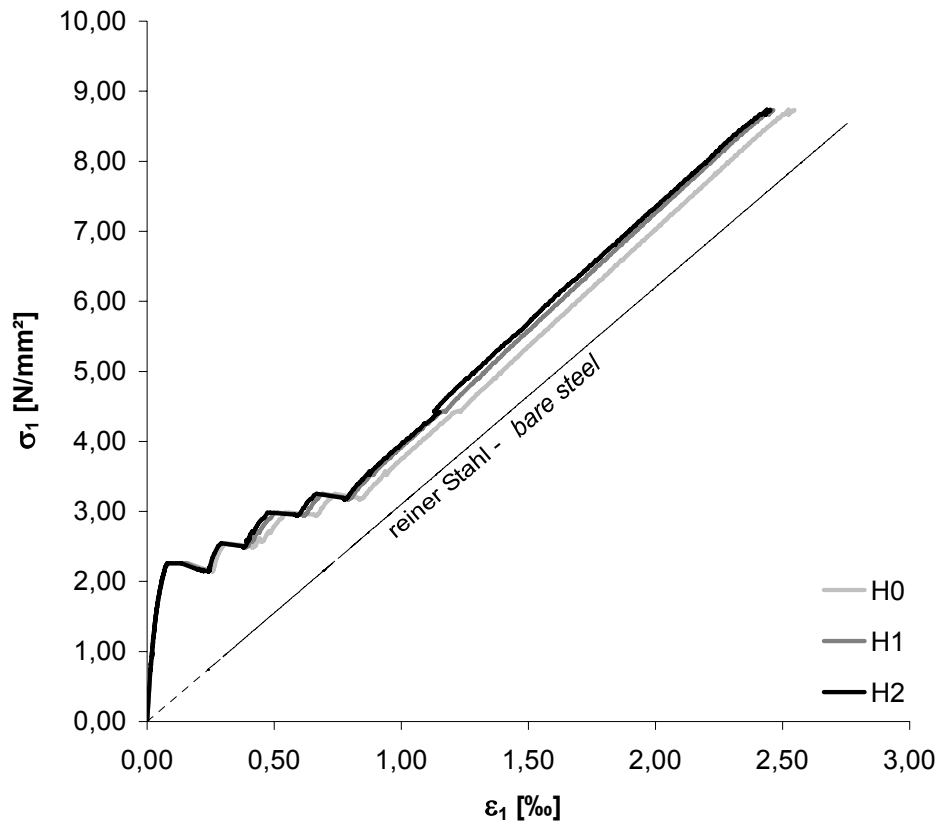


Bild A.1-10. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 025T
Fig. A.1-10. Tensile stress-strain diagram of Panel 025T

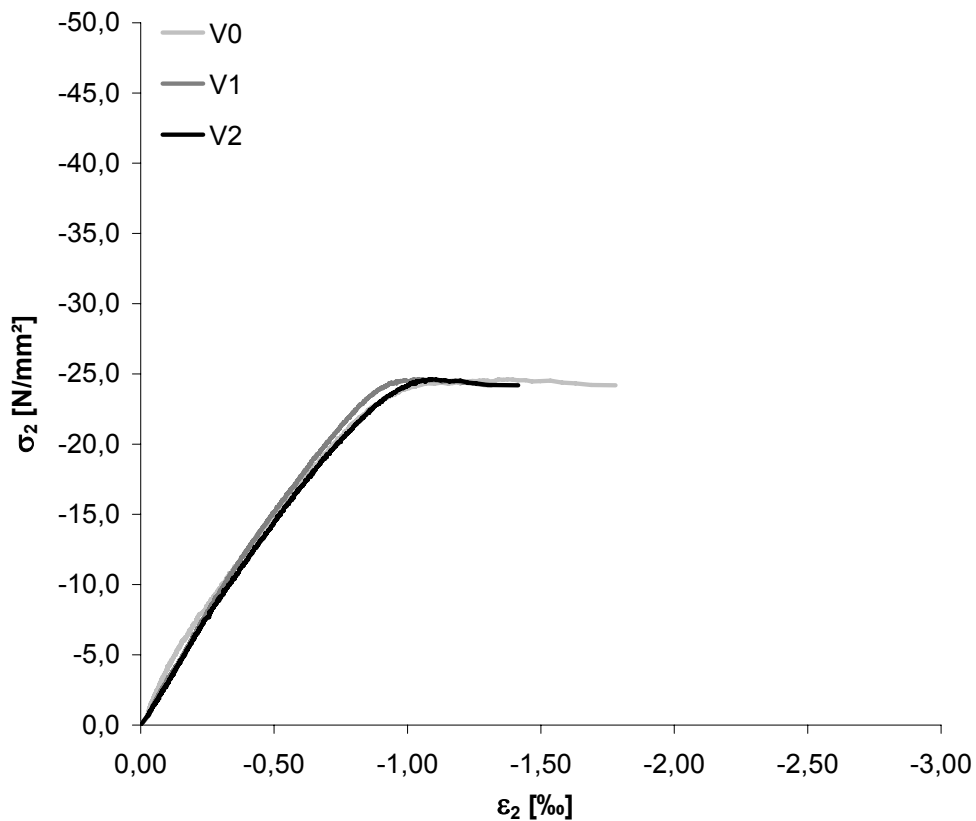


Bild A.1-11. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 025T
Fig. A.1-11. Compressive stress-strain diagram of Panel 025T

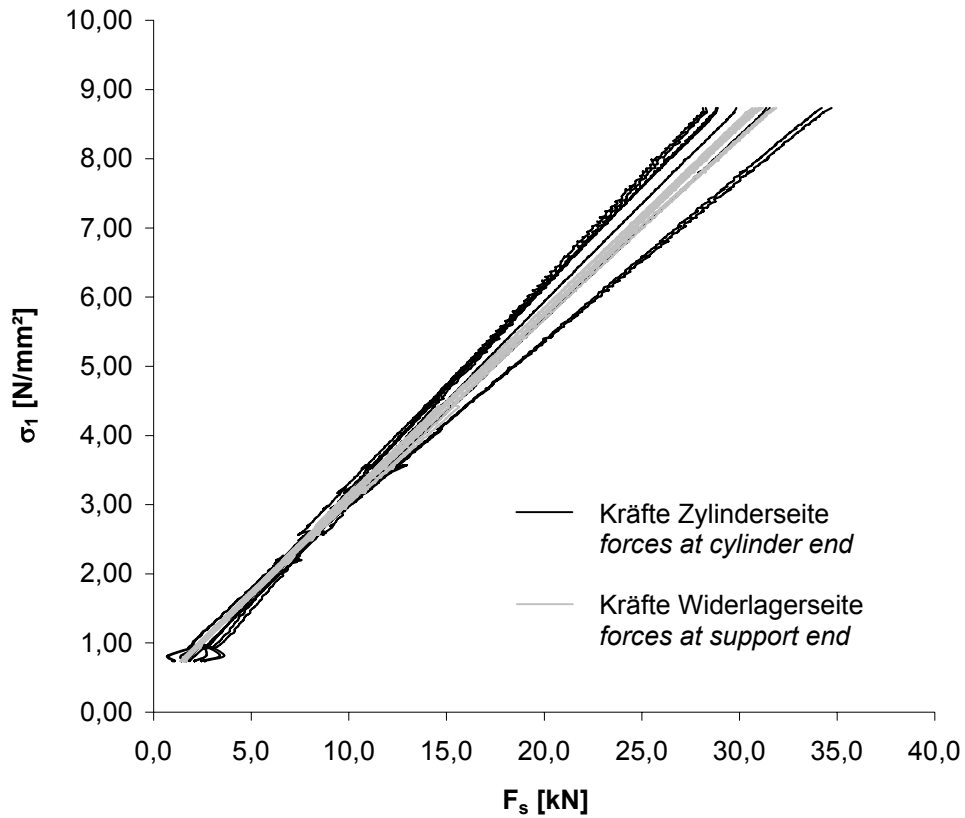


Bild A.1-12. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 025T beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.1-12. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 025T during tensile loading

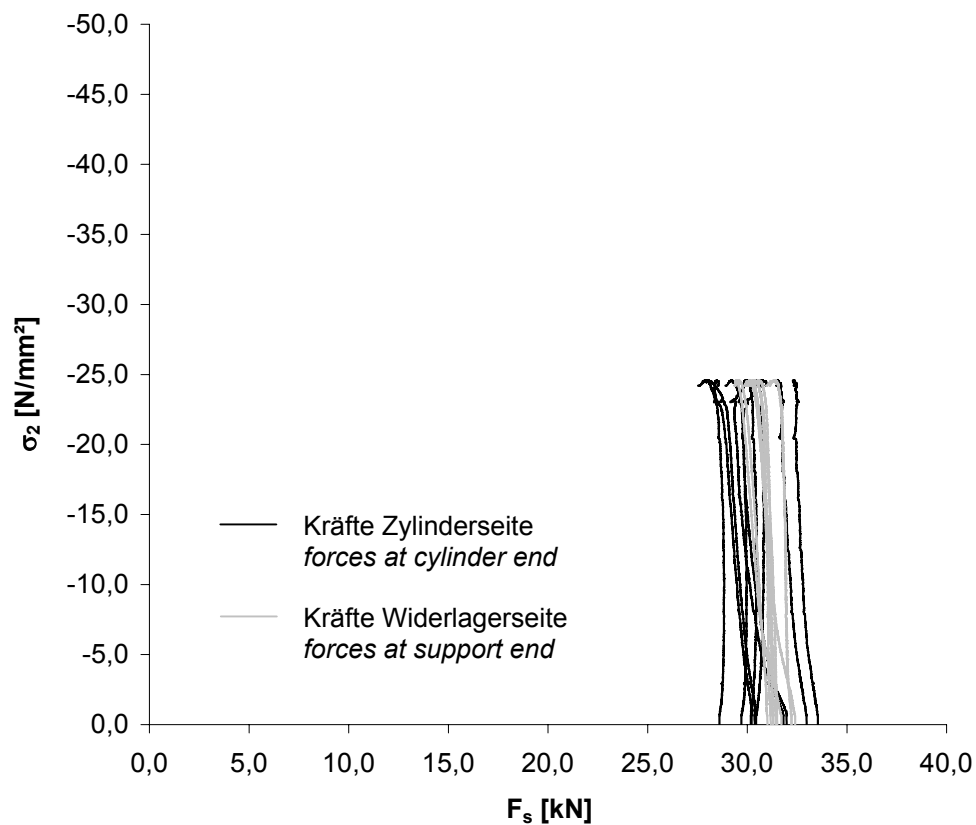


Bild A.1-13. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 025T beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.1-13. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 025T during compressive loading

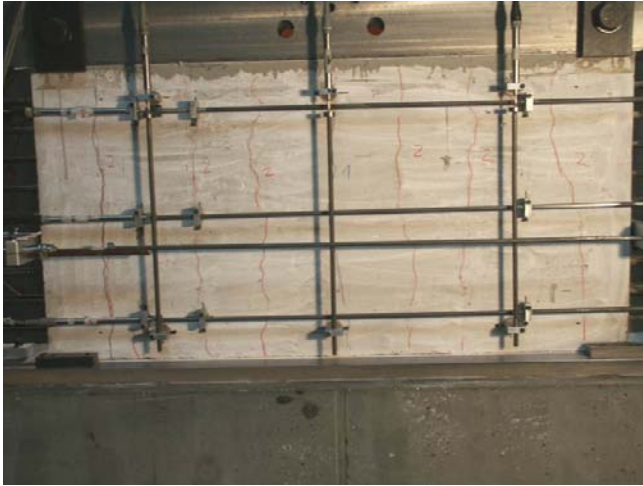


Bild A.1-14.
Rissbild der Scheibe 025T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-14.
Crack pattern of Panel 025T (view north)

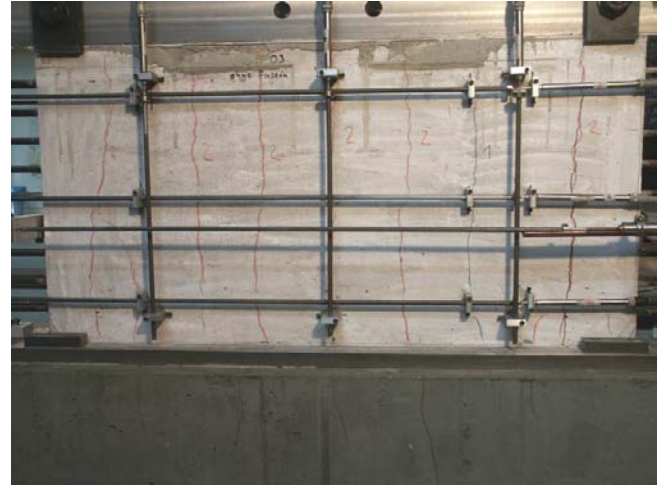


Bild A.1-15.
Rissbild der Scheibe 025T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-15.
Crack pattern of Panel 025T (view south)

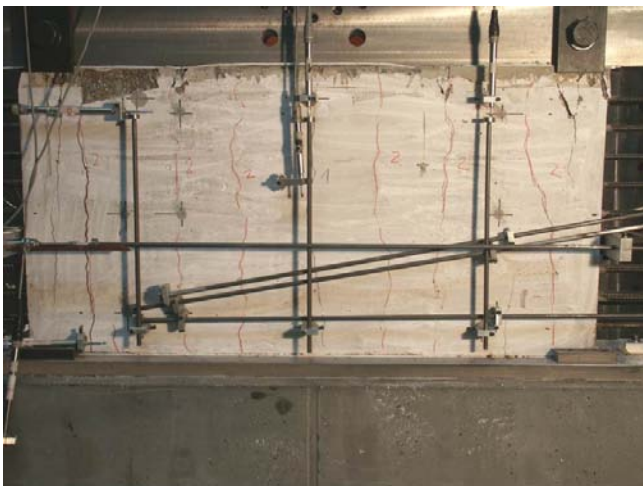


Bild A.1-16.
Bruchbild der Scheibe 025T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-16.
Panel 025T at failure (view north)



Bild A.1-17.
Bruchbild der Scheibe 025T (Ansicht West)
Fig. A.1-17.
Panel 025T at failure (view west)

Scheibe 050T (KASS-SCH11)
Panel 050T (KASS-SCH11)

Fasern: <i>fibres</i>	-
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 1,91 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,68 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,12 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 3,98 \text{ ‰}$
Anzahl der Risse: <i>number of cracks</i>	8
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -21,1 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -19,5 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,01 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 4,35 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	41

Tabelle A.1-4. Tabelle Ergebnisse der Zylinder 050T
Table A.1-4. Results of cylinders 050T

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,288	53,7	-	-
2	2,284	53,1	-	-
3	2,283	56,3	-	-
4	2,262	-	3,26	-
5	2,253	-	3,47	-
6	2,266	-	3,39	-
7	2,268	54,4	-	33621
8	2,273	55,5	-	34459
9	2,270	54,4	-	34286
Mittel <i>average</i>	2,272	54,6	3,37	34122

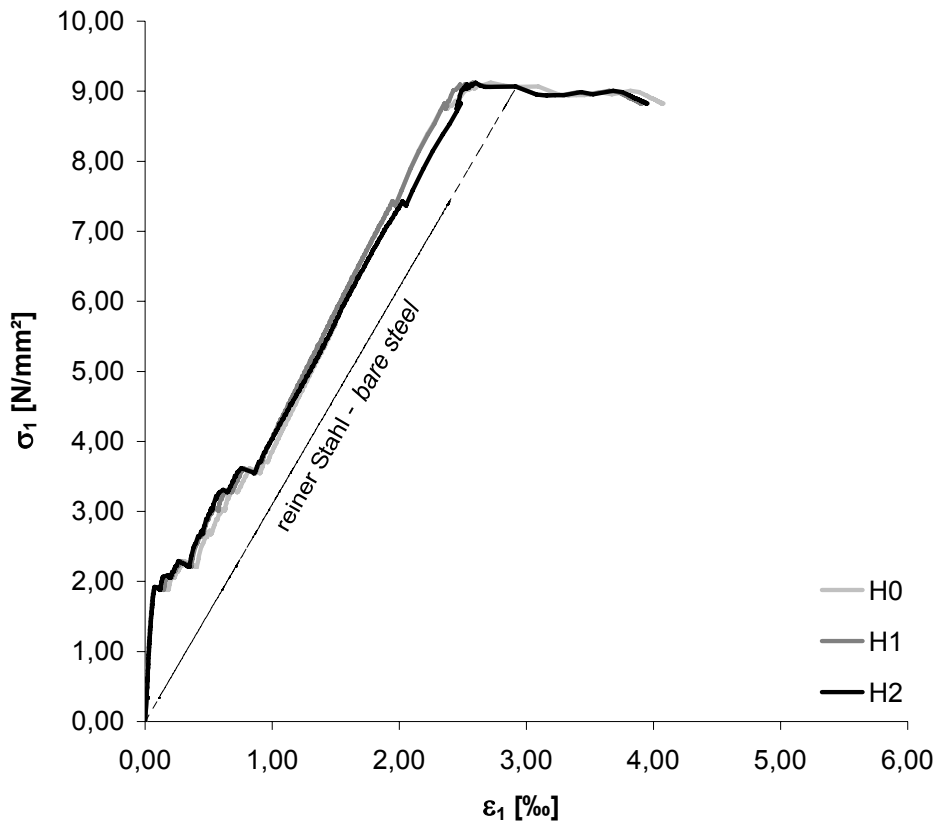


Bild A.1-18. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 050T
Fig. A.1-18. Tensile stress-strain diagram of Panel 050T

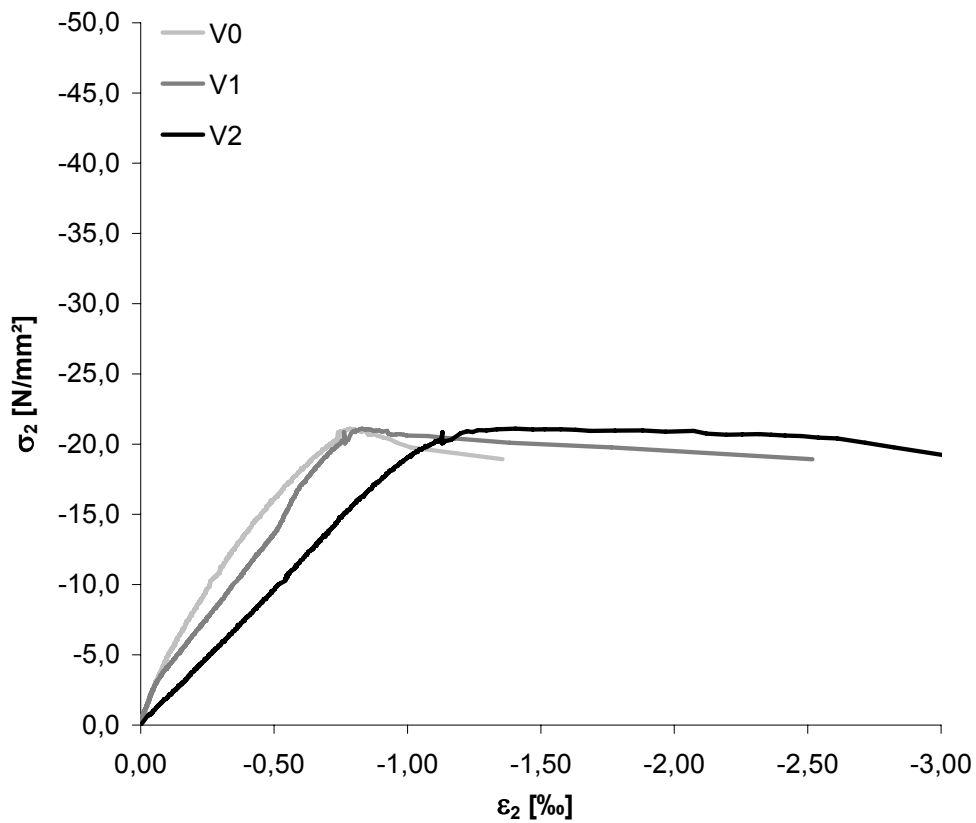


Bild A.1-19. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 050T
Fig. A.1-19. Compressive stress-strain diagram of Panel 050T

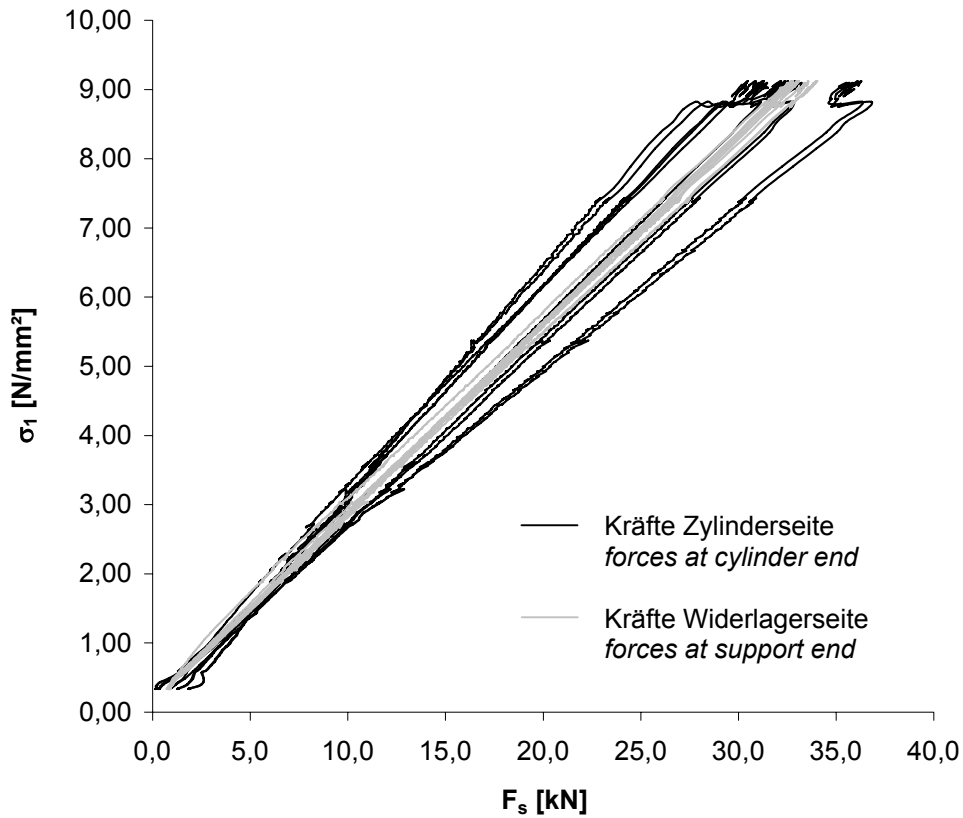


Bild A.1-20. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 050T beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.1-20. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 050T during tensile loading

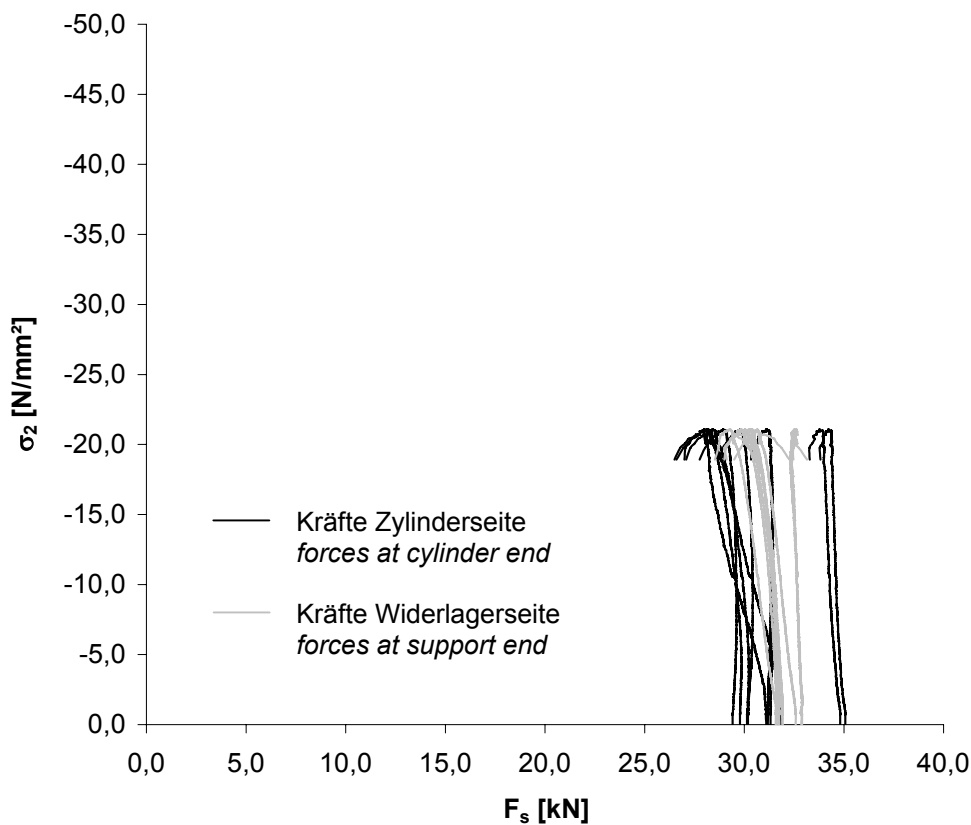


Bild A.1-21. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 050T beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.1-21. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 050T during compressive loading



Bild A.1-22.
Rissbild der Scheibe 050T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-22.
Crack pattern of Panel 050T (view north)

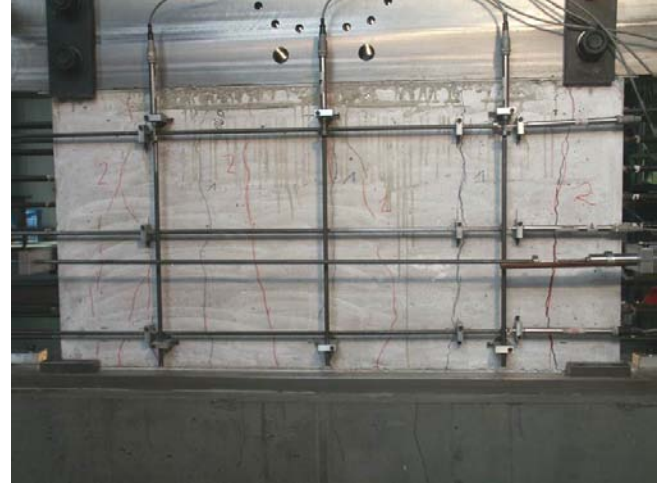


Bild A.1-23.
Rissbild der Scheibe 050T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-23.
Crack pattern of Panel 050T (view south)



Bild A.1-24.
Bruchbild der Scheibe 050T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-24.
Panel 050T at failure (view north)



Bild A.1-25.
Bruchbild der Scheibe 050T (Ansicht Nordost)
Fig. A.1-25.
Panel 050T at failure (view north-east)

Scheibe 075T (KASS-SCH6)**Panel 075T (KASS-SCH6)**

Fasern: <i>fibres</i>	-
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,26 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,00 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,24 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 7,51 \text{ ‰}$
Anzahl der Risse: <i>number of cracks</i>	10
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -25,1 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -23,1 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,42 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 7,88 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	42

Tabelle A.1-5. Ergebnisse der Zylinder 075T**Table A.1-5.** Results of cylinders 075T

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,283	51,1	-	-
2	2,258	51,9	-	-
3	2,277	50,0	-	-
4	2,238	-	3,45	-
5	2,268	-	2,93	-
6	2,277	-	3,02	-
7	2,256	51,6	-	32885
8	2,275	53,9	-	33775
Mittel <i>average</i>	2,267	51,7	3,13	33330

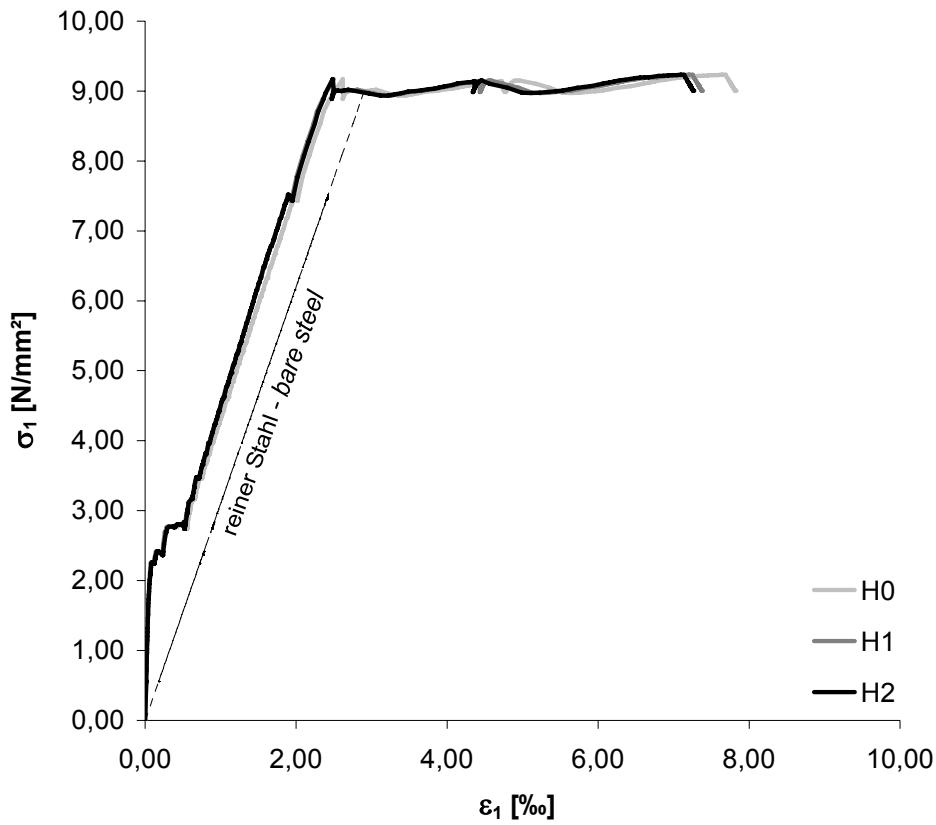


Bild A.1-26. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 075T
Fig. A.1-26. Tensile stress-strain diagram of Panel 075T

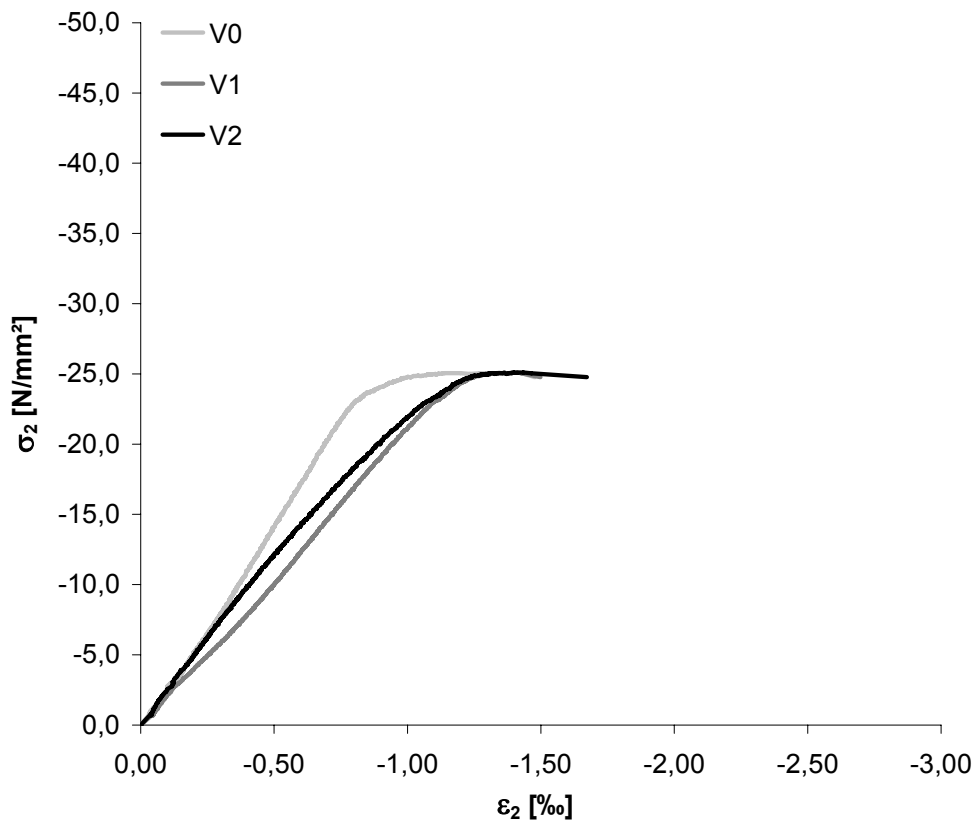


Bild A.1-27. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 075T
Fig. A.1-27. Compressive stress-strain diagram of Panel 075T

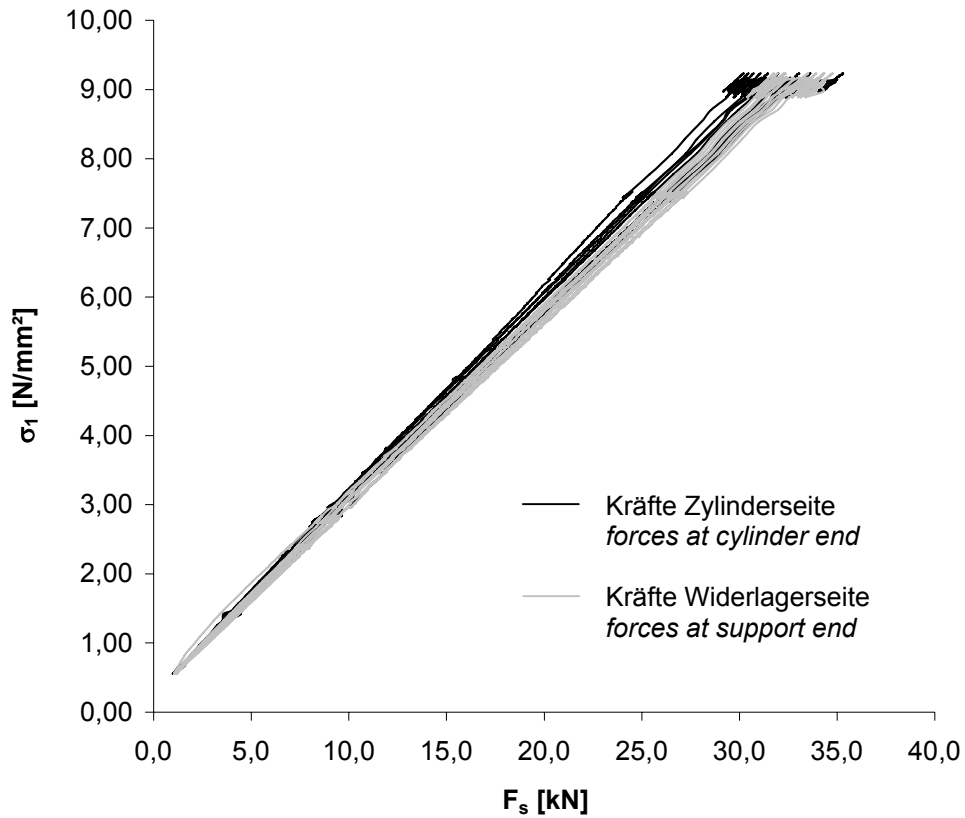


Bild A.1-28. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 075T beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.1-28. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 075T during tensile loading

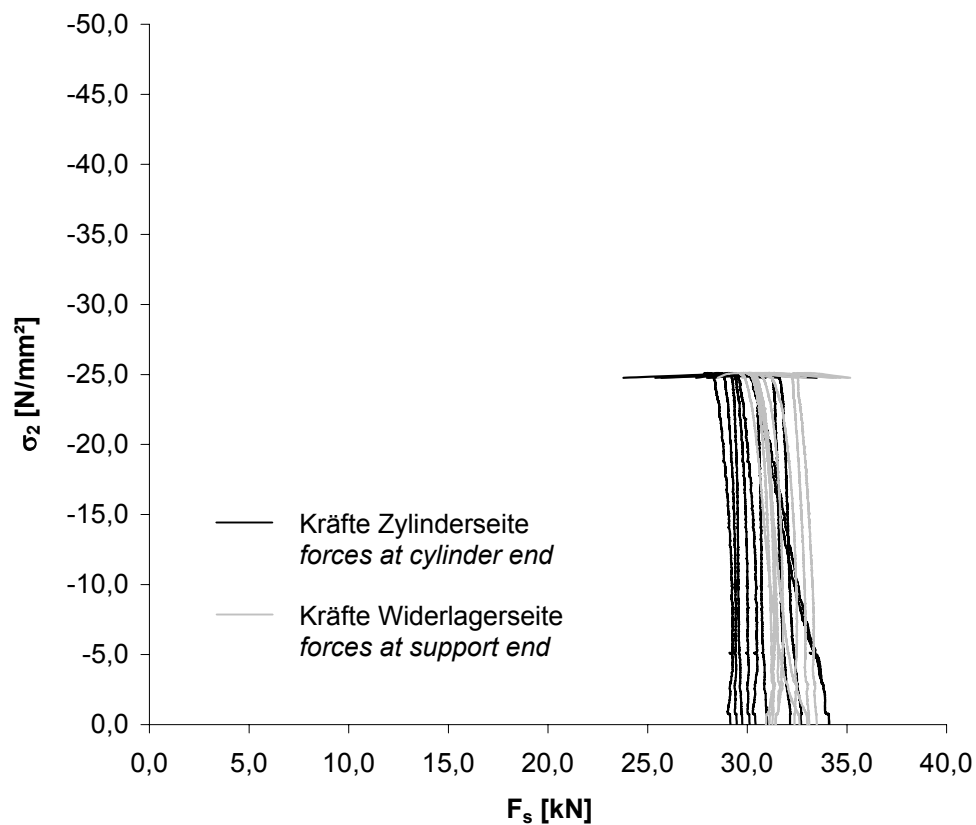


Bild A.1-29. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 075T beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.1-29. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 075T during compressive loading

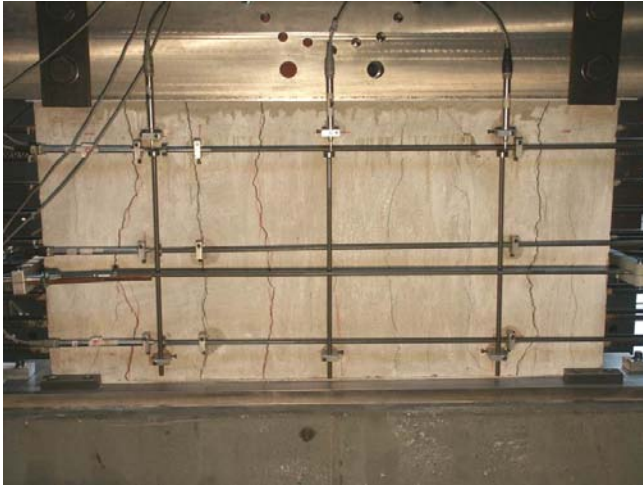


Bild A.1-30.
Rissbild der Scheibe 075T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-30.
Crack pattern of Panel 075T (view north)

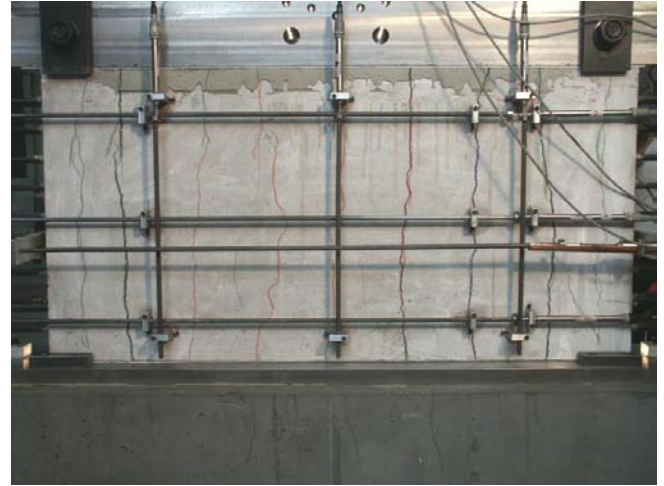


Bild A.1-31.
Rissbild der Scheibe 075T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-31.
Crack pattern of Panel 075T (view south)

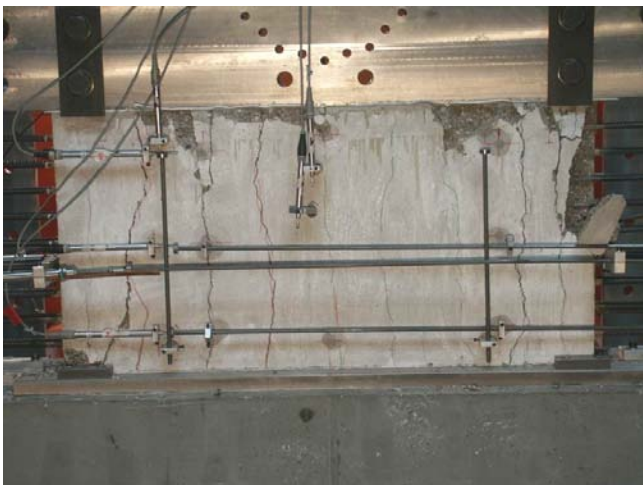


Bild A.1-32.
Bruchbild der Scheibe 075T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-32.
Panel 075T at failure (view north)



Bild A.1-33.
Bruchbild der Scheibe 075T (Ansicht Nordwest)
Fig. A.1-33.
Panel 075T at failure (view north-west)

Scheibe 250T (KASS-SCH7)**Panel 250T (KASS-SCH7)**

Fasern: <i>fibres</i>	-
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,37 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,09 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,50 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 30,11 \text{ ‰}$
Anzahl der Risse: <i>number of cracks</i>	11
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -22,0 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -20,4 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,07 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 30,93 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	42

Tabelle A.1-6. Ergebnisse der Zylinder 250T**Table A.1-6.** Results of cylinders 250T

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,288	52,7	-	-
2	2,262	49,9	-	-
3	2,267	54,9	-	-
4	2,279	-	3,10	-
5	2,303	-	3,57	-
6	2,289	-	3,58	-
7	2,297	54,2	-	33433
8	2,298	54,4	-	34253
9	2,295	55,7	-	33915
Mittel <i>average</i>	2,286	53,6	3,42	33867

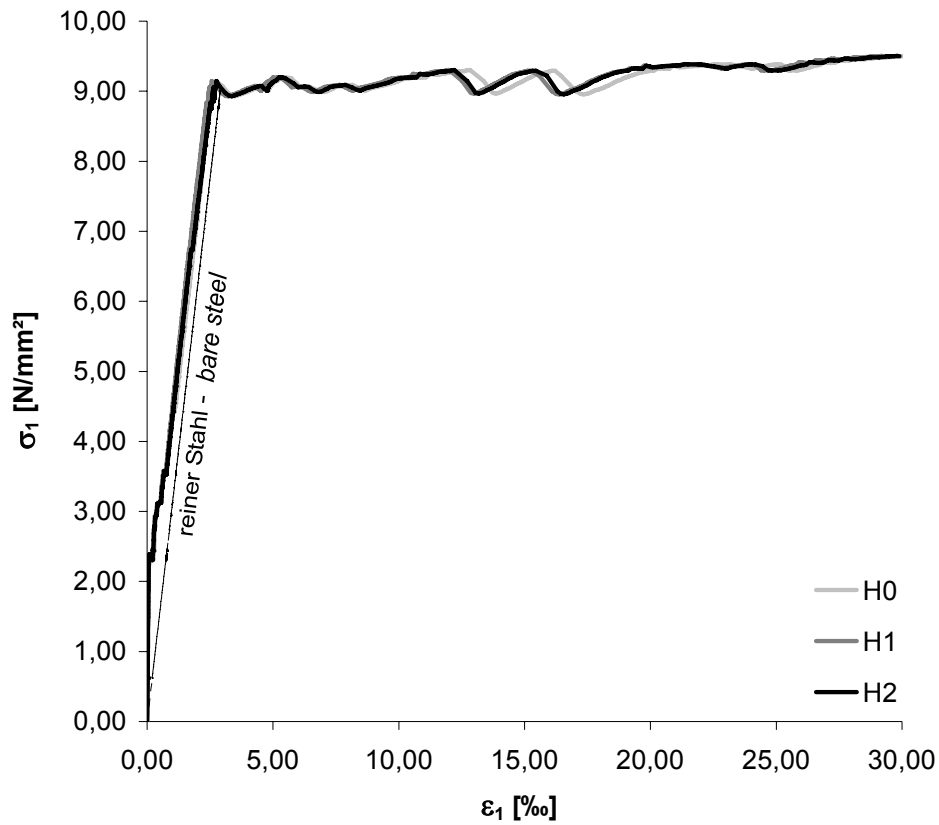


Bild A.1-34. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 250T
Fig. A.1-34. Tensile stress-strain diagram of Panel 250T

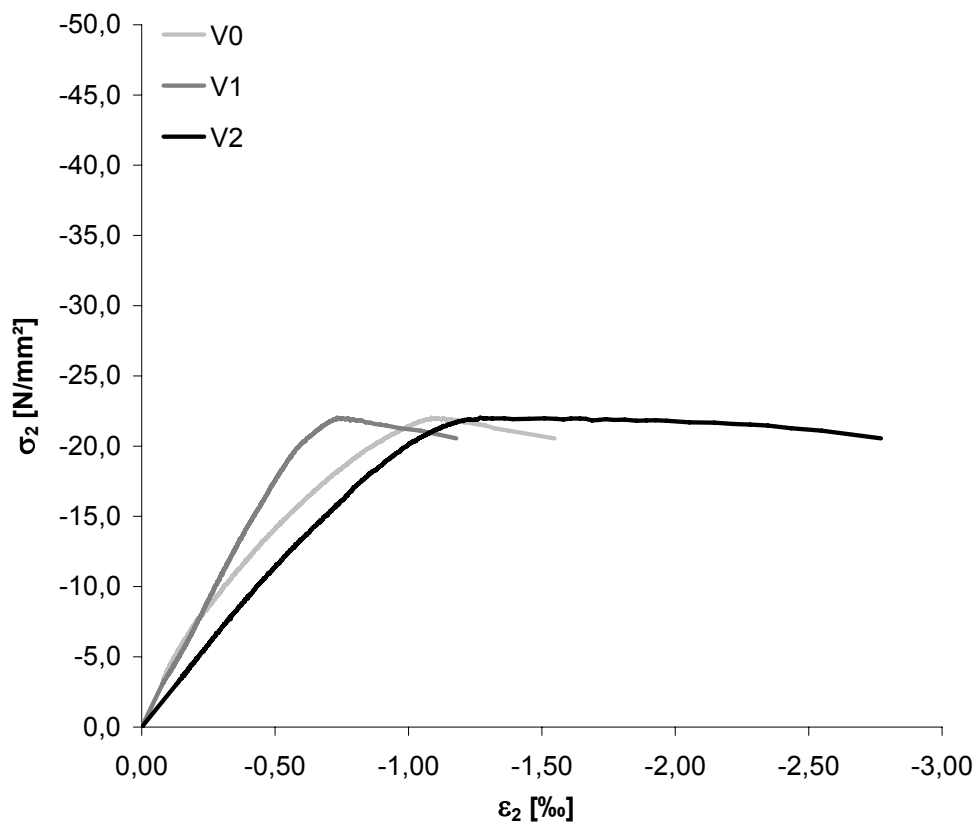


Bild A.1-35. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 250T
Fig. A.1-35. Compressive stress-strain diagram of Panel 250T

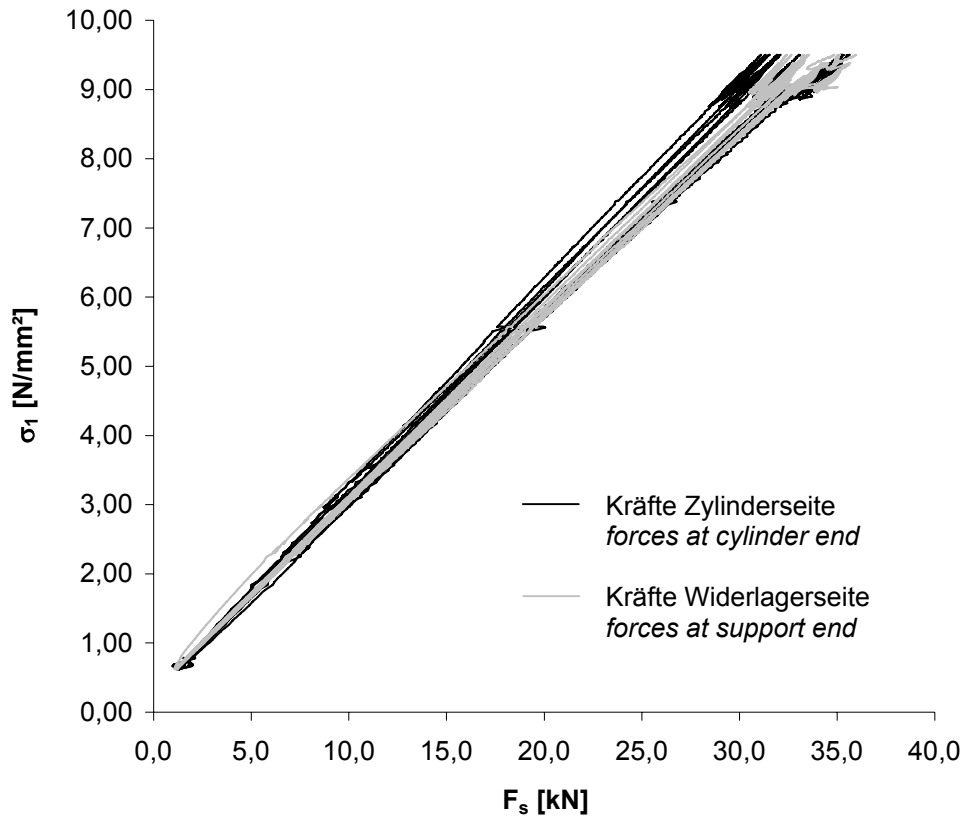


Bild A.1-36. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 250T beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.1-36. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 250T during tensile loading

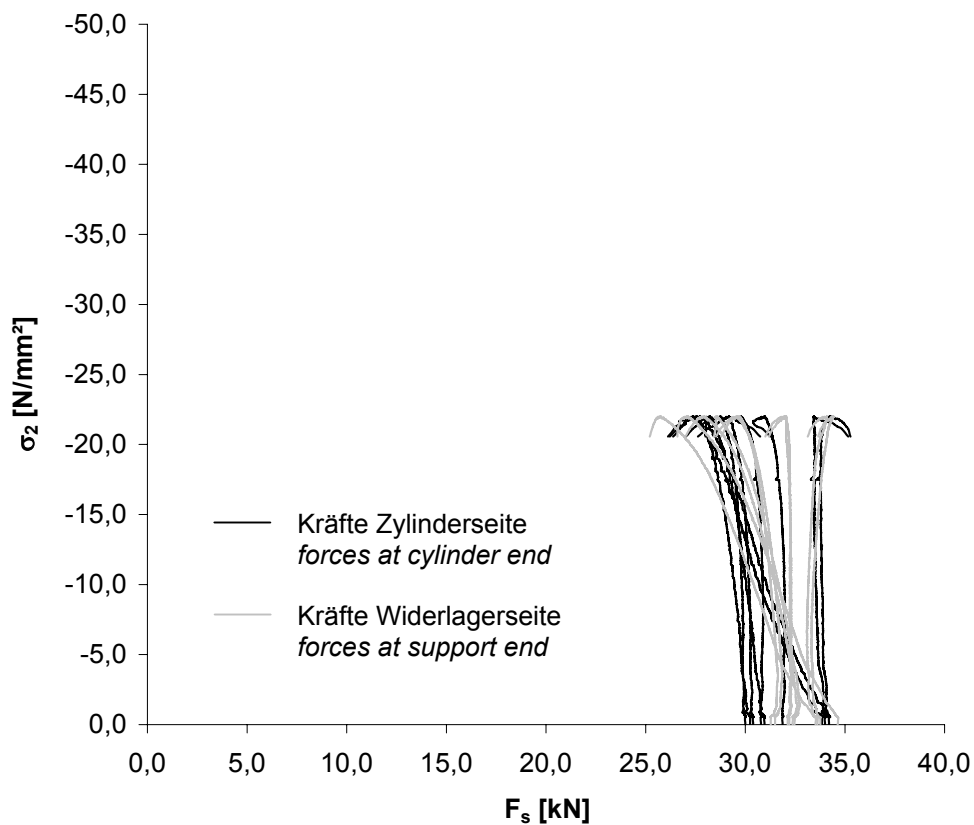


Bild A.1-37. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 250T beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.1-37. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 250T during compressive loading



Bild A.1-38.
Rissbild der Scheibe 250T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-38.
Crack pattern of Panel 250T (view north)

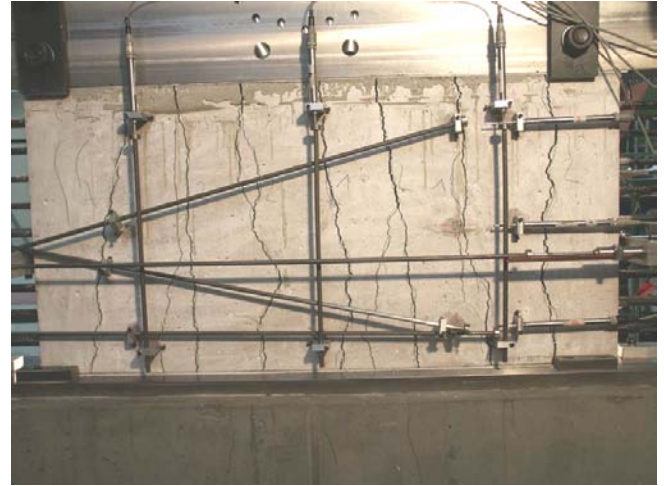


Bild A.1-39.
Rissbild der Scheibe 250T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-39.
Crack pattern of Panel 250T (view south)



Bild A.1-40.
Bruchbild der Scheibe 250T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-40.
Panel 250T at failure (view north)



Bild A.1-41.
Bruchbild der Scheibe 250T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-41.
Panel 250T at failure (view south)

Scheibe F000T (KASS-SCH9)**Panel F000T (KASS-SCH9)**

Fasern:
fibres 0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 45/50

Maximale Druckspannung:
maximum compressive stress $\sigma_2 = -28,8 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -25,9 \text{ N/mm}^2$

Betonstauchung unter Höchstlast:
compressive strain under maximum loading $\varepsilon_{c2} = -1,89 \text{ ‰}$

Prüfalter der Scheibe (Tage):
age of panel at testing (days) 48

Tabelle A.1-7. Ergebnisse der Würfel F000T**Table A.1-7. Results of cubes F000T**

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]
1	2,249	59,5
2	2,259	57,6
3	2,261	61,0
Mittel <i>average</i>	2,256	59,4

Tabelle A.1-8. Ergebnisse der Zylinder F000T**Table A.1-8. Results of cylinders F000T**

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
4	2,269	49,9	33500
5	2,293	49,9	33924
6	2,271	51,9	34652
Mittel <i>average</i>	2,278	50,6	34025

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]
7	2,259	35,9
8	2,286	40,4
9	2,277	40,3
Mittel <i>average</i>	2,274	38,9

Anmerkung:

Würfel und Zylinder geprüft nach 49 Tagen.

Probe Nr. 7 - 9 geprüft mit PTFE-Folie, $t = 2 \text{ mm}$, oben und unten sowie Silikonfett zwischen Lastplatte und PTFE-Folie.

remark:

Cubes and cylinders tested after 49 days.

Specimen No. 8 - 9 tested with PTFE-foil, $t = 2 \text{ mm}$, on top and bottom as well as silicone grease between loading platen and PTFE-foil.

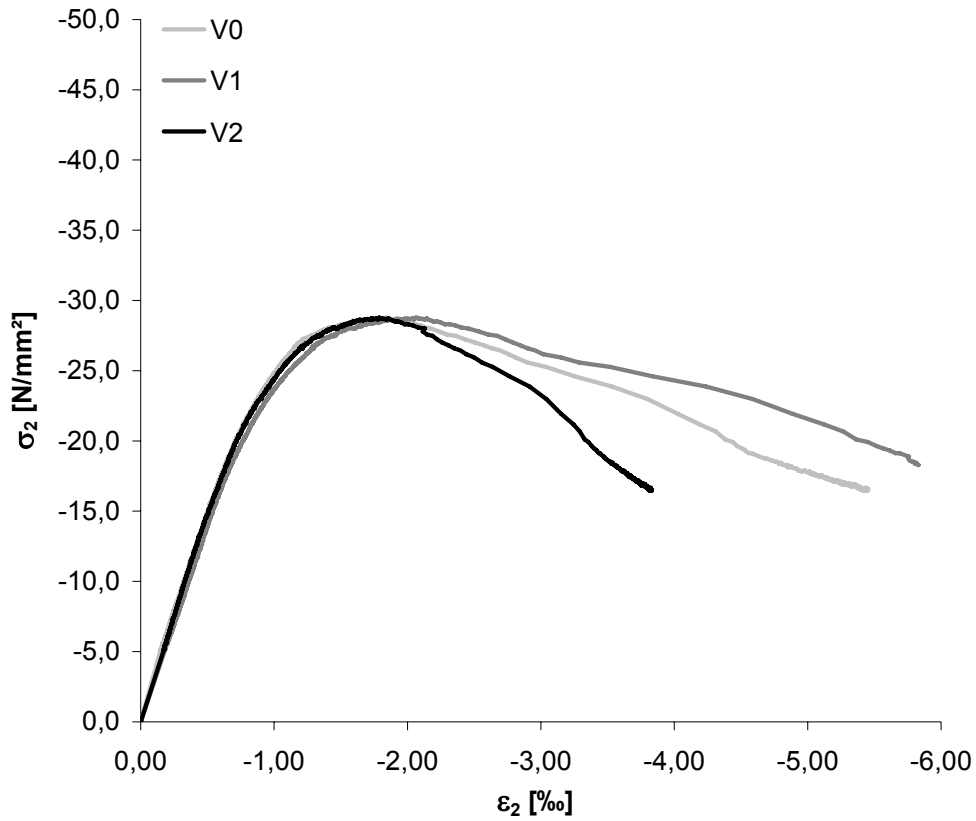


Bild A.1-42. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F000T
Fig. A.1-42. Compressive stress-strain diagram of Panel F000T

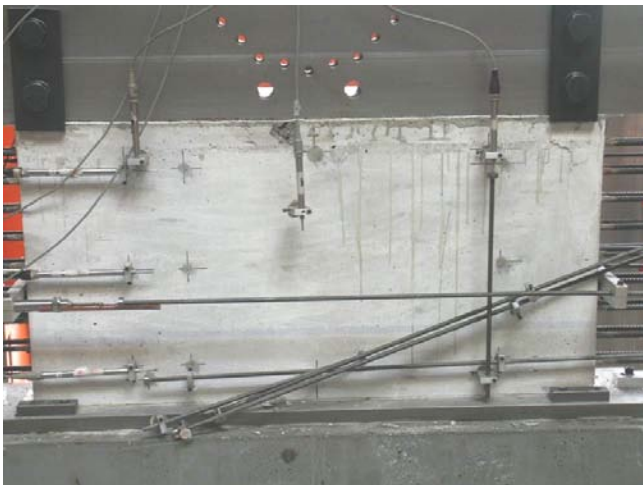


Bild A.1-43.
Bruchbild der Scheibe F000T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-43.
Panel F000T at failure (view north)

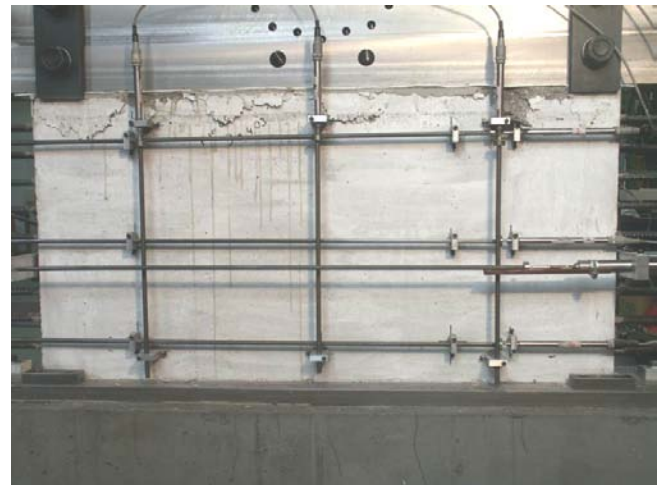


Bild A.1-44.
Bruchbild der Scheibe F000T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-44.
Panel F000T at failure (view south)

Scheibe FPROPT (KASS-SCH1)
Panel FPROPT (KASS-SCH1)

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 45/50
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 1,96 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,77 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 4,97 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 1,65 \text{ ‰}$ (proportional zur Druckbelastung) (<i>proportional to compressive loading</i>)
Anzahl der Risse: <i>number of cracks</i>	12
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -28,2 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -24,9 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,27 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 1,65 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	70

Tabelle A.1-9. Ergebnisse der Zylinder FPROPT
Table A.1-9. Results of cylinders FPROPT

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,318	57,4	-	-
2	2,285	52,6	-	-
3	2,272	53,2	-	-
4	2,307	-	3,71	-
5	2,256	-	3,79	-
6	2,277	-	3,76	-
7	2,309	58,1	-	34923
8	2,283	55,4	-	33406
Mittel <i>average</i>	2,288	55,3	3,75	34165

Anmerkung:

Probe Nr. 1 - 3 geprüft nach 69 Tagen.

Probe Nr. 7 - 8 geprüft nach 69 Tagen.

*remark:**Specimen No. 1 - 3 tested after 69 days.**Specimen No. 7 - 8 tested after 69 days.*

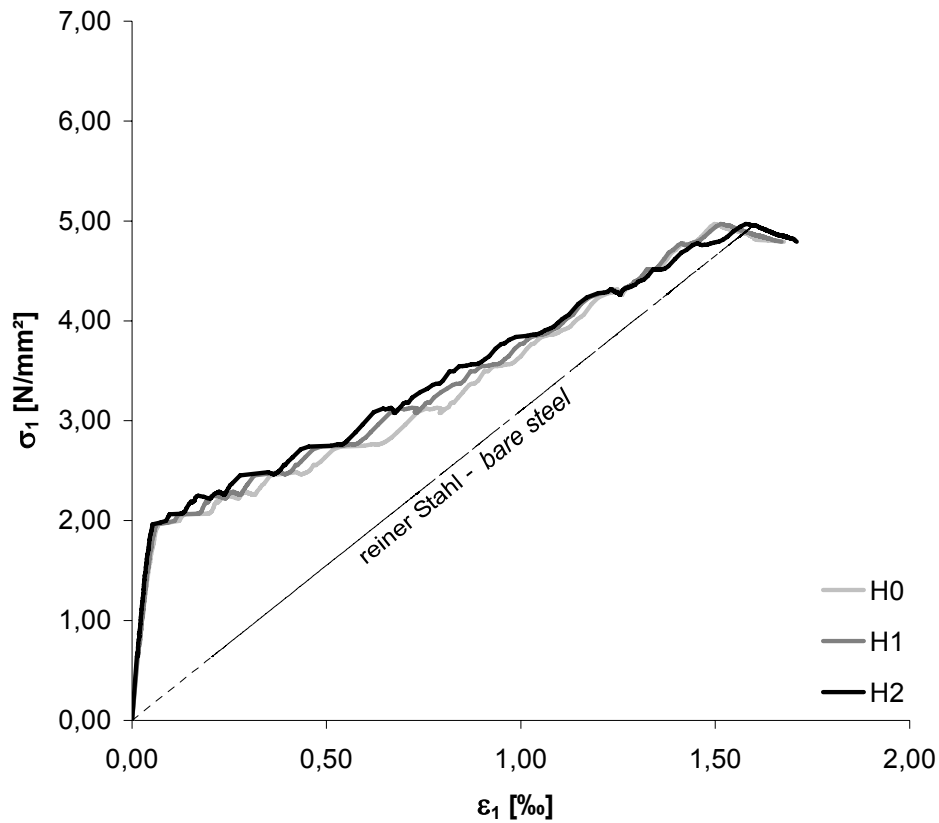


Bild A.1-45. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe FPROPT
Fig. A.1-45. Tensile stress-strain diagram of Panel FPROPT

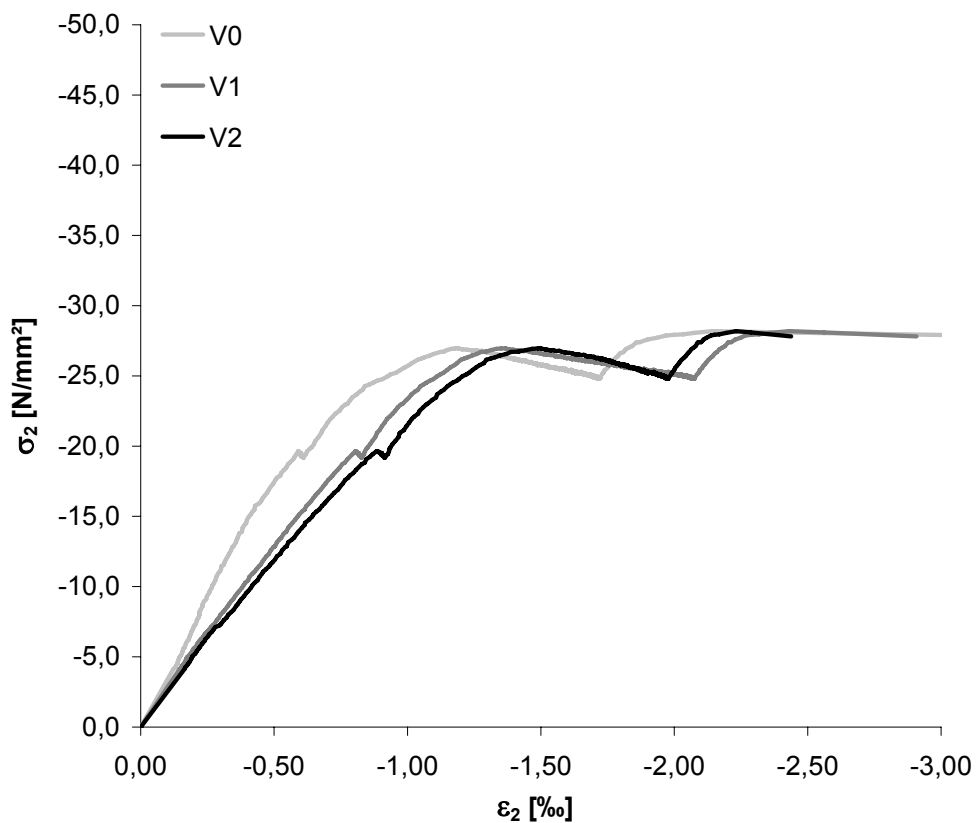


Bild A.1-46. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe FPROPT
Fig. A.1-46. Compressive stress-strain diagram of Panel FPROPT

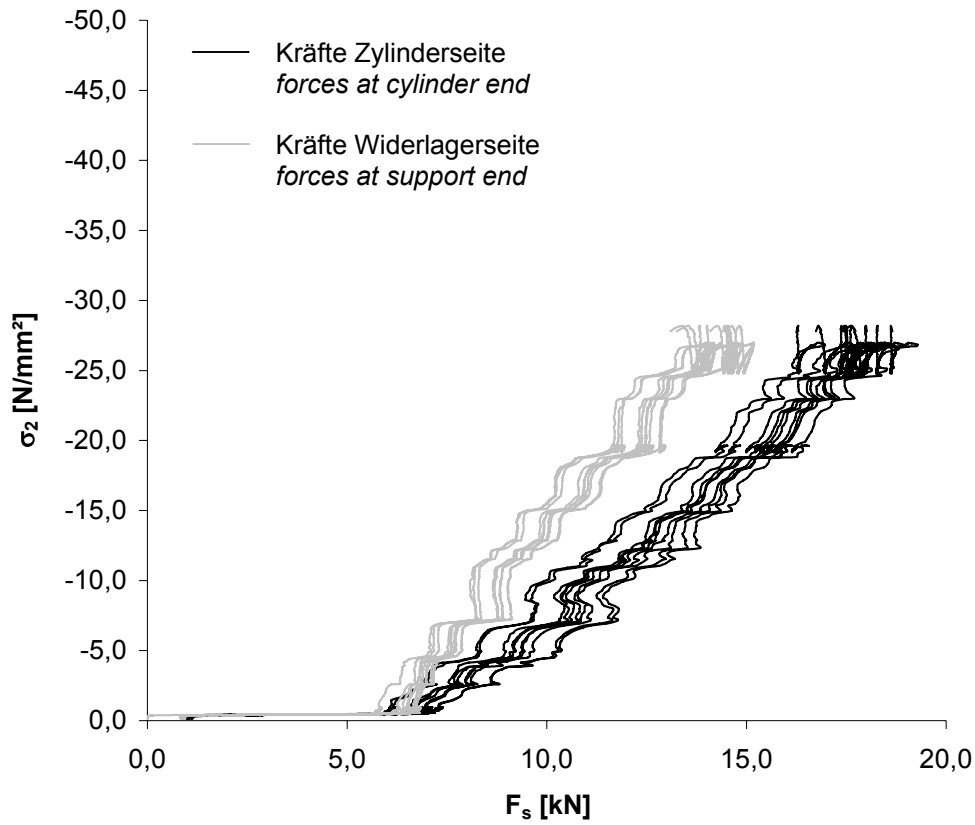


Bild A.1-47. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe FPROPT beim Aufbringen der proportionalen Belastung

Fig. A.1-47. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel FPROPT during proportional loading



Bild A.1-48.
Rissbild der Scheibe FPROPT (Ansicht Nord)
Fig. A.1-48.
Crack pattern of Panel FPROPT (view north)

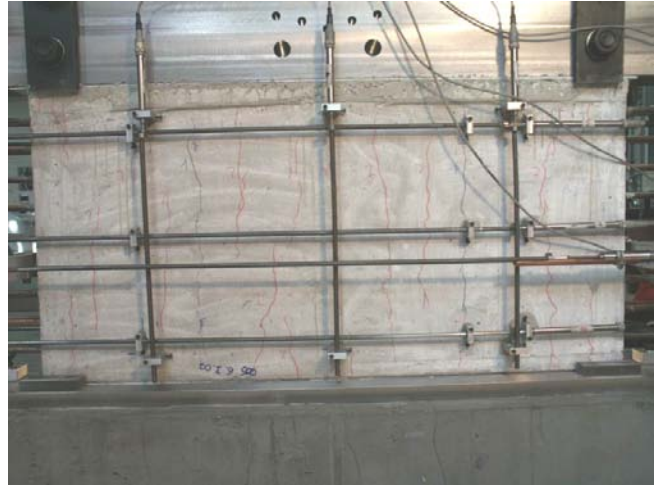


Bild A.1-49.
Rissbild der Scheibe FPROPT (Ansicht Süd)
Fig. A.1-49.
Crack pattern of Panel FPROPT (view south)



Bild A.1-50.
Bruchbild der Scheibe FPROPT (Ansicht Nord)
Fig. A.1-50.
Panel FPROPT at failure (view north)

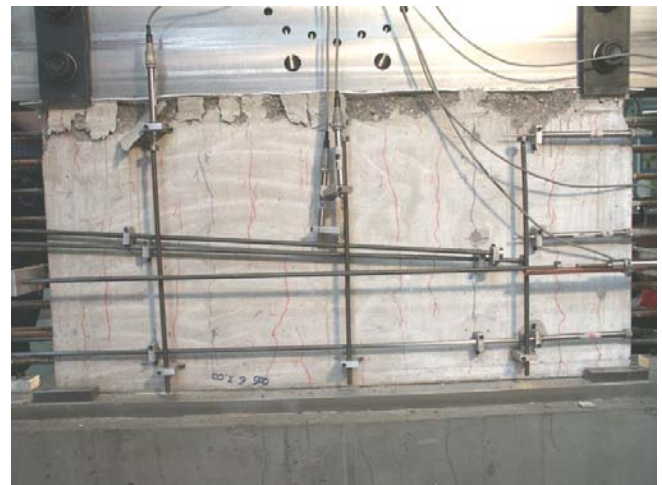


Bild A.1-51.
Bruchbild der Scheibe FPROPT (Ansicht Süd)
Fig. A.1-51.
Panel FPROPT at failure (view south)

Scheibe F025T (KASS-SCH5)**Panel F025T (KASS-SCH5)**

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 45/50
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,38 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,14 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,40 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 2,65 \text{ ‰}$
Anzahl der Risse: <i>number of cracks</i>	11
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -27,7 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -24,2 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,34 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 3,33 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	35

Tabelle A.1-10. Ergebnisse der Zylinder F025T**Table A.1-10.** Results of cylinders F025T

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,303	49,0	-	-
2	2,313	53,0	-	-
3	2,303	51,5	-	-
4	2,312	-	3,70	-
5	2,295	-	4,27	-
6	2,312	-	4,26	-
7	2,280	52,8	-	33873
8	2,296	48,3	-	36011
9	2,295	50,7	-	34655
Mittel <i>average</i>	2,301	50,9	4,08	34846

Anmerkung:
Zylinder geprüft nach 36 Tagen.
remark:
Cylinders tested after 36 days.

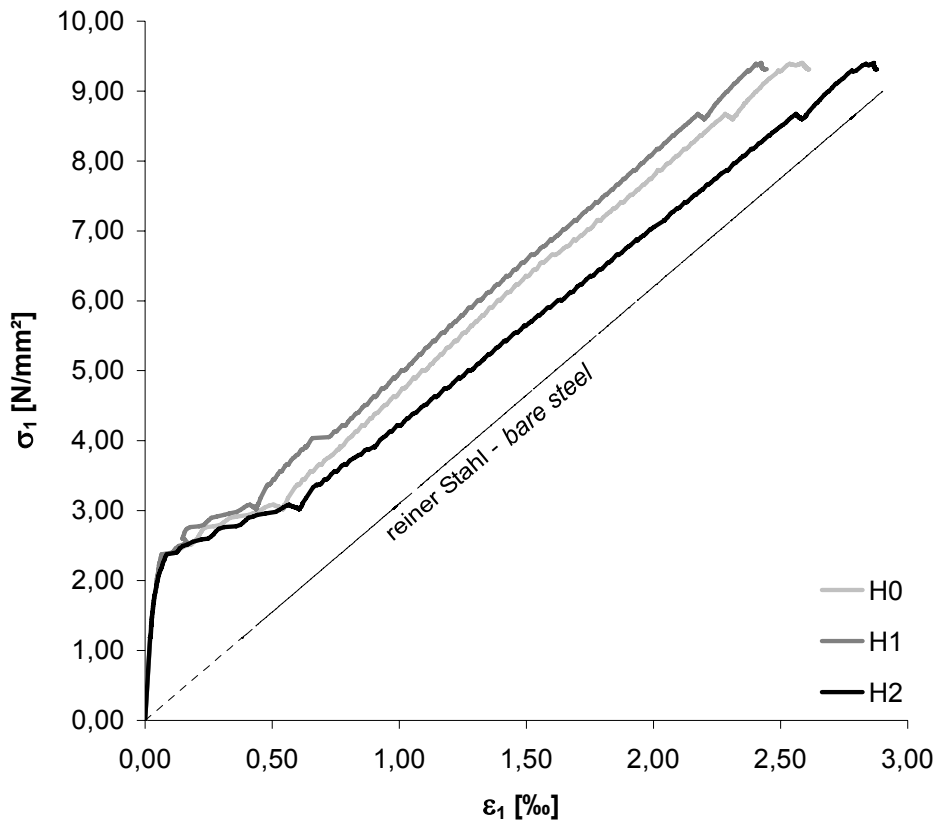


Bild A.1-52. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F025T
Fig. A.1-52. Tensile stress-strain diagram of Panel F025T

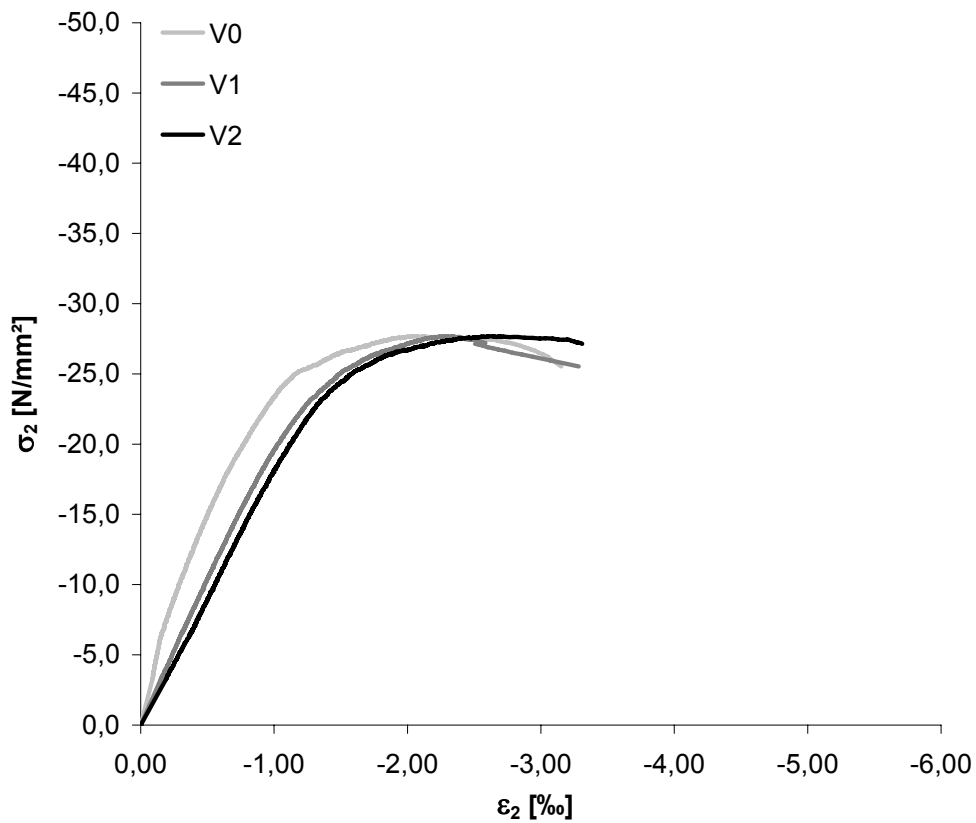


Bild A.1-53. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F025T
Fig. A.1-53. Compressive stress-strain diagram of Panel F025T

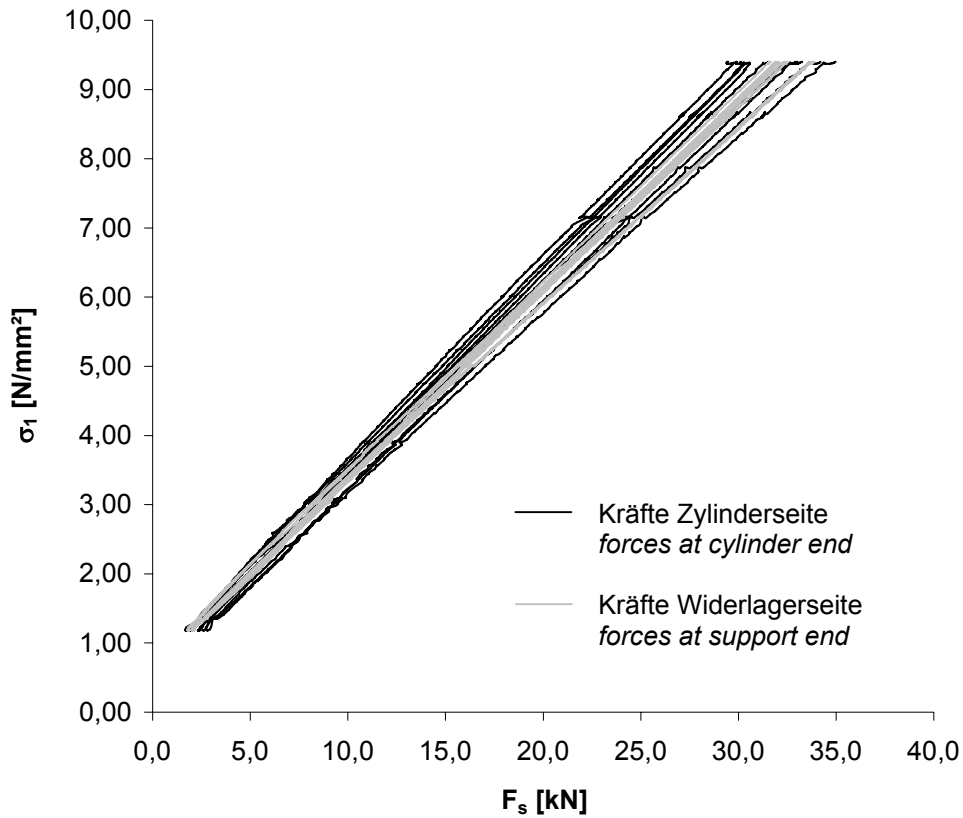


Bild A.1-54. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F025T beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.1-54. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F025T during tensile loading

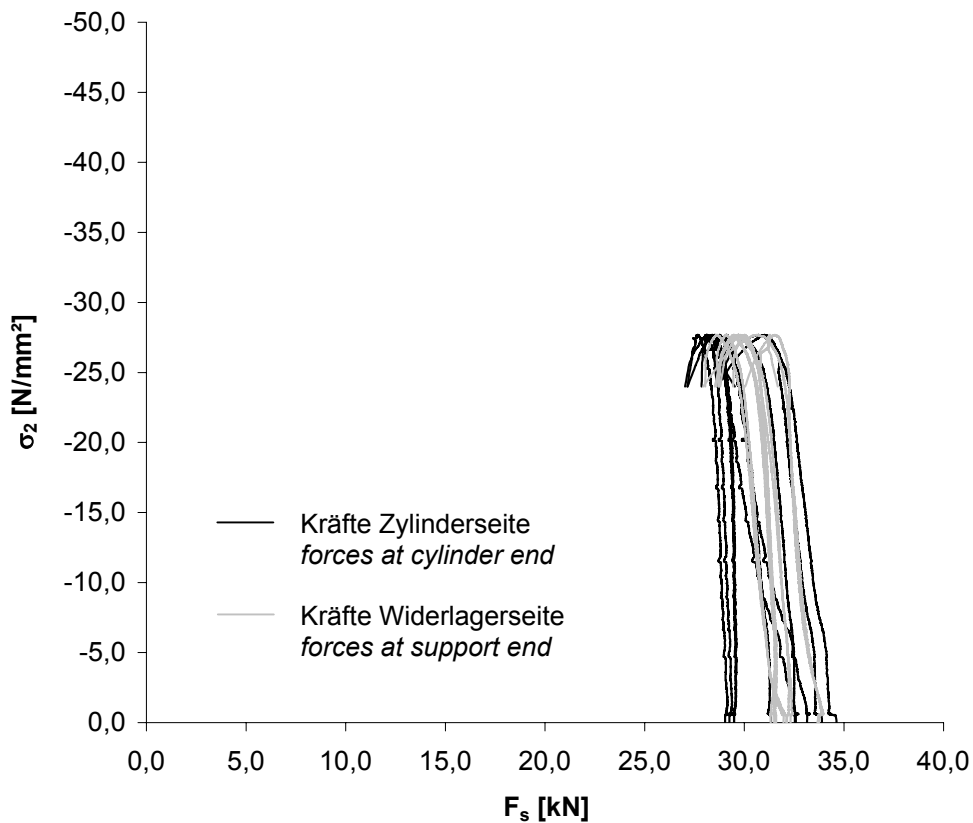


Bild A.1-55. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F025T beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.1-55. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F025T during compressive loading



Bild A.1-56.
Rissbild der Scheibe F025T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-56.
Crack pattern of Panel F025T (view north)



Bild A.1-57.
Rissbild der Scheibe F025T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-57.
Crack pattern of Panel F025T (view south)



Bild A.1-58.
Bruchbild der Scheibe F025T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-58.
Panel F025T at failure (view north)



Bild A.1-59.
Bruchbild der Scheibe F025T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-59.
Panel F025T at failure (view south)

Scheibe F050T (KASS-SCH4)**Panel F050T (KASS-SCH4)**

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 45/50
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,19 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,92 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,52 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 4,87 \text{ ‰}$
Anzahl der Risse: <i>number of cracks</i>	11
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -26,0 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -23,7 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,46 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 5,38 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	35

Tabelle A.1-11. Ergebnisse der Zylinder F050T**Table A.1-11.** Results of cylinders F050T

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,288	46,9	-	-
2	2,288	48,7	-	-
3	2,284	46,6	-	-
4	2,300	-	3,31	-
5	2,267	-	3,75	-
6	2,272	-	3,16	-
7	2,279	45,5	-	31766
8	2,281	48,5	-	34002
9	2,255	46,8	-	30093
Mittel <i>average</i>	2,279	47,2	3,41	31954

Anmerkung:

Probe Nr. 1 - 6 geprüft nach 40 Tagen.

Probe Nr. 7 - 9 geprüft nach 41 Tagen.

*remark:**Specimens No. 1 - 6 tested after 40 days.**Specimens No. 7 - 9 tested after 41 days.*

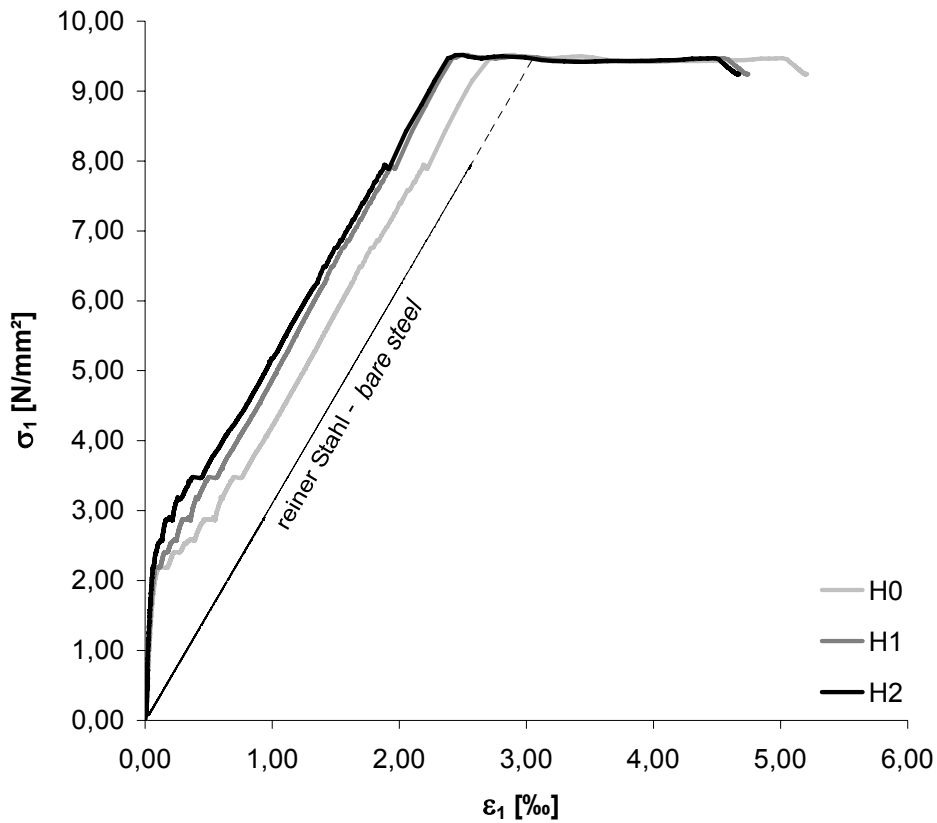


Bild A.1-60. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F050T
Fig. A.1-60. Tensile stress-strain diagram of Panel F050T

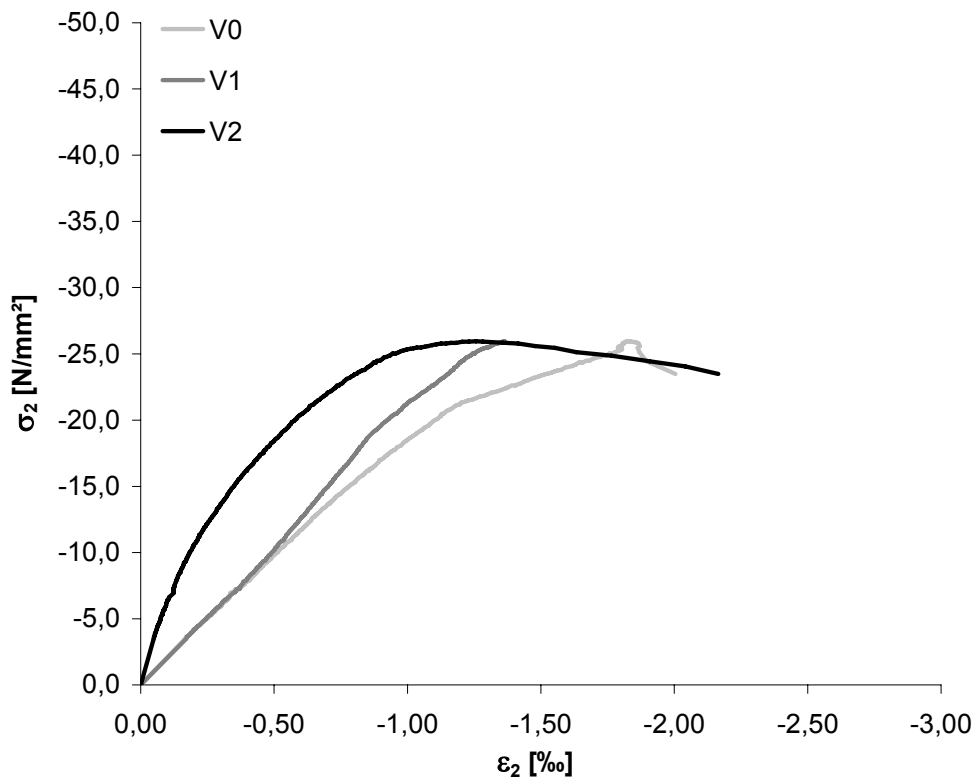


Bild A.1-61. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F050T
Fig. A.1-61. Compressive stress-strain diagram of Panel F050T

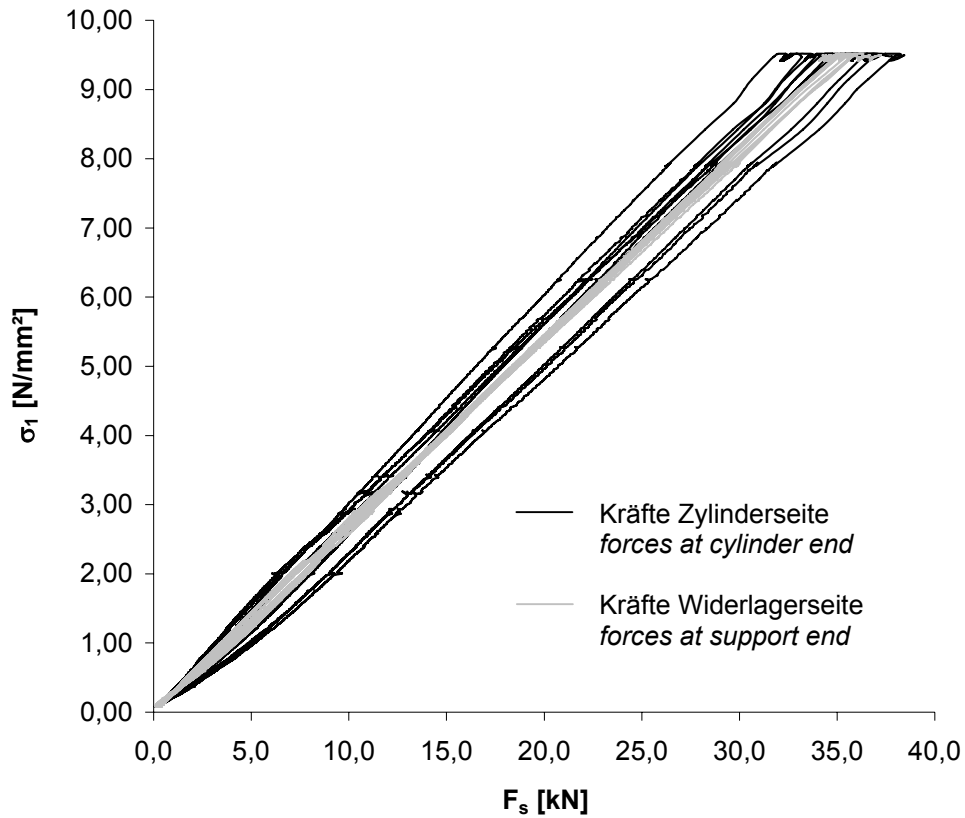


Bild A.1-62. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F050T beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.1-62. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F050T during tensile loading

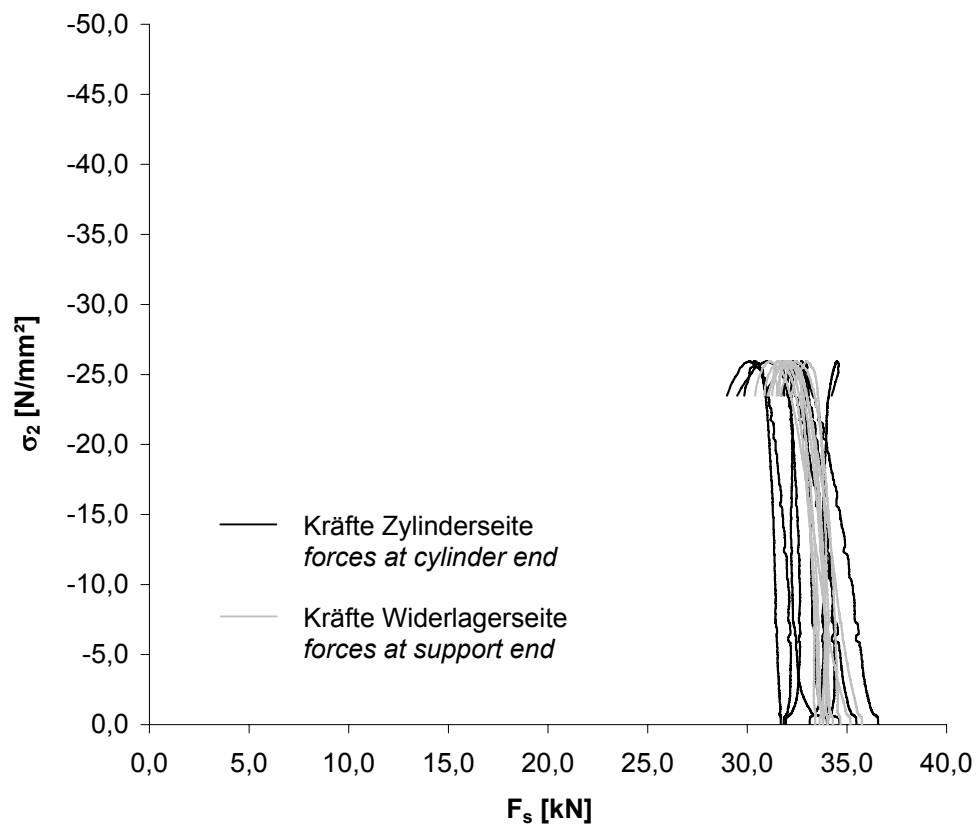


Bild A.1-63. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F050T beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.1-63. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F050T during compressive loading



Bild A.1-64.
Rissbild der Scheibe F050T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-64.
Crack pattern of Panel F050T (view north)

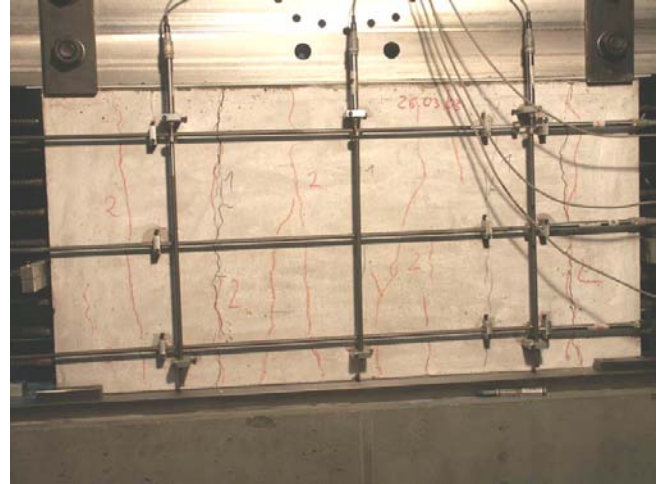


Bild A.1-65.
Rissbild der Scheibe F050T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-65.
Crack pattern of Panel F050T (view south)

Scheibe F075T (KASS-SCH10)**Panel F075T (KASS-SCH10)**

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 45/50
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,19 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,81 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,76 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 8,16 \text{ ‰}$
Anzahl der Risse: <i>number of cracks</i>	9
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -25,2 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -22,5 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,88 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 9,08 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	57

Tabelle A.1-12. Ergebnisse der Zylinder F075T**Table A.1-12.** Results of cylinders F075T

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,250	52,8	-	-
2	2,252	49,0	-	-
3	2,270	50,5	-	-
4	2,246	-	4,04	-
5	2,239	-	3,49	-
6	2,257	-	3,90	-
7	2,270	58,3	-	33603
8	2,248	51,2	-	31502
Mittel <i>average</i>	2,254	52,4	3,81	32553

Anmerkung:

Zylinder geprüft nach 56 Tagen.

*remark:**Cylinders tested after 56 days.*

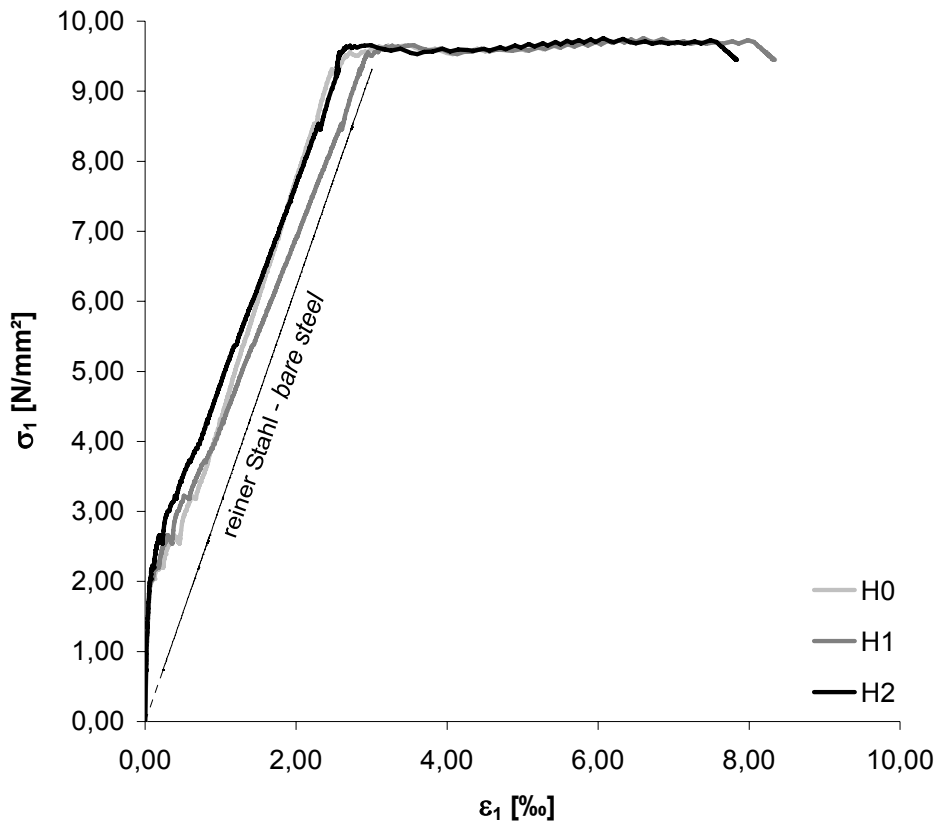


Bild A.1-66. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F075T
Fig. A.1-66. Tensile stress-strain diagram of Panel F075T

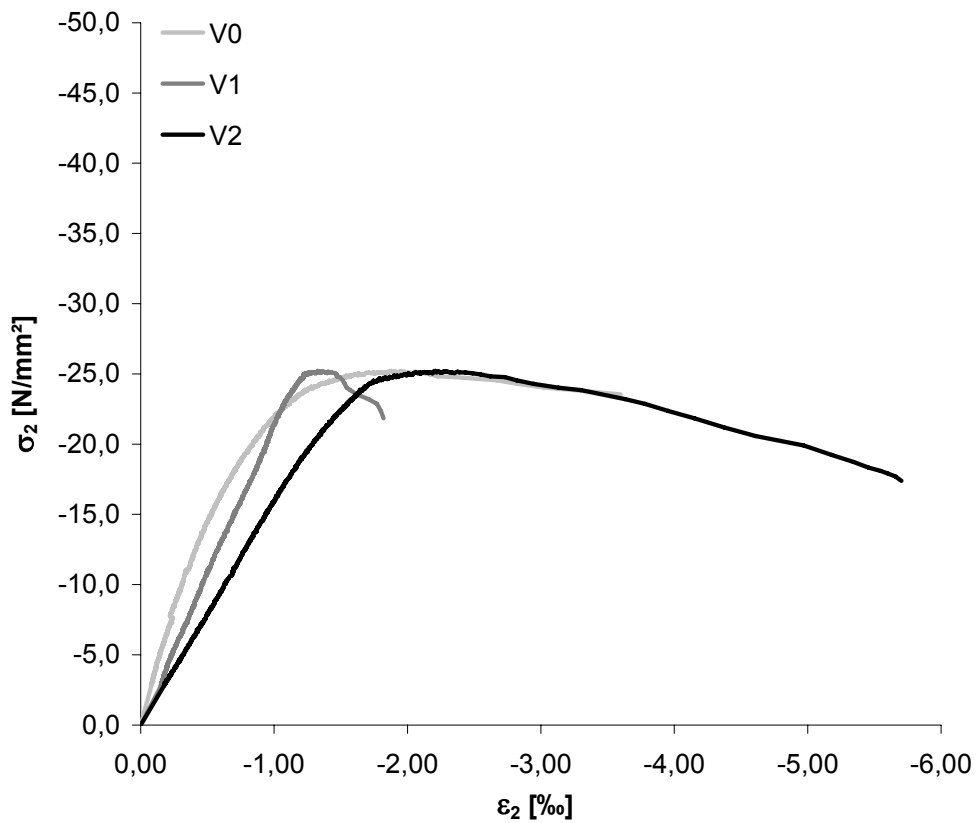


Bild A.1-67. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F075T
Fig. A.1-67. Compressive stress-strain diagram of Panel F075T

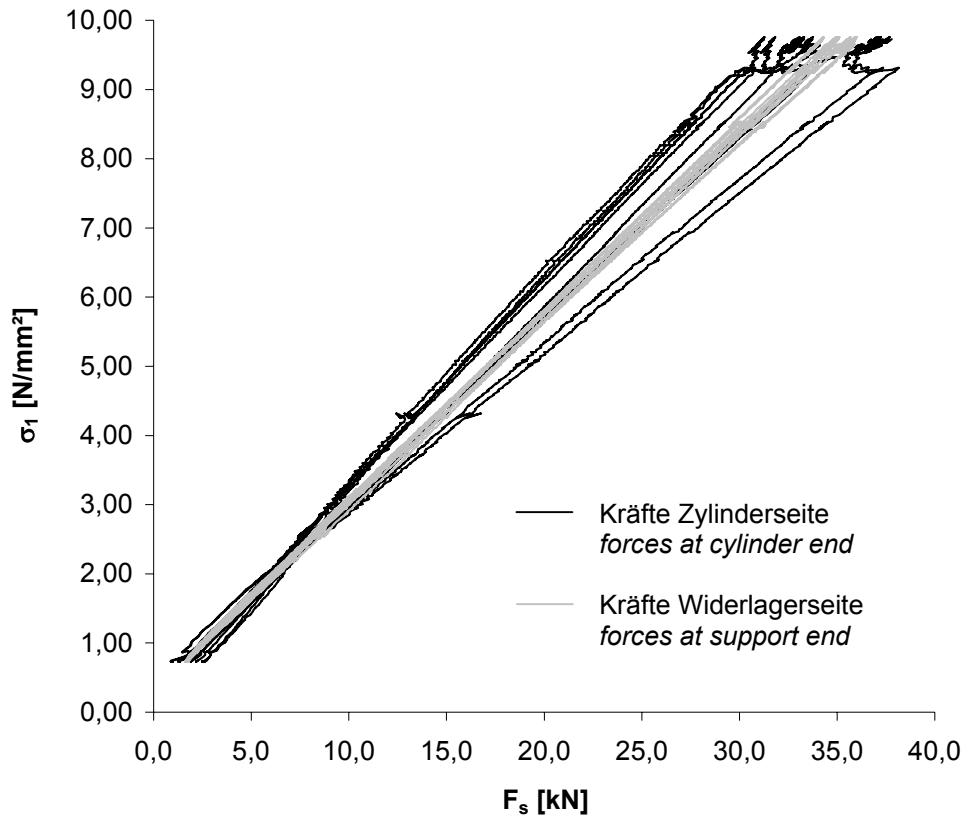


Bild A.1-68. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F075T beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.1-68. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F075T during tensile loading

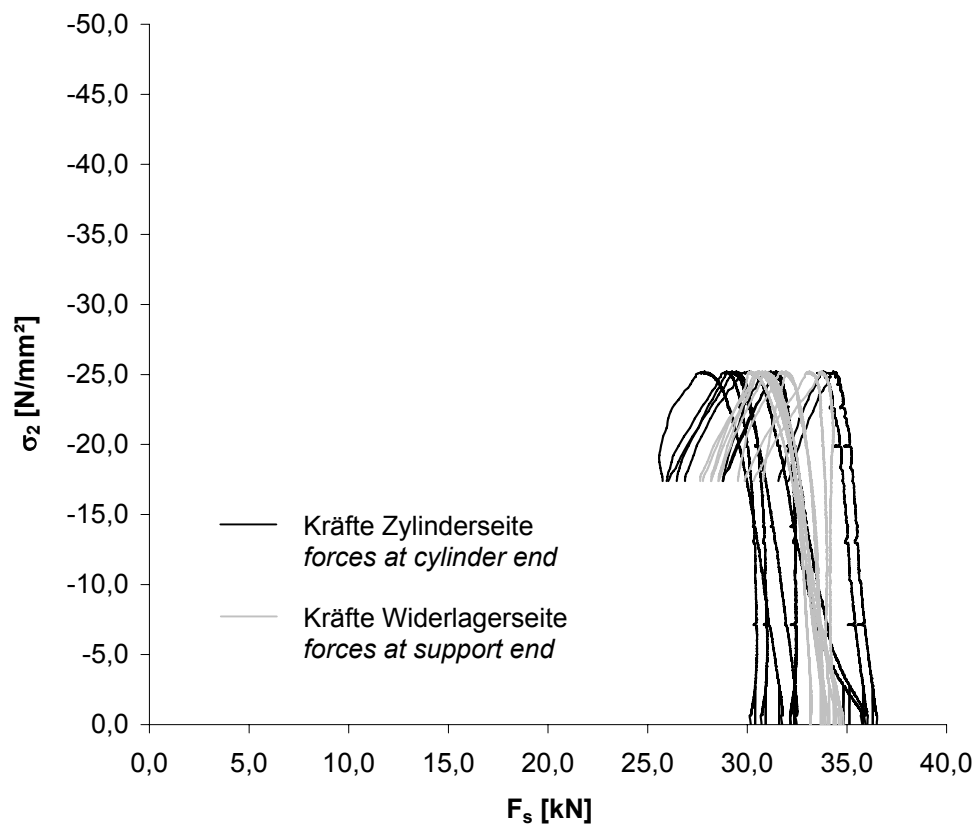


Bild A.1-69. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F075T beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.1-69. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F075T during compressive loading

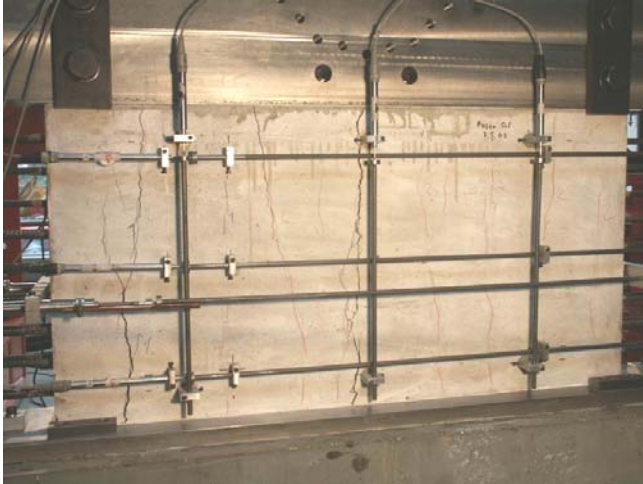


Bild A.1-70.
Rissbild der Scheibe F075T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-70.
Crack pattern of Panel F075T (view north)



Bild A.1-71.
Rissbild der Scheibe F075T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-71.
Crack pattern of Panel F075T (view south)



Bild A.1-72.
Bruchbild der Scheibe F075T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-72.
Panel F075T at failure (view north)

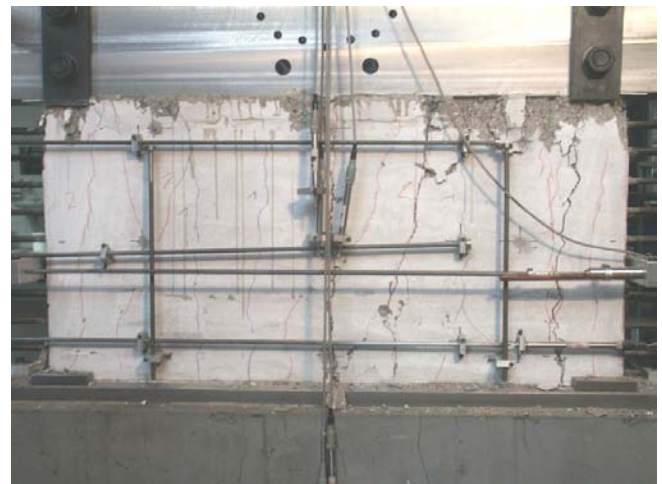


Bild A.1-73.
Bruchbild der Scheibe F075T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-73.
Panel F075T at failure (view south)

Scheibe F150T (KASS-SCH3)**Panel F150T (KASS-SCH3)**

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 45/50
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,15 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,91 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,84 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 15,08 \text{ ‰}$
Anzahl der Risse: <i>number of cracks</i>	9
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -25,4 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -22,6 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,05 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 15,57 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	36

Tabelle A.1-13. Ergebnisse der Zylinder F150T**Table A.1-13.** Results of cylinders F150T

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,337	51,0	-	-
2	2,325	50,0	-	-
3	2,321	49,2	-	-
4	2,299	-	4,11	-
5	2,303	-	3,77	-
6	2,318	-	4,02	-
7	2,325	54,9	-	34988
8	2,319	52,6	-	35719
Mittel <i>average</i>	2,318	51,5	3,97	35354

Anmerkung:
Zylinder geprüft nach 40 Tagen.
remark:
Cylinders tested after 40 days.

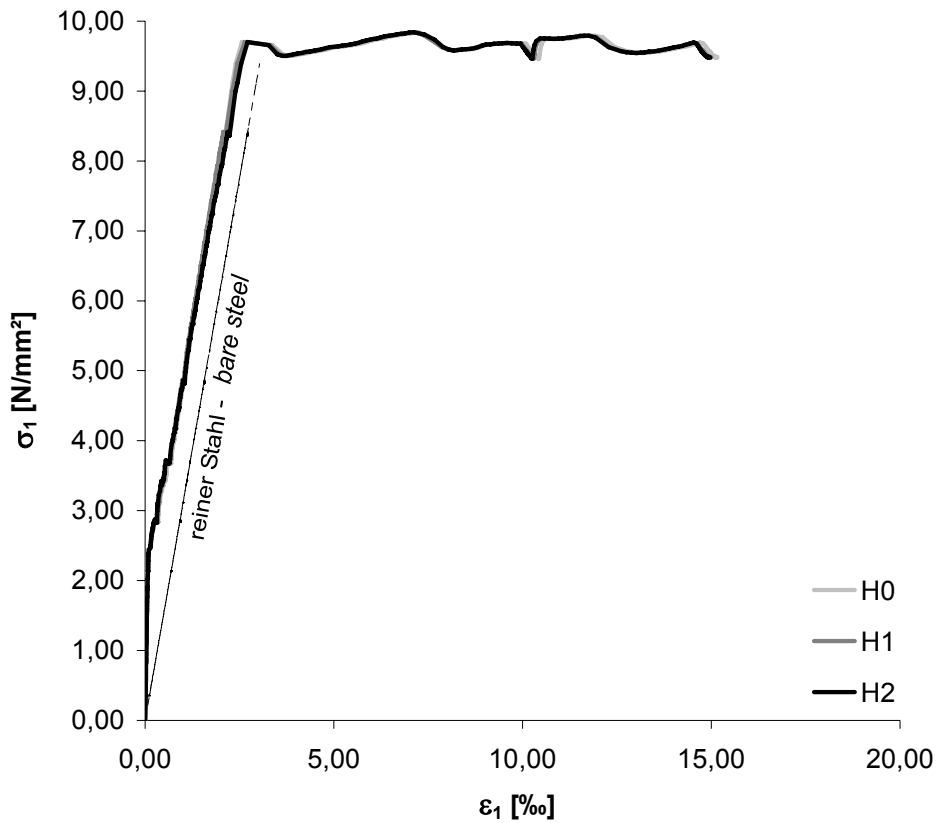


Bild A.1-74. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F150T
Fig. A.1-74. Tensile stress-strain diagram of Panel F150T

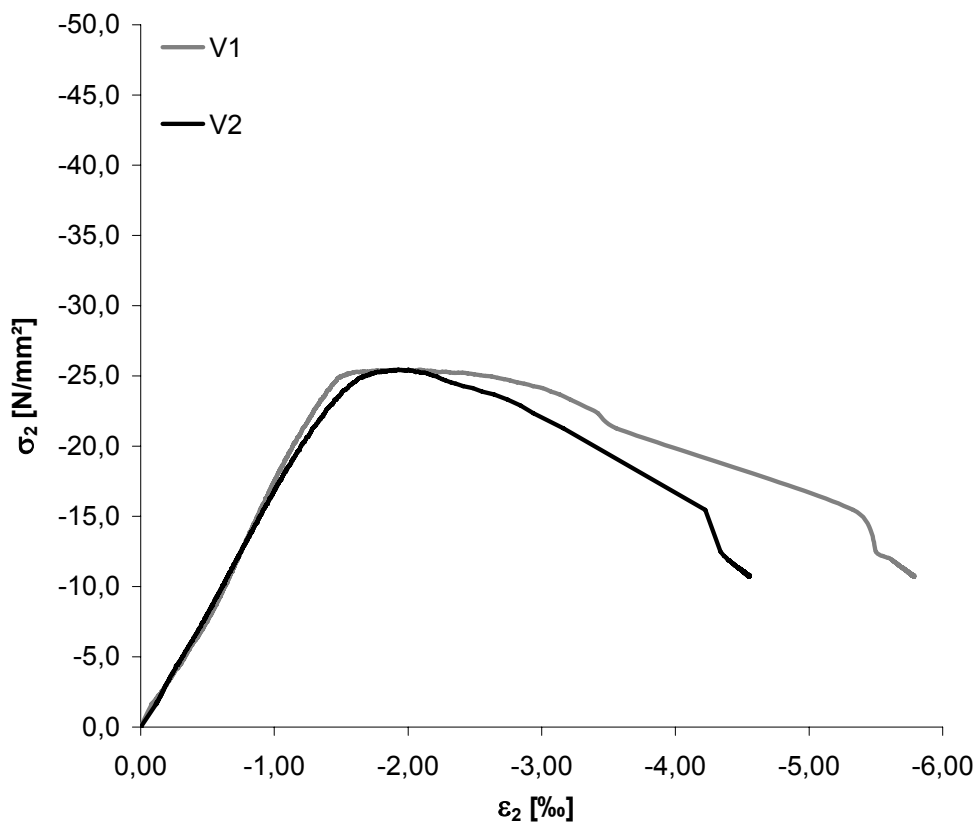


Bild A.1-75. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F150T
Fig. A.1-75. Compressive stress-strain diagram of Panel F150T

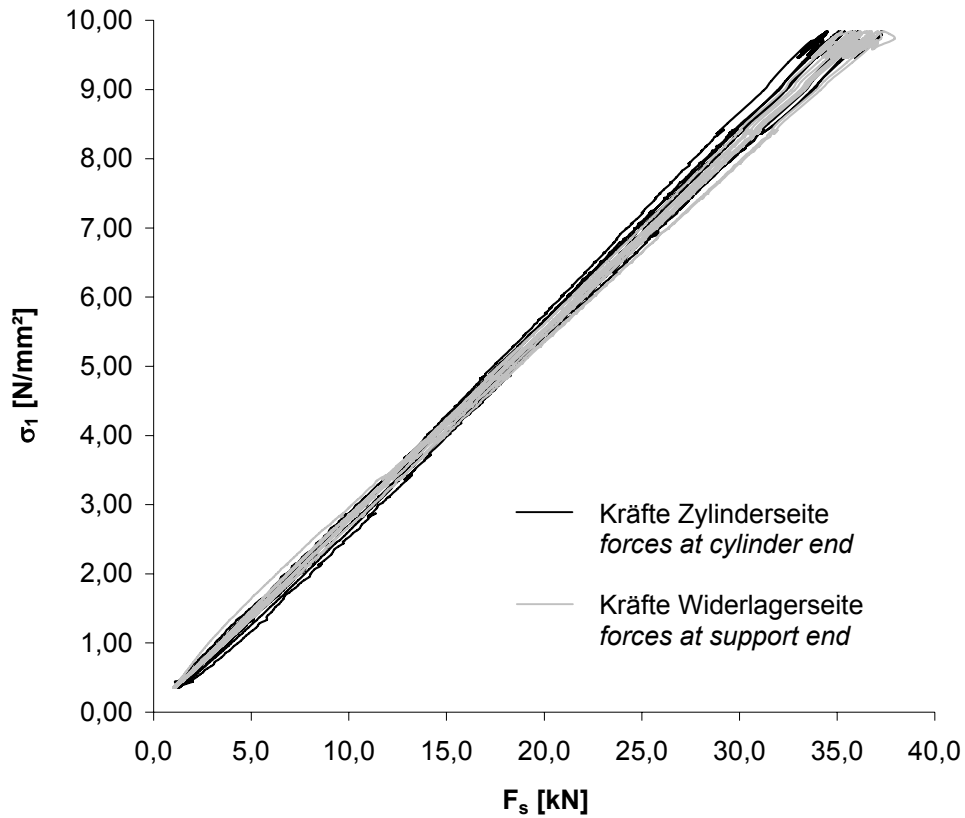


Bild A.1-76. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F150T beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.1-76. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F150T during tensile loading

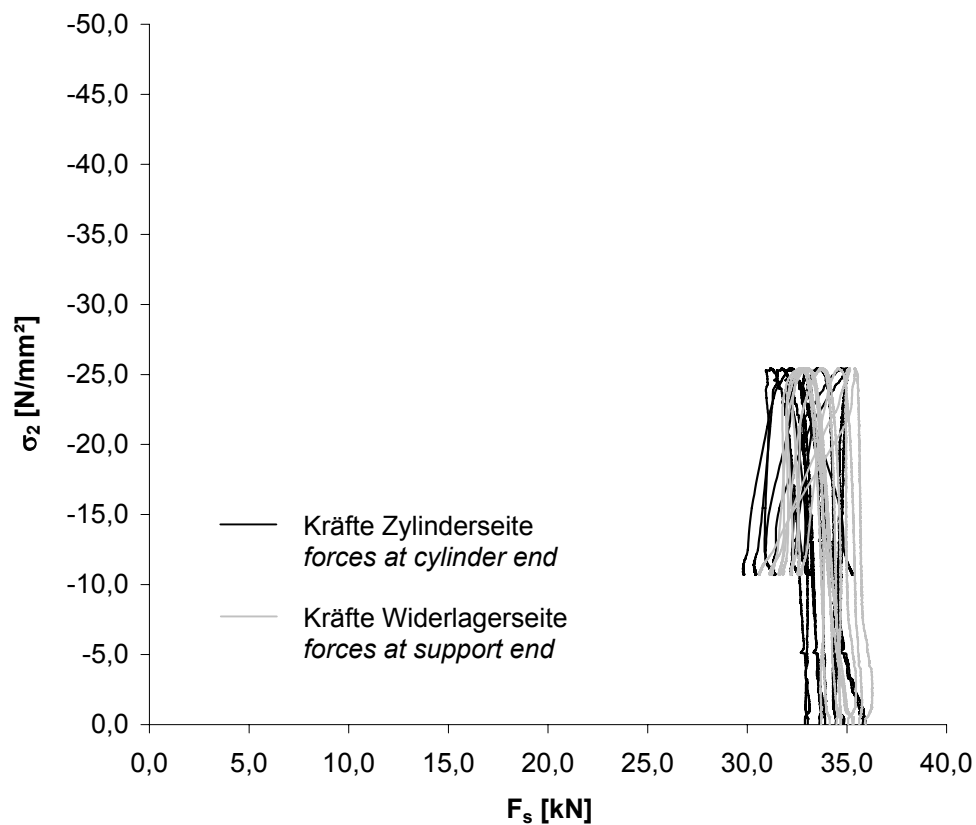


Bild A.1-77. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F150T beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.1-77. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F150T during compressive loading

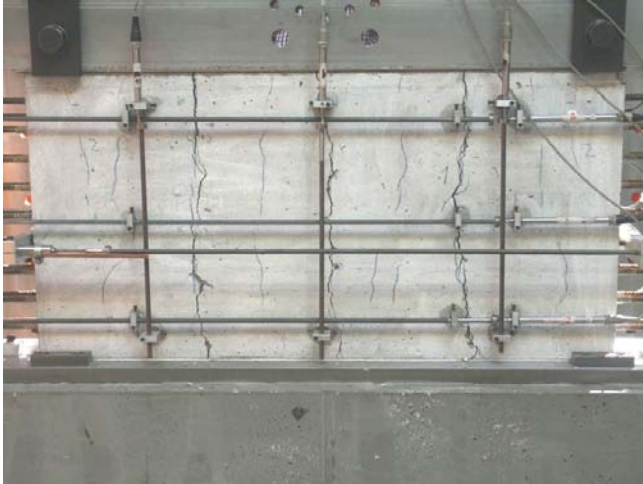


Bild A.1-78.
Rissbild der Scheibe F150T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-78.
Crack pattern of Panel F150T (view north)

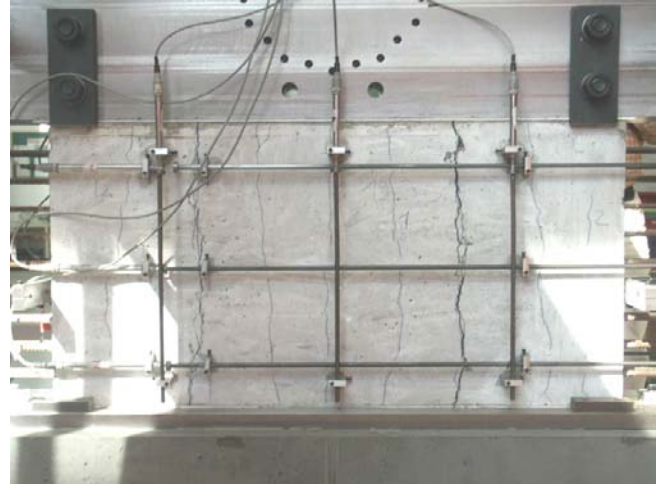


Bild A.1-79.
Rissbild der Scheibe F150T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-79.
Crack pattern of Panel F150T (view south)



Bild A.1-80.
Bruchbild der Scheibe F150T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-80.
Panel F150T at failure (view north)

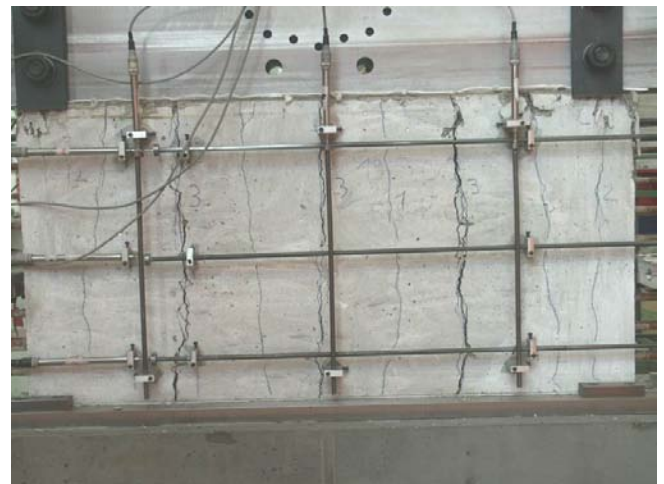


Bild A.1-81.
Bruchbild der Scheibe F150T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-81.
Panel F150T at failure (view south)

Scheibe F250T (KASS-SCH2)
Panel F250T (KASS-SCH2)

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 45/50
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,26 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,99 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,77 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 25,31 \text{ ‰}$
Anzahl der Risse: <i>number of cracks</i>	8
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -23,8 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -20,4 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,25 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 25,88 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	34

Tabelle A.1-14. Ergebnisse der Zylinder F250T
Table A.1-14. Results of cylinders F250T

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,298	48,8	-	-
2	2,303	50,6	-	-
3	2,284	47	-	-
4	2,301	-	3,67	-
5	2,288	-	3,43	-
6	2,291	-	3,01	-
7	2,298	51,1	-	32724
8	2,326	48,8	-	32516
9	2,323	52,9	-	35872
Mittel <i>average</i>	2,301	49,9	3,37	33704

Anmerkung:
Zylinder geprüft nach 35 Tagen.
remark:
Cylinders tested after 35 days.

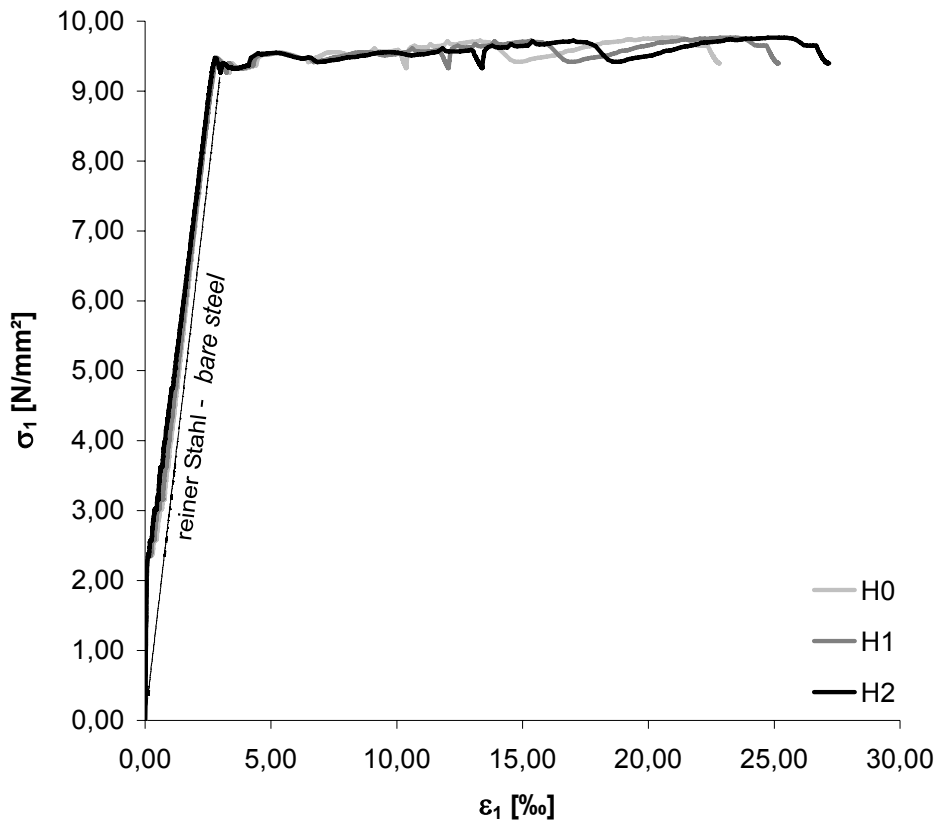


Bild A.1-82. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F250T
Fig. A.1-82. Tensile stress-strain diagram of Panel F250T

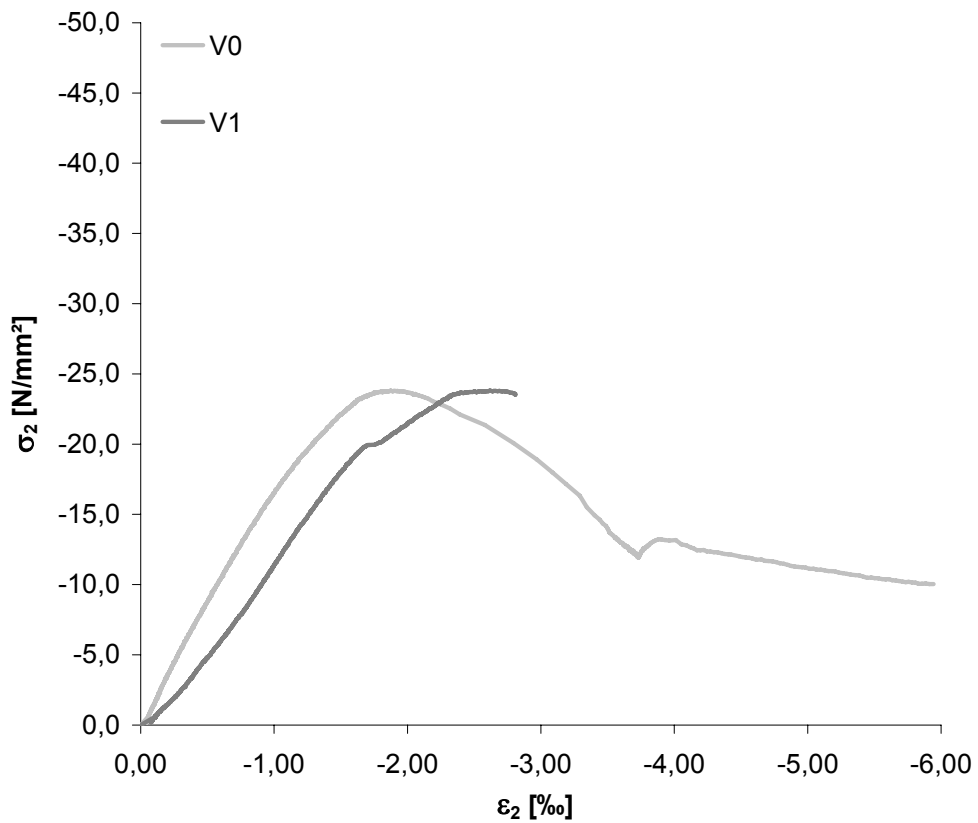


Bild A.1-83. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F250T
Fig. A.1-83. Compressive stress-strain diagram of Panel F250T

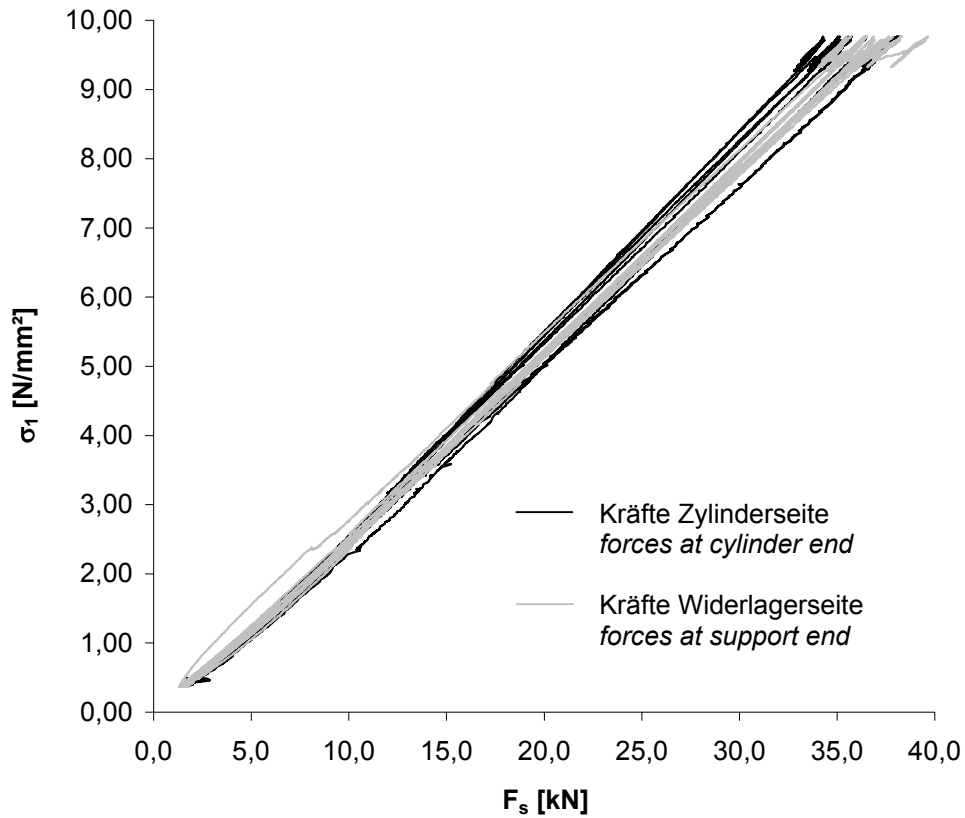


Bild A.1-84. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F250T beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.1-84. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F250T during tensile loading

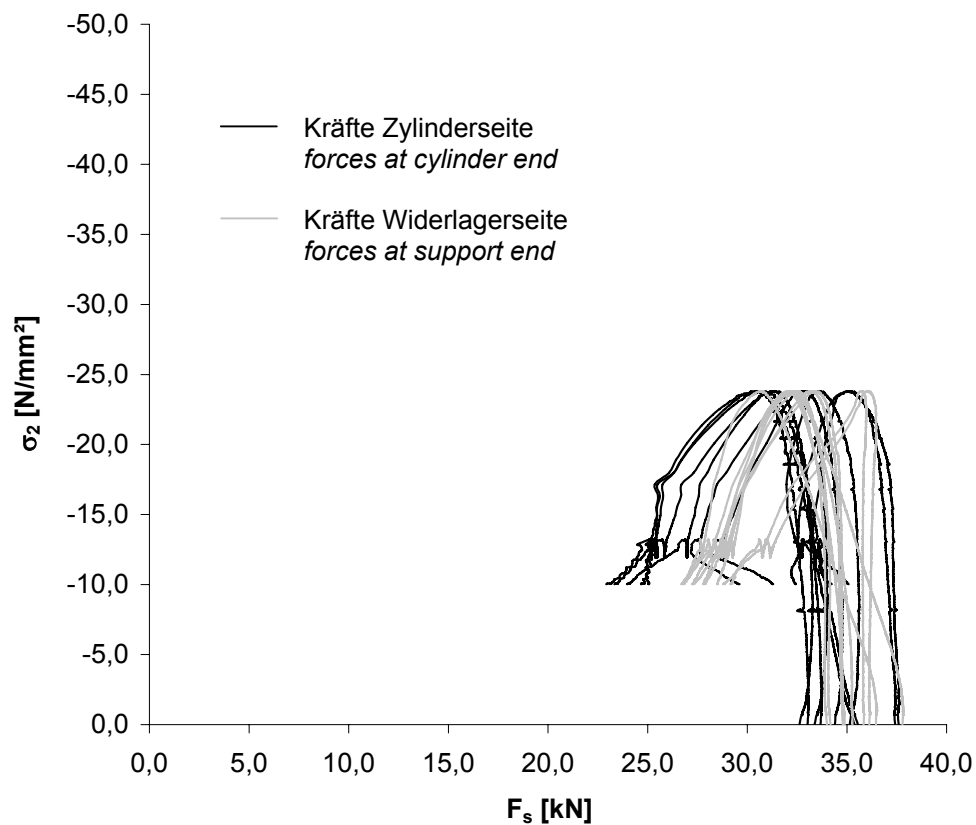


Bild A.1-85. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F250T beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.1-85. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F250T during compressive loading



Bild A.1-86.
Rissbild der Scheibe F250T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-86.
Crack pattern of Panel F250T (view north)

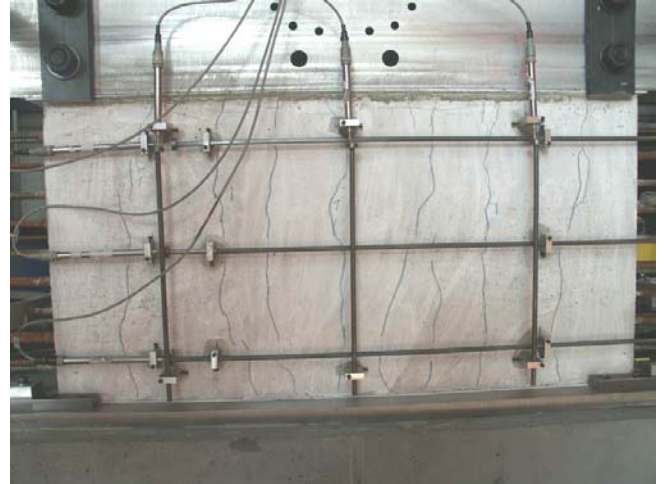


Bild A.1-87.
Rissbild der Scheibe F250T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-87.
Crack pattern of Panel F250T (view south)



Bild A.1-88.
Bruchbild der Scheibe F250T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-88.
Panel F250T at failure (view north)



Bild A.1-89.
Bruchbild der Scheibe F250T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-89.
Panel F250T at failure (view south)

Scheibe T**Panel T**

Fasern: -
fibres

Maximale Druckspannung: $\sigma_2 = \sigma_{c2} = -27,4 \text{ N/mm}^2$
maximum compressive stress

Betonstauchung unter Höchstlast: $\varepsilon_{c2} = -1,33 \text{ ‰}$
compressive strain under maximum loading

Prüfalter der Scheibe (Tage): 33
age of panel at testing (days)

Tabelle A.1-15. Ergebnisse der Zylinder T**Table A.1-15.** Results of cylinders T

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]
1	2,297	49,9
2	2,276	43,8
3	2,273	46,9
Mittel <i>average</i>	2,282	46,9

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]
4	2,294	25,9
5	2,296	24,4
6	2,300	32,6
Mittel <i>average</i>	2,297	27,6

Anmerkung:

Probe Nr. 4 - 6 geprüft mit PTFE-Folie, $t = 2 \text{ mm}$, oben und unten sowie Silikonfett zwischen Lastplatte und PTFE-Folie.

remark:

Specimen No. 4 - 6 tested with PTFE-foil, $t = 2 \text{ mm}$, on top and bottom as well as silicone grease between loading platen and PTFE-foil.

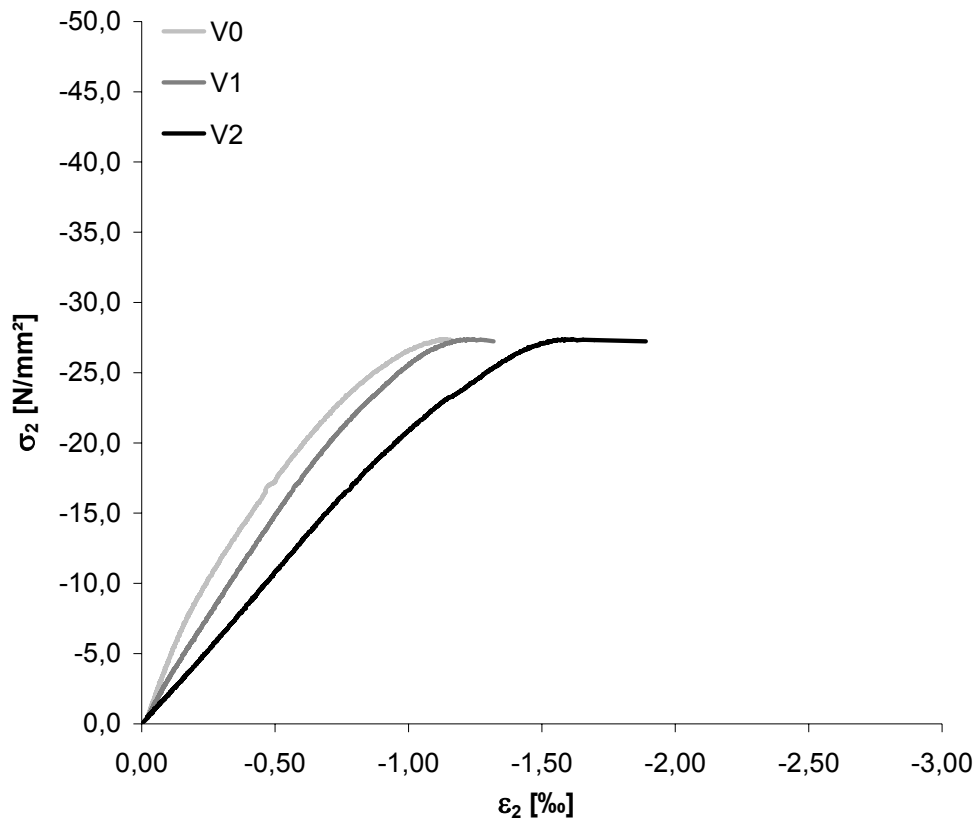


Bild A.1-90. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe T
Fig. A.1-90. Compressive stress-strain diagram of Panel T



Bild A.1-91.
Bruchbild der Scheibe T (Ansicht Nord)
Fig. A.1-91.
Panel T at failure (view north)



Bild A.1-92.
Bruchbild der Scheibe T (Ansicht Süd)
Fig. A.1-92.
Panel T at failure (view south)

Scheibe FT**Panel FT**

Fasern:
fibres 0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 45/50

Maximale Druckspannung:
maximum compressive stress $\sigma_2 = \sigma_{c2} = -33,9 \text{ N/mm}^2$

Betonstauchung unter Höchstlast:
compressive strain under maximum loading $\varepsilon_{c2} = -1,74 \text{ ‰}$

Prüfalter der Scheibe (Tage):
age of panel at testing (days) 32

Tabelle A.1-16. Ergebnisse der Zylinder FT**Table A.1-16. Results of cylinders FT**

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]
1	2,301	47,0
2	2,308	50,2
3	2,324	48,0
Mittel <i>average</i>	2,311	48,4

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]
4	2,287	33,0
5	2,297	35,4
6	2,274	35,2
Mittel <i>average</i>	2,286	34,5

Anmerkung:

Zylinder geprüft nach 33 Tagen.

Probe Nr. 4 - 6 geprüft mit PTFE-Folie, $t = 2 \text{ mm}$, oben und unten sowie Silikonfett zwischen Lastplatte und PTFE-Folie.

remark:

Cylinders tested after 33 days.

Specimen No. 4 - 6 tested with PTFE-foil, $t = 2 \text{ mm}$, on top and bottom as well as silicone grease between loading platen and PTFE-foil.

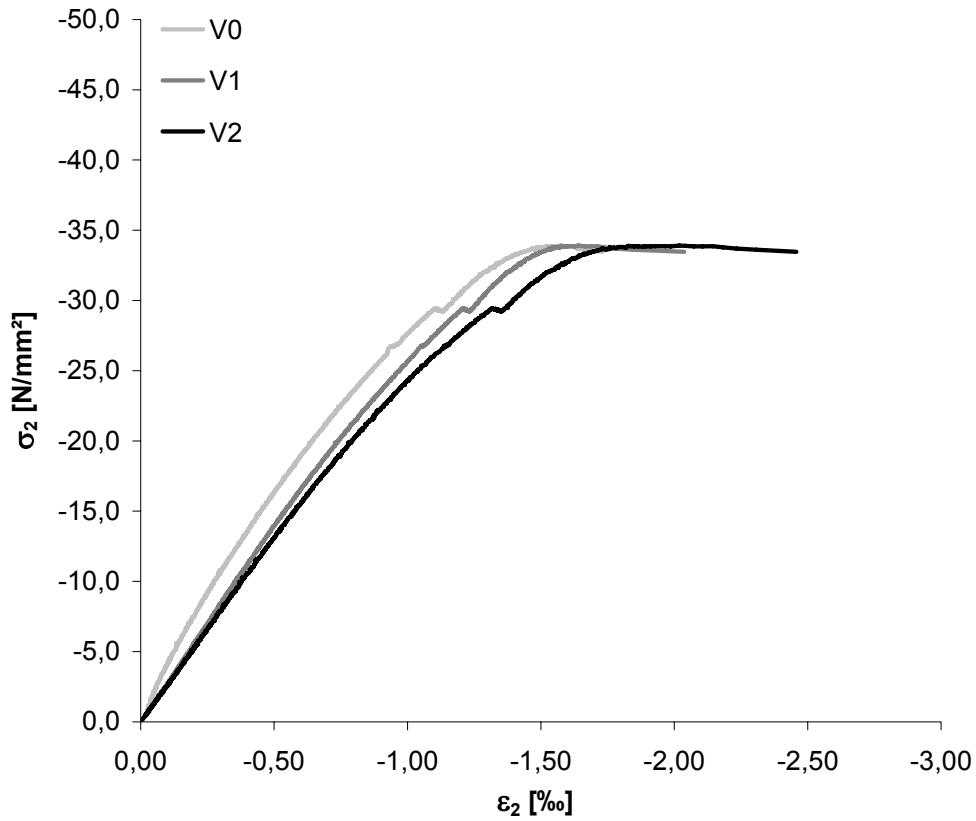


Bild A.1-93. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe FT

Fig. A.1-93. Compressive stress-strain diagram of Panel FT

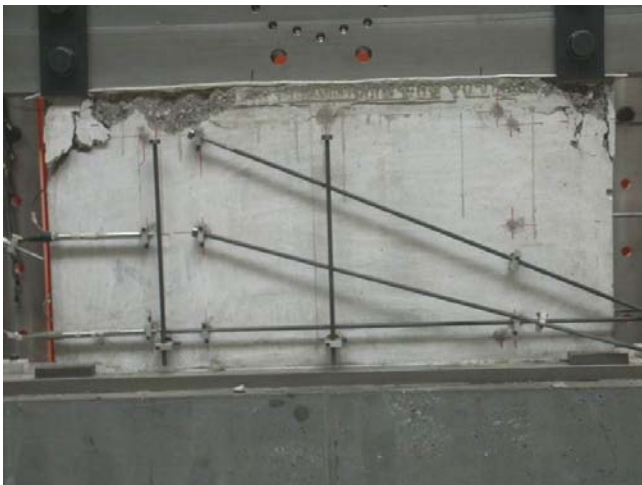


Bild A.1-94.
Bruchbild der Scheibe FT (Ansicht Nord)

Fig. A.1-94.
Panel FT at failure (view north)

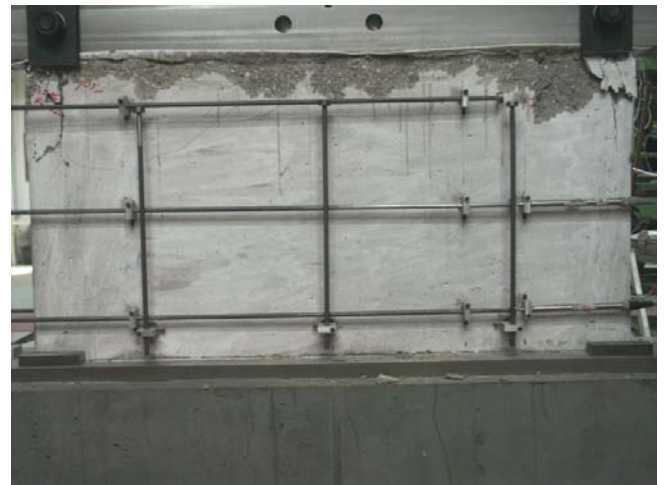


Bild A.1-95.
Bruchbild der Scheibe FT (Ansicht Süd)

Fig. A.1-95.
Panel FT at failure (view south)

Scheibe 015**Panel 015**

Fasern: <i>fibres</i>	-
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 1,93 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,63 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 6,15 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 1,69 \text{ ‰}$
Anzahl der Risse: <i>number of cracks</i>	9
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -33,3 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -30,5 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,78 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 1,63 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	28

Tabelle A.1-17. Ergebnisse der Zylinder 015**Table A.1-17.** Results of cylinders 015

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]
1	2,267	45,1
2	2,302	45,0
3	2,281	45,9
Mittel <i>average</i>	2,283	45,3

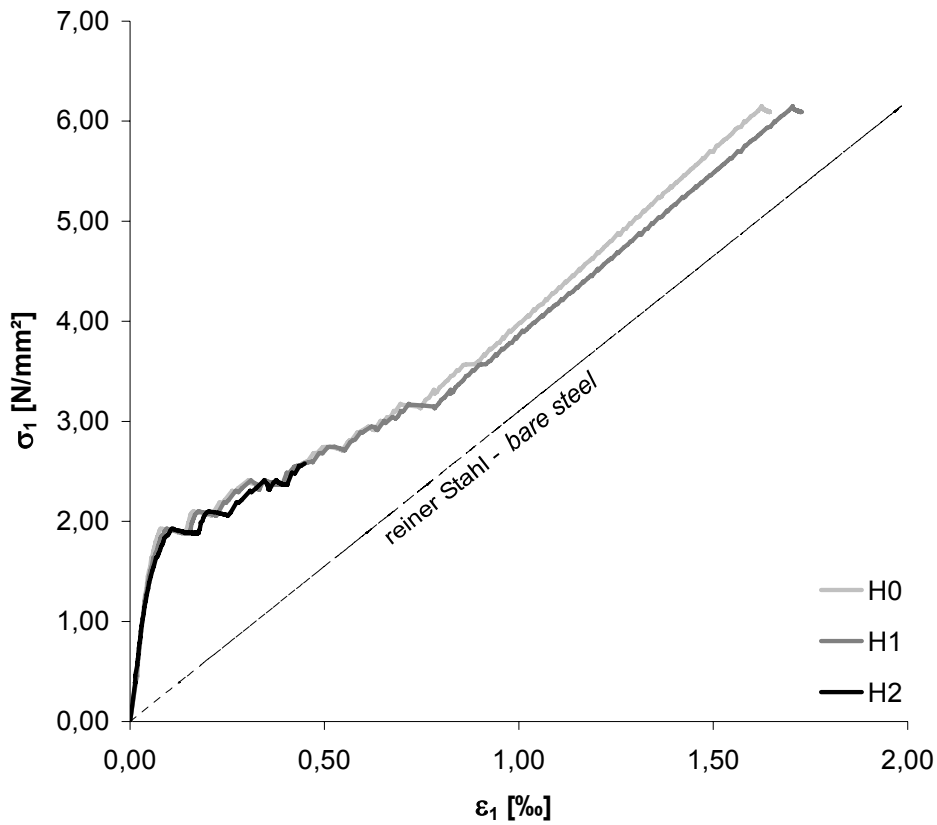


Bild A.1-96. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 015
Fig. A.1-96. Tensile stress-strain diagram of Panel 015

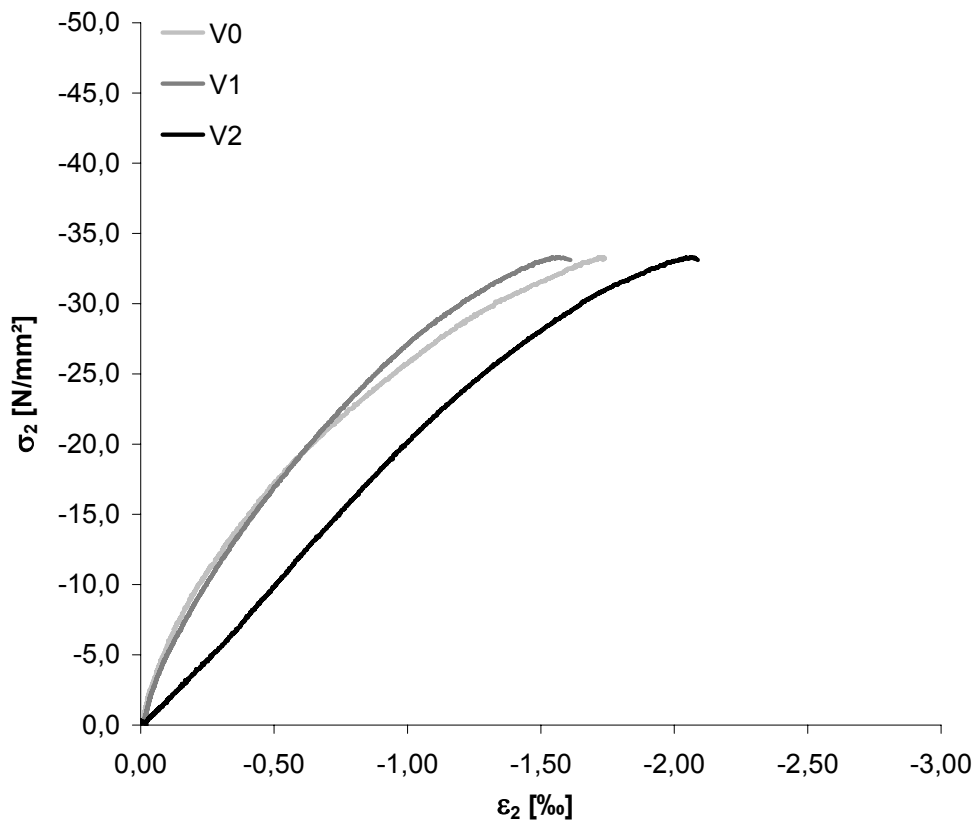


Bild A.1-97. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 015
Fig. A.1-97. Compressive stress-strain diagram of Panel 015

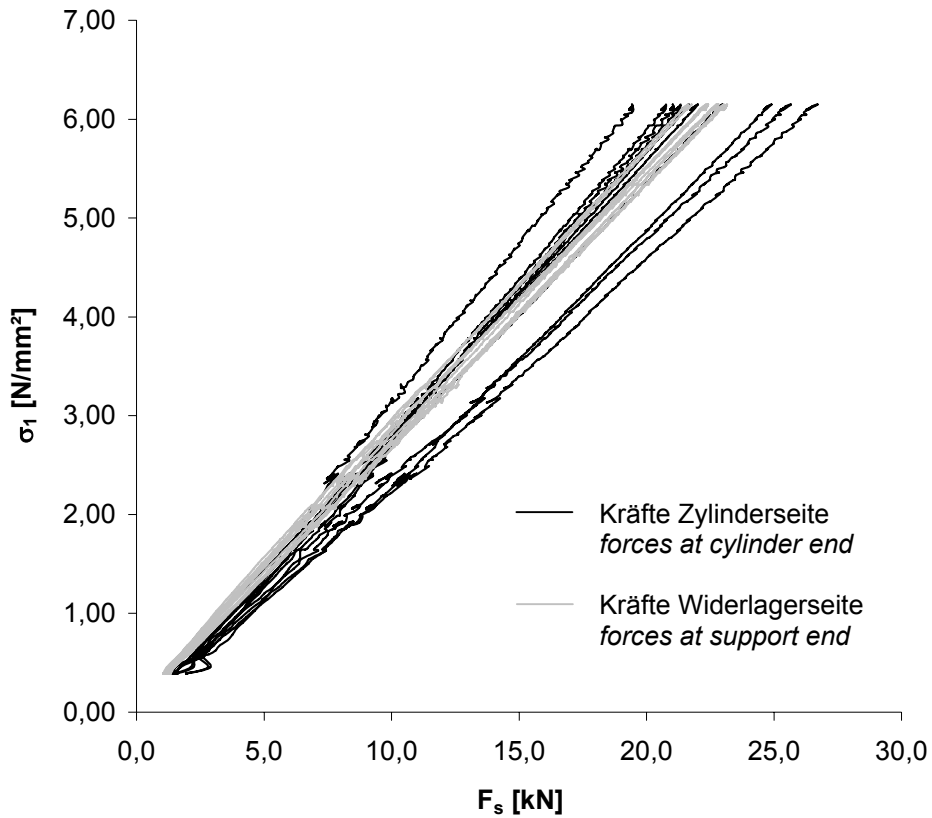


Bild A.1-98. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 015 beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.1-98. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 015 during tensile loading

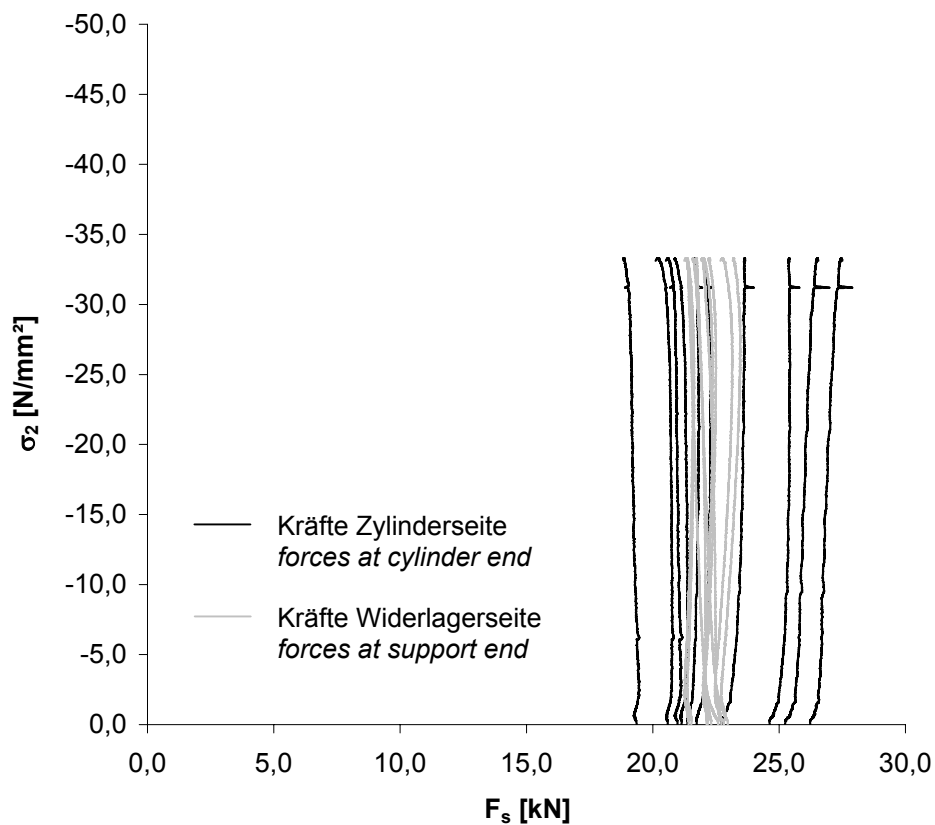


Bild A.1-99. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 015 beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.1-99. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 015 during compressive loading

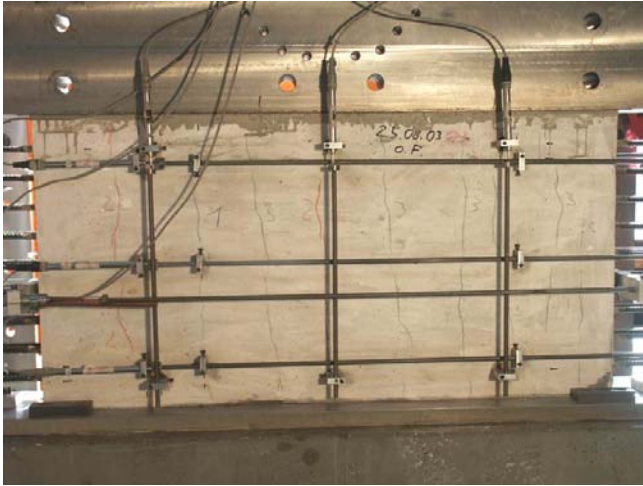


Bild A.1-100.
Rissbild der Scheibe 015 (Ansicht Nord)
Fig. A.1-100.
Crack pattern of Panel 015 (view north)



Bild A.1-101.
Rissbild der Scheibe 015 (Ansicht Süd)
Fig. A.1-101.
Crack pattern of Panel 015 (view south)

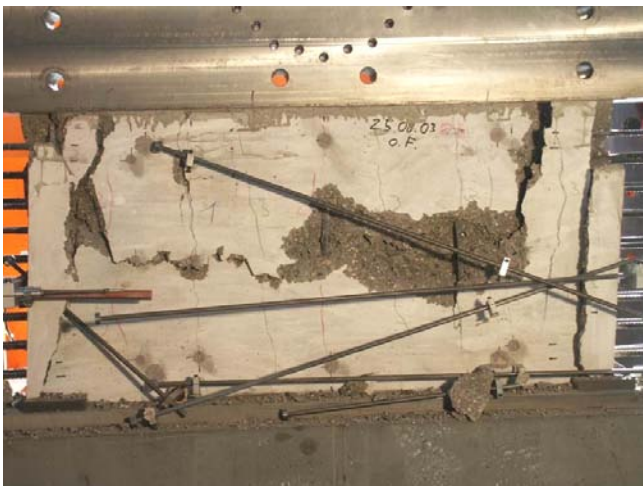


Bild A.1-102.
Bruchbild der Scheibe 015 (Ansicht Nord)
Fig. A.1-102.
Panel 015 at failure (view north)



Bild A.1-103.
Bruchbild der Scheibe 015 (Ansicht Nordwest)
Fig. A.1-103.
Panel 015 at failure (view north-west)

Scheibe F150**Panel F150**

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 45/50
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,22 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,89 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,75 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 16,55 \text{ ‰}$
Anzahl der Risse: <i>number of cracks</i>	10
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -25,8 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -22,8 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,94 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 16,77 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	31

Tabelle A.1-18. Ergebnisse der Zylinder F150**Table A.1-18.** Results of cylinders F150

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]
1	2,290	45,7
2	2,300	44,6
3	2,283	44,9
4	2,305	44,8
5	2,276	43,2
6	2,302	44,0
Mittel <i>average</i>	2,293	44,5

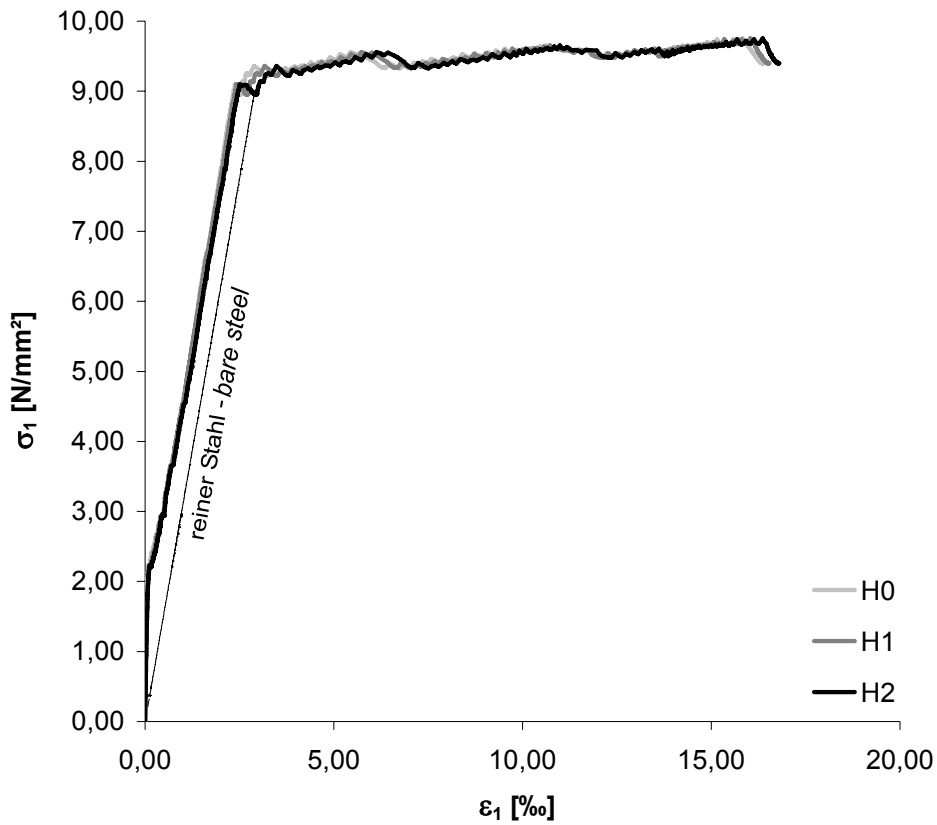


Bild A.1-104. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F150

Fig. A.1-104. Tensile stress-strain diagram of Panel F150

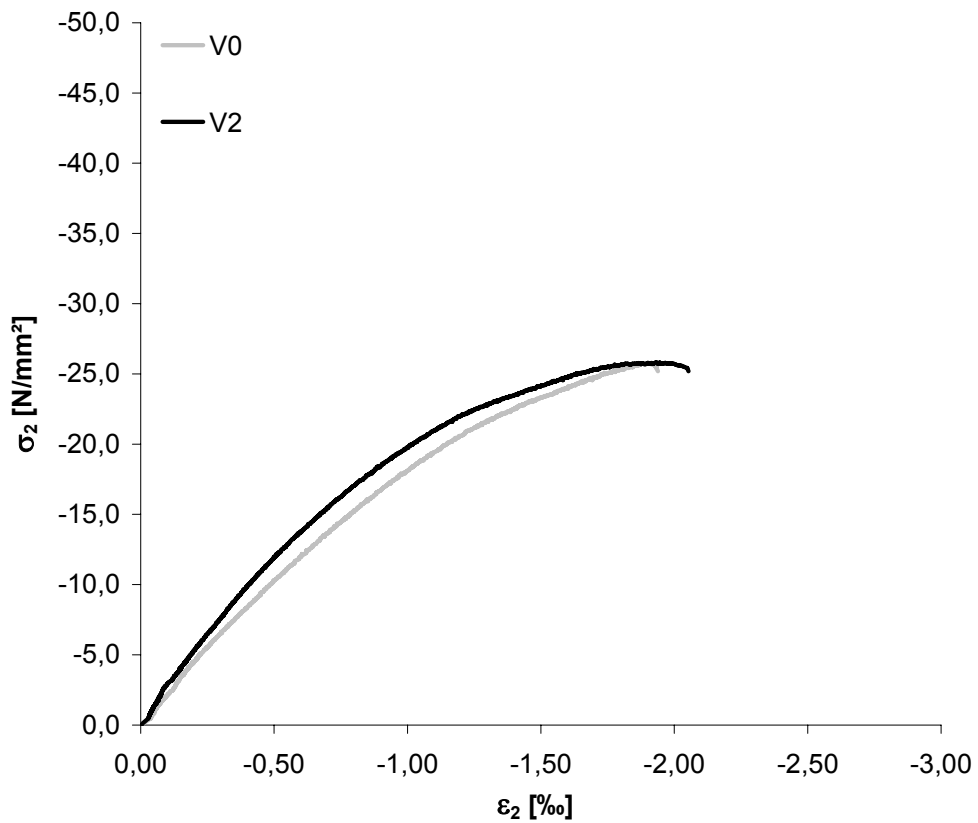


Bild A.1-105. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F150

Fig. A.1-105. Compressive stress-strain diagram of Panel F150

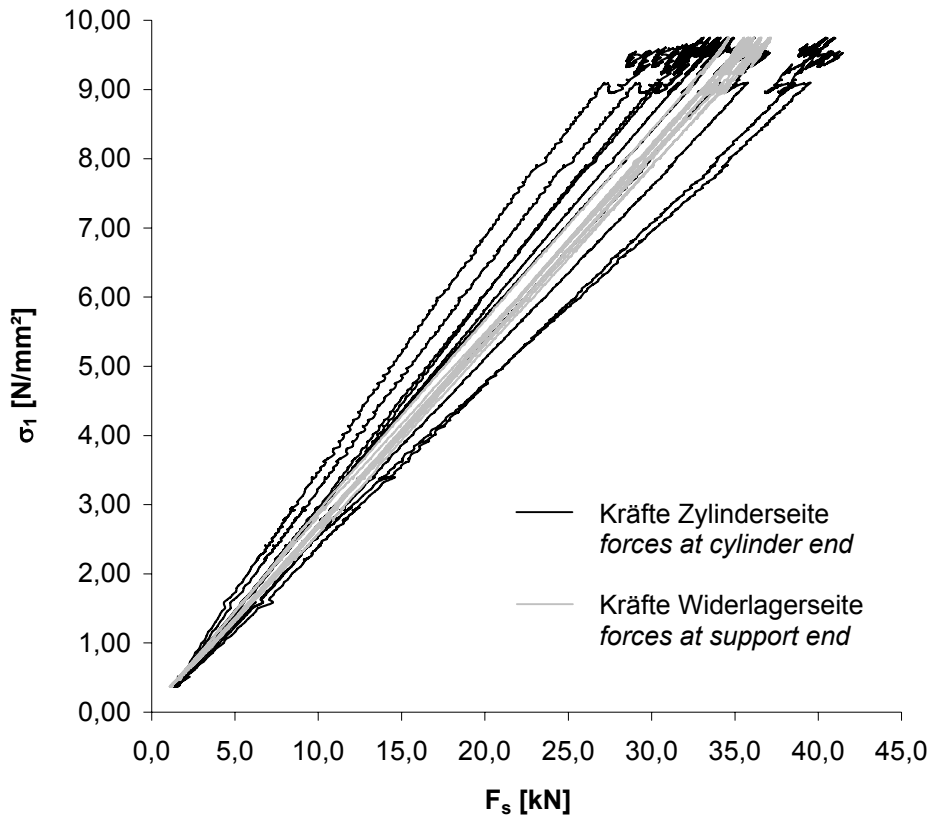


Bild A.1-106. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F150 beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.1-106. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F150 during tensile loading

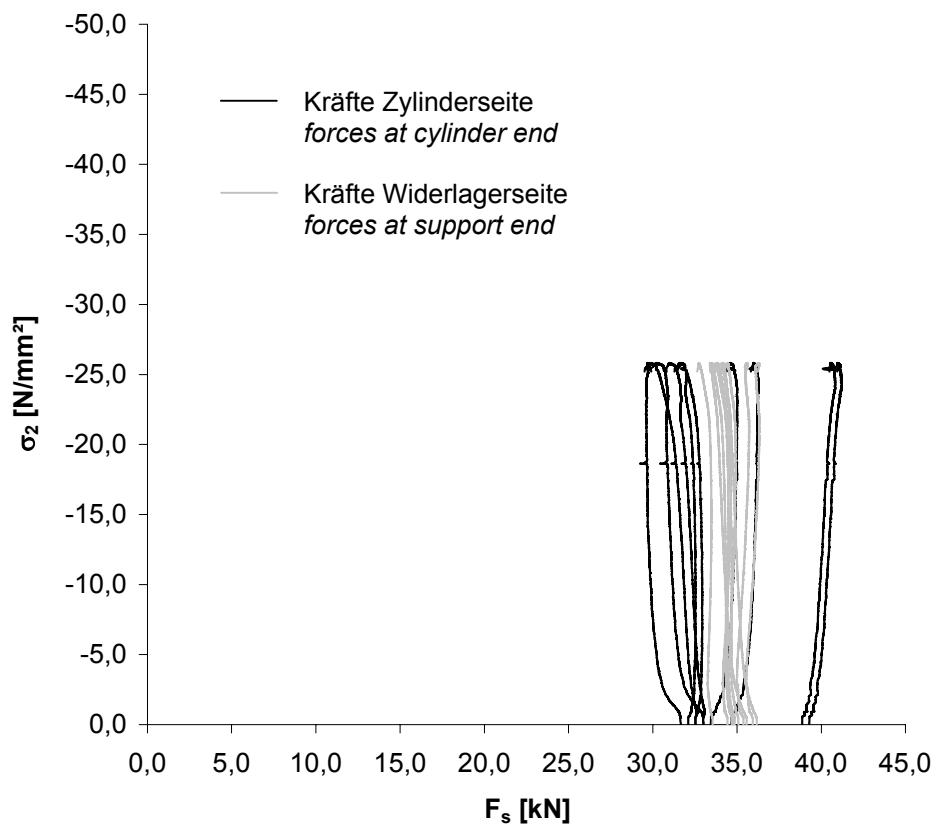


Bild A.1-107. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F150 beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.1-107. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F150 during compressive loading



Bild A.1-108.
Rissbild der Scheibe F150 (Ansicht Nord)
Fig. A.1-108.
Crack pattern of Panel F150 (view north)



Bild A.1-109.
Rissbild der Scheibe F150 (Ansicht Süd)
Fig. A.1-109.
Crack pattern of Panel F150 (view south)



Bild A.1-110.
Bruchbild der Scheibe F150 (Ansicht Nord)
Fig. A.1-110.
Panel F15T at failure (view north)



Bild A.1-111.
Bruchbild der Scheibe F150 (Ansicht West)
Fig. A.1-111.
Panel F150 at failure (view west)

Anhang A.2

Experimentelle Ergebnisse der 20 Scheibenversuche und der begleitend hergestellten Zylinder der Serie 2

Appendix A.2

Experimental Results of the 20 Panel Tests and of the Corresponding Cylinders of Series 2

Scheibe VK1**Panel VK1**

Fasern:
fibres -

Maximale Druckspannung:
maximum compressive stress $\sigma_2 = \sigma_{c2} = -41,6 \text{ N/mm}^2$

Betonstauchung unter Höchstlast:
compressive strain under maximum loading $\varepsilon_{c2} = -2,42 \text{ ‰}$

Prüfalter der Scheibe (Tage):
age of panel at testing (days) 31

Tabelle A.2-1. Ergebnisse der Zylinder VK1**Table A.2-1.** Results of cylinders VK1

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]
1	2,293	47,7	-
2	2,287	47,3	-
3	2,291	46,1	-
4	2,309	-	3,40
5	2,282	-	2,36
6	2,280	-	2,57
Mittel <i>average</i>	2,290	47,0	2,78

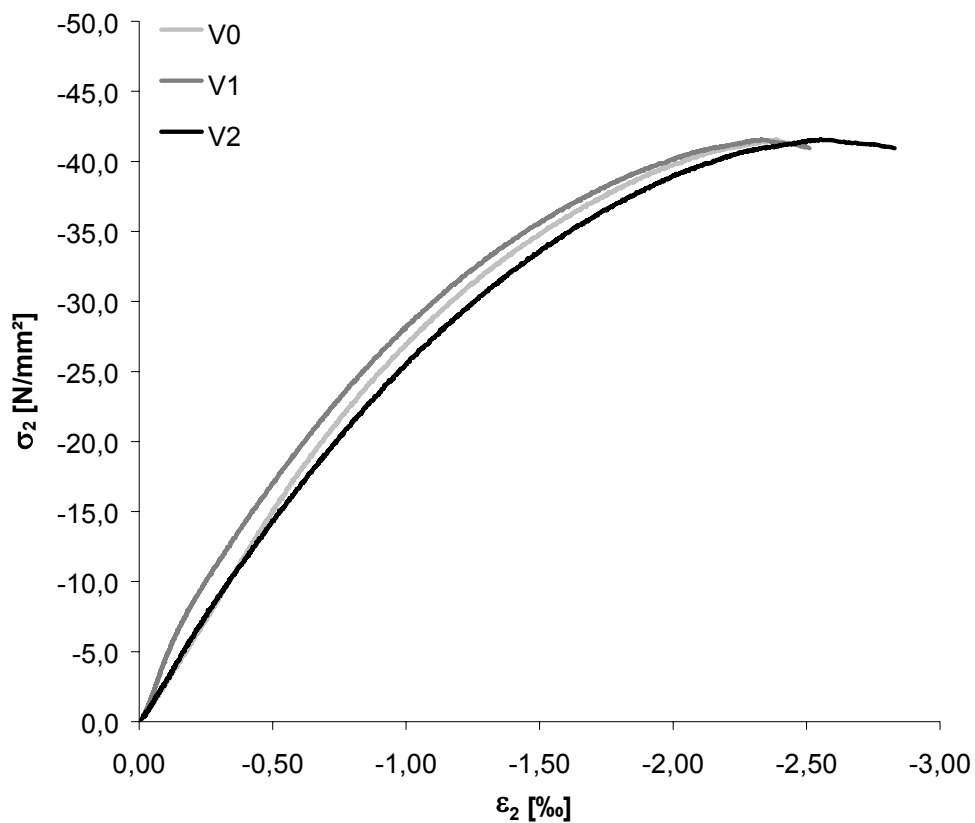
**Bild A.2-1.** Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe VK1**Fig. A.2-1.** Compressive stress-strain diagram of Panel VK1



Bild A.2-2.
Bruchbild der Scheibe VK1 (Ansicht Nord)
Fig. A.2-2.
Panel VK1 at failure (view north)



Bild A.2-3.
Bruchbild der Scheibe VK1 (Ansicht Ost)
Fig. A.2-3.
Panel VK1 at failure (view east)



Bild A.2-4.
Bruchbild der Scheibe VK1 (Ansicht Süd)
Fig. A.2-4.
Panel VK1 at failure (view south)



Bild A.2-5.
Bruchbild der Scheibe VK1 (Ansicht West)
Fig. A.2-5.
Panel VK1 at failure (view west)

Scheibe VK2**Panel VK2**

Fasern: -
fibres

Maximale Druckspannung: $\sigma_2 = \sigma_{c2} = -46,3 \text{ N/mm}^2$
maximum compressive stress

Betonstauchung unter Höchstlast: $\varepsilon_{c2} = -2,48 \text{ ‰}$
compressive strain under maximum loading

Prüfalter der Scheibe (Tage): 34
age of panel at testing (days)

Tabelle A.2-2. Ergebnisse der Zylinder VK2**Table A.2-2.** Results of cylinders VK2

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]
1	2,320	50,2
2	2,329	50,9
3	2,315	49,4
4	2,327	56,6
5	2,304	53,3
6	2,322	56,7
Mittel <i>average</i>	2,320	52,9

Anmerkung:

Probe Nr. 1 - 3 geprüft nach 30 Tagen.

Probe Nr. 4 - 6 geprüft nach 37 Tagen.

remark:

Specimen No. 1 - 3 tested after 30 days.

Specimen No. 4 - 6 tested after 37 days.

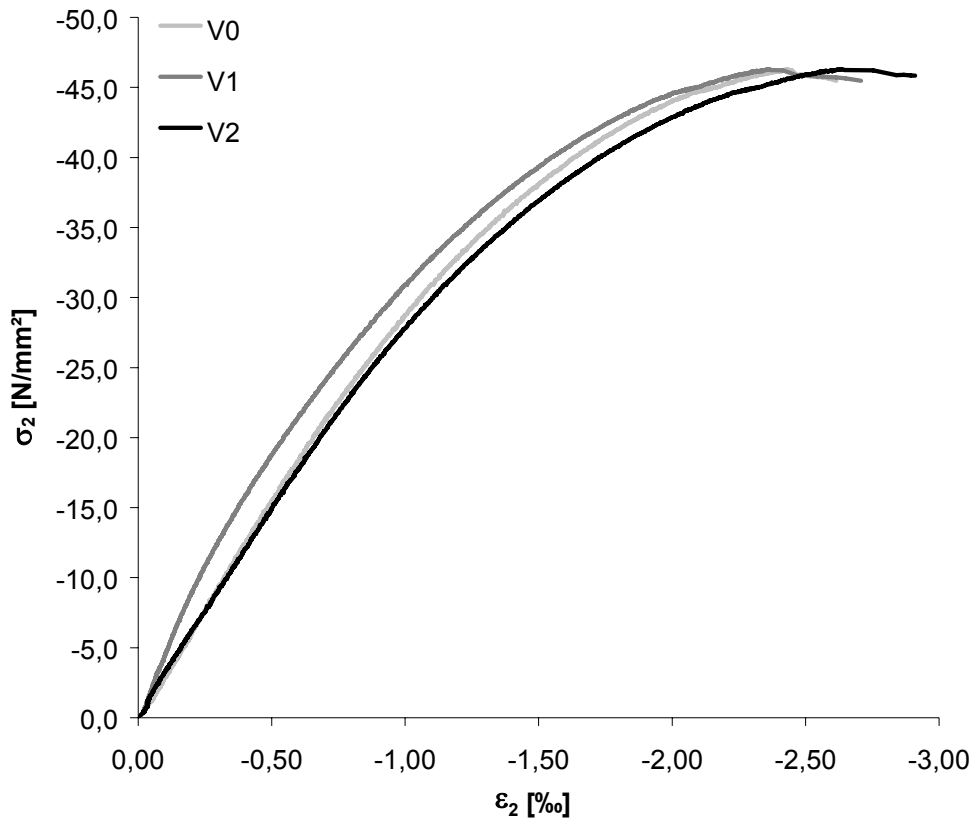


Bild A.2-6. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe VK2

Fig. A.2-6. Compressive stress-strain diagram of Panel VK2



Bild A.2-7.

Bruchbild der Scheibe VK2 (Ansicht Nord)

Fig. A.2-7.

Panel VK2 at failure (view north)



Bild A.2-8.

Bruchbild der Scheibe VK2 (Ansicht Nordwest)

Fig. A.2-8.

Panel VK2 at failure (view north-west)

Scheibe VK3**Panel VK3**

Anmerkung:

Die ungleichmäßige Belastung und das frühe Versagen der Scheibe sind auf fehlerhafte Ausgleichsschichten zurückzuführen.

remark:

Non-uniformly distributed loading and premature failure was caused by incorrectly fabricated levelling interlayers.

Fasern:

-

fibres

Maximale Druckspannung:

$$\sigma_2 = \sigma_{c2} = -38,3 \text{ N/mm}^2$$

maximum compressive stress

Betonstauchung unter Höchstlast:

$$\varepsilon_{c2} = -2,03 \text{ ‰}$$

compressive strain under maximum loading

Prüfalter der Scheibe (Tage):

33

age of panel at testing (days)

Tabelle A.2-3. Ergebnisse der Zylinder VK3**Table A.2-3.** Results of cylinders VK3

Probe Nr. specimen no.	Rohdichte specific density [kg/dm ³]	Druckfestigkeit compressive strength [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit splitting tensile strength [N/mm ²]	Elastizitätsmodul modulus of elasticity [N/mm ²]
1	2,319	50,5	-	-
2	2,293	52,0	-	-
3	2,329	51,0	-	-
4	2,299	-	2,81	-
5	2,291	-	3,01	-
6	2,307	-	2,61	-
7	2,308	-	-	34166
8	2,312	-	-	32697
9	2,307	-	-	32489
Mittel average	2,307	51,2	2,81	33117

Probe Nr. specimen no.	Rohdichte specific density [kg/dm ³]	Druckfestigkeit compressive strength [N/mm ²]
10	2,328	48,1
11	2,294	36,7
12	2,299	32,2

Anmerkung:

Probe Nr. 11 geprüft mit PTFE-Folie, $t = 0,25$ mm, oben und unten sowie Silikonfett zwischen Lastplatte und PTFE-Folie.

Probe Nr. 12 geprüft mit PTFE-Folie, $t = 0,50$ mm, oben und unten sowie Silikonfett zwischen Lastplatte und PTFE-Folie.

remarks:

Specimen No. 11 tested with PTFE-foil, $t = 0.25$ mm, on top and bottom as well as silicone grease between loading platen and PTFE-foil.

Specimen No. 12 tested with PTFE-foil, $t = 0.50$ mm, on top and bottom as well as silicone grease between loading platen and PTFE-foil.

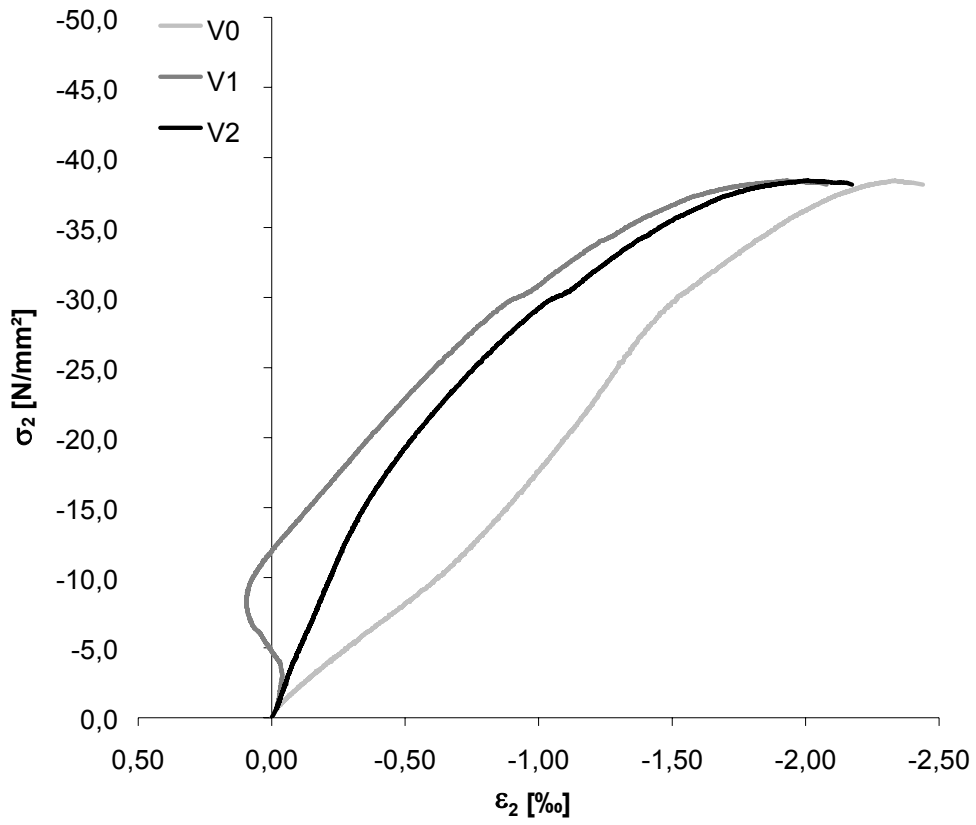


Bild A.2-9. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe VK3
Fig. A.2-9. Compressive stress-strain diagram of Panel VK3



Bild A.2-10.
Bruchbild der Scheibe VK3 (Ansicht Nord)
Fig. A.2-10.
Panel VK3 at failure (view north)



Bild A.2-11.
Bruchbild der Scheibe VK3 (Ansicht West)
Fig. A.2-11.
Panel VK3 at failure (view west)



Bild A.2-12.
Bruchbild der Scheibe VK3 (Ansicht Süd)
Fig. A.2-12.
Panel VK3 at failure (view south)



Bild A.2-13.
Bruchbild der Scheibe VK3 (Ansicht Ost)
Fig. A.2-13.
Panel VK3 at failure (view east)

Scheibe VK4
Panel VK4

Fasern: <i>fibres</i>	-
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,236 kg/dm ³
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = \sigma_{c2} = -40,5 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,33 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	30

Tabelle A.2-4. Ergebnisse der Zylinder VK4
Table A.2-4. Results of cylinders VK4

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,276	49,8	-	-
2	2,245	48,9	-	-
3	2,240	45,9	-	-
4	2,225	-	3,98	-
5	2,239	-	2,84	-
6	2,230	-	2,74	-
7	2,243	45,4	-	32149
8	2,241	45,0	-	31832
9	2,246	45,8	-	33105
Mittel <i>average</i>	2,243	46,8	3,19	32362

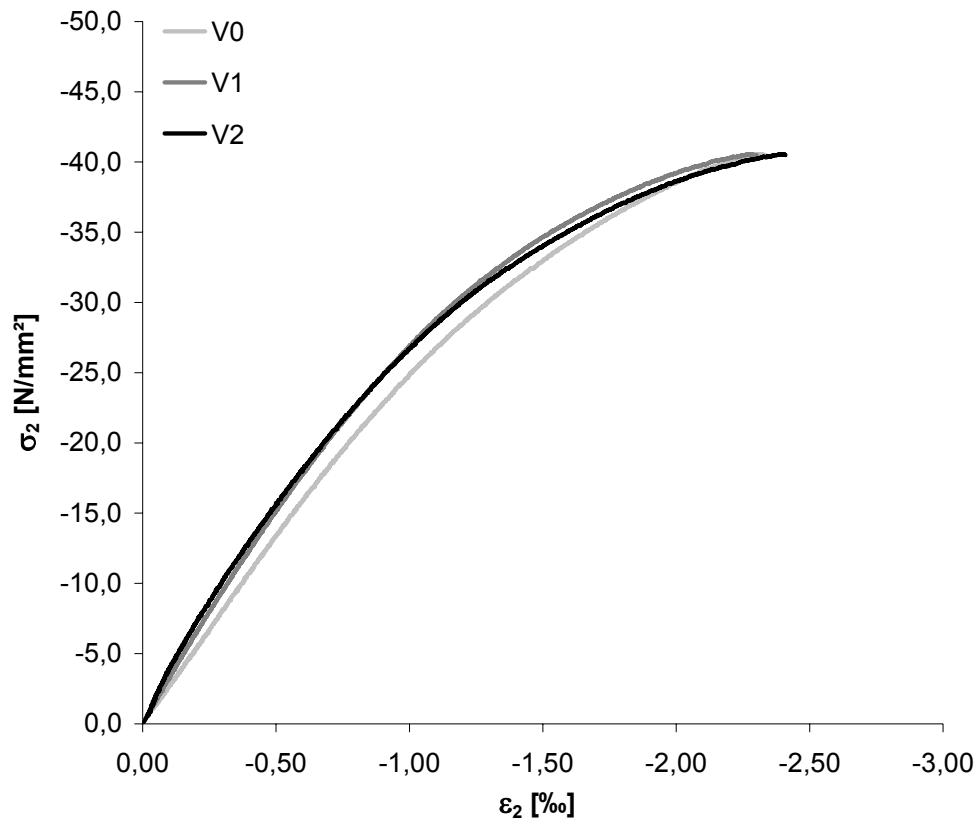


Bild A.2-14. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe VK4

Fig. A.2-14. Compressive stress-strain diagram of Panel VK4



Bild A.2-15.
Bruchbild der Scheibe VK4 (Ansicht Nord)
Fig. A.2-15.
Panel VK4 at failure (view north)



Bild A.2-16.
Bruchbild der Scheibe VK4 (Ansicht West)
Fig. A.2-16.
Panel VK4 at failure (view west)



Bild A.2-17.
Bruchbild der Scheibe VK4 (Ansicht Süd)
Fig. A.2-17.
Panel VK4 at failure (view south)

Scheibe 000VK1
Panel 000VK1Fasern: -
*fibres*Maximale Druckspannung: $\sigma_2 = -50,3 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -46,7 \text{ N/mm}^2$
*maximum compressive stress*Betonstauchung unter Höchstlast: $\varepsilon_{c2} = -2,25 \text{ ‰}$
*compressive strain under maximum loading*Prüfalter der Scheibe (Tage): 34
*age of panel at testing (days)***Tabelle A.2-5.** Ergebnisse der Zylinder 000VK1
Table A.2-5. Results of cylinders 000VK1

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,316	49,5	-	-
2	2,313	53,2	-	-
3	2,303	59,6	-	-
4	2,290	-	3,56	-
5	2,297	-	3,36	-
6	2,307	-	3,09	-
7	2,346	64,5	-	36301
8	2,301	52,4	-	34805
9	2,318	62,6	-	33298
Mittel <i>average</i>	2,310	57,0	3,34	34801

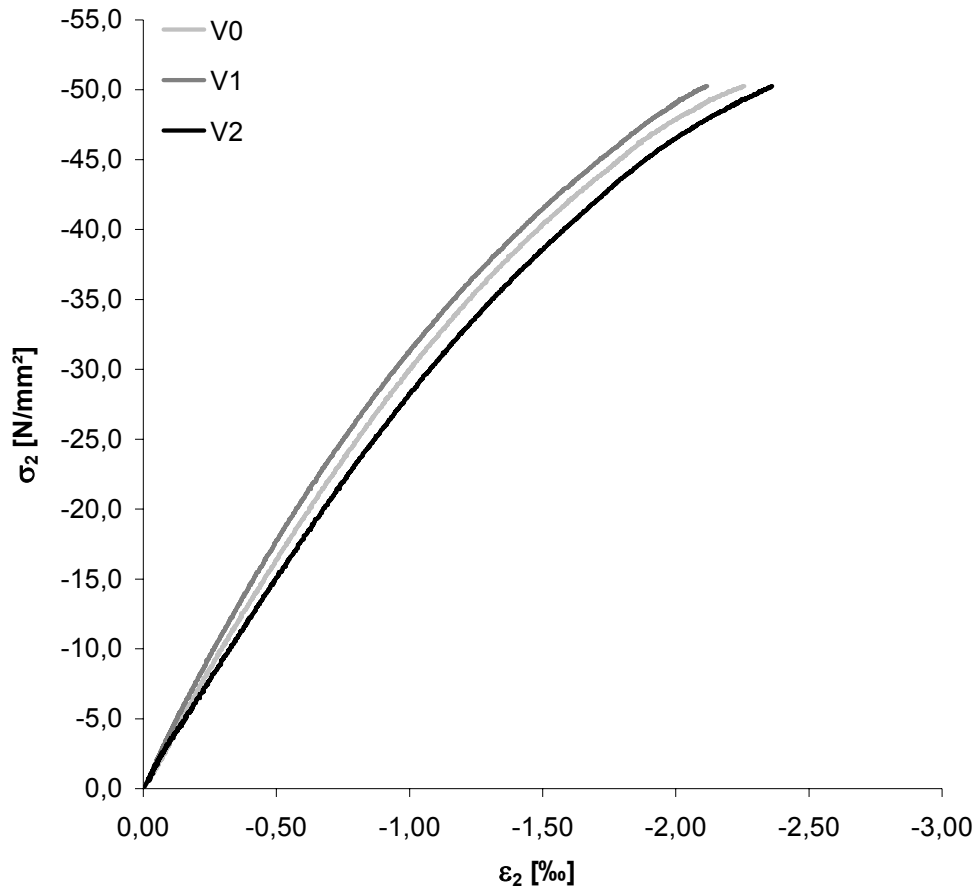


Bild A.2-18. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 000VK1
Fig. A.2-18. Compressive stress-strain diagram of Panel 000VK1



Bild A.2-19.
Bruchbild der Scheibe 000VK1 (Ansicht Nord)
Fig. A.2-19.
Panel 000VK1 at failure (view north)



Bild A.2-20.
Bruchbild der Scheibe 000VK1 (Ansicht West)
Fig. A.2-20.
Panel 000VK1 at failure (view west)



Bild A.2-21.
Bruchbild der Scheibe 000VK1 (Ansicht Nord)
Fig. A.2-21.
Panel 000VK1 at failure (view north)



Bild A.2-22.
Bruchbild der Scheibe 000VK1 (Ansicht Ost)
Fig. A.2-22.
Panel 000VK1 at failure (view east)

Scheibe 000VK2
Panel 000VK2

Fasern: -
fibres

Maximale Druckspannung: $\sigma_2 = -37,0 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -34,3 \text{ N/mm}^2$
maximum compressive stress

Betonstauchung unter Höchstlast: $\varepsilon_{c2} = -1,73 \text{ ‰}$
compressive strain under maximum loading

Prüfalter der Scheibe (Tage): 34
age of panel at testing (days)

Tabelle A.2-6. Ergebnisse der Zylinder 000VK2
Table A.2-6. Results of cylinders 000VK2

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,334	47,1	-	-
2	2,315	51,5	-	-
3	2,324	48,6	-	-
4	2,323	-	3,40	-
5	2,334	-	3,55	-
6	2,319	-	3,59	-
7	2,335	46,8	-	32774
8	2,338	52,3	-	33766
9	2,316	50,7	-	34670
Mittel <i>average</i>	2,326	49,5	3,51	33737

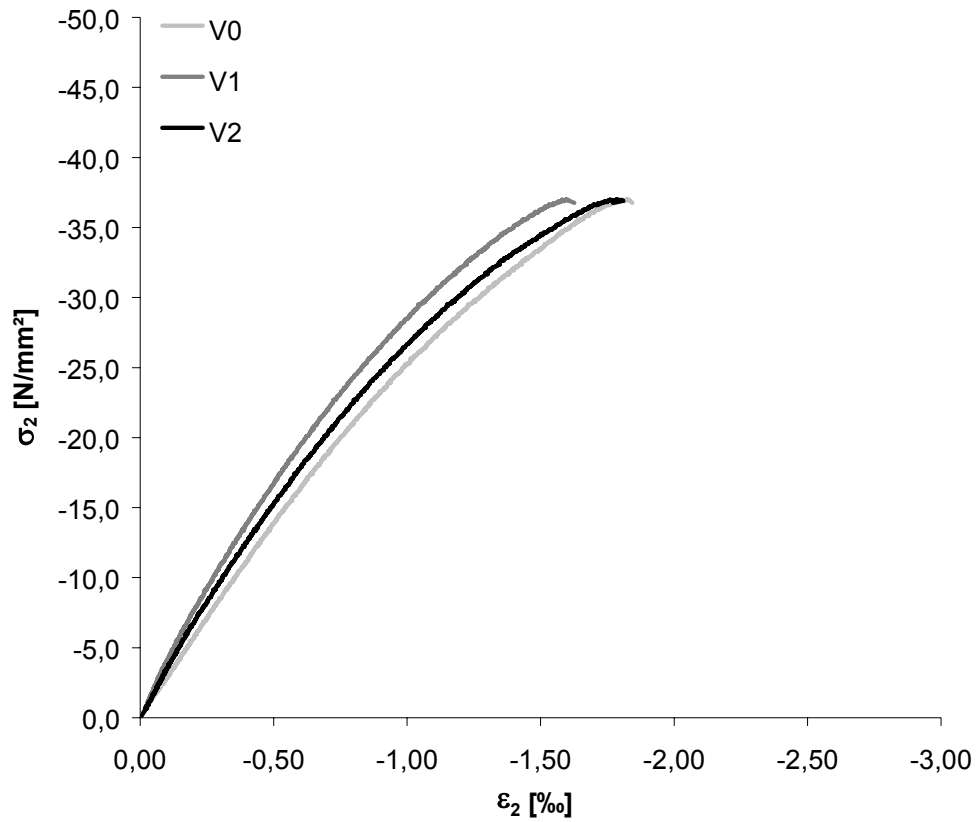


Bild A.2-23. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 000VK2

Fig. A.2-23. Compressive stress-strain diagram of Panel 000VK2

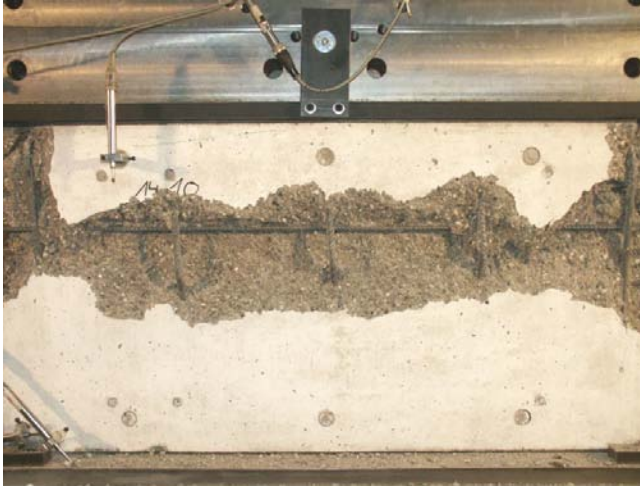


Bild A.2-24.
Bruchbild der Scheibe 000VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.2-24.
Panel 000VK2 at failure (view north)



Bild A.2-25.
Bruchbild der Scheibe 000VK2 (Ansicht West)
Fig. A.2-25.
Panel 000VK2 at failure (view west)



Bild A.2-26.
Bruchbild der Scheibe 000VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.2-26.
Panel 000VK2 at failure (view north)



Bild A.2-27.
Bruchbild der Scheibe 000VK2 Ansicht Nord)
Fig. A.2-27.
Panel 000VK2 at failure (view north)

Scheibe 000VK3**Panel 000VK3**

Fasern: <i>fibres</i>	-
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,182 kg/dm ³
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -34,4 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -31,8 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\epsilon_{c2} = -1,67 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	31

Tabelle A.2-7. Ergebnisse der Zylinder 000VK3**Table A.2-7.** Results of cylinders 000VK3

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,275	43,3	-	-
2	2,244	45,0	-	-
3	2,238	40,3	-	-
4	2,274	-	4,18	-
5	2,249	-	4,13	-
6	2,263	-	3,47	-
7	2,271	43,2	-	32380
8	2,267	45,7	-	33677
9	2,244	45,0	-	-
Mittel <i>average</i>	2,258	43,8	3,93	33029

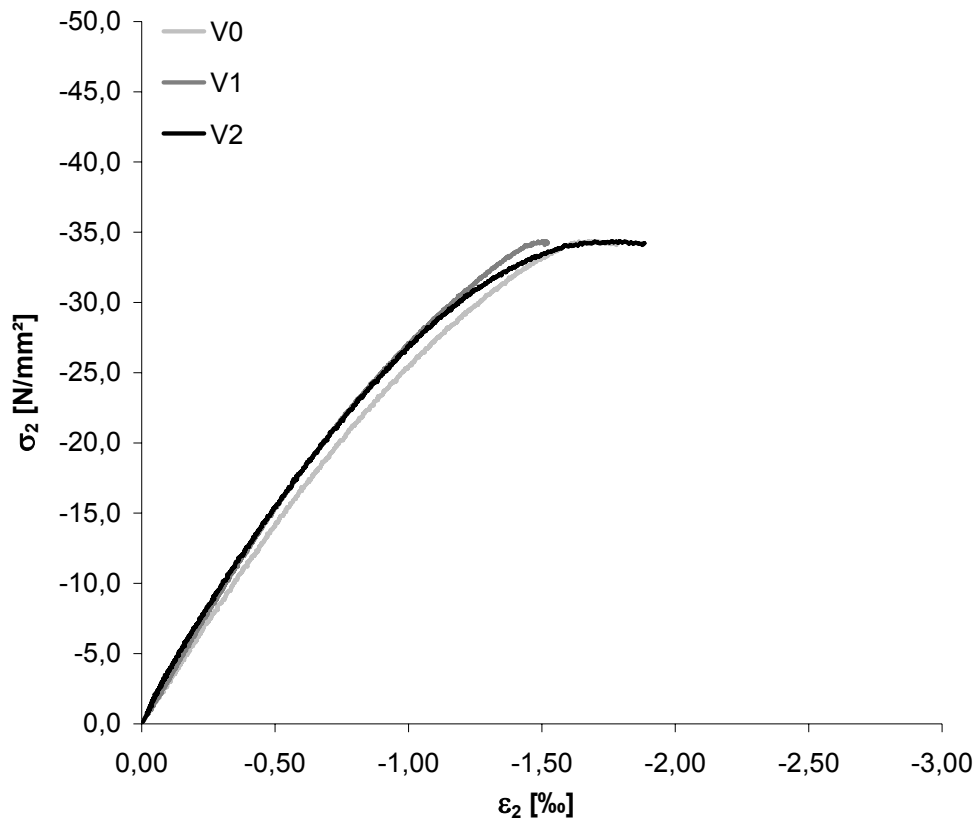


Bild A.2-28. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 000VK3

Fig. A.2-28. Compressive stress-strain diagram of Panel 000VK3



Bild A.2-29.
Bruchbild der Scheibe 000VK3 (Ansicht Nord)
Fig. A.2-29.
Panel 000VK3 at failure (view north)



Bild A.2-30.
Bruchbild der Scheibe 000VK3 (Ansicht West)
Fig. A.2-30.
Panel 000VK3 at failure (view west)



Bild A.2-31.
Bruchbild der Scheibe 000VK3 (Ansicht Süd)
Fig. A.2-31.
Panel 000VK3 at failure (view south)



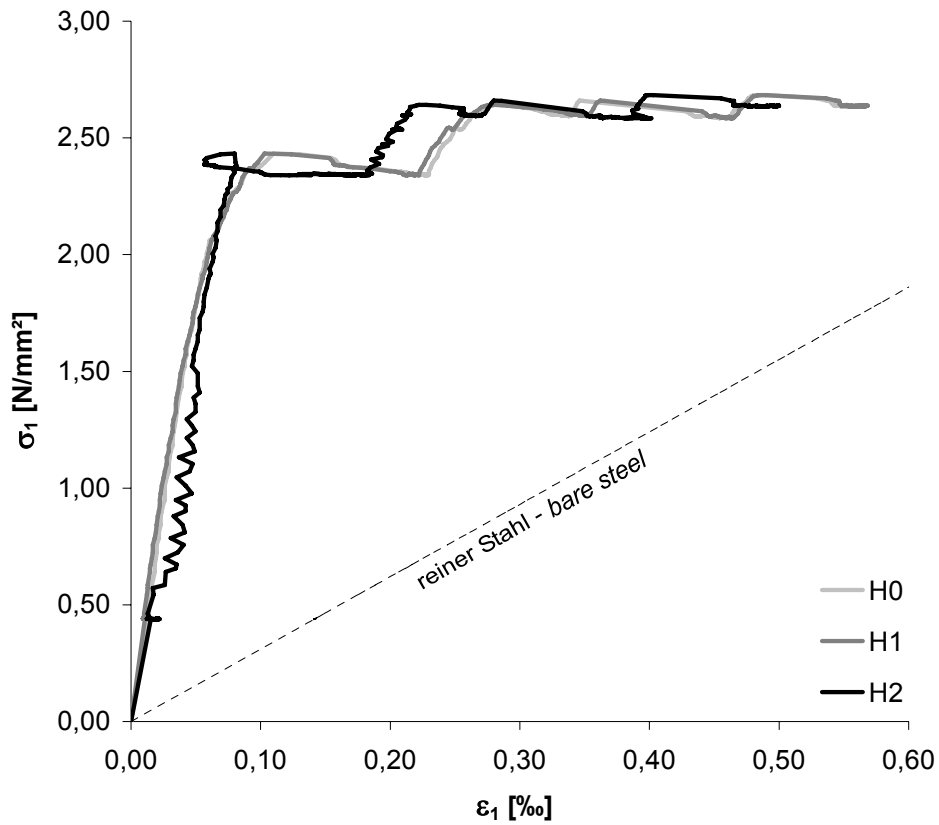
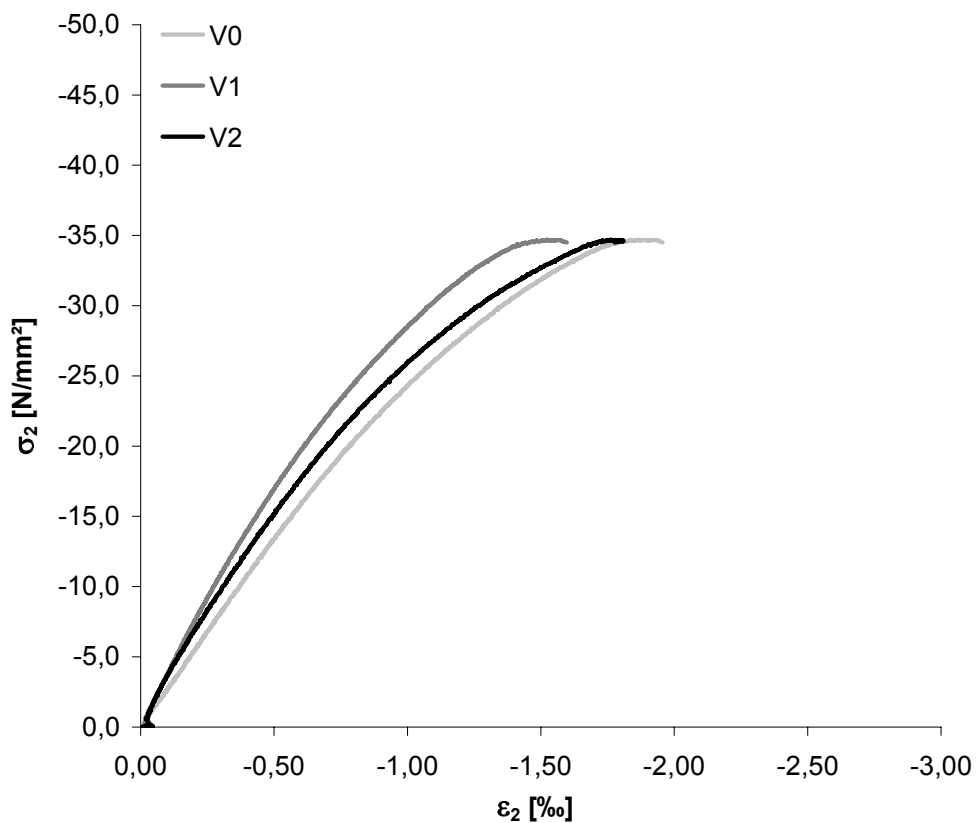
Bild A.2-32.
Bruchbild der Scheibe 000VK3 (Ansicht Ost)
Fig. A.2-32.
Panel 000VK3 at failure (view east)

Scheibe 005VK1
Panel 005VK1

Fasern: <i>fibres</i>	-
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,43 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,12 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 2,75 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 0,60 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	3
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -34,7 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -32,0 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,72 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 0,73 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	34

Tabelle A.2-8. Ergebnisse der Zylinder 005VK1
Table A.2-8. Results of cylinders 005VK1

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,283	50,8	-	-
2	2,285	47,8	-	-
3	2,290	53,4	-	-
4	2,264	-	3,69	-
5	2,298	-	3,74	-
6	2,270	-	3,31	-
7	2,299	50,5	-	34808
8	2,301	49,7	-	35510
9	2,290	48,5	-	31880
Mittel <i>average</i>	2,287	50,1	3,58	34066

**Bild A.2-33.** Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 005VK1**Fig. A.2-33.** Tensile stress-strain diagram of Panel 005VK1**Bild A.2-34.** Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 005VK1**Fig. A.2-34.** Compressive stress-strain diagram of panel 005VK1

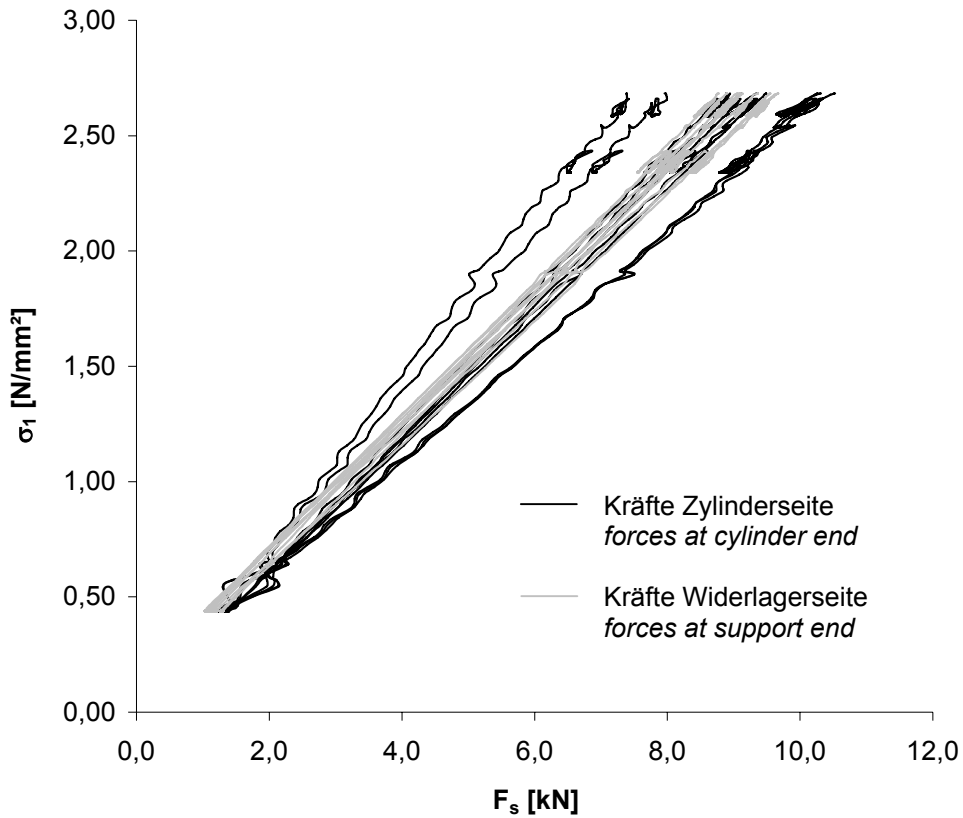


Bild A.2-35. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 005VK1 beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.2-35. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 005VK1 during tensile loading

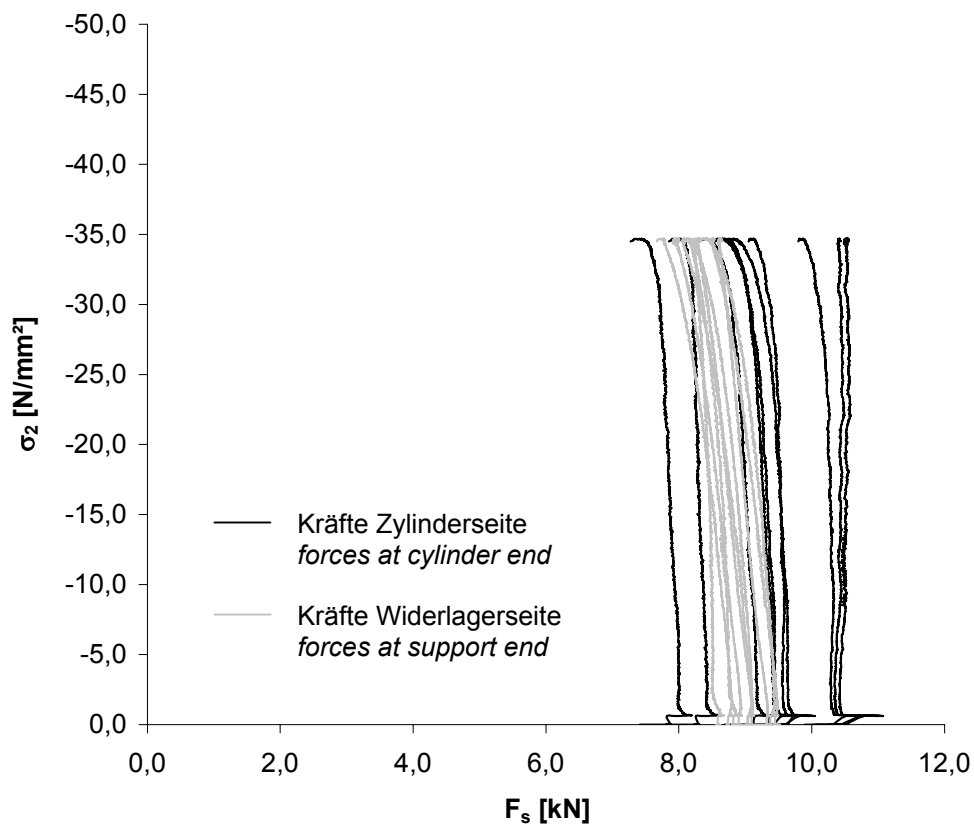


Bild A.2-36. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 005VK1 beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.2-36. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 005VK1 during compressive loading

**Bild A.2-37.**

Rissbild der Scheibe 005VK1 (Ansicht Nord)

Fig. A.2-37.*Crack pattern of Panel 005VK1 (view north)***Bild A.2-38.**

Rissbild der Scheibe 005VK1 (Ansicht Süd)

Fig. A.2-38.*Crack pattern of Panel 005VK1 (view south)***Bild A.2-39.**

Bruchbild der Scheibe 005VK1 (Ansicht Nord)

Fig. A.2-39.*Panel 005VK1 at failure (view north)***Bild A.2-40.**

Bruchbild der Scheibe 005VK1 (Ansicht Ost)

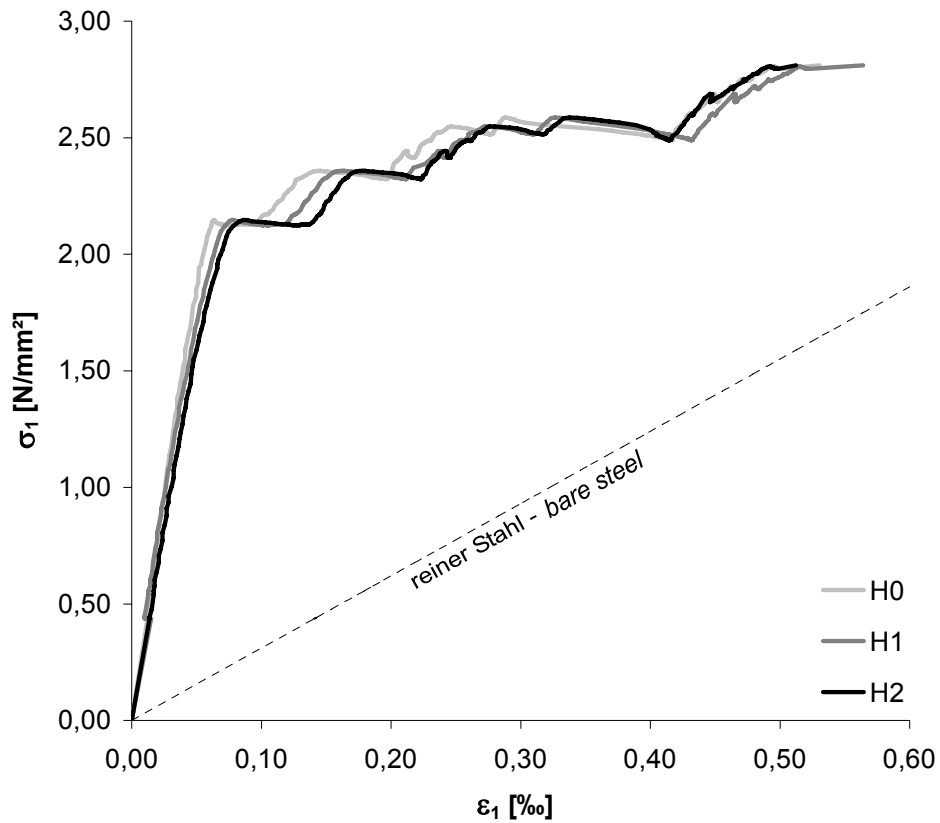
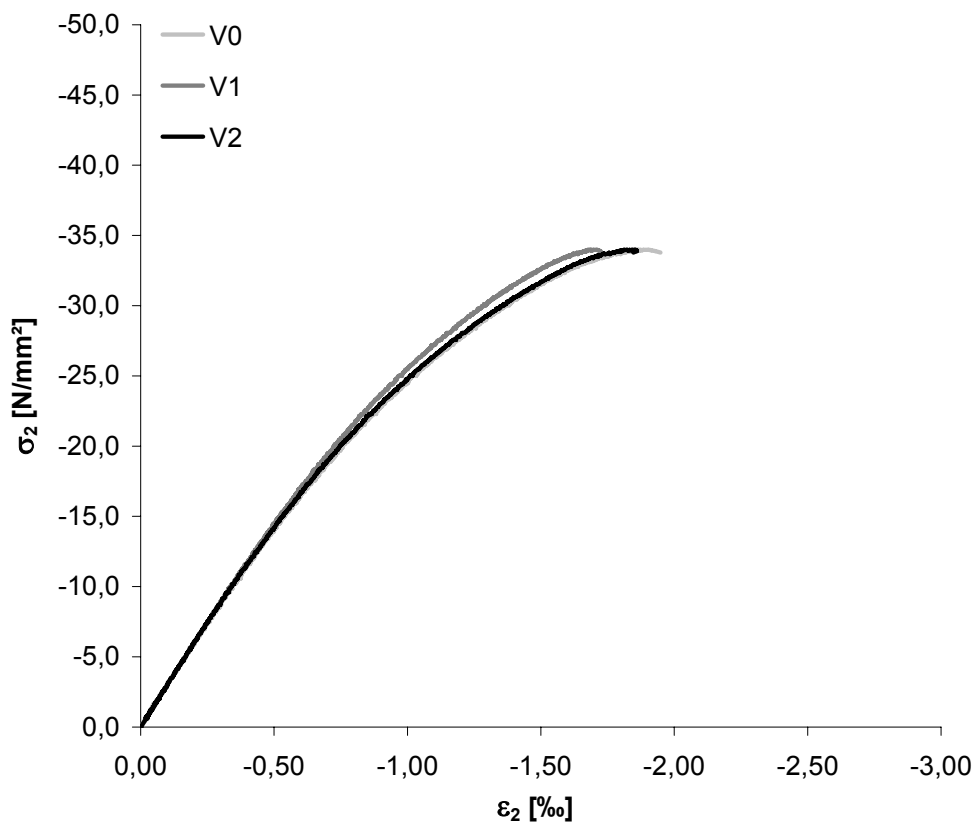
Fig. A.2-40.*Panel 005VK1 at failure (view east)*

Scheibe 005VK2
Panel 005VK2

Fasern: <i>fibres</i>	-
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,258 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,14 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,90 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 2,91 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 0,54 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	4
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -34,0 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -31,2 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,81 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 0,61 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	31

Tabelle A.2-9. Ergebnisse der Zylinder 005VK2
Table A.2-9. Results of cylinders 005VK2

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,305	47,4	-	-
2	2,246	49,2	-	-
3	2,254	46,9	-	-
4	2,257	-	3,19	-
5	2,254	-	3,40	-
6	2,263	-	3,38	-
7	2,262	49,6	-	31723
8	2,248	48,0	-	31728
9	2,275	51,6	-	33338
Mittel <i>average</i>	2,263	48,8	3,32	32263

**Bild A.2-41.** Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 005VK2**Fig. A.2-41.** Tensile stress-strain diagram of Panel 005VK2**Bild A.2-42.** Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 005VK2**Fig. A.2-42.** Compressive stress-strain diagram of Panel 005VK2

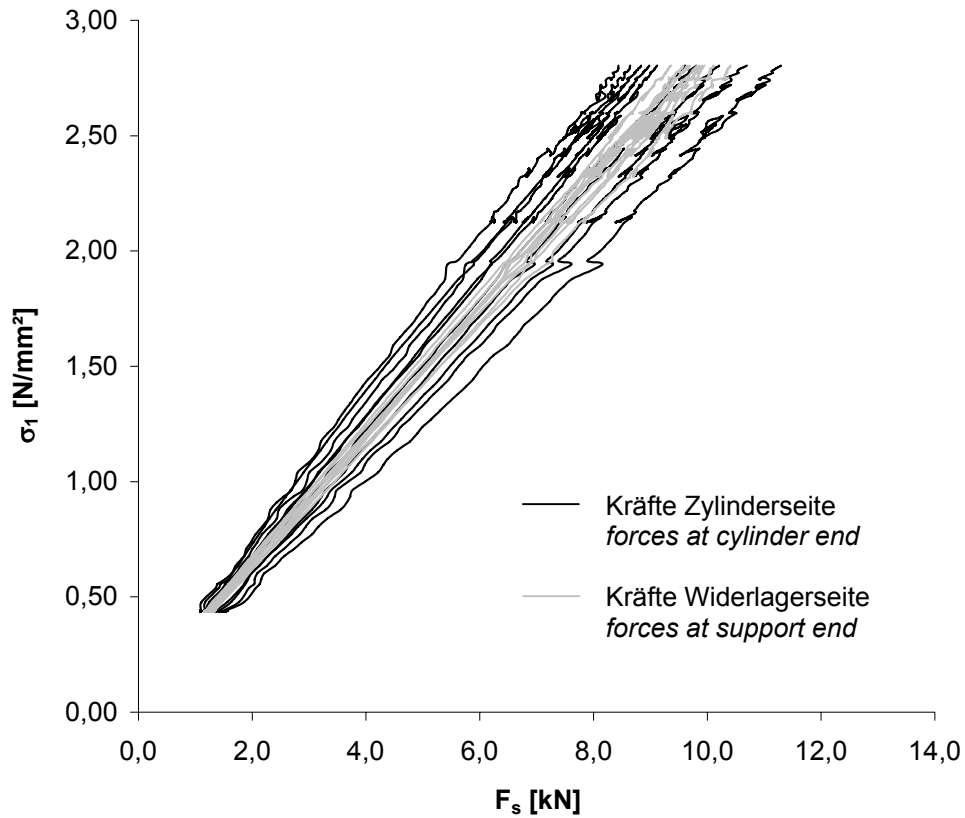


Bild A.2-43. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 005VK2 beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.2-43. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 005VK2 during tensile loading

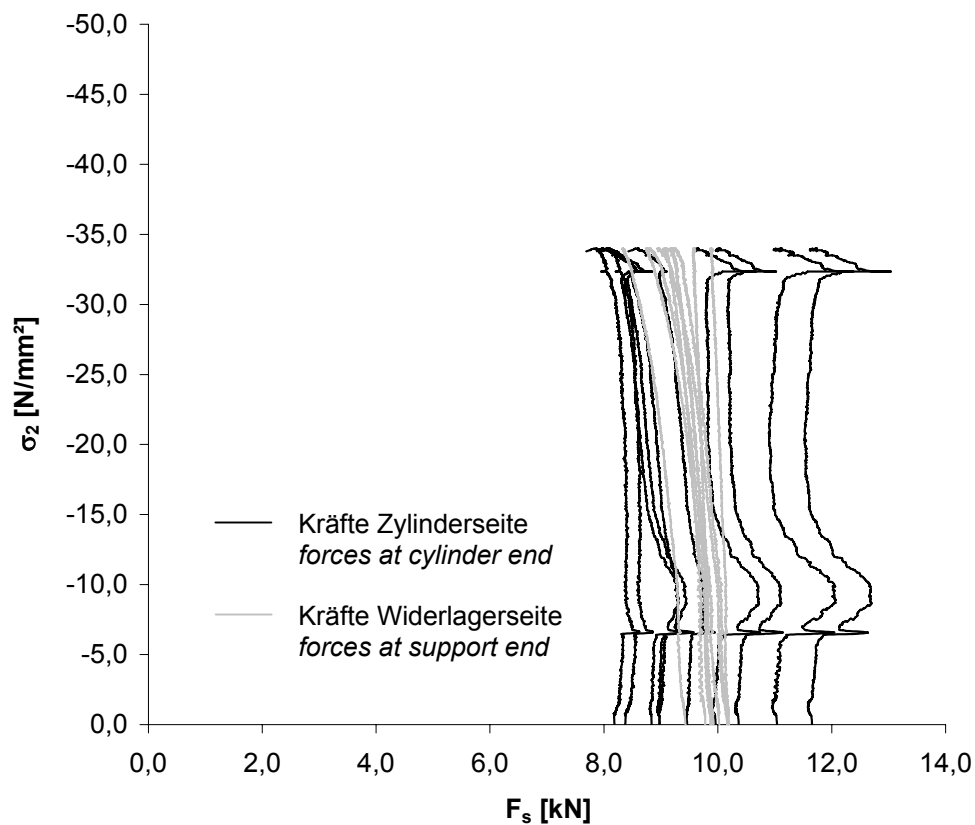
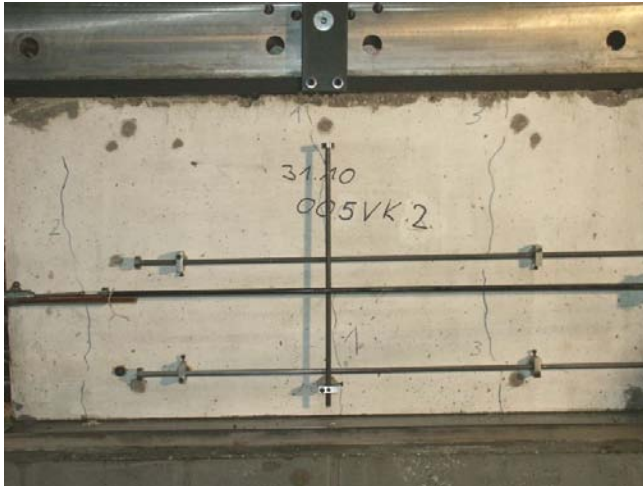


Bild A.2-44. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 005VK2 beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.2-44. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 005VK2 during compressive loading

**Bild A.2-45.**

Bruchbild der Scheibe 005VK2 (Ansicht Nord)

Fig. A.2-45.*Panel 005VK2 at failure (view north)***Bild A.2-46.**

Bruchbild der Scheibe 005VK2 (Ansicht West)

Fig. A.2-46.*Panel 005VK2 at failure (view west)***Bild A.2-47.**

Bruchbild der Scheibe 005VK2 (Ansicht Süd)

Fig. A.2-47.*Panel 005VK2 at failure (view south)***Bild A.2-48.**

Bruchbild der Scheibe 005VK2 (Ansicht Ost)

Fig. A.2-48.*Panel 005VK2 at failure (view east)*

Scheibe 020VK
Panel 020VK

Fasern: <i>fibres</i>	-
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,37 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,05 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 7,56 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 2,08 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	9
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -29,9 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -27,5 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,48 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 2,12 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	30

Tabelle A.2-10. Ergebnisse der Zylinder 020VK
Table A.2-10. Results of cylinders 020VK

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,305	43,4	-	-
2	2,331	49,2	-	-
3	2,334	46,3	-	-
4	2,361	-	3,28	-
5	2,320	-	3,47	-
6	2,295	-	3,22	-
7	2,326	49,7	-	37627
8	2,316	46,7	-	34861
9	2,324	51,0	-	34312
Mittel <i>average</i>	2,324	47,7	3,32	35600

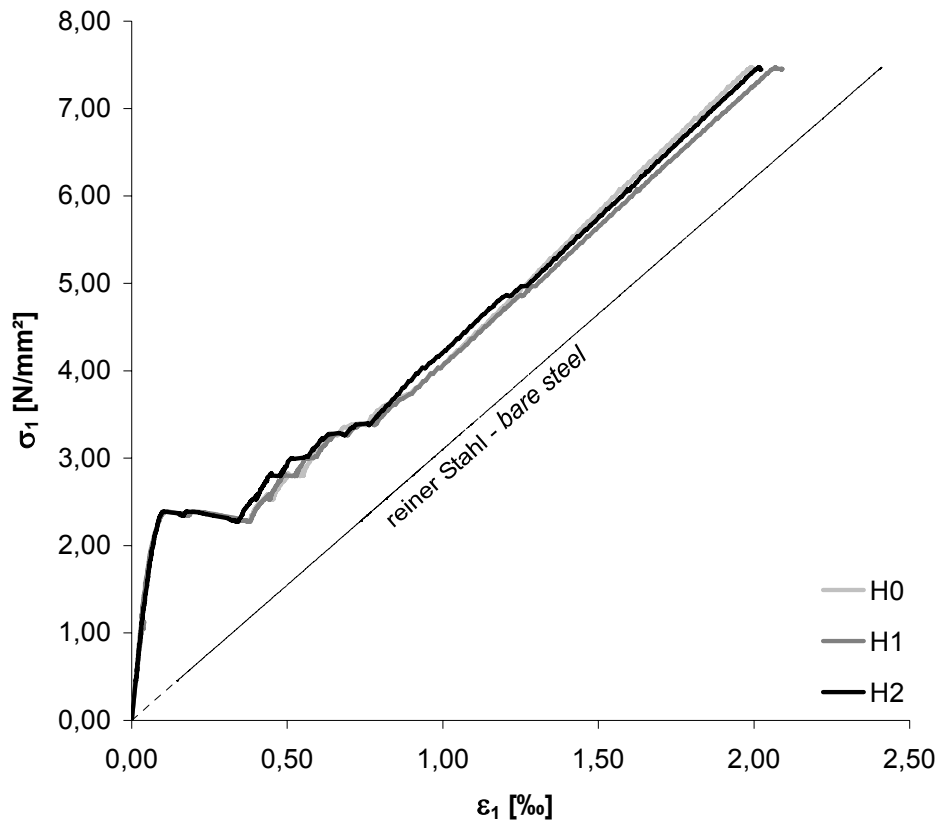


Bild A.2-49. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 020VK

Fig. A.2-49. Tensile stress-strain diagram of Panel 020VK

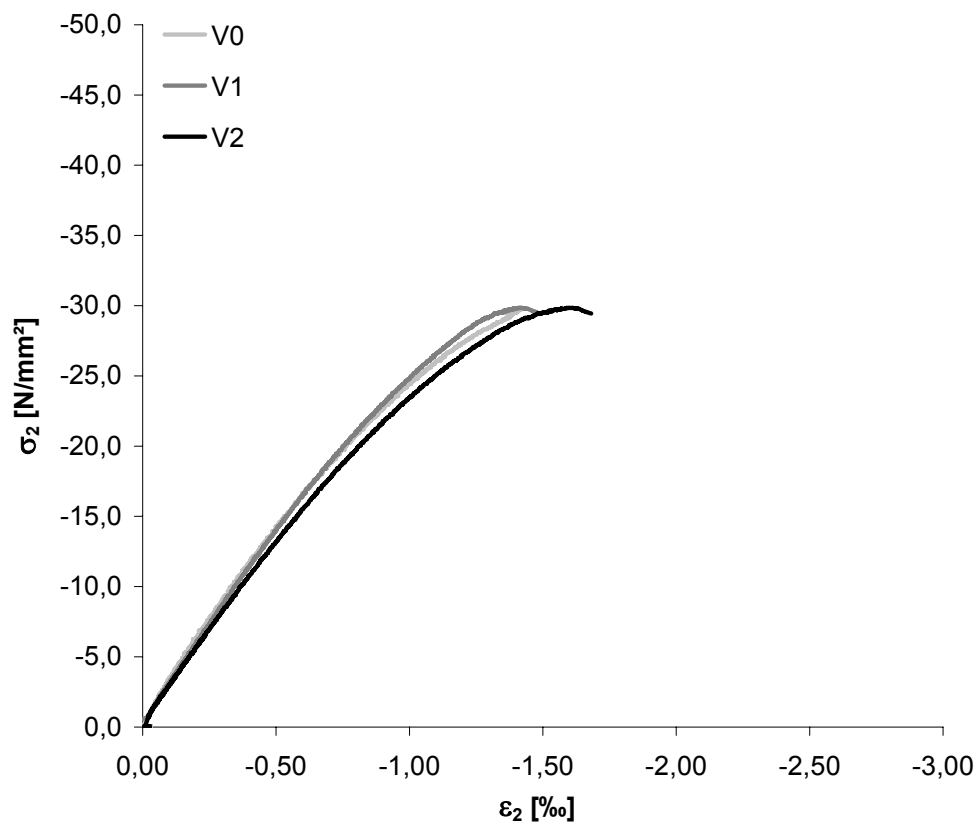


Bild A.2-50. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 020VK

Fig. A.2-50. Compressive stress-strain diagram of Panel 020VK

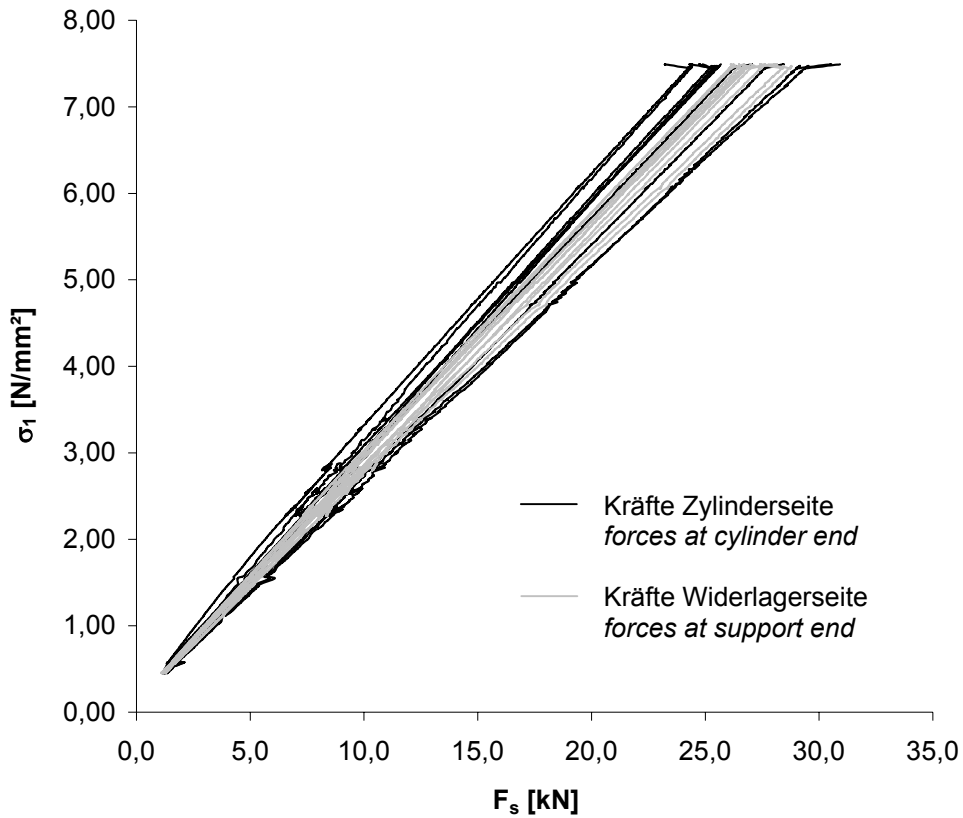


Bild A.2-51. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 020VK beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.2-51. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 020VK during tensile loading

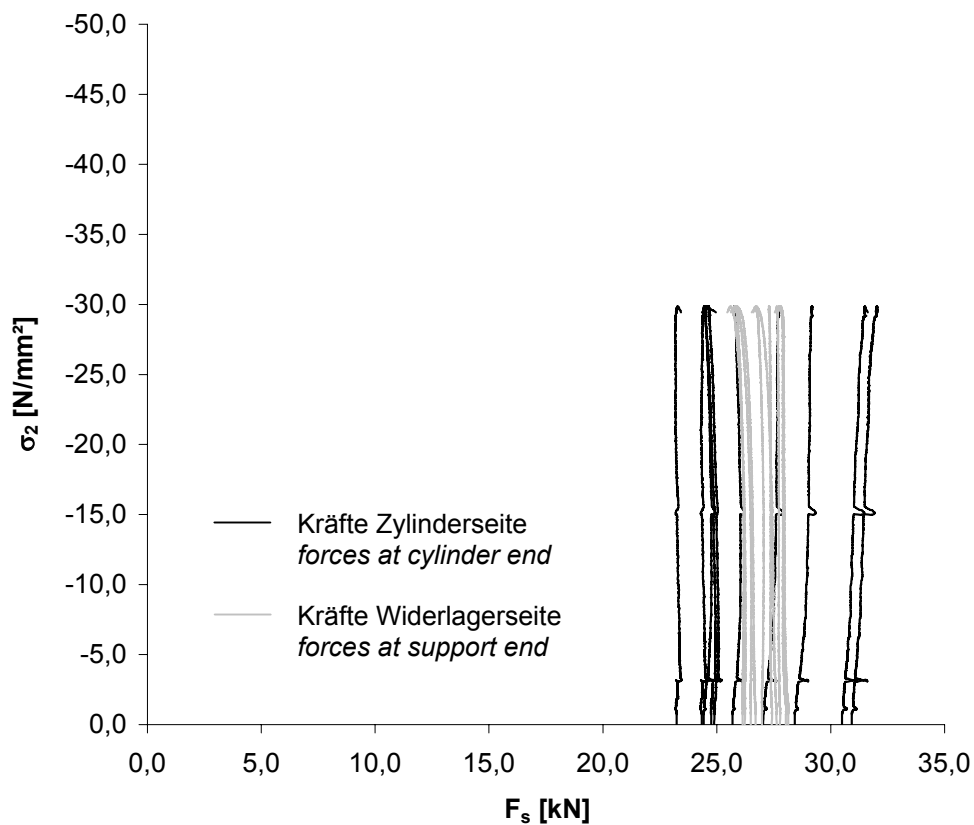
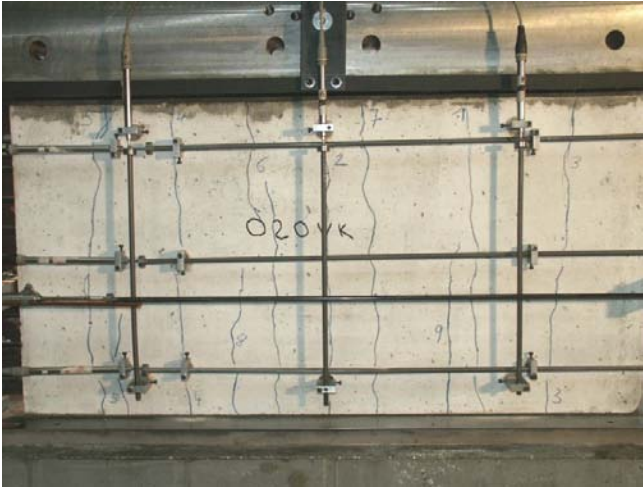


Bild A.2-52. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 020VK beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.2-52. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 020VK during compressive loading

**Bild A.2-53.**

Rissbild der Scheibe 020VK (Ansicht Nord)

Fig. A.2-53.*Crack pattern of Panel 020VK (view north)***Bild A.2-54.**

Rissbild der Scheibe 020VK (Ansicht Süd)

Fig. A.2-54.*Crack pattern of Panel 020VK (view south)***Bild A.2-55.**

Bruchbild der Scheibe 020VK (Ansicht Nord)

Fig. A.2-55.*Panel 020VK at failure (view north)***Bild A.2-56.**

Bruchbild der Scheibe 020VK (Ansicht Ost)

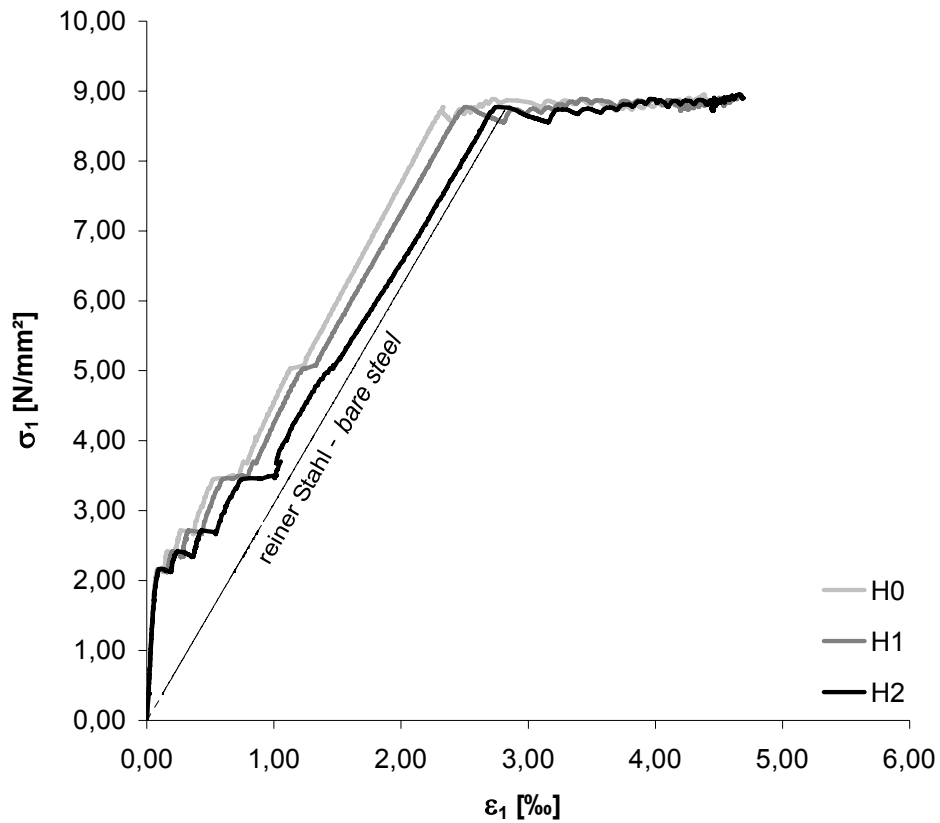
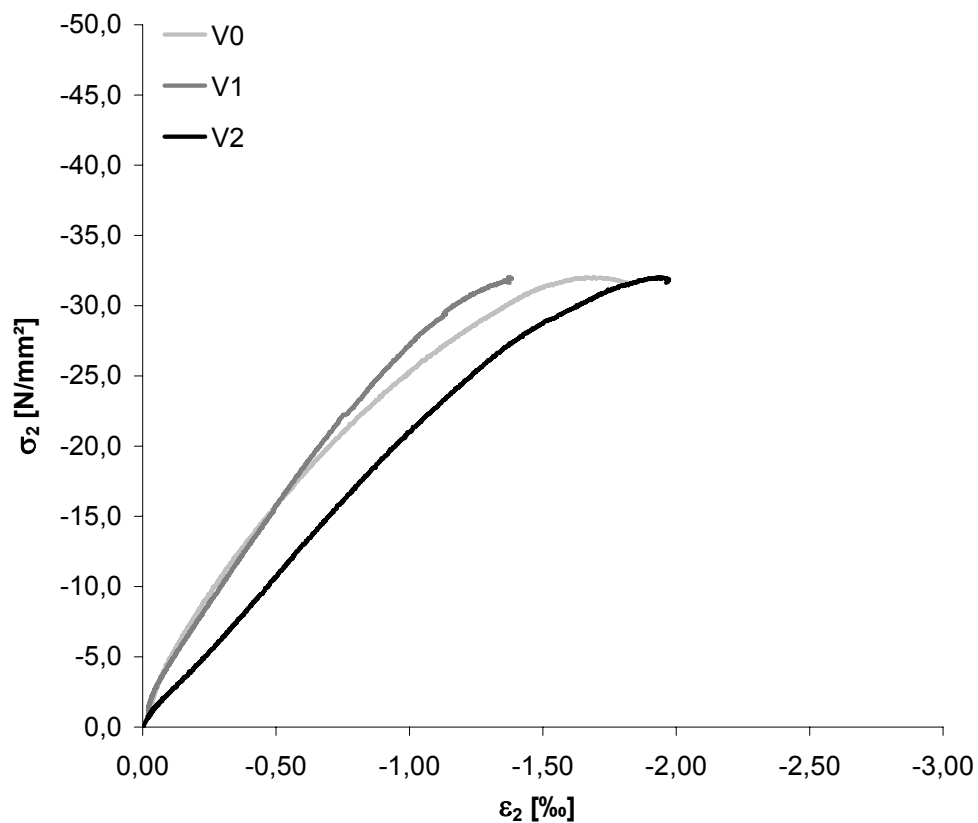
Fig. A.2-56.*Panel 020VK at failure (view east)*

Scheibe 050VK
Panel 050VK

Fasern: <i>fibres</i>	-
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,16 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,88 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 8,95 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 4,72 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	9
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -32,0 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -29,4 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,67 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 4,80 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	31

Tabelle A.2-11. Ergebnisse der Zylinder 050VK
Table A.2-11. Results of cylinders 050VK

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,328	53,3	-	-
2	2,299	50,2	-	-
3	2,308	52,2	-	-
4	2,314	-	2,94	-
5	2,315	-	3,49	-
6	2,310	-	2,61	-
7	2,291	51,3	-	35449
8	2,309	53,4	-	33979
9	2,318	56,8	-	35182
Mittel <i>average</i>	2,310	52,9	3,01	34870

**Bild A.2-57.** Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 050VK**Fig. A.2-57.** Tensile stress-strain diagram of Panel 050VK**Bild A.2-58.** Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 050VK**Fig. A.2-58.** Compressive stress-strain diagram of Panel 050VK

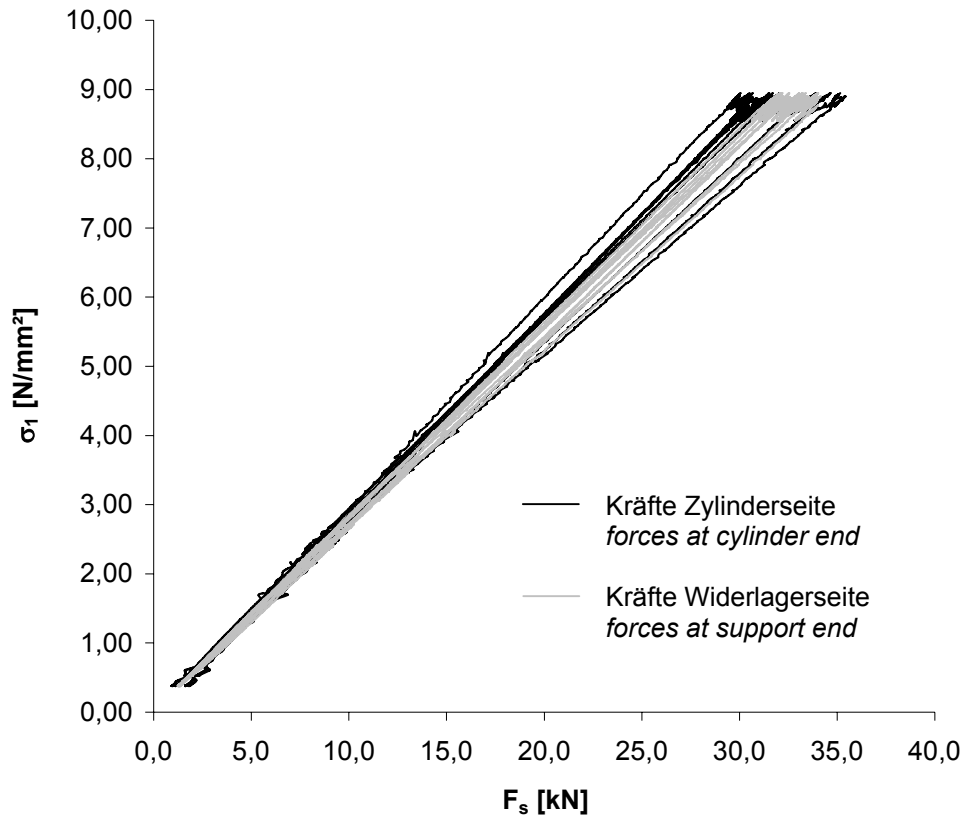


Bild A.2-59. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 050VK beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.2-59. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 050VK during tensile loading

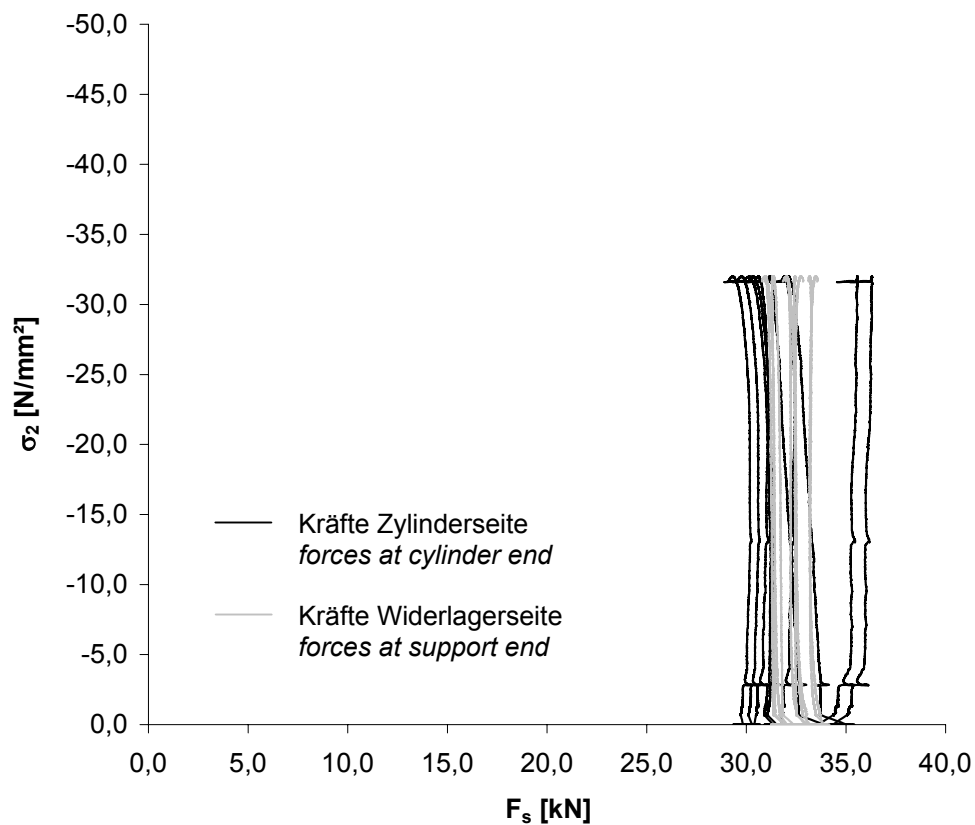
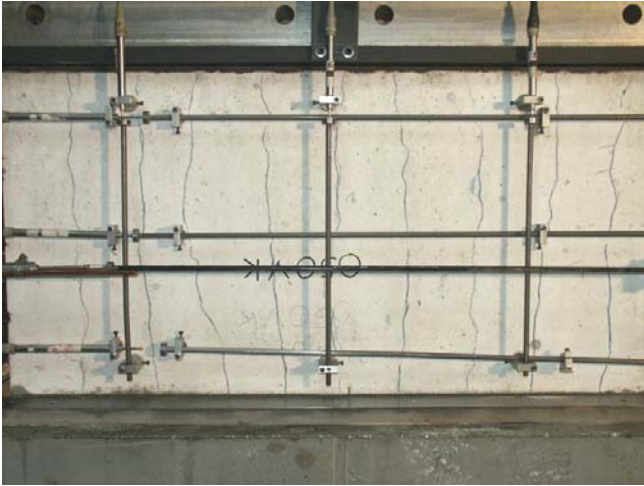


Bild A.2-60. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 050VK beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.2-60. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 050VK during compressive loading

**Bild A.2-61.**

Rissbild der Scheibe 050VK (Ansicht Nord)

Fig. A.2-61.*Crack pattern of Panel 050VK (view north)***Bild A.2-62.**

Rissbild der Scheibe 050VK (Ansicht Süd)

Fig. A.2-62.*Crack pattern of Panel 050VK (view south)***Bild A.2-63.**

Bruchbild der Scheibe 050VK (Ansicht Nord)

Fig. A.2-63.*Panel 050VK at failure (view north)***Bild A.2-64.**

Bruchbild der Scheibe 050VK (Ansicht Ost)

Fig. A.2-64.*Panel 050VK at failure (view east)*

Scheibe 250VK
Panel 250VK

Fasern: <i>fibres</i>	-
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,29 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,97 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,43 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 27,32 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	9
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -25,1 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -22,2 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,98 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 27,36 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	30

Tabelle A.2-12. Ergebnisse der Zylinder 250VK
Table A.2-12. Results of cylinders 250VK

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]
1	2,283	45,1	-
2	2,260	45,0	-
3	2,279	44,4	-
4	2,257	-	2,96
5	2,264	-	3,33
6	2,258	-	3,30
Mittel <i>average</i>	2,267	44,8	3,20

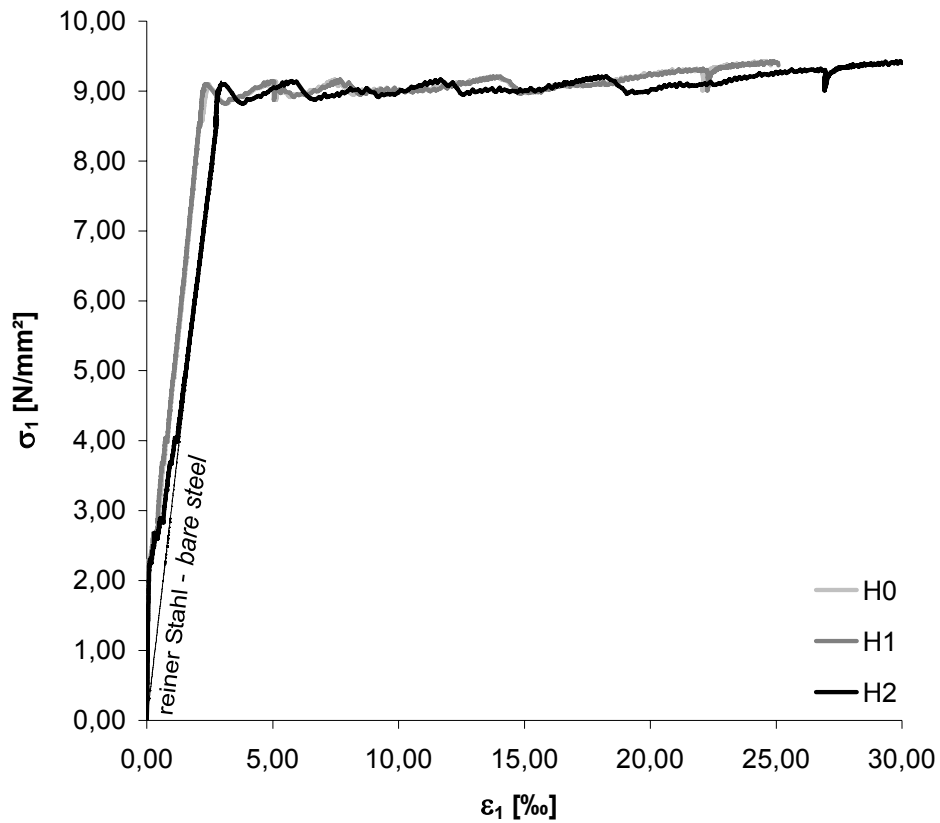


Bild A.2-65. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 250VK

Fig. A.2-65. Tensile stress-strain diagram of Panel 250VK

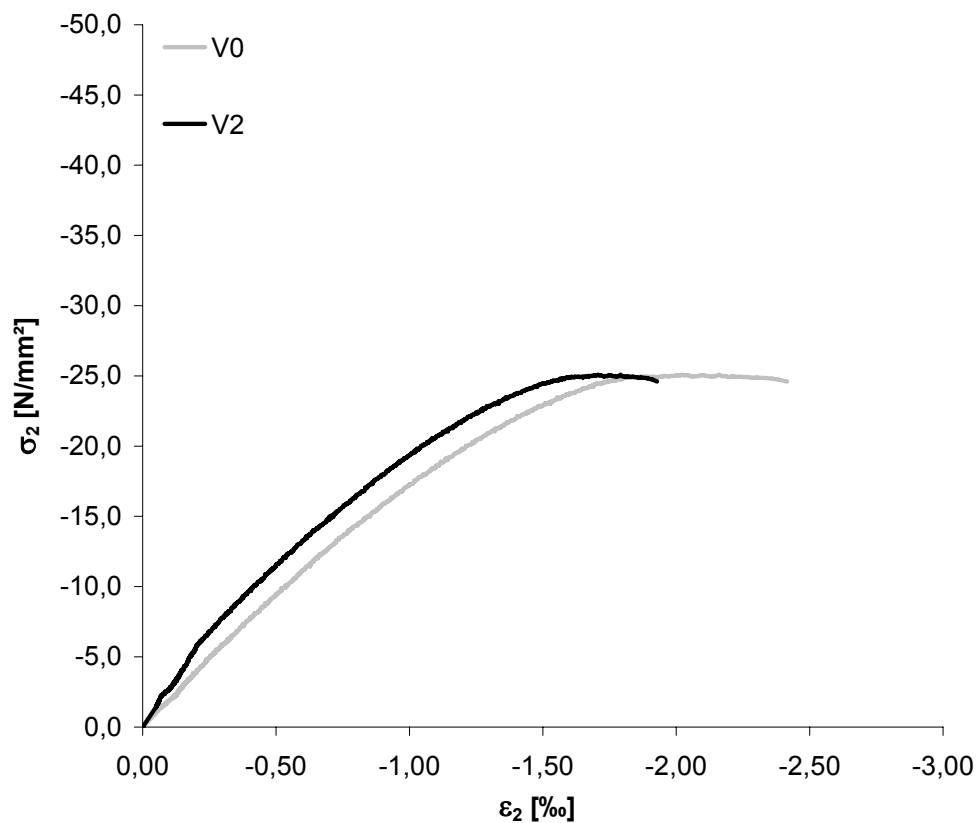


Bild A.2-66. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 250VK

Fig. A.2-66. Compressive stress-strain diagram of Panel 250VK

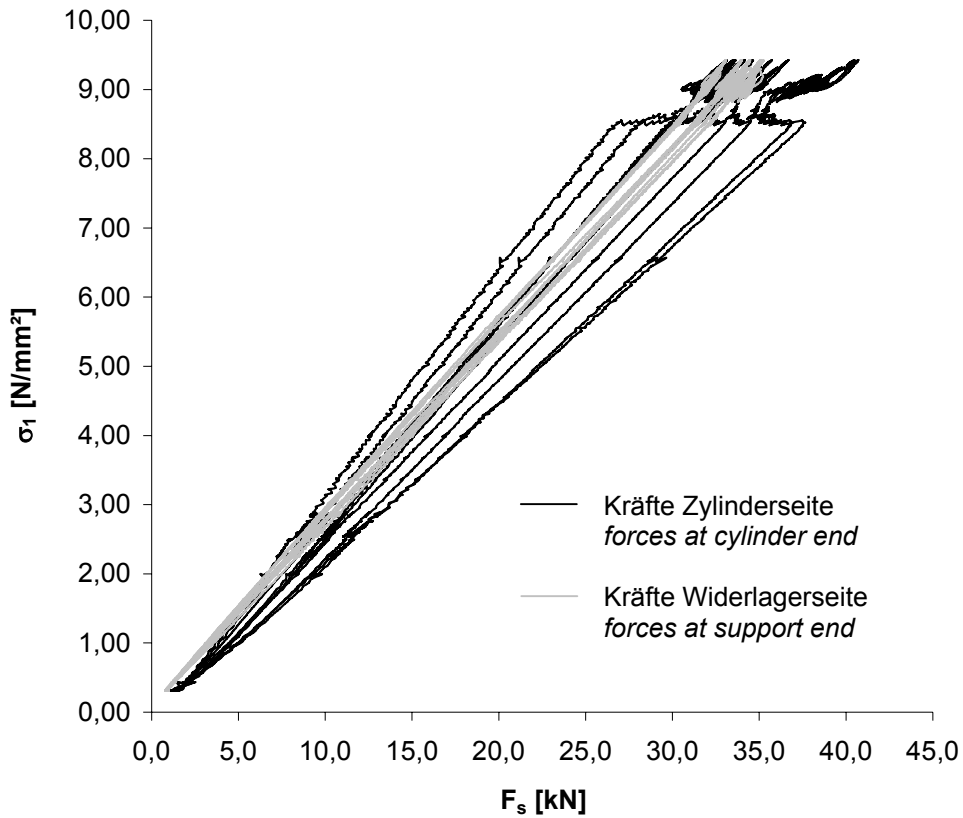


Bild A.2-67. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 250VK beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.2-67. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 250VK during tensile loading

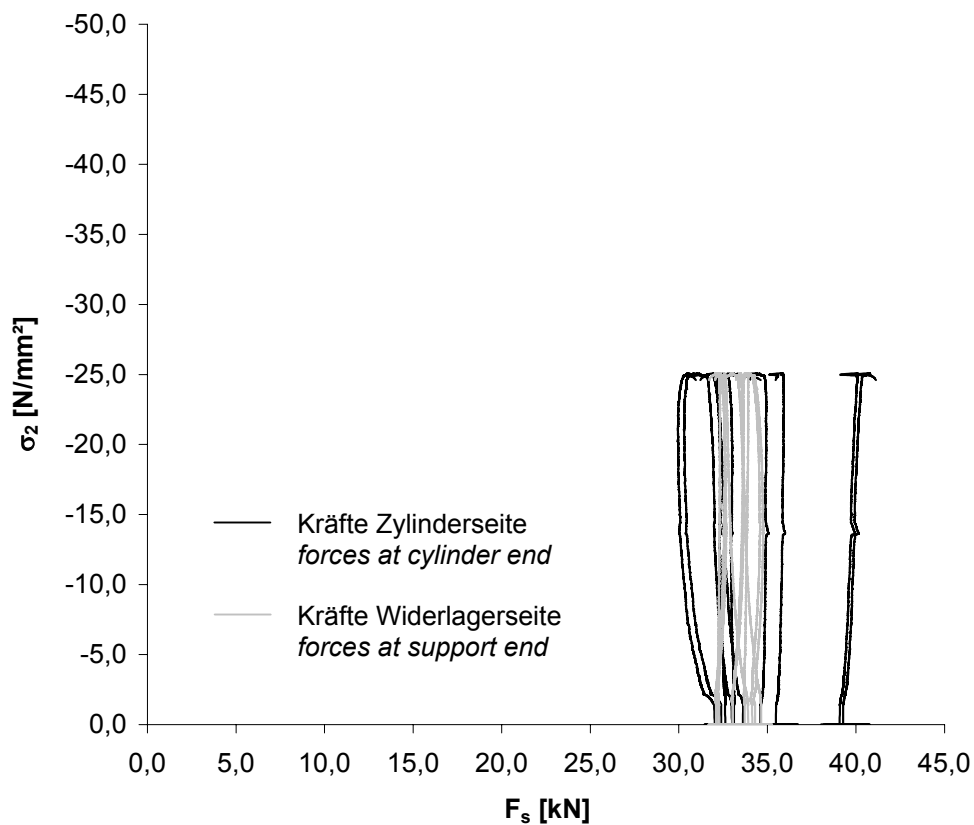


Bild A.2-68. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 250VK beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.2-68. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 250VK during compressive loading

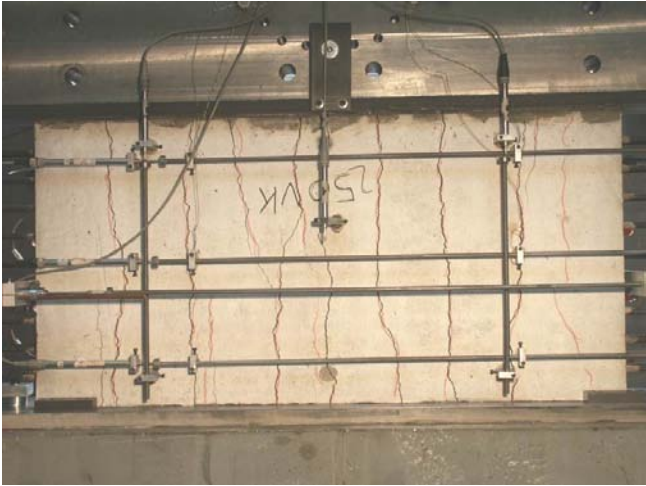


Bild A.2-69.
Rissbild der Scheibe 250VK (Ansicht Nord)
Fig. A.2-69.
Crack pattern of Panel 250VK (view north)



Bild A.2-70.
Rissbild der Scheibe 250VK (Ansicht Süd)
Fig. A.2-70.
Crack pattern of Panel 250VK (view south)

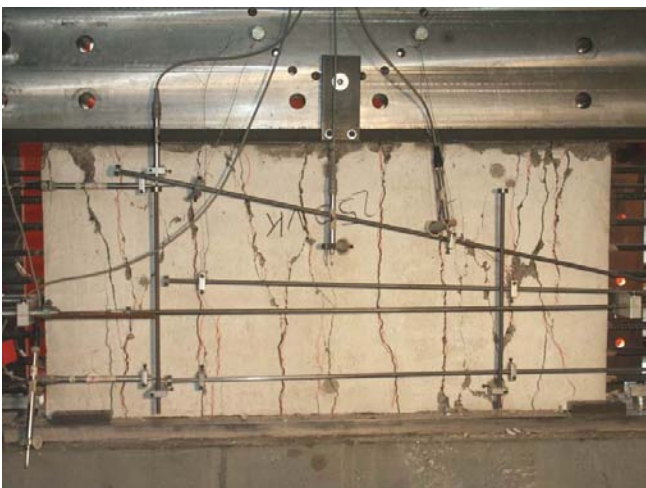


Bild A.2-71.
Bruchbild der Scheibe 250VK (Ansicht Nord)
Fig. A.2-71.
Panel 250VK at failure (view north)



Bild A.2-72.
Bruchbild der Scheibe 250VK (Ansicht West)
Fig. A.2-72.
Panel 250VK at failure (view west)

Scheibe FVK
Panel FVK

Fasern:
fibres 0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40

Rohdichte:
specific density 2,132 kg/dm³

Maximale Druckspannung:
maximum compressive stress $\sigma_2 = \sigma_{c2} = -31,2 \text{ N/mm}^2$

Betonstauchung unter Höchstlast:
compressive strain under maximum loading $\varepsilon_{c2} = -1,74 \text{ ‰}$

Prüfalter der Scheibe (Tage):
age of panel at testing (days) 28

Tabelle A.2-13. Ergebnisse der Zylinder FVK
Table A.2-13. Results of cylinders FVK

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,247	43,9	-	-
2	2,250	48,5	-	-
3	2,172	35,1	-	-
4	2,250	-	4,51	-
5	2,236	-	3,91	-
6	2,240	-	3,74	-
7	2,157	38,2	-	27831
8	2,179	38,3	-	29165
9	2,242	49,8	-	33308
Mittel <i>average</i>	2,219	42,3	4,05	30101

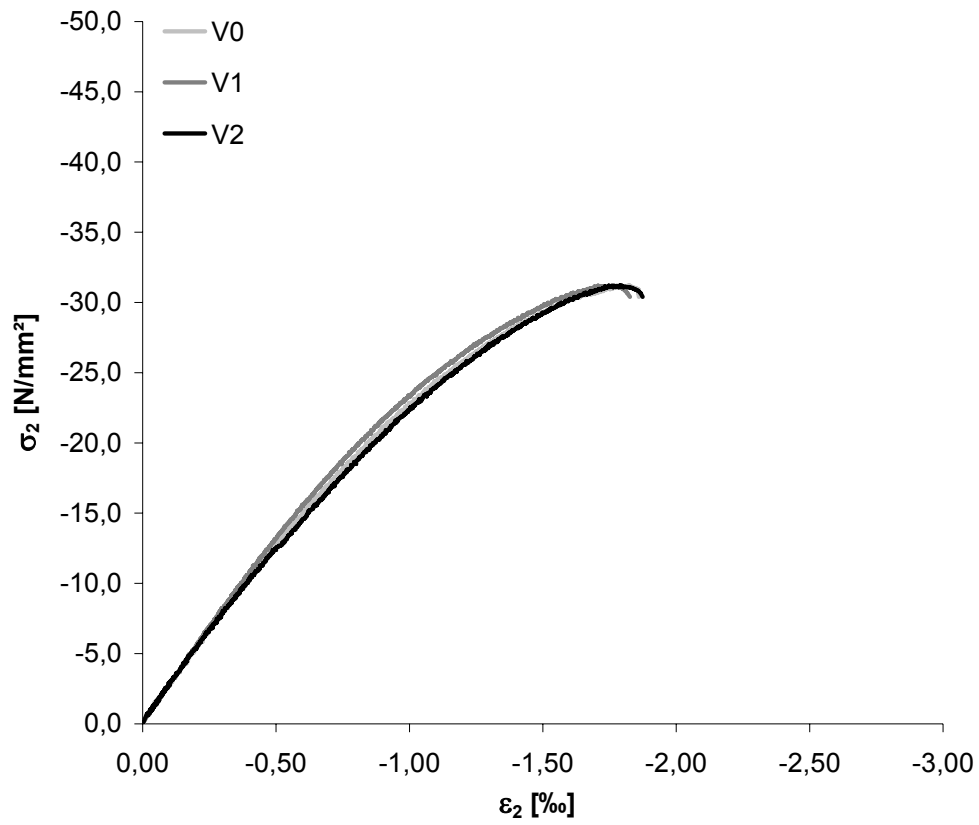


Bild A.2-73. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe FVK
Fig. A.2-73. Compressive stress-strain diagram of Panel FVK



Bild A.2-74.
Bruchbild der Scheibe FVK (Ansicht Nord)
Fig. A.2-74.
Panel FVK at failure (view north)



Bild A.2-75.
Bruchbild der Scheibe FVK (Ansicht West)
Fig. A.2-75.
Panel FVK at failure (view west)

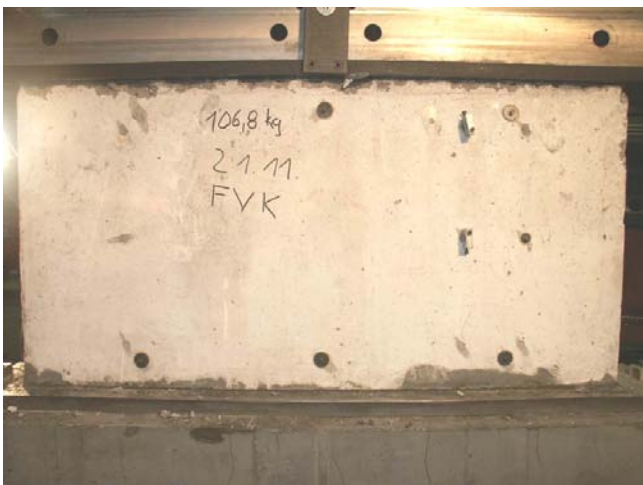


Bild A.2-76.
Bruchbild der Scheibe FVK (Ansicht Süd)
Fig. A.2-76.
Panel FVK at failure (view south)



Bild A.2-77.
Bruchbild der Scheibe FVK (Ansicht Ost)
Fig. A.2-77.
Panel FVK at failure (view east)

Scheibe F000VK**Panel F000VK**

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,182 kg/dm ³
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -30,2 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -27,9 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\epsilon_{c2} = -1,47 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	29

Tabelle A.2-14. Ergebnisse der Zylinder F000VK**Table A.2-14.** Results of cylinders F000VK

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,246	44,1	-	-
2	2,249	43,2	-	-
3	2,281	45,3	-	-
4	2,218	-	3,74	-
5	2,280	-	3,56	-
6	2,243	-	3,28	-
7	2,225	41,3	-	32881
8	2,213	41,4	-	32707
9	2,239	42,1	-	30563
Mittel <i>average</i>	2,244	42,9	3,53	32050

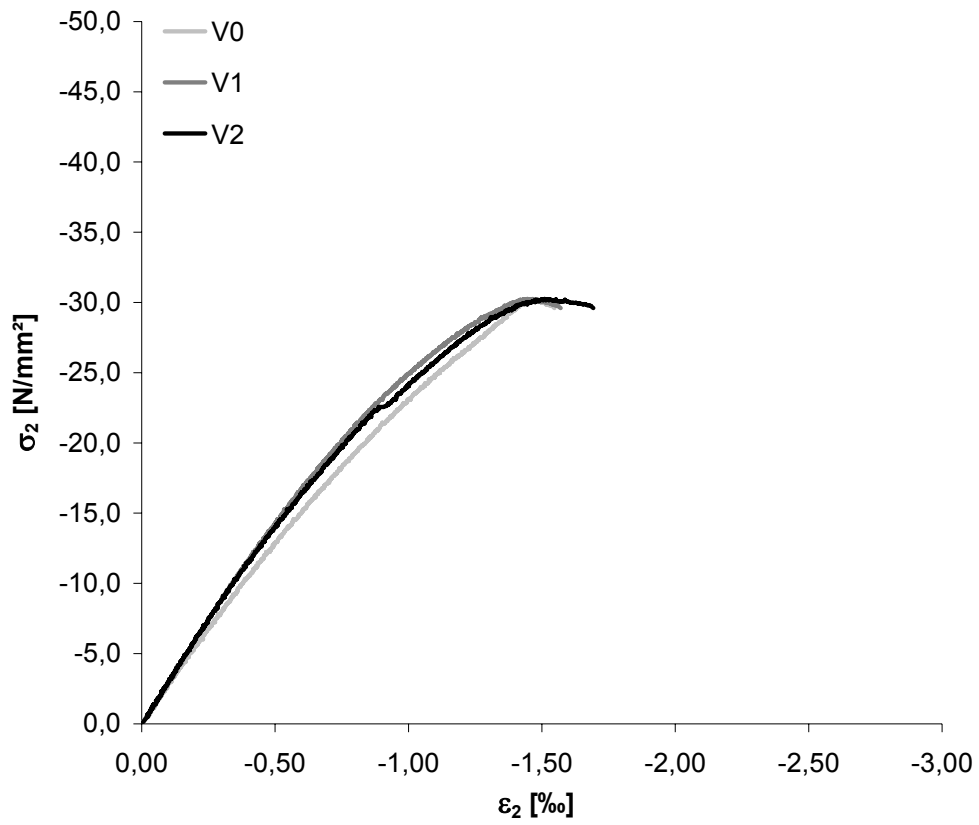


Bild A.2-78. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F000VK
Fig. A.2-78. Compressive stress-strain diagram of Panel F000VK



Bild A.2-79.
Bruchbild der Scheibe F000VK (Ansicht Nord)
Fig. A.2-79.
Panel F000VK at failure (view north)



Bild A.2-80.
Bruchbild der Scheibe F000VK (Ansicht West)
Fig. A.2-80.
Panel F000VK at failure (view west)



Bild A.2-81.
Bruchbild der Scheibe F000VK (Ansicht Süd)
Fig. A.2-81.
Panel F000VK at failure (view south)



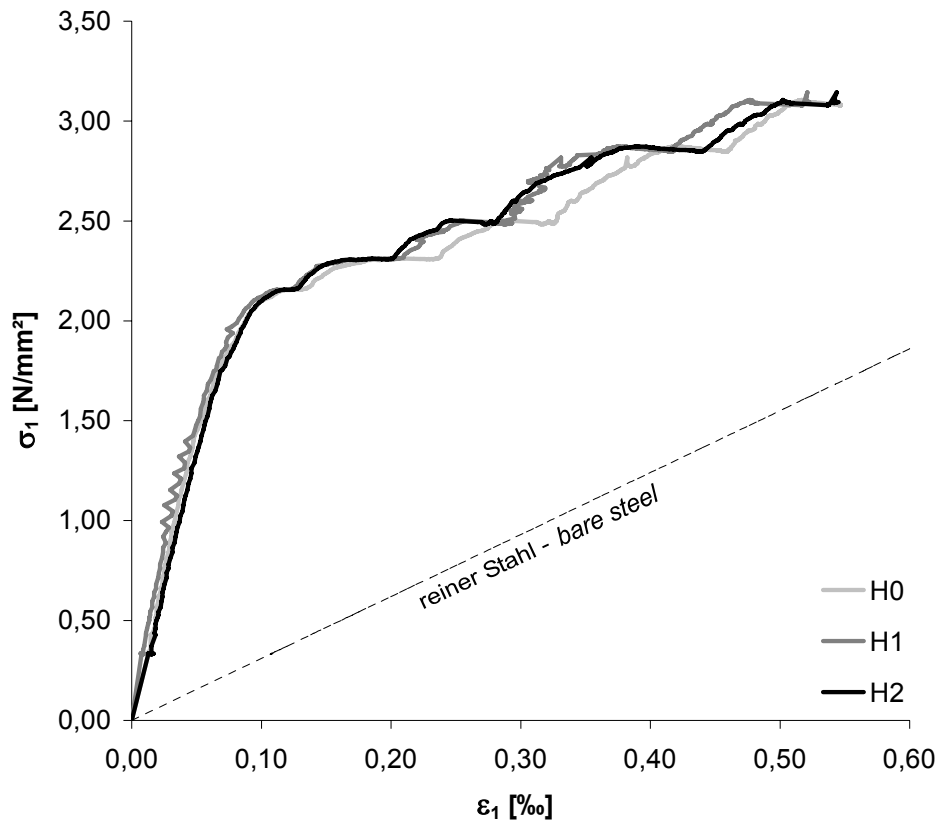
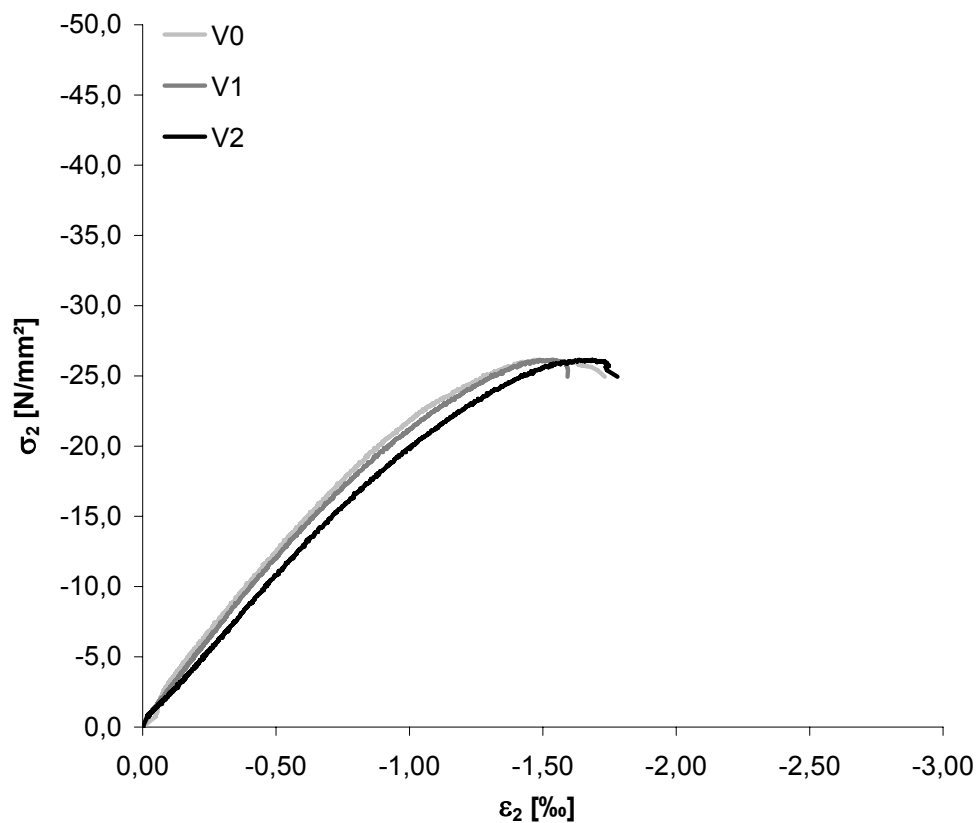
Bild A.2-82.
Bruchbild der Scheibe F000VK (Ansicht Ost)
Fig. A.2-82.
Panel F000VK at failure (view east)

Scheibe F005VK
Panel F005VK

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,176 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,15 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,79 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 3,14 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 0,53 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	4
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -26,1 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -23,7 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,59 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 0,62 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	30

Tabelle A.2-15. Ergebnisse der Zylinder F005VK
Table A.2-15. Results of cylinders F005VK

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,272	38,4	-	-
2	2,182	36,0	-	-
3	2,221	39,9	-	-
4	2,206	-	2,69	-
5	2,206	-	3,09	-
6	2,179	-	2,64	-
7	2,195	33,7	-	31209
8	2,210	37,2	-	31660
9	2,233	39,1	-	32739
Mittel <i>average</i>	2,212	37,4	2,81	31869

**Bild A.2-83.** Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F005VK*Fig. A.2-83.* Tensile stress-strain diagram of Panel F005VK**Bild A.2-84.** Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F005VK*Fig. A.2-84.* Compressive stress-strain diagram of Panel F005VK

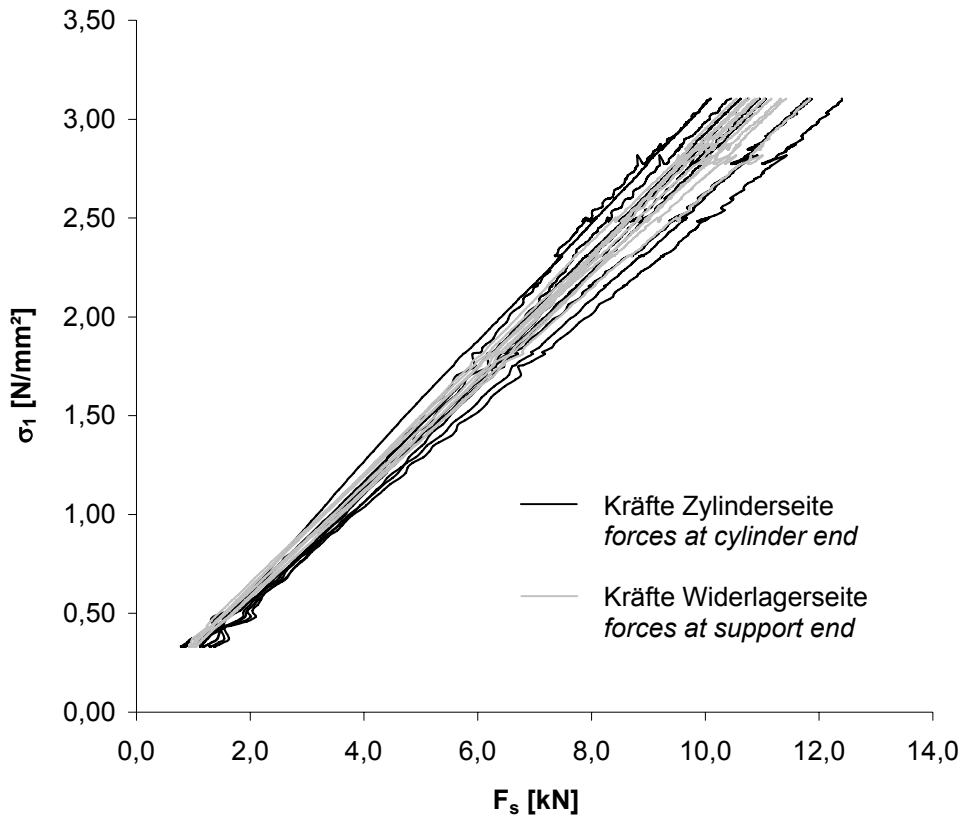


Bild A.2-85. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F005VK beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.2-85. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F005VK during tensile loading

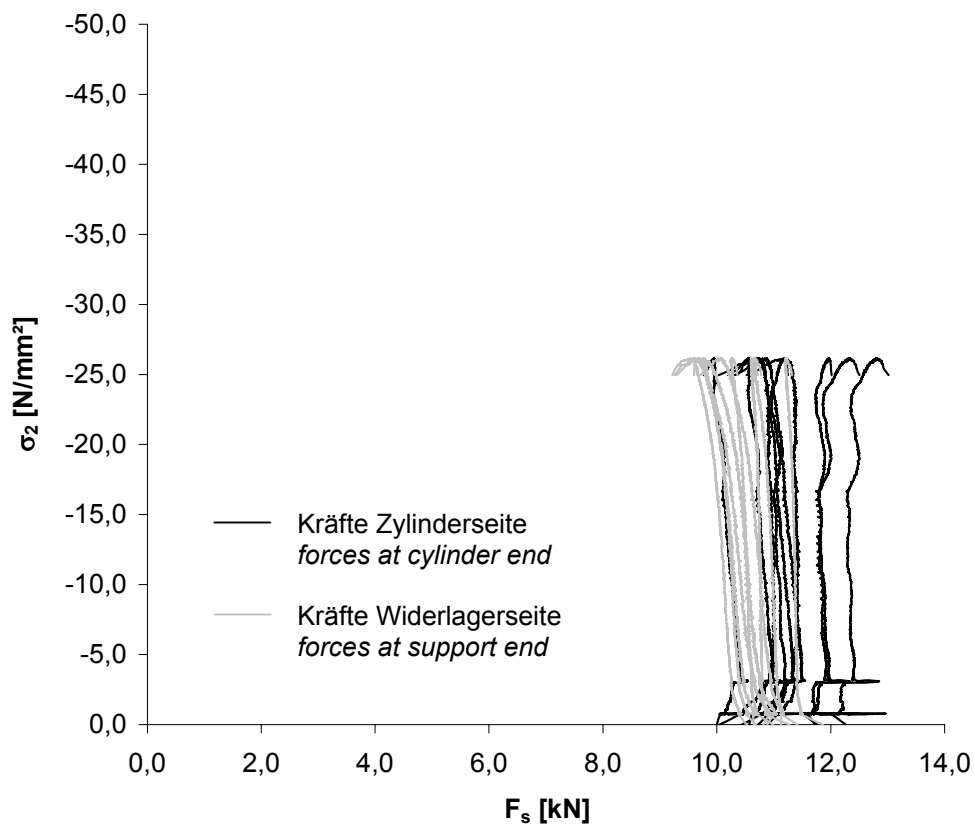


Bild A.2-86. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F005VK beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.2-86. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F005VK during compressive loading

**Bild A.2-87.**

Rissbild der Scheibe F005VK (Ansicht Nord)

Fig. A.2-87.*Crack pattern of Panel F005VK (view north)***Bild A.2-88.**

Rissbild der Scheibe F005VK (Ansicht Süd)

Fig. A.2-88.*Crack pattern of Panel F005VK (view south)***Bild A.2-89.**

Bruchbild der Scheibe F005VK (Ansicht Nord)

Fig. A.2-89.*Panel F005VK at failure (view north)***Bild A.2-90.**

Bruchbild der Scheibe F005VK (Ansicht West)

Fig. A.2-90.*Panel F005VK at failure (view west)*

Scheibe F020VK
Panel F020VK

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,176 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,32 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,97 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 7,42 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 2,07 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	9
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -23,4 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -20,7 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,74 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 2,10 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	31

Tabelle A.2-16. Ergebnisse der Zylinder F020VK
Table A.2-16. Results of cylinders F020VK

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,168	39,2	-	-
2	2,201	39,2	-	-
3	2,155	35,2	-	-
4	2,157	-	3,16	-
5	2,226	-	3,51	-
6	2,146	-	3,01	-
7	2,151	36,7	-	27596
8	2,171	37,9	-	29608
9	2,167	38,5	-	28226
Mittel <i>average</i>	2,171	37,8	3,23	28477

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]
10	-	35,8
11	-	29,1
12	-	30,9

Anmerkung:

Probe Nr. 4 - 9 geprüft nach 32 Tagen.

Probe Nr. 10 - 12 geprüft nach 33 Tagen.

Probe Nr. 11 geprüft mit PTFE-Folie, $t = 0,25$ mm, oben und unten sowie Silikonfett zwischen Lastplatte und PTFE-Folie.

Probe Nr. 12 geprüft mit PTFE-Folie, $t = 0,50$ mm, oben und unten sowie Silikonfett zwischen Lastplatte und PTFE-Folie.

remark:

Specimen No. 4 - 9 tested after 32 days.

Specimen No. 10 - 12 tested after 33 days.

Specimen No. 11 tested with PTFE-foil, $t = 0.25$ mm, on top and bottom as well as silicone grease between loading platen and PTFE-foil.

Specimen No. 12 tested with PTFE-foil, $t = 0.50$ mm, on top and bottom as well as silicone grease between loading platen and PTFE-foil.

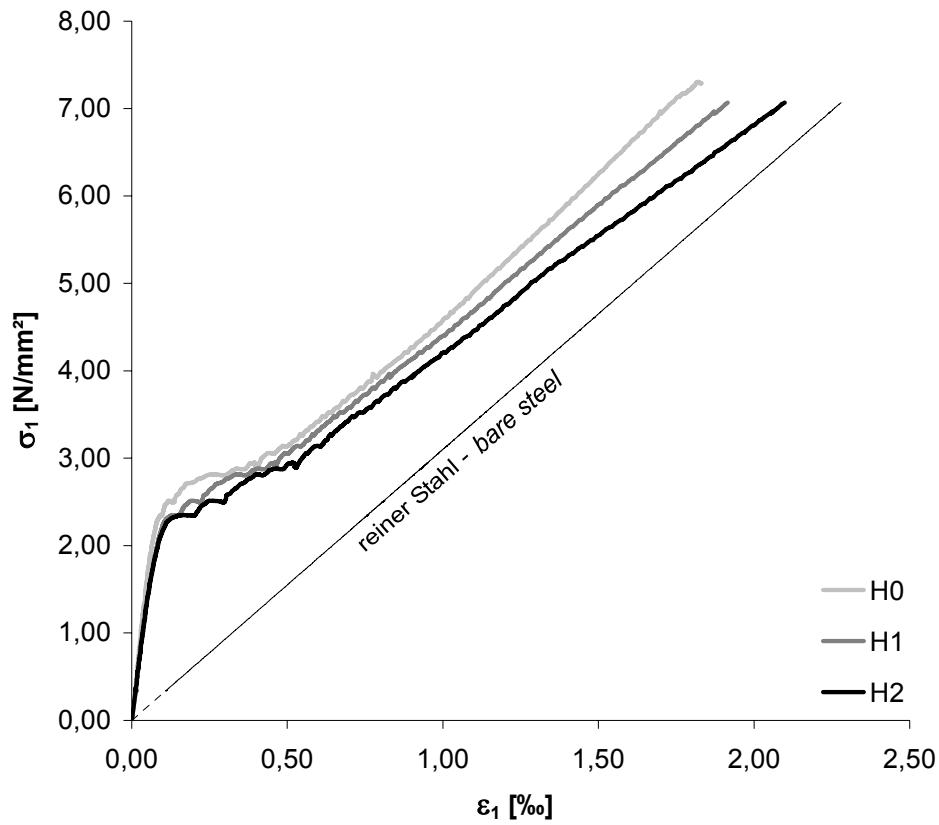


Bild A.2-91. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F020VK
Fig. A.2-91. Tensile stress-strain diagram of Panel F020VK

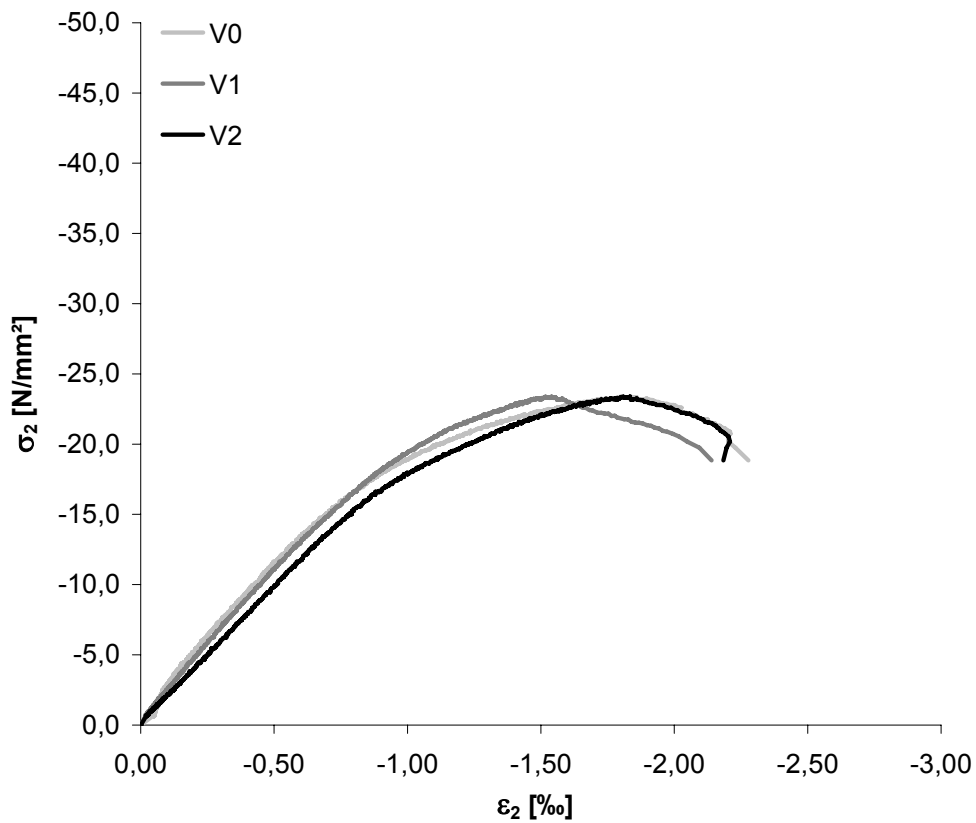


Bild A.2-92. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F020VK
Fig. A.2-92. Compressive stress-strain diagram of Panel F020VK

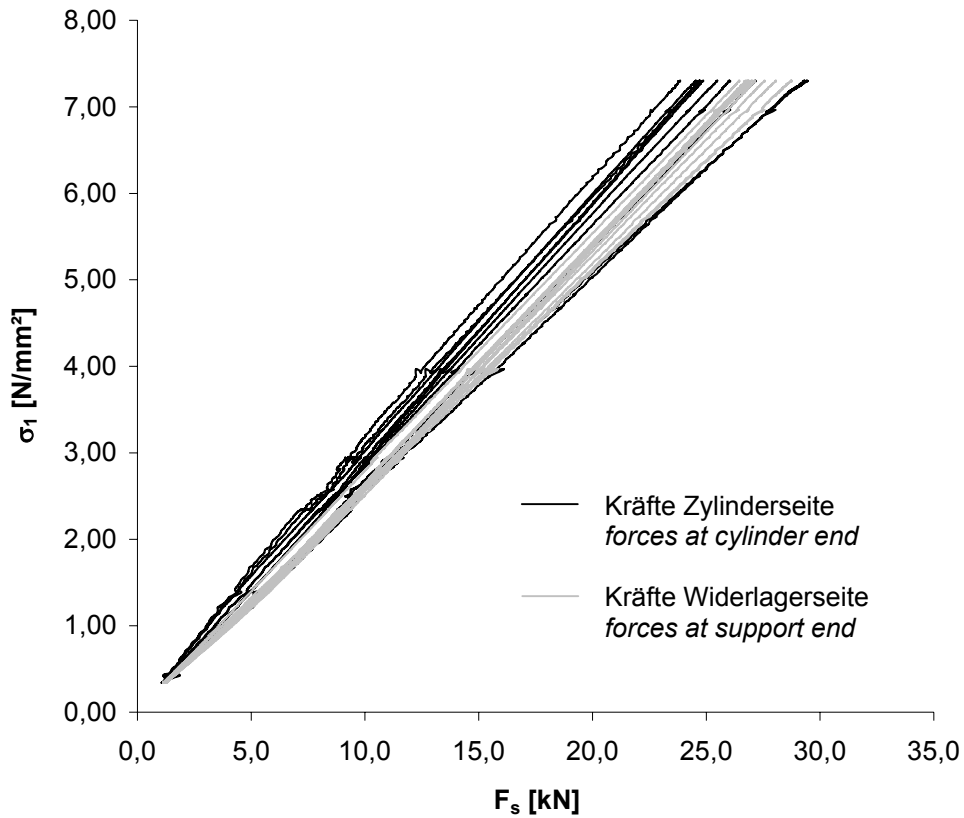


Bild A.2-93. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F020VK beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.2-93. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F020VK during tensile loading

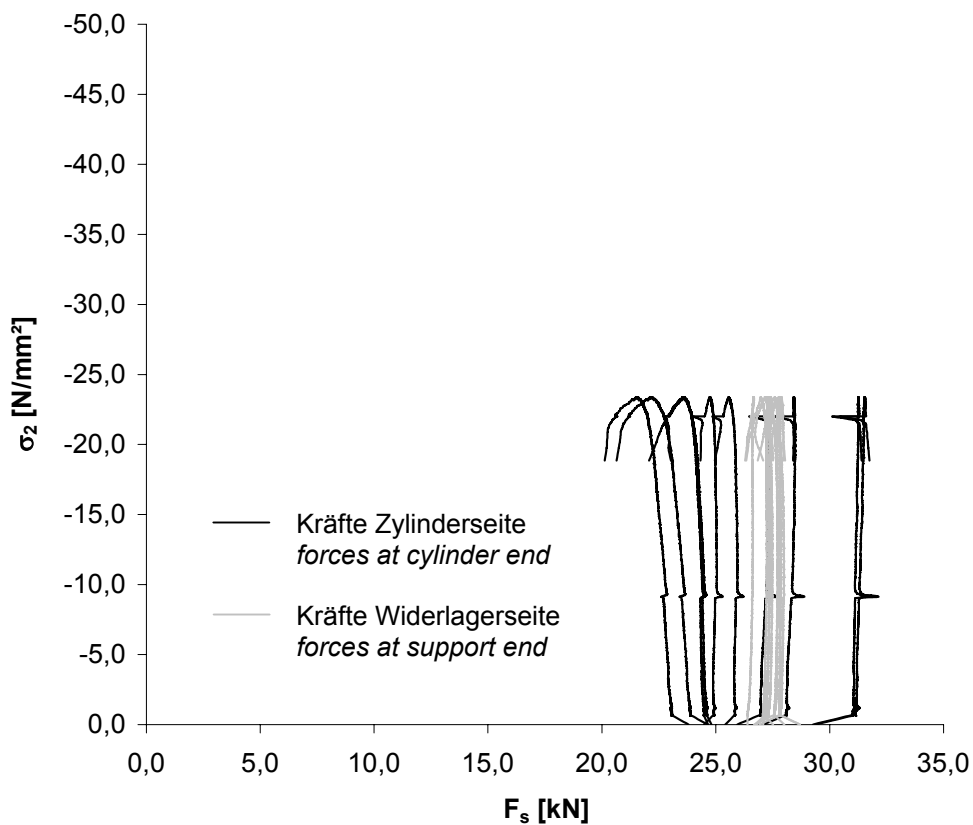


Bild A.2-94. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F020VK beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.2-94. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F020VK during compressive loading



Bild A.2-95.
Rissbild der Scheibe F020VK (Ansicht Nord)
Fig. A.2-95.
Crack pattern of Panel F020VK (view north)



Bild A.2-96.
Rissbild der Scheibe F020VK (Ansicht Süd)
Fig. A.2-96.
Crack pattern of Panel F020VK (view south)



Bild A.2-97.
Bruchbild der Scheibe F020VK (Ansicht Nord)
Fig. A.2-97.
Panel F020VK at failure (view north)



Bild A.2-98.
Bruchbild der Scheibe F020VK (Ansicht Ost)
Fig. A.2-98.
Panel F020VK at failure (view east)

Scheibe F050VK
Panel F050VK

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,159 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,56 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,24 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,75 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 5,23 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	11
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -34,3 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -31,3 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,88 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 5,31 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	31

Tabelle A.2-17. Ergebnisse der Zylinder F050VK
Table A.2-17. Results of cylinders F050VK

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,233	50,4	-	-
2	2,248	46,6	-	-
3	2,271	50,4	-	-
4	2,217	-	3,58	-
5	2,202	-	3,39	-
6	2,225	-	3,96	-
7	2,272	48,1	-	32790
8	2,281	48,6	-	32776
9	2,222	47,7	-	31548
Mittel <i>average</i>	2,241	48,6	3,64	32371

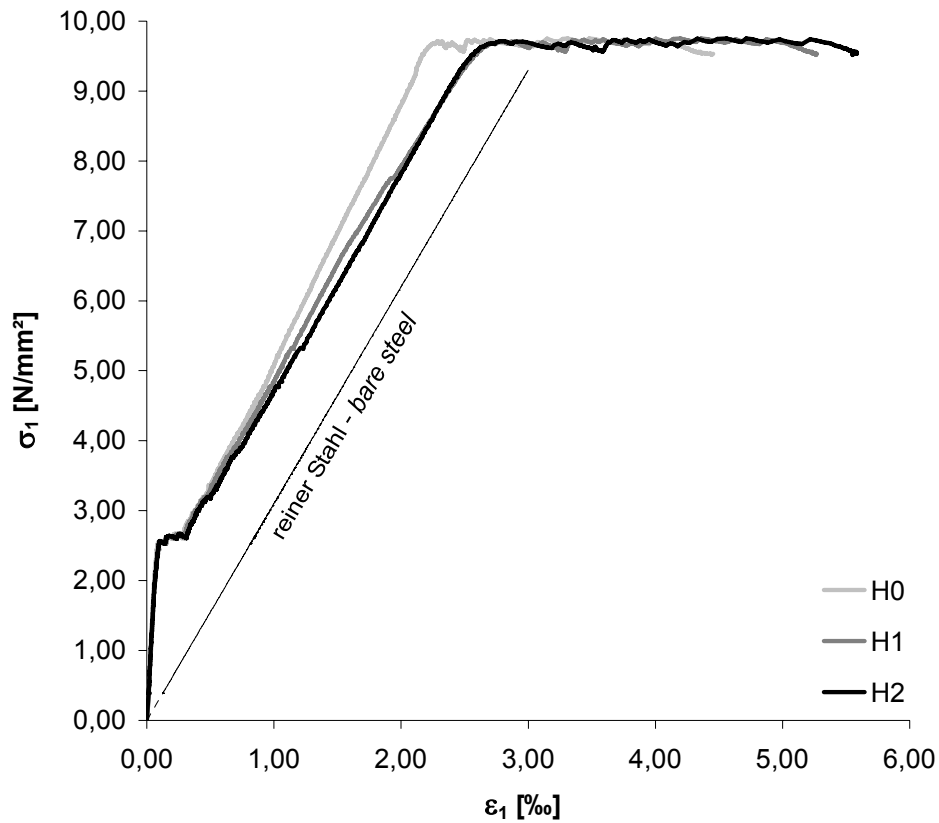


Bild A.2-99. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F050VK
Fig. A.2-99. Tensile stress-strain diagram of Panel F050VK

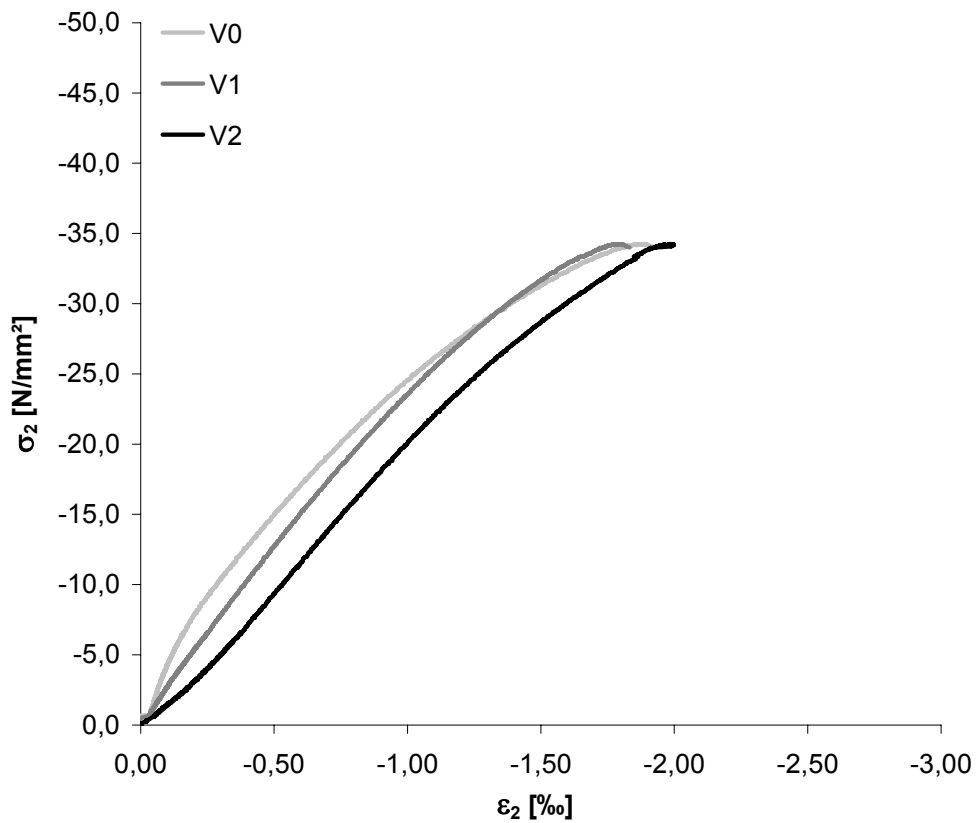


Bild A.2-100. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F050VK
Fig. A.2-100. Compressive stress-strain diagram of Panel F050VK

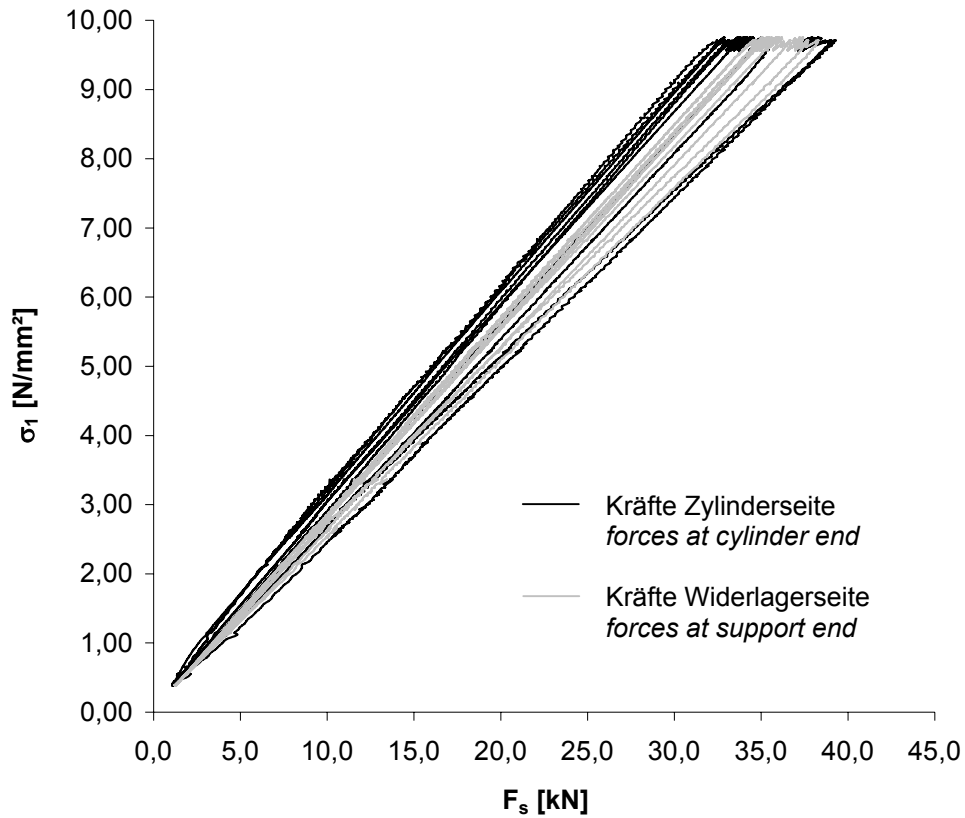


Bild A.2-101. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F050VK beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.2-101. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F050VK during tensile loading

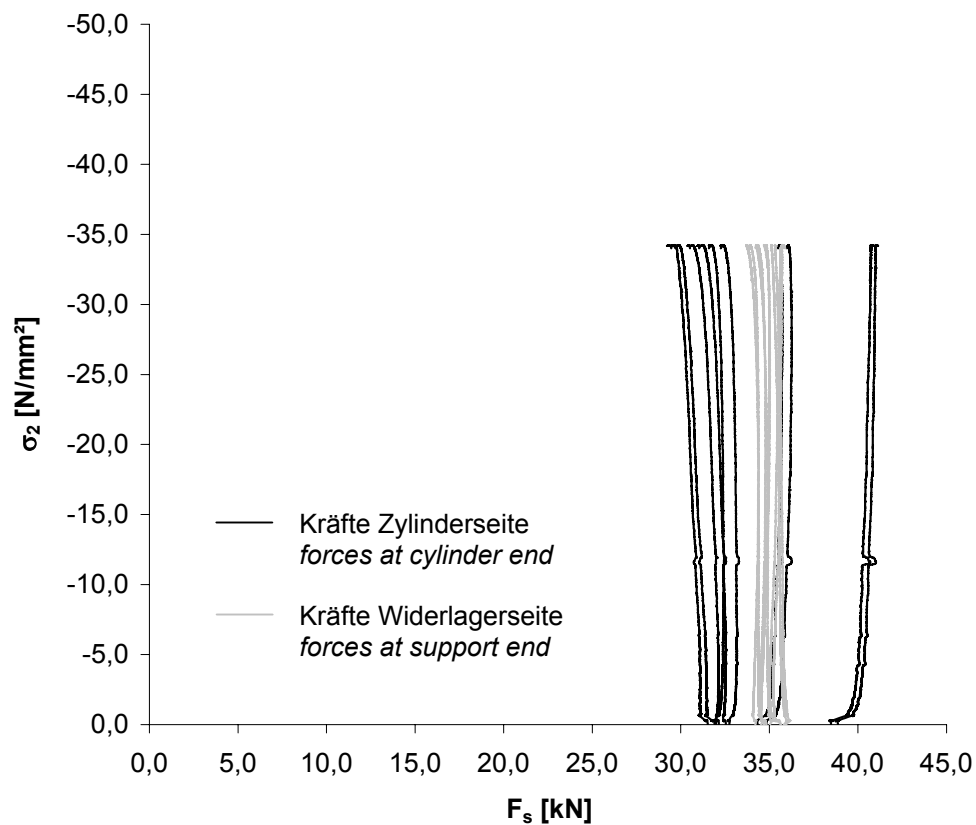


Bild A.2-102. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F050VK beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.2-102. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F050VK during compressive loading

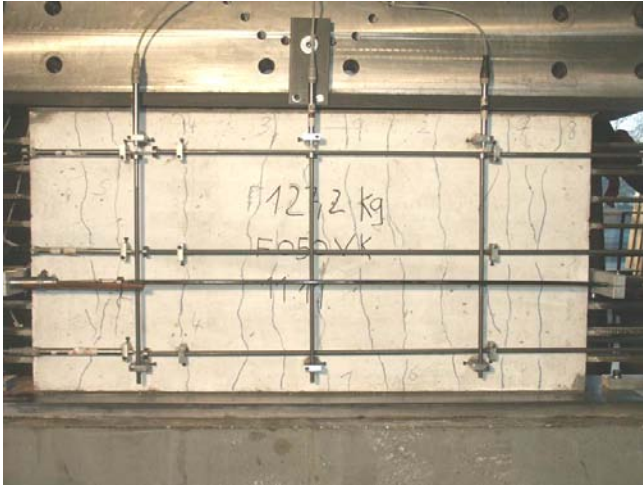


Bild A.2-103.
Rissbild der Scheibe F050VK (Ansicht Nord)
Fig. A.2-103.
Crack pattern of Panel F050VK (view north)



Bild A.2-104.
Rissbild der Scheibe F050VK (Ansicht Süd)
Fig. A.2-104.
Crack pattern of Panel F050VK (view south)



Bild A.2-105.
Bruchbild der Scheibe F050VK (Ansicht Nord)
Fig. A.2-105.
Panel F050VK at failure (view north)



Bild A.2-106.
Bruchbild der Scheibe F050VK (Ansicht West)
Fig. A.2-106.
Panel F050VK at failure (view west)

Scheibe F250VK
Panel F250VK

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix [®] -Fasern 80/40
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,122 kg/dm ³
Erststissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,33 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,03 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,69 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 29,29 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	11
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -20,1 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -17,2 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,85 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 29,52 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	31

Tabelle A.2-18. Ergebnisse der Zylinder F250VK
Table A.2-18. Results of cylinders F250VK

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,176	36,6	-	-
2	2,198	37,2	-	-
3	2,155	36,7	-	-
4	2,177	-	3,42	-
5	2,199	-	3,03	-
6	2,172	-	3,59	-
7	2,186	34,4	-	29996
8	2,173	33,9	-	29437
9	2,158	35,8	-	29069
Mittel <i>average</i>	2,177	35,8	3,35	29501

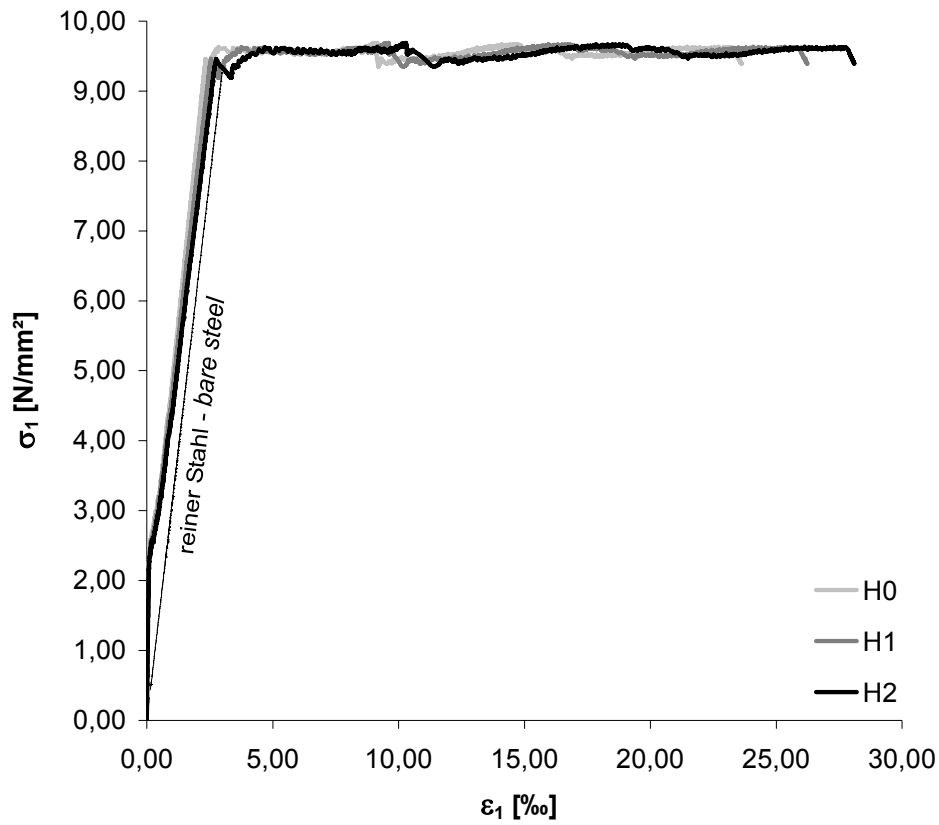


Bild A.2-107. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F250VK
Fig. A.2-107. Tensile stress-strain diagram of Panel F250VK

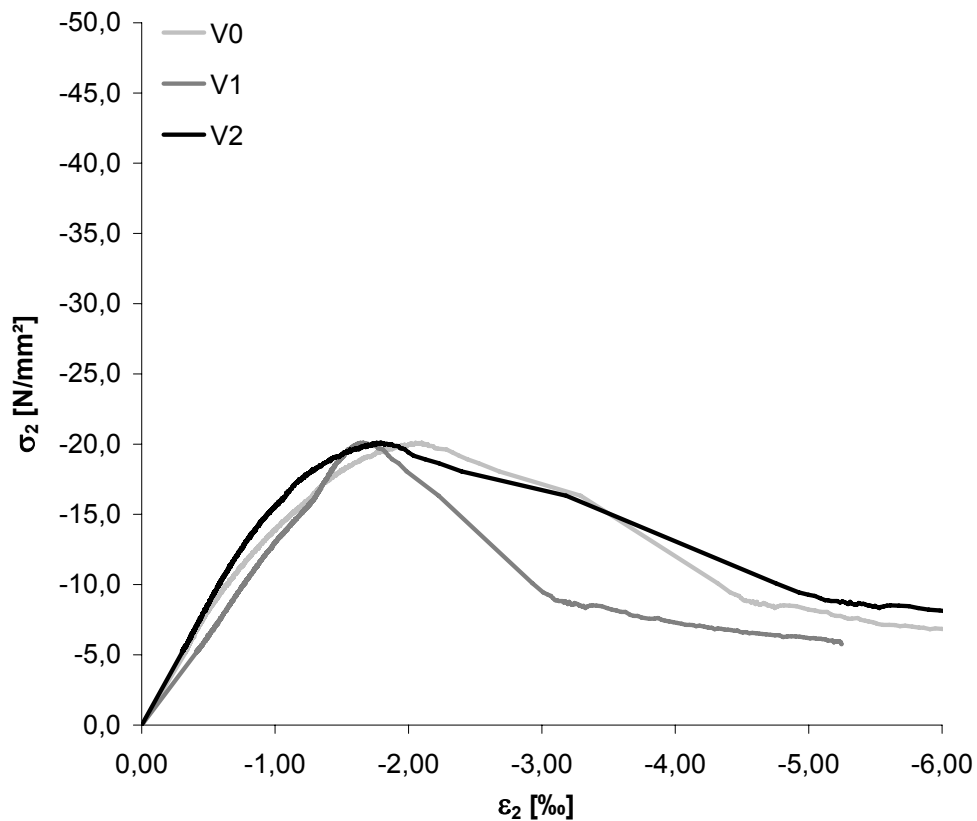


Bild A.2-108. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F250VK
Fig. A.2-108. Compressive stress-strain diagram of Panel F250VK

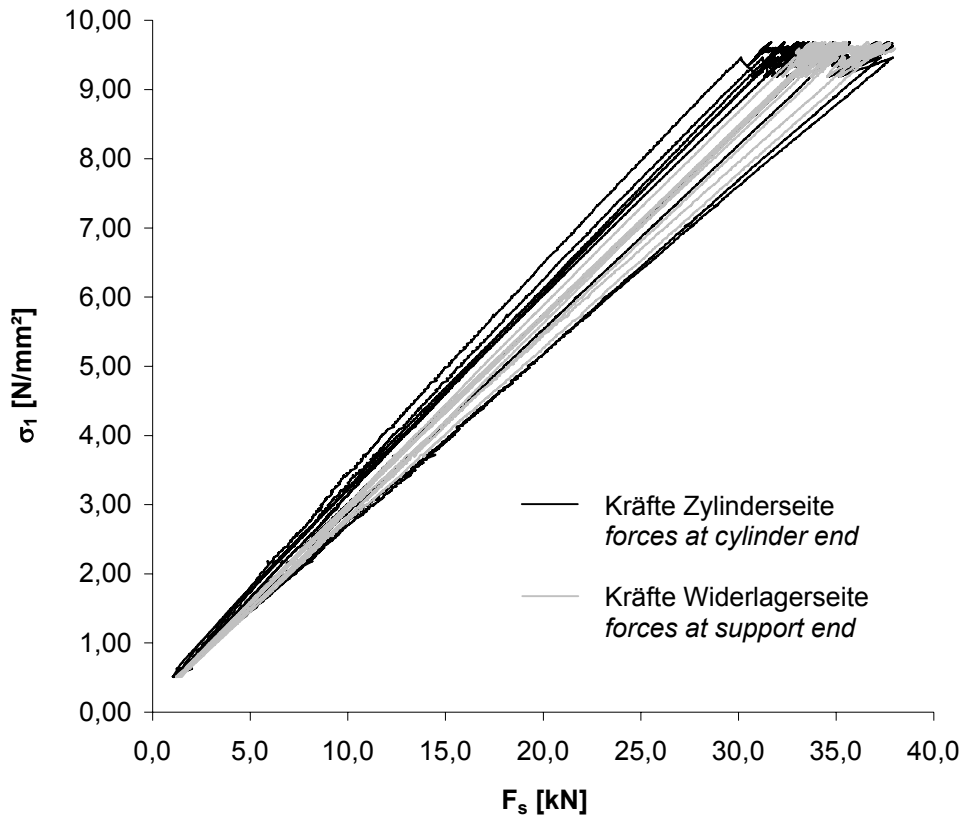


Bild A.2-109. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F250VK beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.2-109. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F250VK during tensile loading

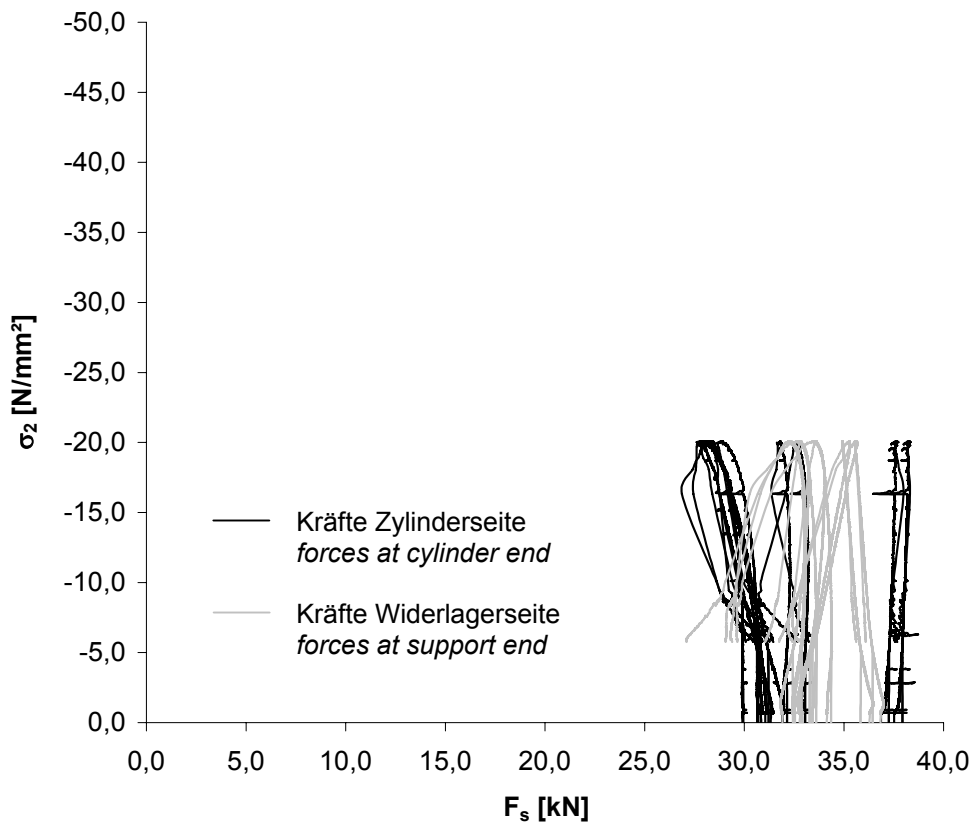


Bild A.2-110. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F250VK beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.2-110. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F250VK during compressive loading

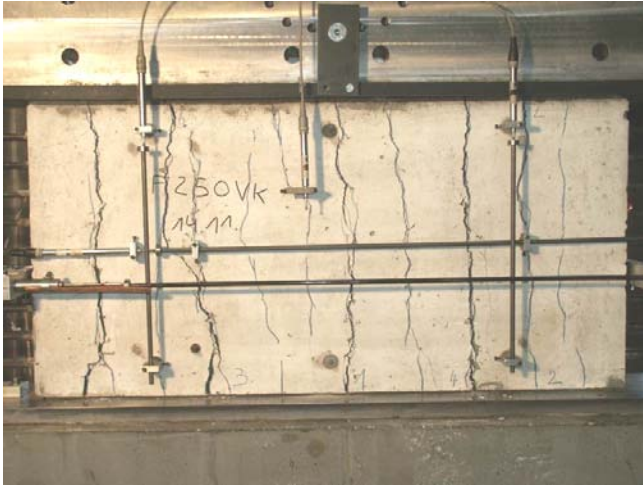


Bild A.2-111.
Rissbild der Scheibe F250VK (Ansicht Nord)
Fig. A.2-111.
Crack pattern of Panel F250VK (view north)



Bild A.2-112.
Rissbild der Scheibe F250VK (Ansicht Süd)
Fig. A.2-112.
Crack pattern of Panel F250VK (view south)



Bild A.2-113.
Bruchbild der Scheibe F250VK (Ansicht Nord)
Fig. A.2-113.
Panel F250VK at failure (view north)



Bild A.2-114.
Bruchbild der Scheibe F250VK (Ansicht West)
Fig. A.2-114.
Panel F250VK at failure (view west)

Scheibe 000**Panel 000**

Fasern: -
fibres

Maximale Druckspannung: $\sigma_2 = -36,0 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -33,5 \text{ N/mm}^2$
maximum compressive stress

Betonstauchung unter Höchstlast: $\varepsilon_{c2} = -1,60 \text{ ‰}$
compressive strain under maximum loading

Prüfalter der Scheibe (Tage): 35
age of panel at testing (days)

Tabelle A.2-19. Ergebnisse der Zylinder 000**Table A.2-19.** Results of cylinders 000

Probe Nr. specimen no.	Rohdichte specific density [kg/dm ³]	Druckfestigkeit compressive strength [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit splitting tensile strength [N/mm ²]	Elastizitätsmodul modulus of elasticity [N/mm ²]
1	2,275	45,0	-	-
2	2,316	46,6	-	-
3	2,309	46,8	-	-
4	2,320	-	2,96	-
5	2,311	-	3,13	-
6	2,310	-	2,55	-
7	2,310	49,6	-	32952
8	2,315	49,3	-	34847
9	2,319	51,5	-	35485
Mittel average	2,309	48,1	2,88	34428

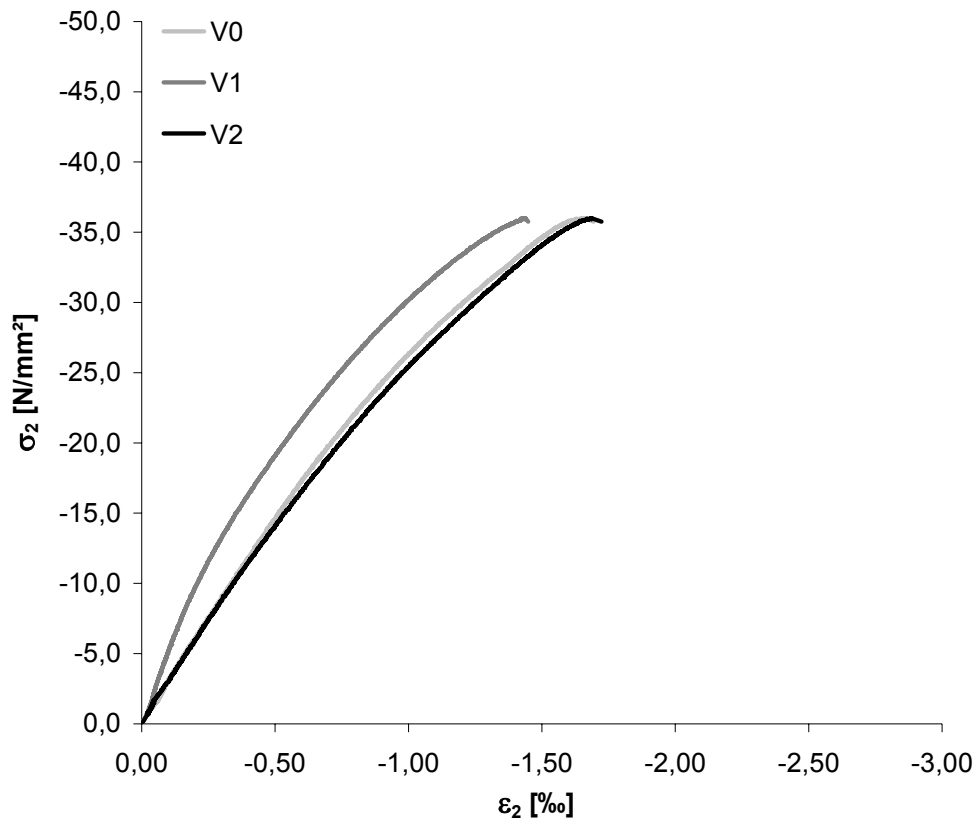


Bild A.2-115. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 000
Fig. A.2-115. Compressive stress-strain diagram of Panel 000

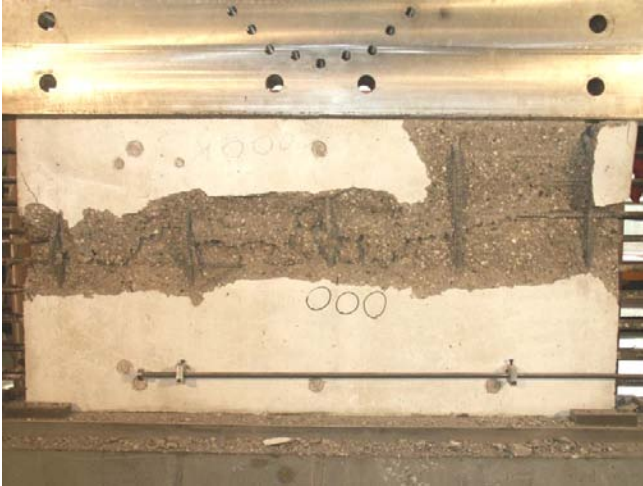


Bild A.2-116.
Bruchbild der Scheibe 000 (Ansicht Nord)
Fig. A.2-116.
Panel 000 at failure (view north)



Bild A.2-117.
Bruchbild der Scheibe 000 (Ansicht West)
Fig. A.2-117.
Panel 000 at failure (view west)



Bild A.2-118.
Bruchbild der Scheibe 000 (Ansicht Nord)
Fig. A.2-118.
Panel 000 at failure (view north)



Bild A.2-119.
Bruchbild der Scheibe 000 (Ansicht Ost)
Fig. A.2-119.
Panel 000 at failure (view east)

Scheibe Q000VK
Panel Q000VK

Fasern: <i>fibres</i>	-
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,131 kg/dm ³
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = \sigma_{c2} = -30,4 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,51 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	31

Tabelle A.2-20. Ergebnisse der Zylinder Q000VK
Table A.2-20. Results of cylinders Q000VK

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,282	46,3	-	-
2	2,260	45,9	-	-
3	2,253	44,6	-	-
4	2,285	-	4,28	-
5	2,279	-	4,41	-
6	2,276	-	3,53	-
7	2,277	44,8	-	32881
8	2,297	45,4	-	33464
9	2,285	48,0	-	31874
Mittel <i>average</i>	2,277	45,8	4,07	32740

Anmerkung:
Zylinder geprüft nach 32 Tagen.
remark:
Cylinders tested after 32 days.

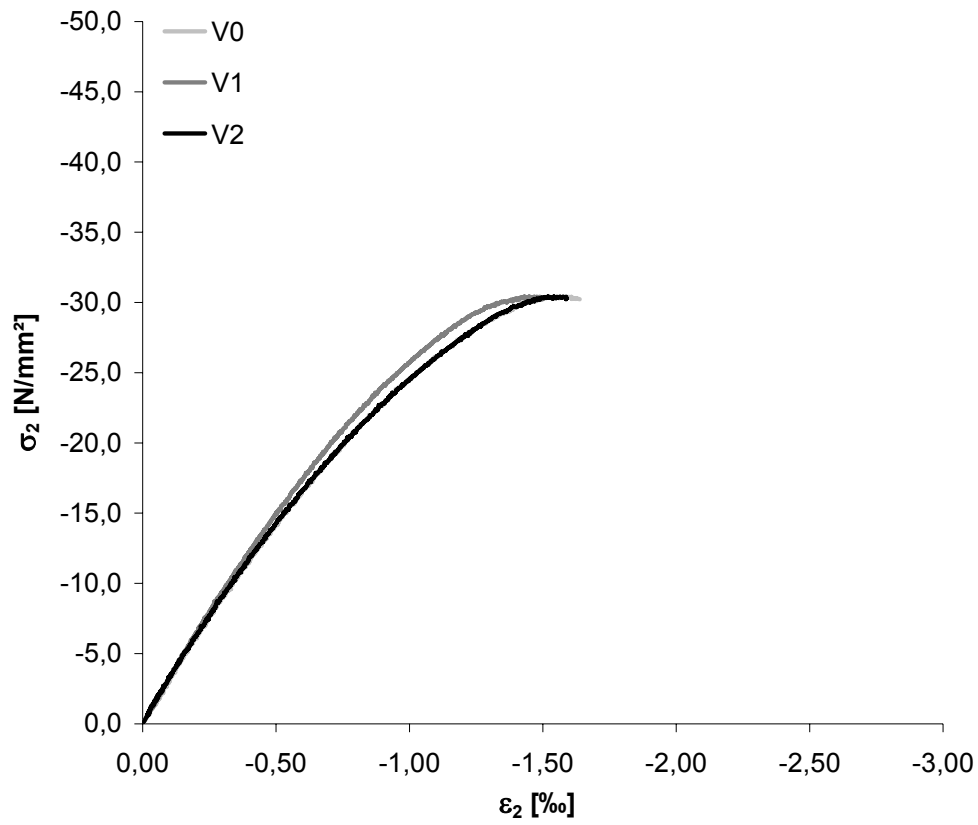


Bild A.2-120. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe Q00VK

Fig. A.2-120. Compressive stress-strain diagram of Panel Q00VK



Bild A.2-121.
Bruchbild der Scheibe Q000VK (Ansicht Nord)
Fig. A.2-121.
Panel Q000VK at failure (view north)



Bild A.2-122.
Bruchbild der Scheibe Q000VK (Ansicht West)
Fig. A.2-122.
Panel Q000VK at failure (view west)



Bild A.2-123.
Bruchbild der Scheibe Q000VK (Ansicht Süd)
Fig. A.2-123.
Panel Q000VK at failure (view south)



Bild A.2-124.
Bruchbild der Scheibe Q000VK (Ansicht Ost)
Fig. A.2-124.
Panel Q000VK at failure (view east)

Anhang A.3

Experimentelle Ergebnisse der 6 Scheibenversuche und der begleitend hergestellten Zylinder der Serie 3

Appendix A.3

Experimental Results of the 6 Panel Tests and of the Corresponding Cylinders of Series 3

Scheibe F000VK2**Panel F000VK2**

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,268 kg/dm ³
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -43,3 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -39,7 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\epsilon_{c2} = -2,30 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	7

Tabelle A.3-1. Ergebnisse der Zylinder F000VK2**Table A.3-1.** Results of cylinders F000VK2

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,226	40,9	-	-
2	2,176	37,8	-	-
3	2,165	37,9	-	-
4	2,203	-	3,27	-
5	2,196	-	3,41	-
6	2,209	-	3,08	-
7	2,219	40,4	-	29999
8	2,195	40,1	-	28882
9	2,205	41,0	-	29415
Mittel <i>average</i>	2,199	39,7	3,25	29432

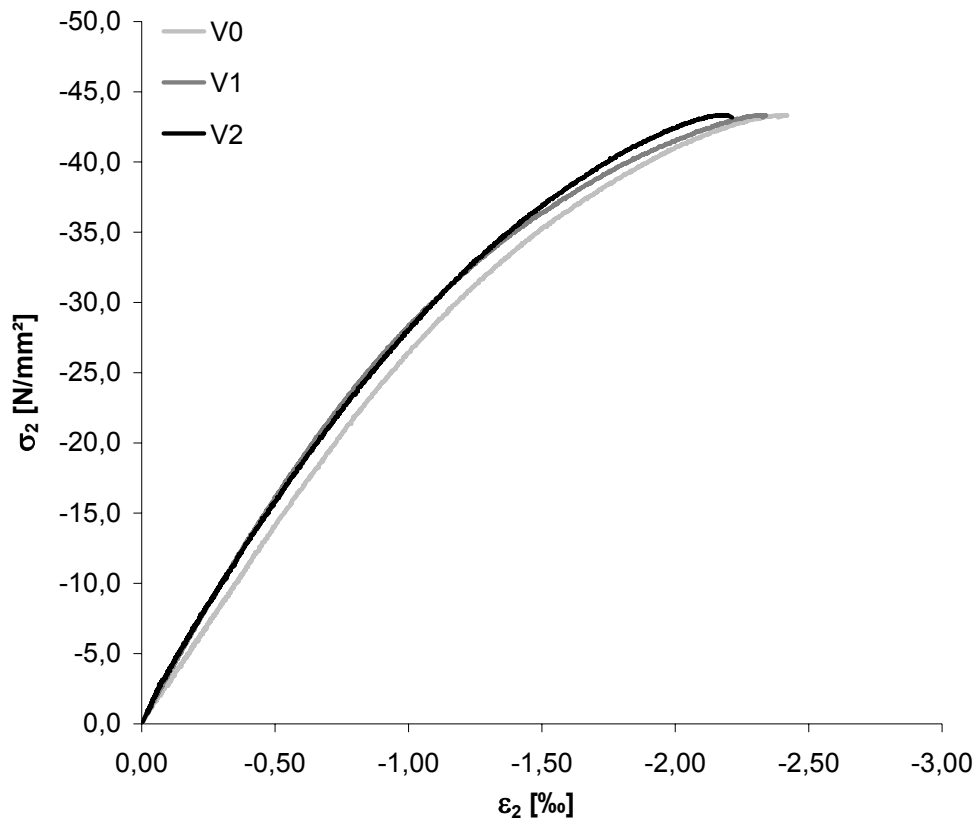


Bild A.3-1. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F000VK2
Fig. A.3-1. Compressive stress-strain diagram of Panel F000VK2



Bild A.3-2.
Bruchbild der Scheibe F000VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.3-2.
Panel F000VK2 at failure (view north)



Bild A.3-3.
Bruchbild der Scheibe F000VK2 (Ansicht West)
Fig. A.3-3.
Panel F000VK2 at failure (view west)



Bild A.3-4.
Bruchbild der Scheibe F000VK2 (Ansicht Süd)
Fig. A.3-4.
Panel F000VK2 at failure (view south)



Bild A.3-5.
Bruchbild der Scheibe F000VK2 (Ansicht Ost)
Fig. A.3-5.
Panel F000VK2 at failure (view east)

Scheibe F000VK3
Panel F000VK3

Fasern:
fibres 0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40

Rohdichte:
specific density 2,305 kg/dm³

Maximale Druckspannung:
maximum compressive stress $\sigma_2 = -51,5 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -48,1 \text{ N/mm}^2$

Anmerkung:

Aufgrund des Erreichens der Höchstlast der Belastungsvorrichtung wurde der Versuch vor dem Eintritt des Versagens der Scheibe abgebrochen. Nach Einbau einer Zwischenlage PTFE-Folie oben und unten erfolgte eine erneute Belastung der Scheibe (Ergebnisse siehe Scheibe F000VKT).

remark:

The test had to be aborted due to reaching the ultimate load capacity of the testing apparatus before causing failure of the panel. The panel was reloaded after installing a PTFE-foil on top and bottom (results see Panel F000VKT).

Prüfalter der Scheibe (Tage): 12
age of panel at testing (days)

Tabelle A.3-2. Ergebnisse der Zylinder F000VK3

Table A.3-2. Results of cylinders F000VK3

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,341	57,4	-	-
2	2,378	59,7	-	-
3	2,339	57,0	-	-
4	2,313	-	4,23	-
5	2,339	-	4,49	-
6	2,348	-	4,59	-
7	2,343	57,4	-	37079
8	2,360	57,6	-	33393
9	2,357	59,2	-	34759
Mittel <i>average</i>	2,346	58,1	4,44	35077

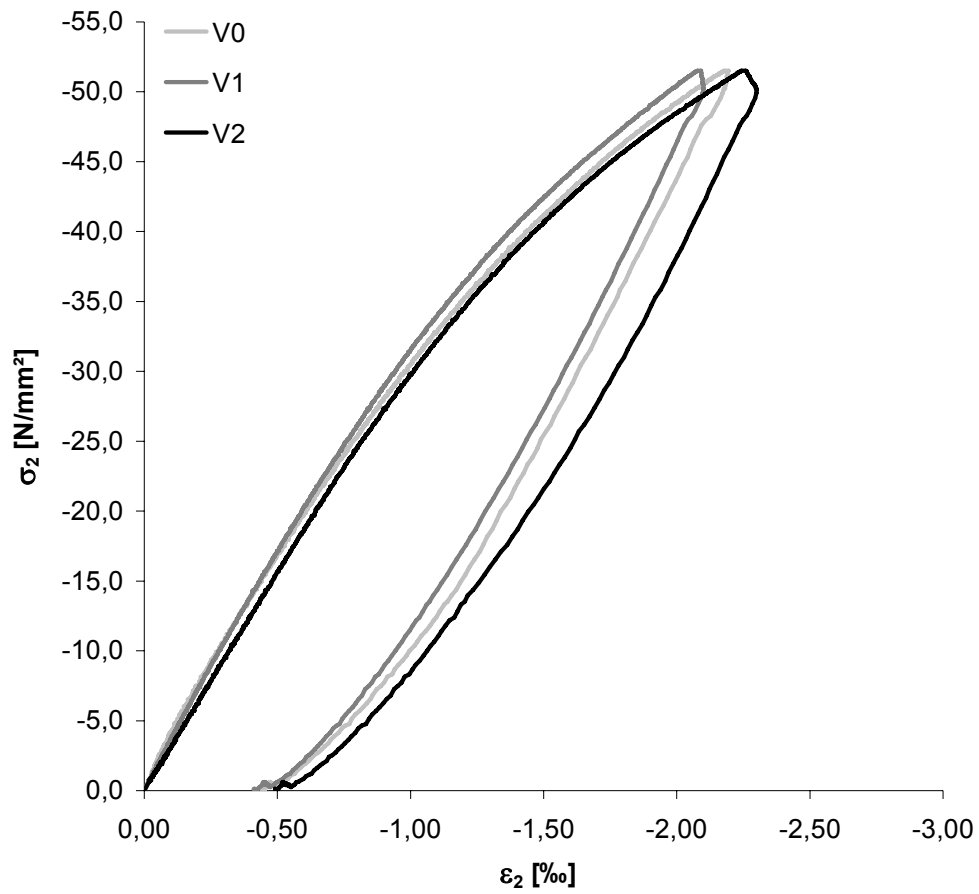


Bild A.3-6. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F000VK3
Fig. A.3-6. Compressive stress-strain diagram of Panel F000VK3

Scheibe F000VKT
Panel F000VKT

Anmerkung:

Der Versuch wurde an Scheibe F000VK3 mit einer Zwischenlage PTFE-Folie, $t = 2$ mm, oben und unten sowie Silikonfett zwischen Lastplatte und PTFE-Folie durchgeführt.

remark:

The test was conducted on Panel F000VK3 with a PTFE-foil, $t = 2$ mm, on top and bottom as well as silicone grease between loading platen and PTFE-foil.

Fasern: fibres	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40
Rohdichte: specific density	2,305 kg/dm ³
Maximale Druckspannung: maximum compressive stress	$\sigma_2 = -45,3$ N/mm ² ; $\sigma_{c2} = -41,8$ N/mm ²
Betonstauchung unter Höchstlast: compressive strain under maximum loading	$\varepsilon_{c2} = -2,21$ ‰
Prüfalter der Scheibe (Tage): age of panel at testing (days)	12

Tabelle A.3-3. Ergebnisse der Zylinder F000VKT
Table A.3-3. Results of cylinders F000VKT

Probe Nr. specimen no.	Rohdichte specific density [kg/dm ³]	Druckfestigkeit compressive strength [N/mm ²]
1	2,338	43,8
2	2,347	43,5
3	2,345	42,4
Mittel average	2,343	43,2

Anmerkung:

Zylinder geprüft nach 13 Tagen mit einer Zwischenlage PTFE-Folie, $t = 2$ mm, oben und unten sowie Silikonfett zwischen Lastplatte und PTFE-Folie.

remark:

Cylinders tested after 13 days with a PTFE-foil, $t = 2$ mm, on top and bottom as well as silicone grease between loading platen and PTFE-foil.

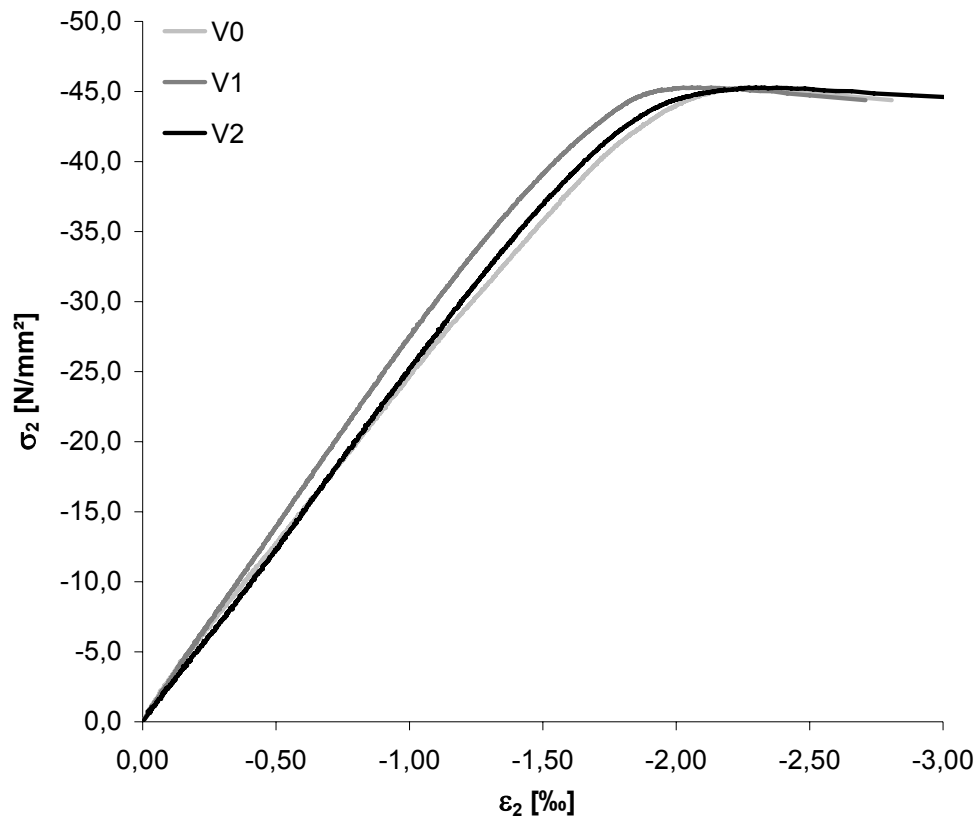


Bild A.3-7. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F000VKT

Fig. A.3-7. Compressive stress-strain diagram of Panel F000VKT



Bild A.3-8.
Bruchbild der Scheibe F000VKT (Ansicht Nord)
Fig. A.3-8.
Panel F000VKT at failure (view north)



Bild A.3-9.
Bruchbild der Scheibe F000VKT (Ansicht West)
Fig. A.3-9.
Panel F000VKT at failure (view west)



Bild A.3-10.
Bruchbild der Scheibe F000VKT (Ansicht Süd)
Fig. A.3-10.
Panel F000VKT at failure (view south)



Bild A.3-11.
Bruchbild der Scheibe F000VKT (Ansicht Ost)
Fig. A.3-11.
Panel F000VKT at failure (view east)

Scheibe F005VK2**Panel F005VK2**

Anmerkung:

Nach dem Aufbringen der Zugspannung wurde die Scheibe durch einen Bedienungsfehler beim Einrichten zu Bruch gefahren. Es liegen daher keine Daten zum Verhalten unter Druckbeanspruchung vor.

remark:

After the application of the tensile stress the panel failed abruptly due to operator error. There is no measuring data for behaviour under compressive stress.

Fasern:
fibres 0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40

Rohdichte:
specific density 2,204 kg/dm³

Erstrissspannung:
stress at first crack $\sigma_{cr}^b = 2,45 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,15 \text{ N/mm}^2$

Maximale Zugspannung (nominal):
nominal maximum tensile stress $\sigma_1 = 3,48 \text{ N/mm}^2$

Aufgebrachte Zugdehnung:
applied tensile strain $\varepsilon_1 = 0,61 \text{ ‰}$

Prüfalter der Scheibe (Tage):
age of panel at testing (days) 8

Tabelle A.3-4. Ergebnisse der Zylinder F005VK2**Table A.3-4.** Results of cylinders F005VK2

Probe Nr. specimen no.	Rohdichte specific density [kg/dm ³]	Druckfestigkeit compressive strength [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit splitting tensile strength [N/mm ²]	Elastizitätsmodul modulus of elasticity [N/mm ²]
1	2,352	56,0	-	-
2	2,375	55,8	-	-
3	2,356	55,6	-	-
4	2,328	-	3,73	-
5	2,322	-	3,89	-
6	2,345	-	3,78	-
7	2,348	55,1	-	33719
8	2,362	55,7	-	33177
9	2,347	55,2	-	33130
Mittel average	2,348	55,6	3,80	33342

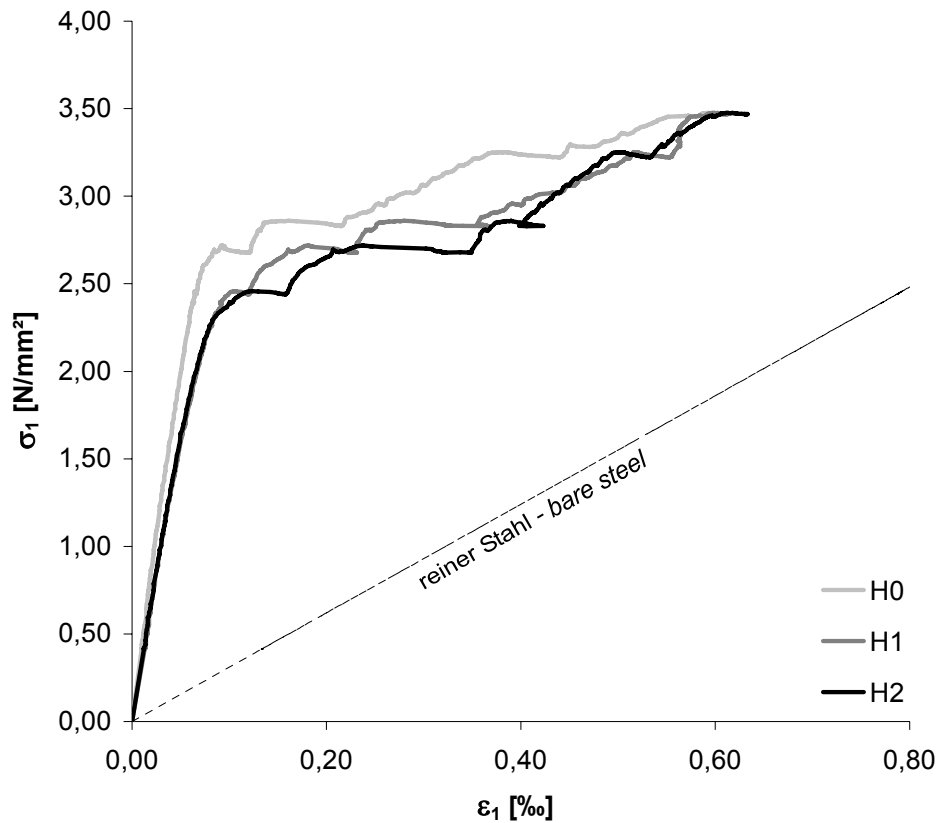


Bild A.3-12. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F005VK2
Fig. A.3-12. Tensile stress-strain diagram of Panel F005VK2

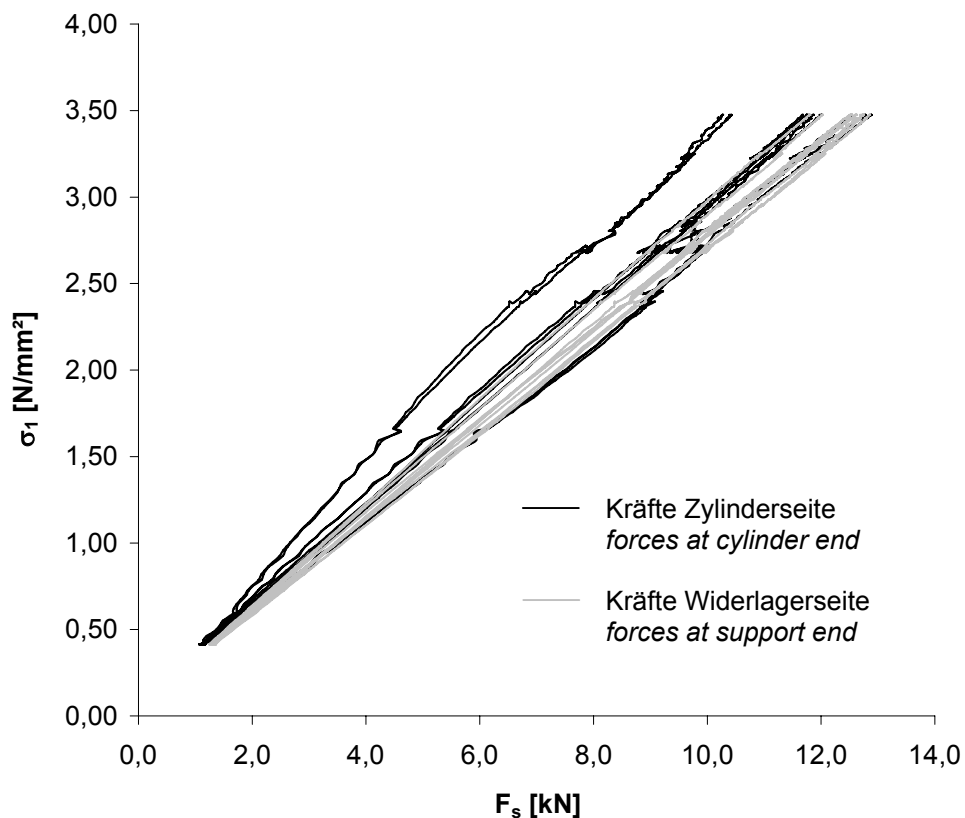


Bild A.3-13. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F005VK2 beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.3-13. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F005VK2 during tensile loading

Scheibe F020VK2**Panel F020VK2**

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,299 kg/dm ³
Erststissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,50 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,22 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 7,93 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 2,11 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	13
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -48,1 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -43,4 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -3,03 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 2,26 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	7

Tabelle A.3-5. Ergebnisse der Zylinder F020VK2**Table A.3-5.** Results of cylinders F020VK2

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,340	52,8	-	-
2	2,337	51,3	-	-
3	2,322	50,6	-	-
4	2,336	-	4,48	-
5	2,321	-	4,15	-
6	2,339	-	3,98	-
7	2,356	51,5	-	32920
8	2,344	49,9	-	34822
9	2,339	52,2	-	33312
Mittel <i>average</i>	2,337	51,4	4,20	33685

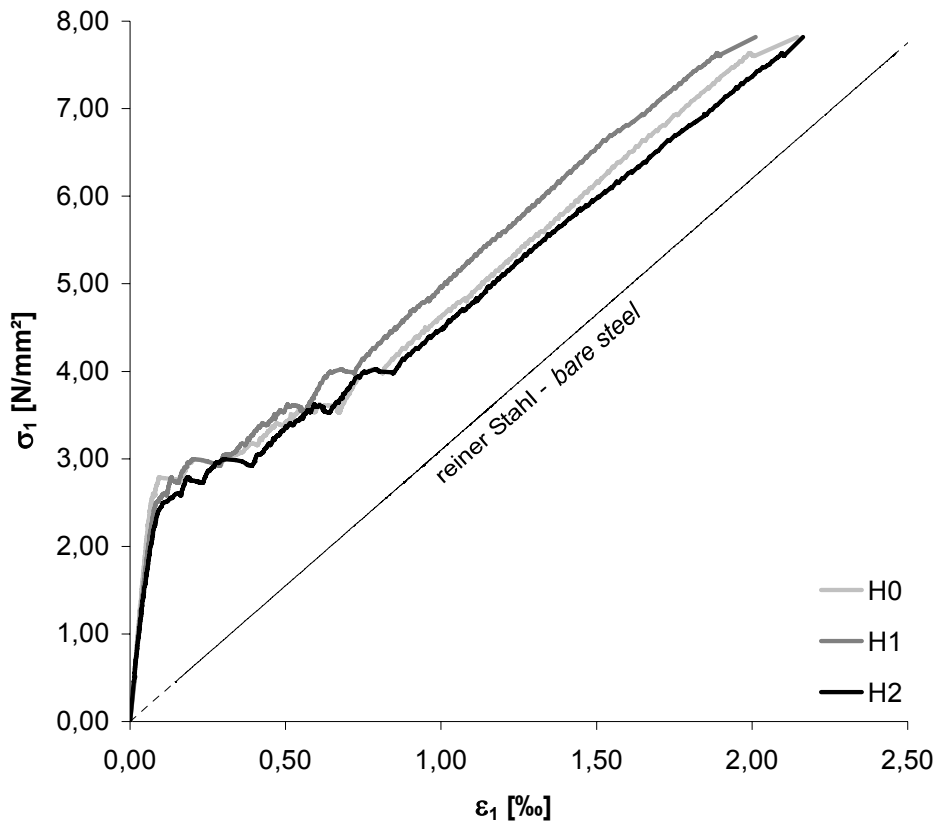


Bild A.3-14. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F020VK2
Fig. A.3-14. Tensile stress-strain diagram of Panel F020VK2

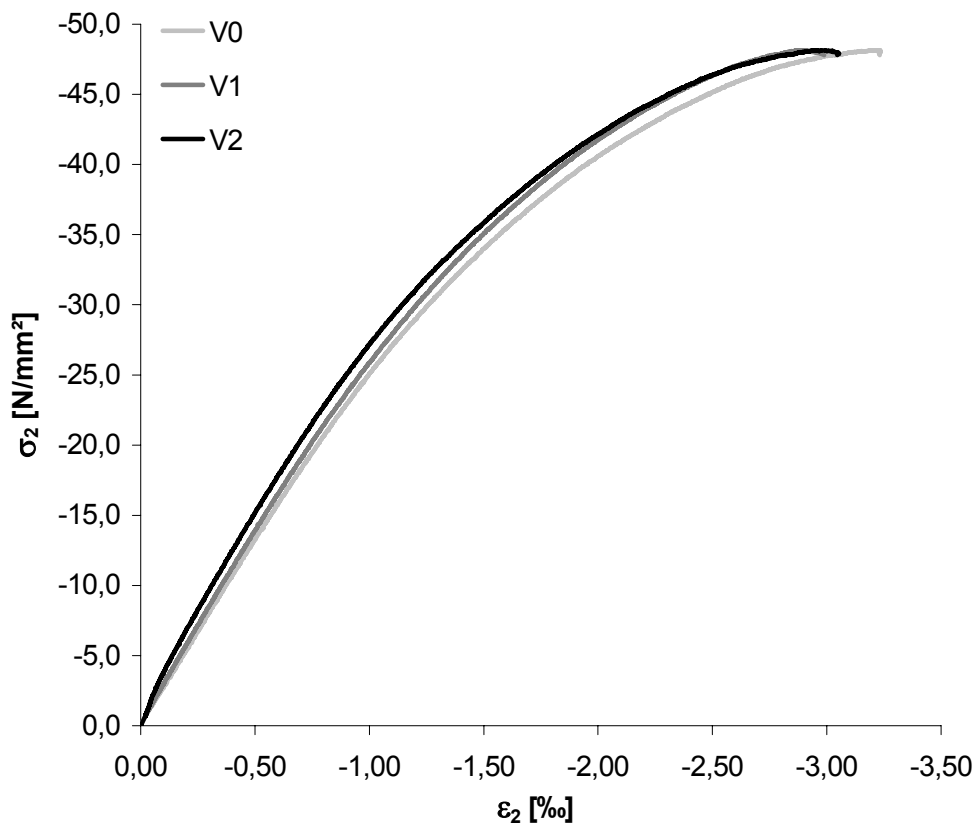


Bild A.3-15. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F020VK2
Fig. A.3-15. Compressive stress-strain diagram of Panel F020VK2

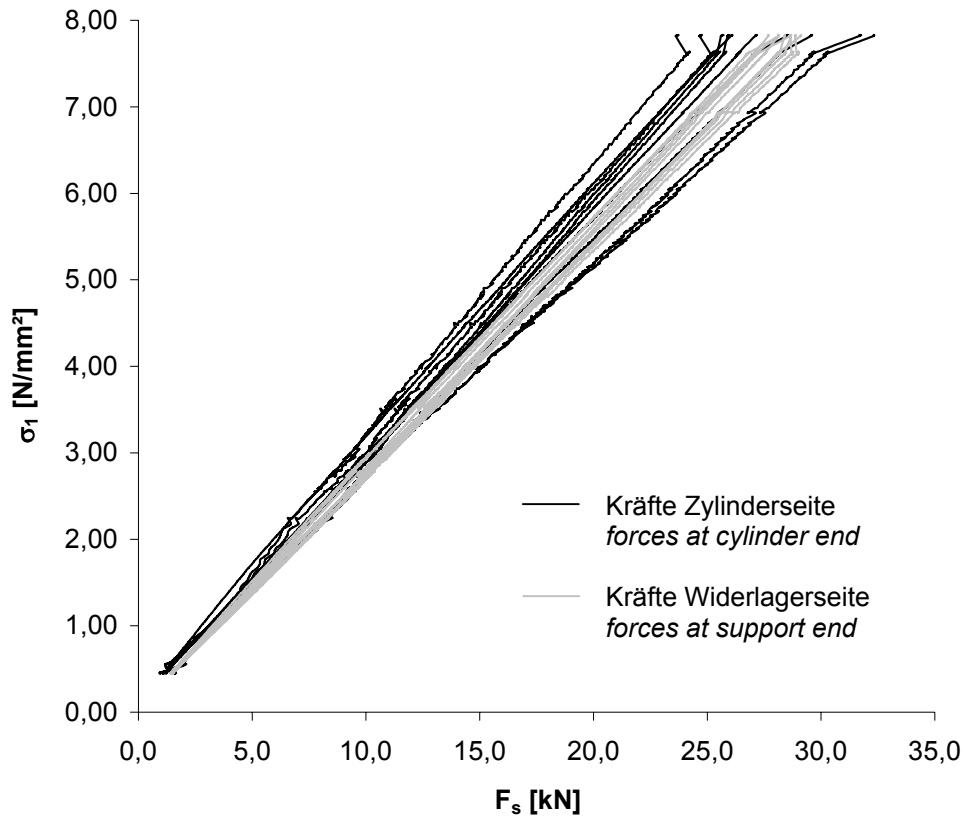


Bild A.3-16. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F020VK2 beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.3-16. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F020VK2 during tensile loading

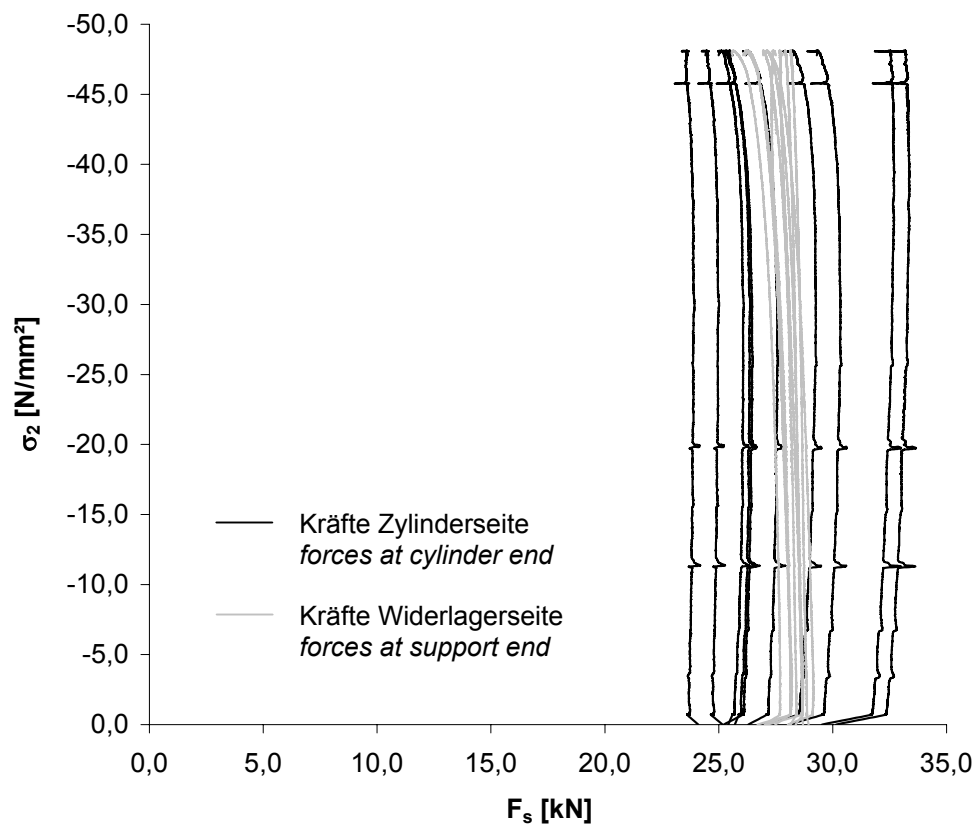


Bild A.3-17. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F020VK2 beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.3-17. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F020VK2 during compressive loading



Bild A.3-18.
Rissbild der Scheibe F020VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.3-18.
Crack pattern of Panel F020VK2 (view north)



Bild A.3-19.
Rissbild der Scheibe F020VK2 (Ansicht Süd)
Fig. A.3-19.
Crack pattern of Panel F020VK2 (view south)



Bild A.3-20.
Bruchbild der Scheibe F020VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.3-20.
Panel F020VK2 at failure (view north)



Bild A.3-21.
Bruchbild der Scheibe F020VK2 (Ansicht West)
Fig. A.3-21.
Panel F020VK2 at failure (view west)

Scheibe F050VK2**Panel F050VK2**

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix [®] -Fasern 80/40
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,278 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,55 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,26 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,64 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 5,47 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	13
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -45,9 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -41,7 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,69 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 5,50 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	7

Tabelle A.3-6. Ergebnisse der Zylinder F050VK2**Table A.3-6.** Results of cylinders F050VK2

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,385	59,7	-	-
2	2,358	57,1	-	-
3	2,383	59,1	-	-
4	2,372	-	4,31	-
5	2,373	-	4,34	-
6	2,339	-	3,95	-
7	2,378	55,7	-	32938
8	2,365	55,9	-	33143
9	2,343	55,1	-	32802
Mittel <i>average</i>	2,366	57,1	4,20	32961

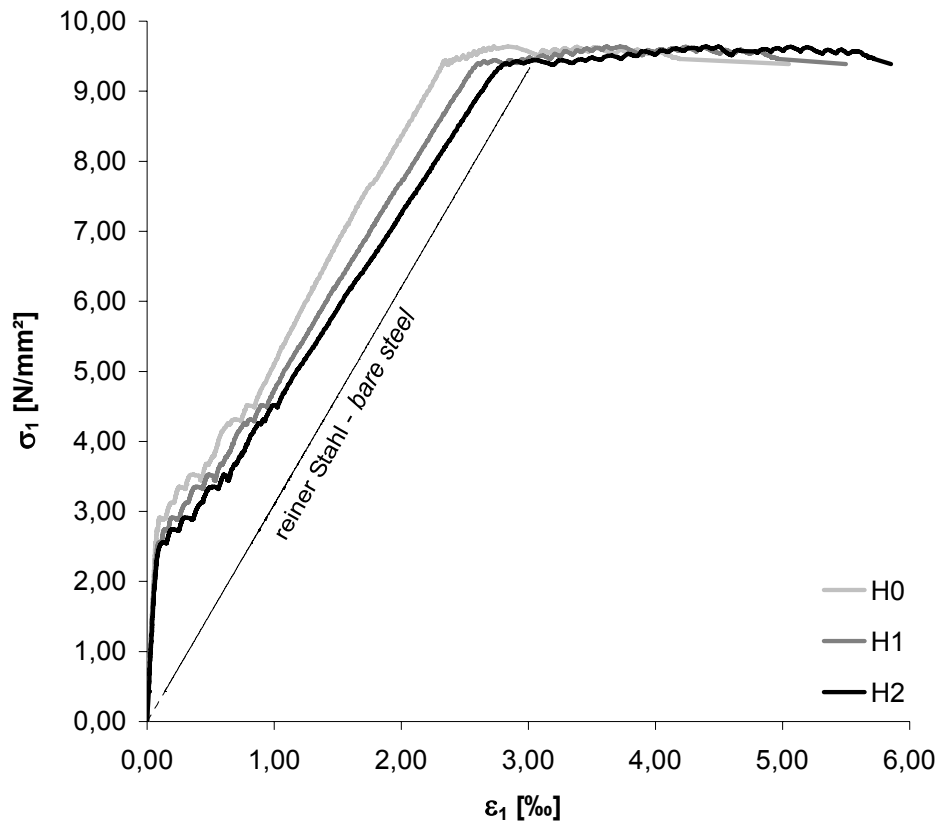


Bild A.3-22. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F050VK2
Fig. A.3-22. Tensile stress-strain diagram of Panel F050VK2

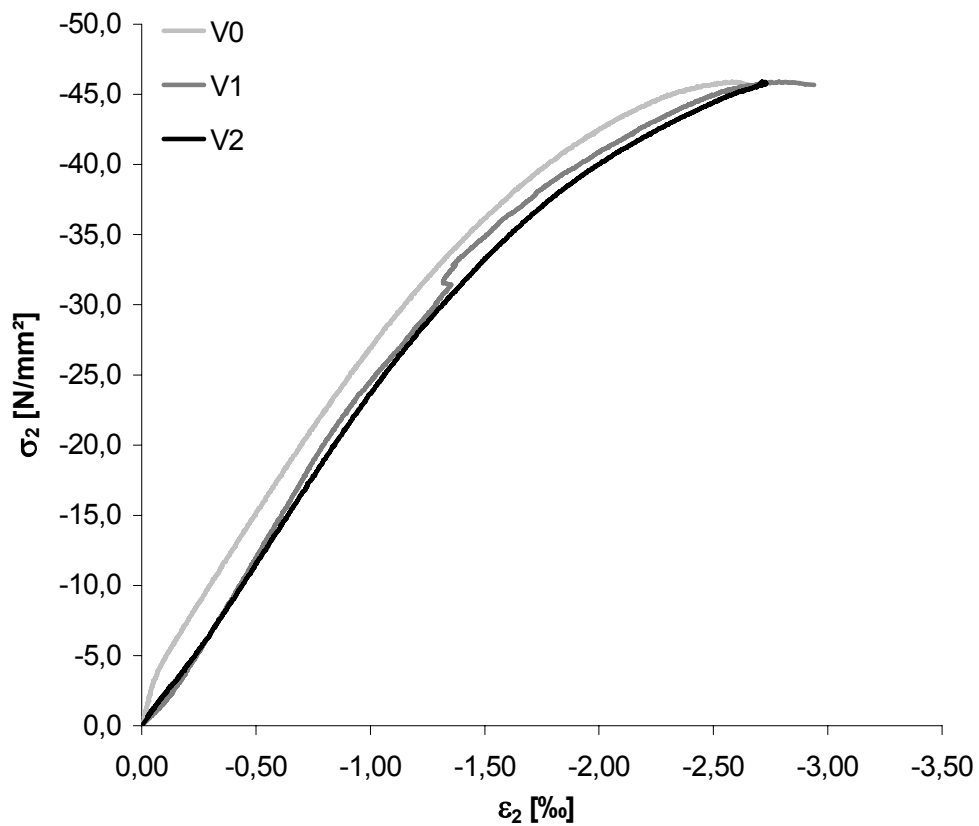


Bild A.3-23. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F050VK2
Fig. A.3-23. Compressive stress-strain diagram of Panel F050VK2

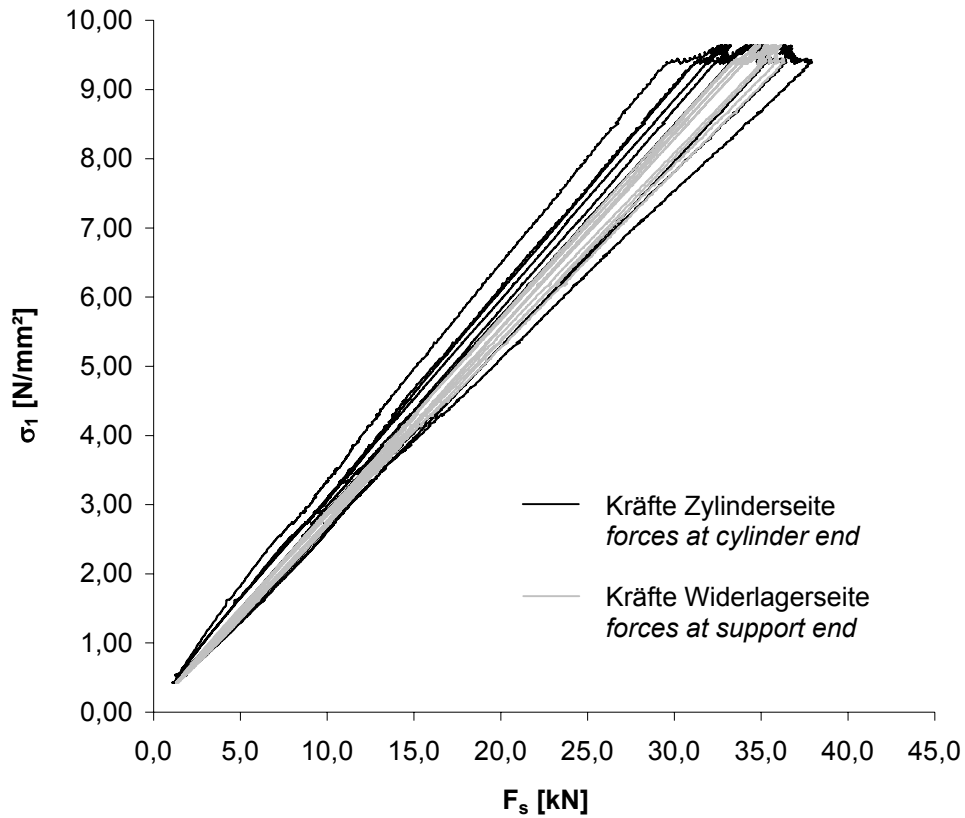


Bild A.3-24. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F050VK2 beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.3-24. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F050VK2 during tensile loading

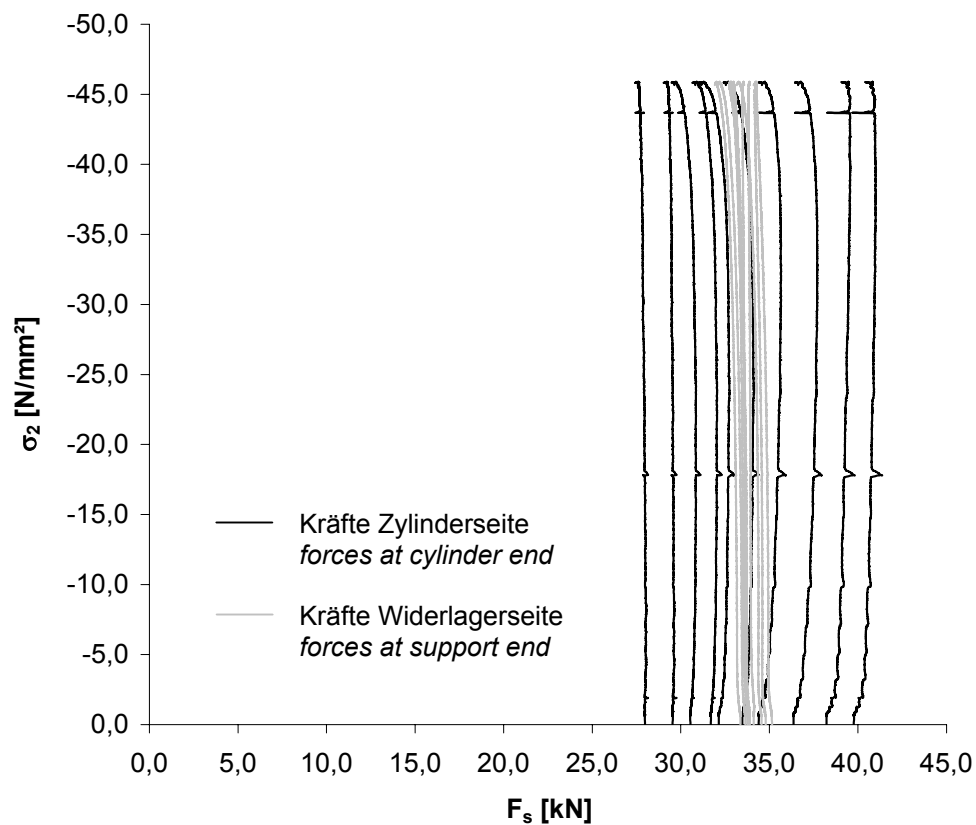


Bild A.3-25. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F050VK2 beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.3-25. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F050VK2 during compressive loading



Bild A.3-26.
Rissbild der Scheibe F050VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.3-26.
Crack pattern of Panel F050VK2 (view north)



Bild A.3-27.
Rissbild der Scheibe F050VK2 (Ansicht Süd)
Fig. A.3-27.
Crack pattern of Panel F050VK2 (view south)

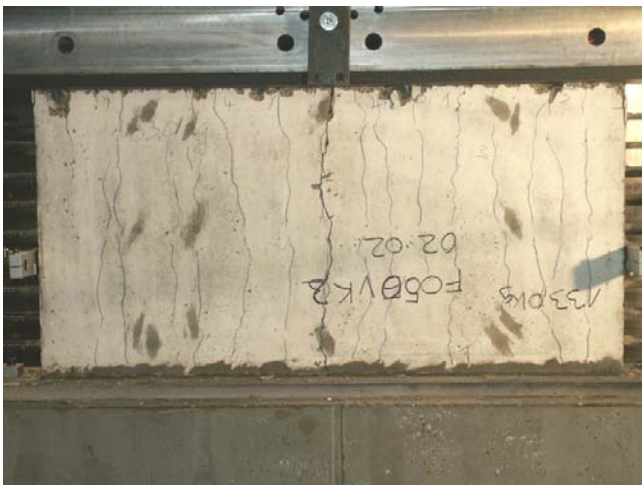


Bild A.3-28.
Bruchbild der Scheibe F050VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.3-28.
Panel F050VK2 at failure (view north)



Bild A.3-29.
Bruchbild der Scheibe F050VK2 (Ansicht Süd)
Fig. A.3-29.
Panel F050VK2 at failure (view south)

Scheibe F250VK2**Panel F250VK2**

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix [®] -Fasern 80/40
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,352 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,81 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,51 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,77 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 13,04 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	14
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -45,4 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -40,7 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -3,01 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 13,32 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	7

Tabelle A.3-7. Ergebnisse der Zylinder F250VK2**Table A.3-7.** Results of cylinders F250VK2

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,379	56,0	-	-
2	2,359	55,3	-	-
3	2,360	55,7	-	-
4	2,376	-	4,24	-
5	2,336	-	3,95	-
6	2,349	-	4,10	-
7	2,360	54,3	-	33695
8	2,374	55,7	-	34929
9	2,373	56,0	-	33969
Mittel <i>average</i>	2,363	55,5	4,10	34198

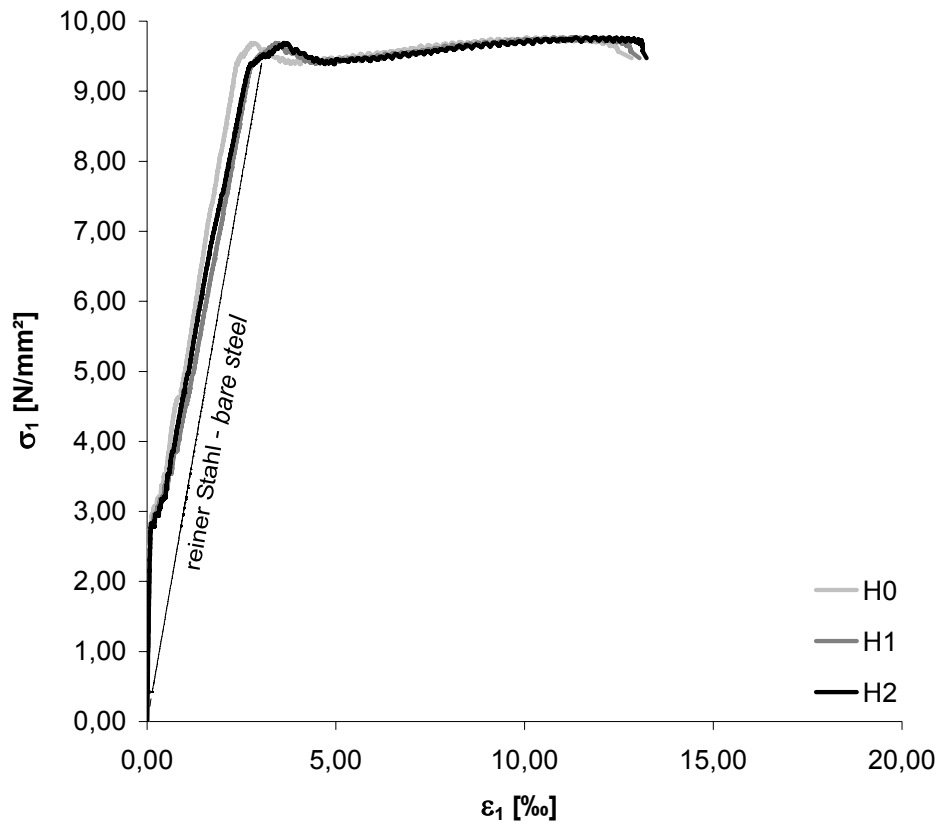


Bild A.3-30. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F250VK2
Fig. A.3-30. Tensile stress-strain diagram of Panel F250VK2

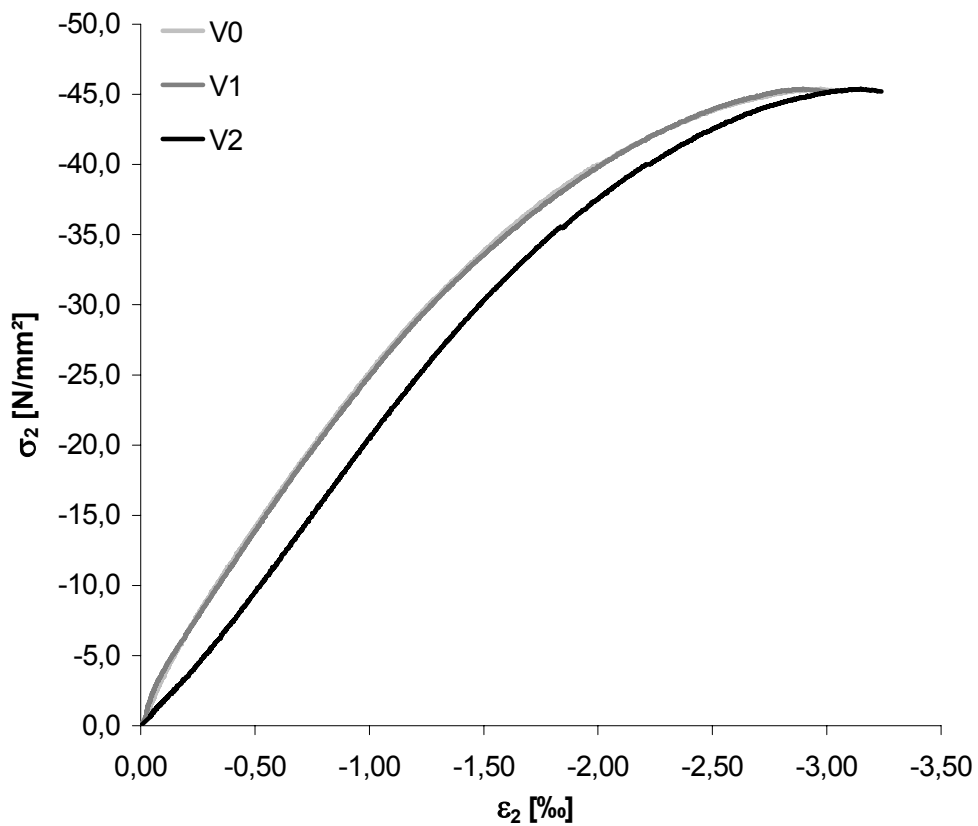


Bild A.3-31. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F250VK2
Fig. A.3-31. Compressive stress-strain diagram of Panel F250VK2

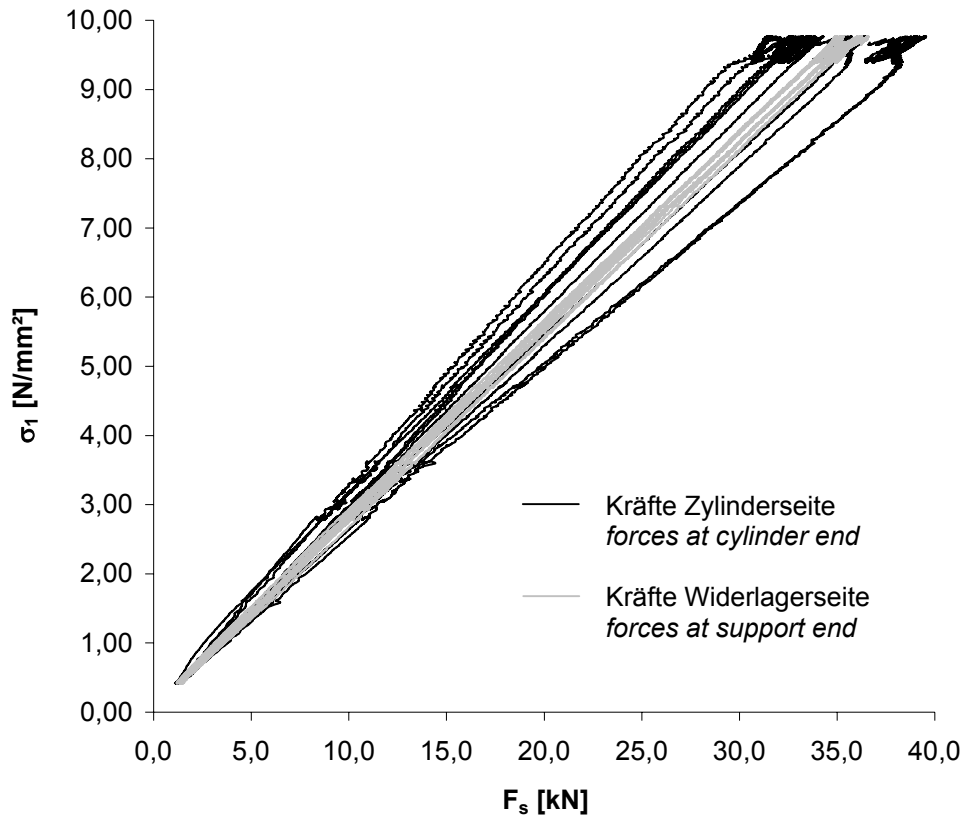


Bild A.3-32. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F250VK2 beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.3-32. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F250VK2 during tensile loading

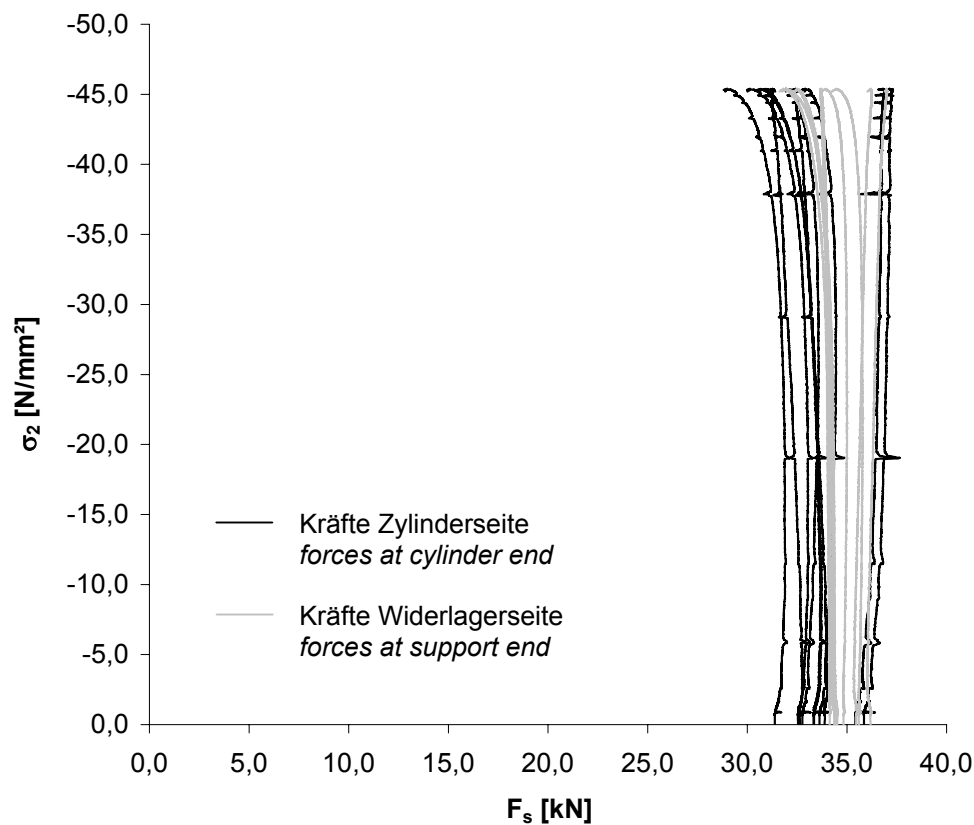


Bild A.3-33. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F250VK2 beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.3-33. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F250VK2 during compressive loading



Bild A.3-34.
Rissbild der Scheibe F250VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.3-34.
Crack pattern of Panel F250VK2 (view north)



Bild A.3-35.
Rissbild der Scheibe F250VK2 (Ansicht Süd)
Fig. A.3-35.
Crack pattern of Panel F250VK2 (view south)



Bild A.3-36.
Bruchbild der Scheibe F250VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.3-36.
Panel F250VK2 at failure (view north)



Bild A.3-37.
Bruchbild der Scheibe F250VK2 (Ansicht Süd)
Fig. A.3-37.
Panel F250VK2 at failure (view south)

Anhang A.4

Experimentelle Ergebnisse der 13 Scheibenversuche und der begleitend hergestellten Zylinder der Serie 4

Appendix A.4

Experimental Results of the 13 Panel Tests and of the Corresponding Cylinders of Series 4

Scheibe VK5**Panel VK5**

Fasern: <i>fibres</i>	-
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,315 kg/dm ³
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_{c2} = -41,4 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\epsilon_{c2} = -2,86 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	7

Tabelle A.4-1. Ergebnisse der Zylinder VK5**Table A.4-1.** Results of cylinders VK5

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,310	39,0	-	32402
2	2,360	39,7	-	34430
3	2,323	35,3	-	30799
4	2,318	-	2,98	-
5	2,318	-	3,48	-
6	2,290	-	2,91	-
7	2,325	35,6	-	-
8	2,299	34,5	-	-
9	2,310	38,7	-	-
Mittel <i>average</i>	2,317	37,1	3,12	32544

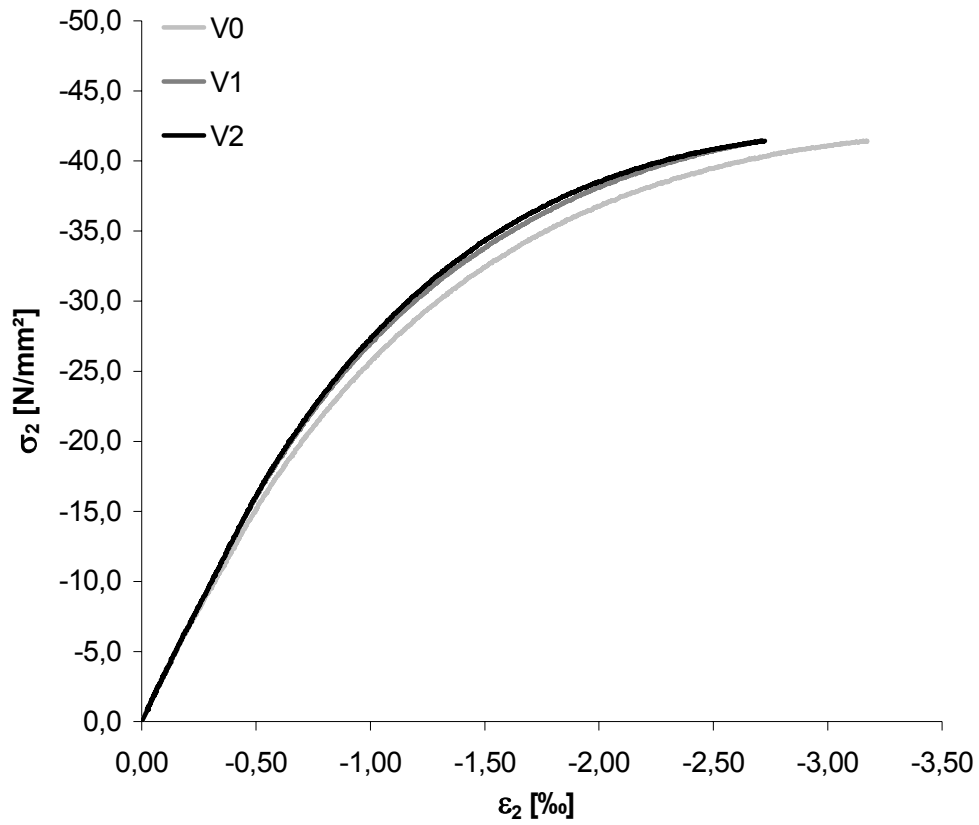


Bild A.4-1. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe VK5
Fig. A.4-1. Compressive stress-strain diagram of Panel VK5



Bild A.4-2.
Bruchbild der Scheibe VK5 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-2.
Panel VK5 at failure (view north)

Scheibe VK6**Panel VK6**

Fasern: <i>fibres</i>	-
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,241 kg/dm ³
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_{c2} = -37,8 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\epsilon_{c2} = -2,84 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	7

Tabelle A.4-2. Ergebnisse der Zylinder VK6**Table A.4-2.** Results of cylinders VK6

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,300	37,5	-	34429
2	2,342	36,4	-	35412
3	2,331	41,7	-	34113
4	2,315	-	3,15	-
5	2,296	-	3,21	-
6	2,328	-	3,46	-
7	2,361	37,5	-	-
8	2,323	37,9	-	-
9	2,344	41,6	-	-
Mittel <i>average</i>	2,327	38,8	3,27	34651

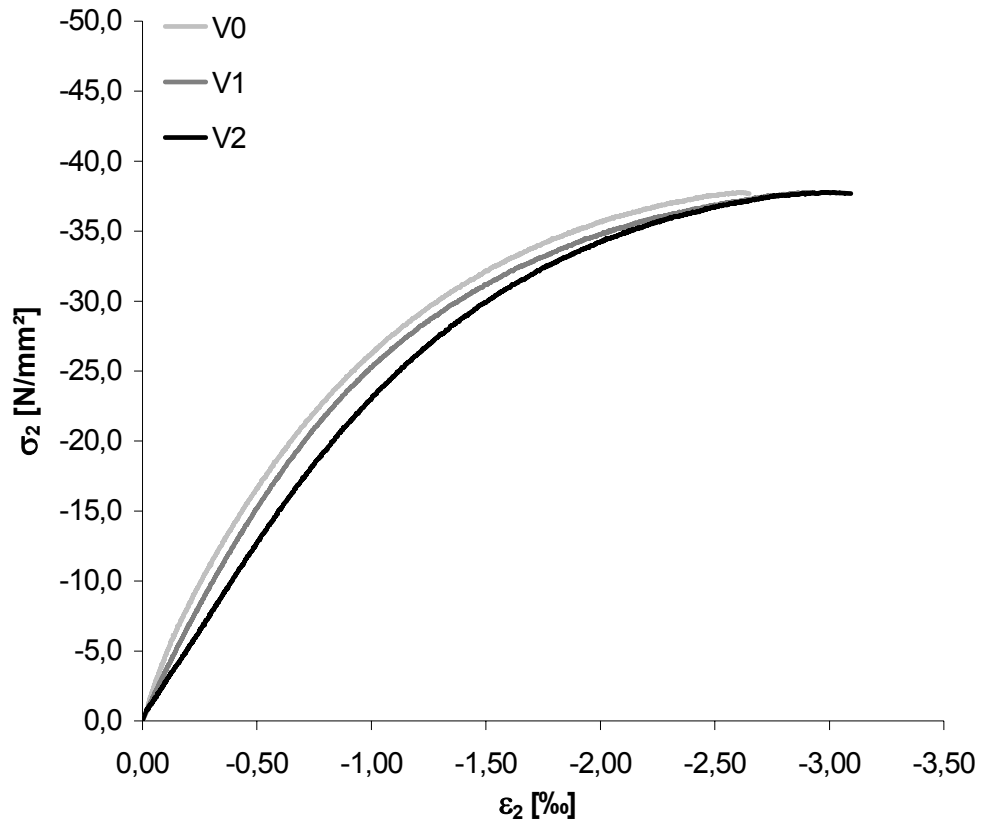


Bild A.4-3. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe VK6

Fig. A.4-3. Compressive stress-strain diagram of Panel VK6



Bild A.4-4.
Bruchbild der Scheibe VK6 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-4.
Panel VK6 at failure (view north)



Bild A.4-5.
Bruchbild der Scheibe VK6 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-5.
Panel VK6 at failure (view north)



Bild A.4-6.
Bruchbild der Scheibe VK6 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-6.
Panel VK6 at failure (view north)



Bild A.4-7.
Bruchbild der Scheibe VK6 (Ansicht West)
Fig. A.4-7.
Panel VK6 at failure (view West)

Scheibe 000VK4
Panel 000VK4

Fasern: <i>fibres</i>	-
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,301 kg/dm ³
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -43,7 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -39,1 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,97 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	9

Tabelle A.4-3. Ergebnisse der Zylinder 000VK4
Table A.4-3. Results of cylinders 000VK4

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,313	43,5	-	33205
2	2,334	43,9	-	33623
3	2,351	44,7	-	34873
4	2,306	-	3,47	-
5	2,319	-	3,51	-
6	2,336	-	3,54	-
7	2,285	44,8	-	-
8	2,313	45,5	-	-
9	2,317	45,5	-	-
Mittel <i>average</i>	2,319	44,7	3,51	33900

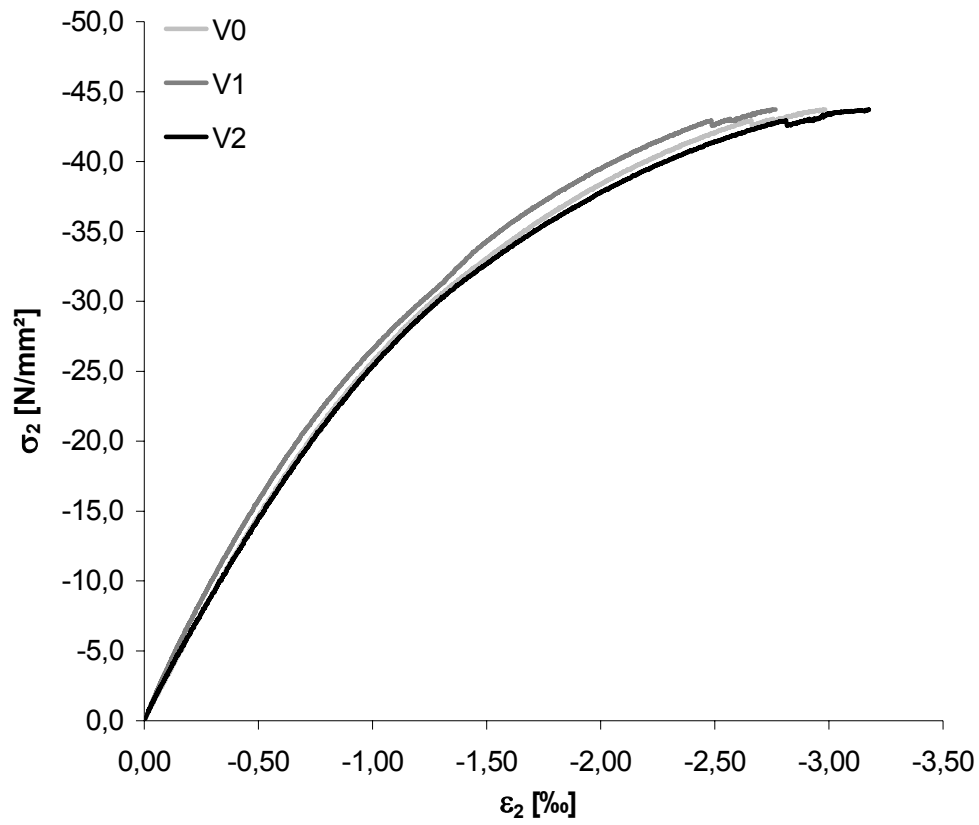


Bild A.4-8. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 000VK4

Fig. A.4-8. Compressive stress-strain diagram of Panel 000VK4



Bild A.4-9.
Bruchbild der Scheibe 000VK4 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-9.
Panel 000VK4 at failure (view north)



Bild A.4-10.
Bruchbild der Scheibe 000VK4 (Ansicht West)
Fig. A.4-10.
Panel 000VK4 at failure (view west)



Bild A.4-11.
Bruchbild der Scheibe 000VK4 (Ansicht Süd)
Fig. A.4-11.
Panel 000VK4 at failure (view south)



Bild A.4-12.
Bruchbild der Scheibe 000VK4 (Ansicht Ost)
Fig. A.4-12.
Panel 000VK4 at failure (view east)

Scheibe 005VK3**Panel 005VK3**

Fasern: <i>fibres</i>	-
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,278 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,16 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,85 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 2,81 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 0,65 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	5
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -37,0 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -33,2 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,43 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 0,76 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	8

Tabelle A.4-4. Ergebnisse der Zylinder 005VK3**Table A.4-4.** Results of cylinders 005VK3

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,317	42,0	-	31501
2	2,332	44,3	-	33112
3	2,341	43,8	-	33049
4	2,288	-	2,94	-
5	2,325	-	3,08	-
6	2,311	-	3,56	-
7	2,323	42,6	-	-
8	2,316	40,0	-	-
9	2,327	42,5	-	-
Mittel <i>average</i>	2,320	42,5	3,19	32554

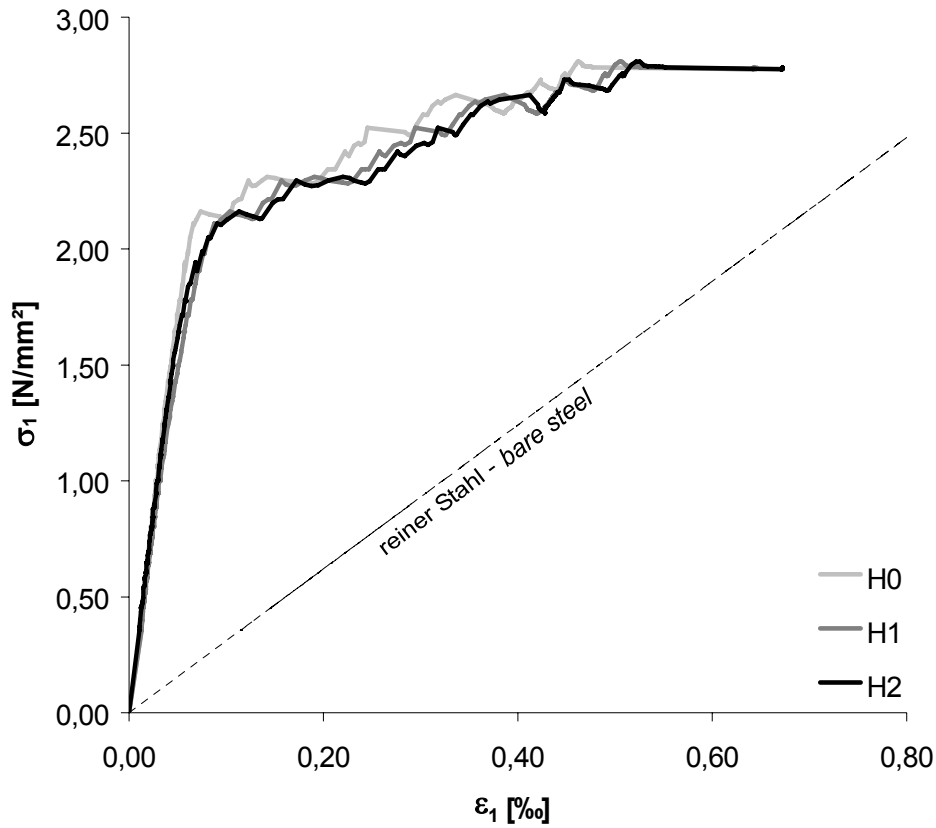


Bild A.4-13. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 005VK3
Fig. A.4-13. Tensile stress-strain diagram of Panel 005VK3

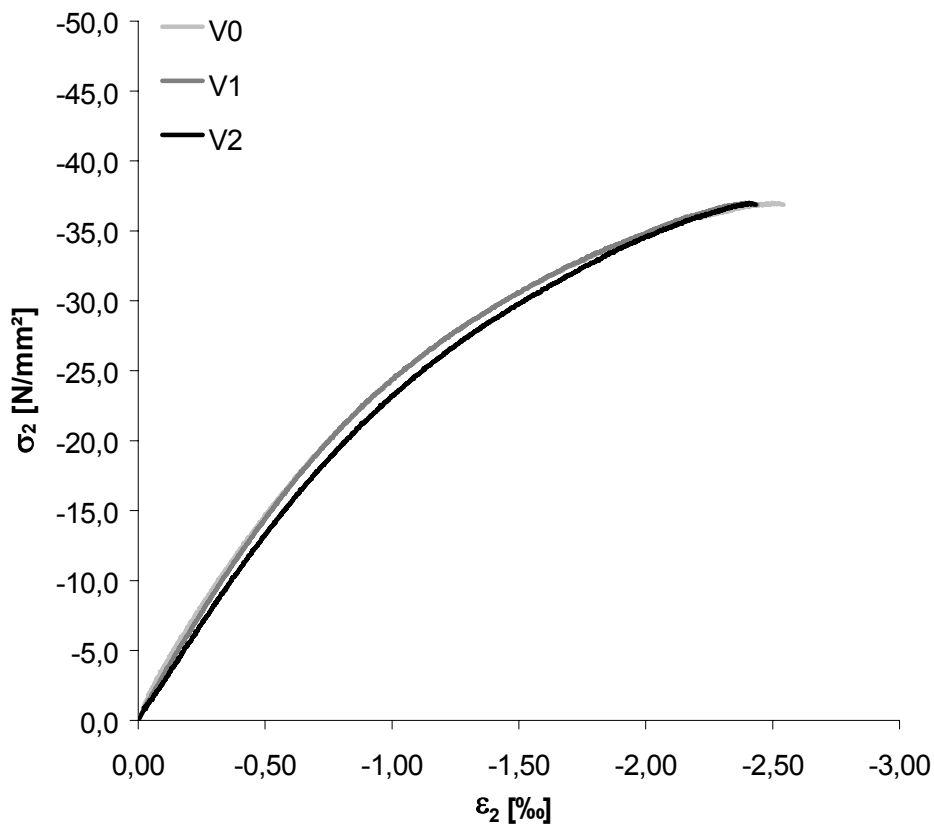


Bild A.4-14. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 005VK3
Fig. A.4-14. Compressive stress-strain diagram of panel 005VK3

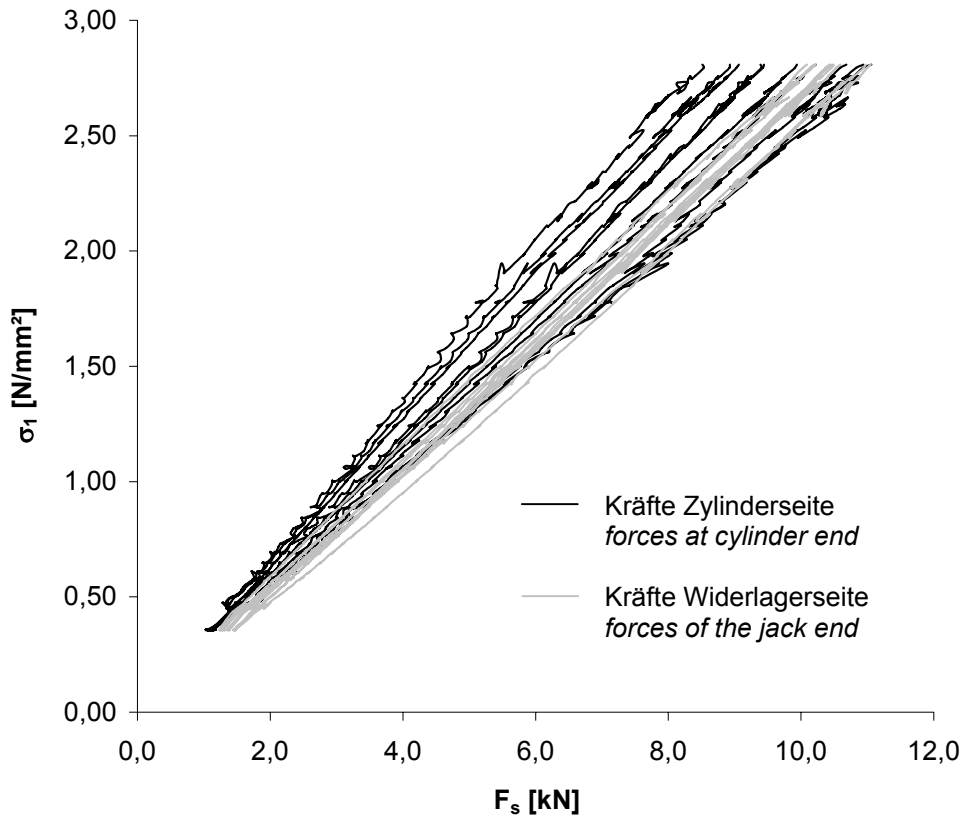


Bild A.4-15. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 005VK3 beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.4-15. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 005VK3 during tensile loading

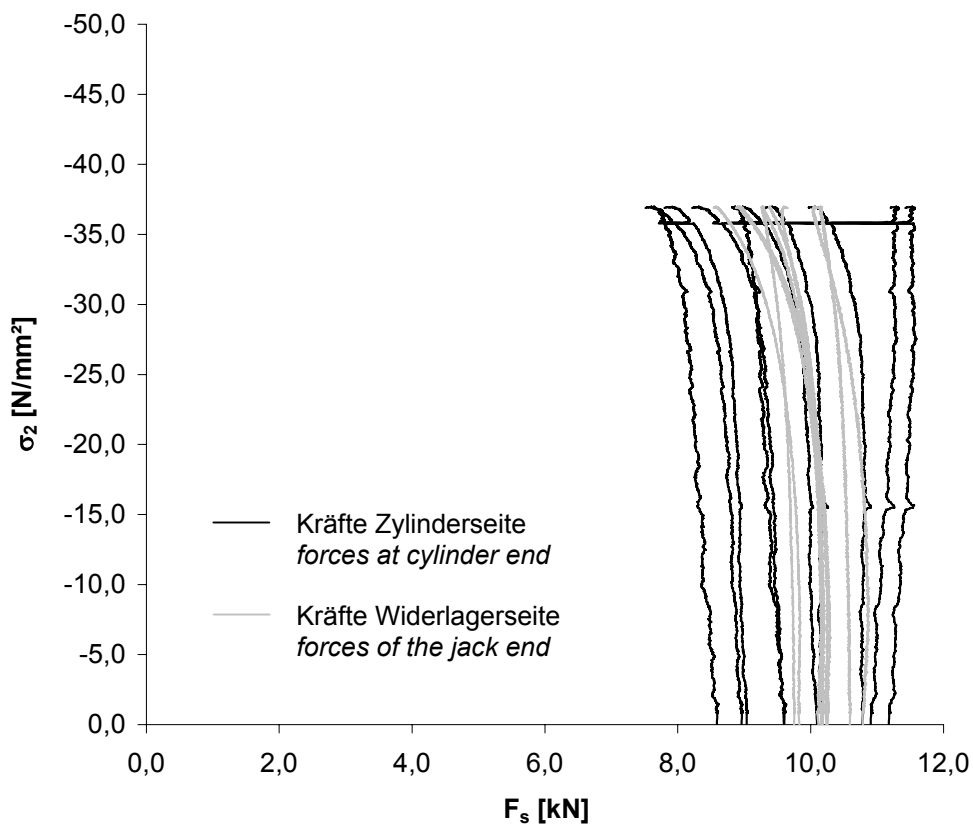


Bild A.4-16. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 005VK3 beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.4-16. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 005VK3 during compressive loading

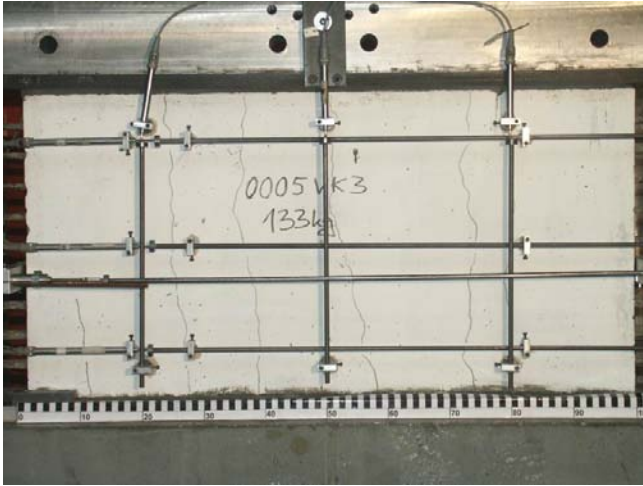


Bild A.4-17.
Rissbild der Scheibe 005VK3 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-17.
Crack pattern of Panel 005VK3 (view north)

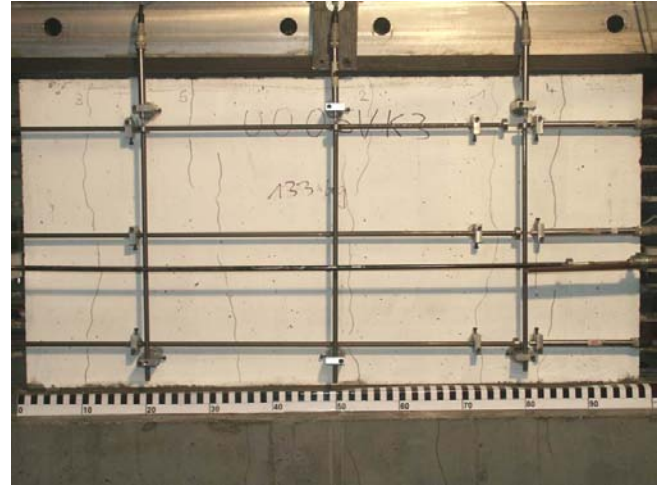


Bild A.4-18.
Rissbild der Scheibe 005VK3 (Ansicht Süd)
Fig. A.4-18.
Crack pattern of Panel 005VK3 (view south)

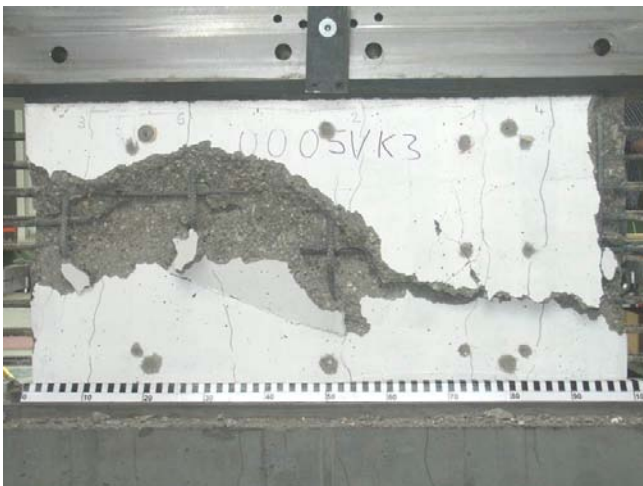


Bild A.4-19.
Bruchbild der Scheibe 005VK3 (Ansicht Süd)
Fig. A.4-19.
Panel 005VK3 at failure (view south)



Bild A.4-20.
Bruchbild der Scheibe 005VK3 (Ansicht West)
Fig. A.4-20.
Panel 005VK3 at failure (view west)

Scheibe 020VK2**Panel 020VK2**

Fasern: <i>fibres</i>	-
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,242 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,32 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,03 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 7,38 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 2,00 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	11
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -36,0 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -31,7 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,75 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 2,29 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	6

Tabelle A.4-5. Ergebnisse der Zylinder 020VK2**Table A.4-5.** Results of cylinders 020VK2

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,348	43,4	-	32785
2	2,349	42,1	-	33564
3	2,328	42,0	-	33193
4	2,331	-	3,60	-
5	2,306	-	3,73	-
6	2,310	-	3,12	-
7	2,353	42,1	-	-
8	2,351	41,9	-	-
9	2,350	42,3	-	-
Mittel <i>average</i>	2,336	42,3	3,48	33181

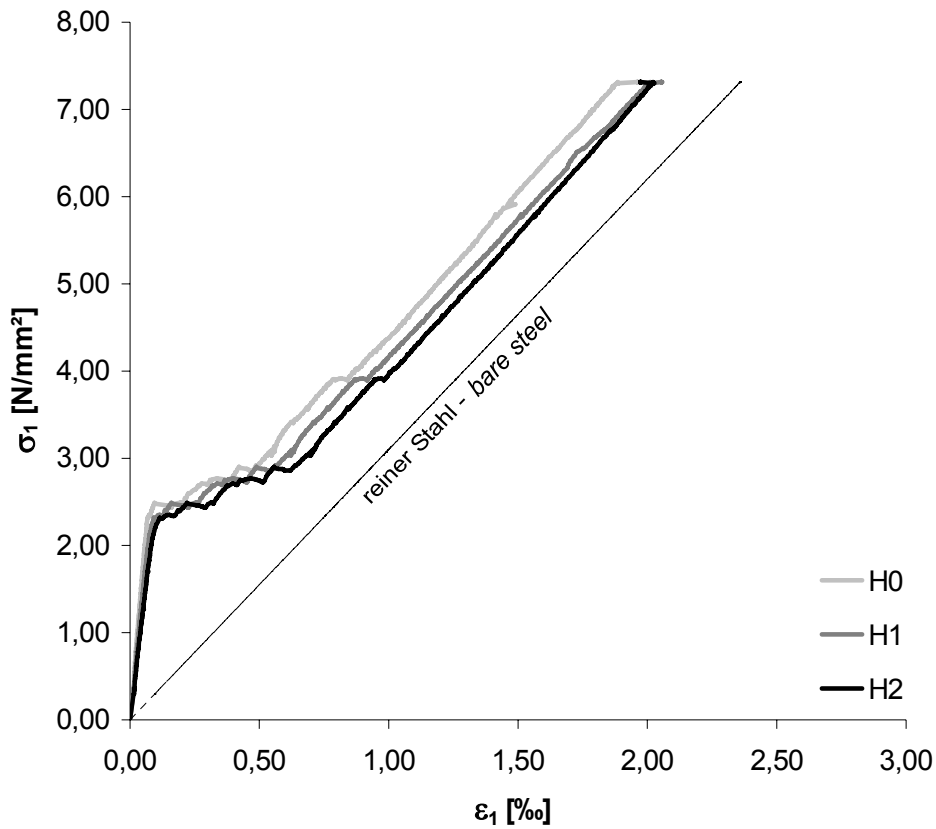


Bild A.4-21. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 020VK2
Fig. A.4-21. Tensile stress-strain diagram of Panel 020VK2

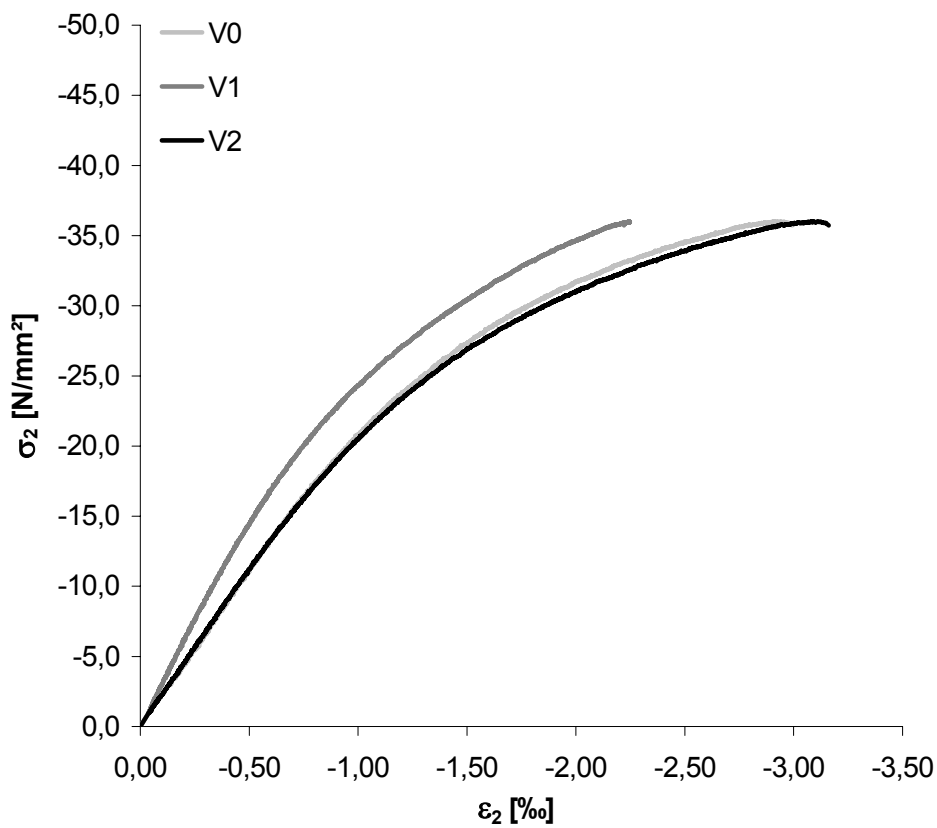


Bild A.4-22. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 020VK2
Fig. A.4-22. Compressive stress-strain diagram of Panel 020VK2

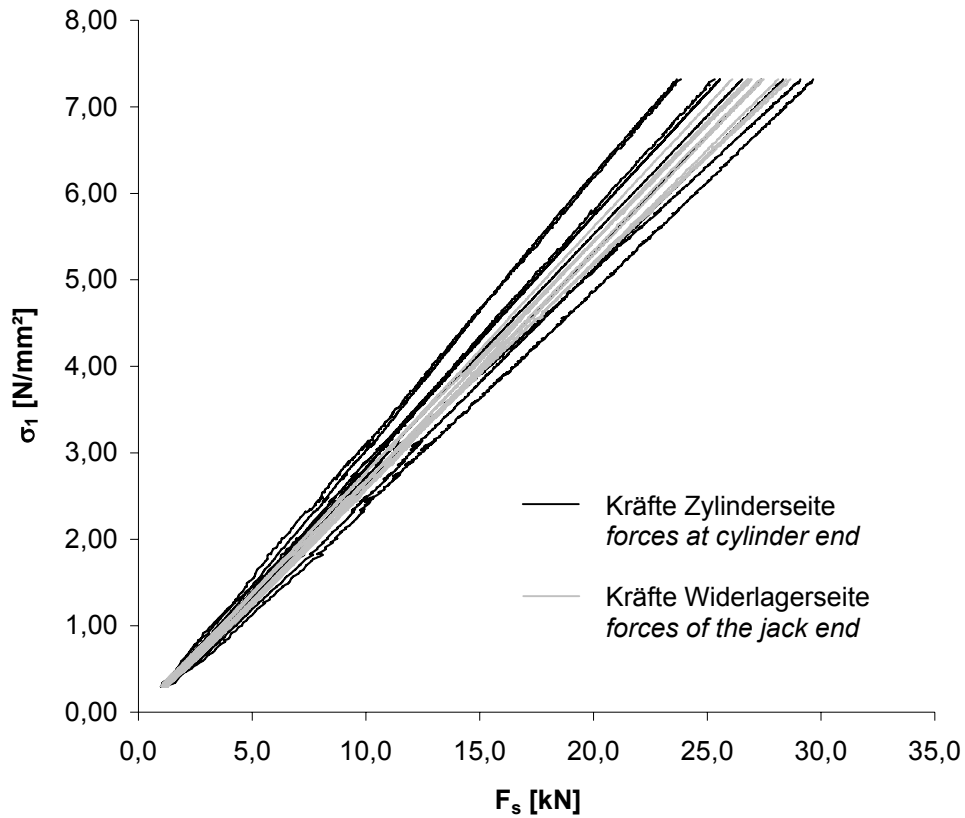


Bild A.4-23. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 020VK2 beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.4-23. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 020VK2 during tensile loading

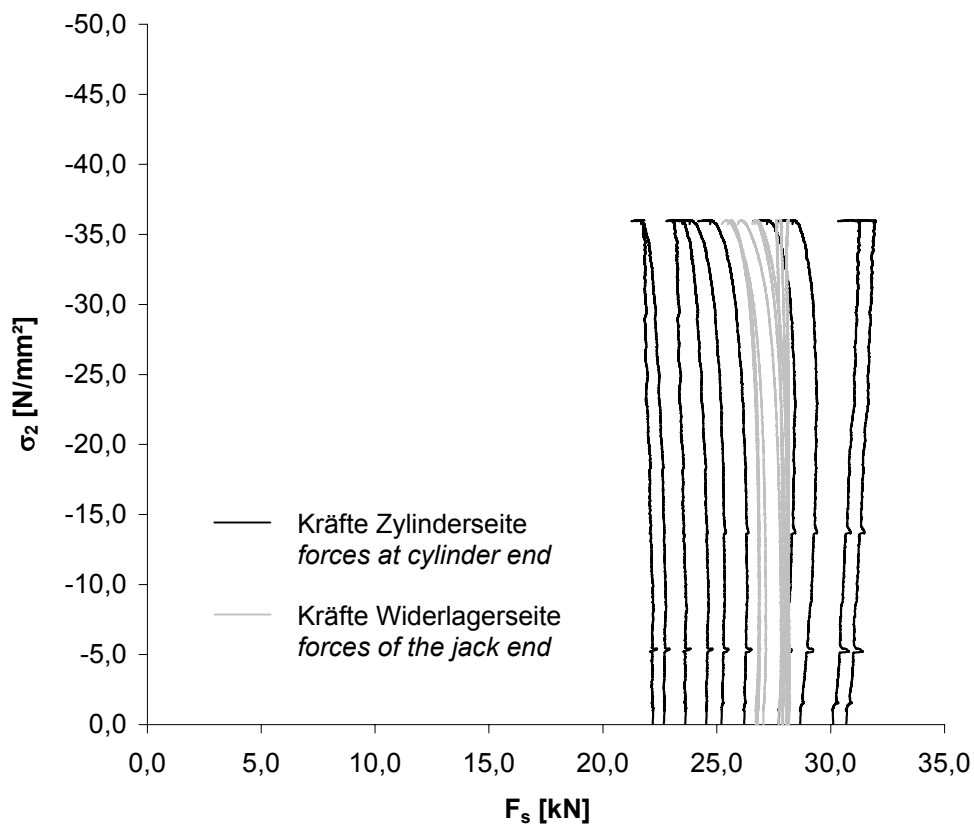


Bild A.4-24. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 020VK2 beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.4-24. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 020VK2 during compressive loading



Bild A.4-25.
Rissbild der Scheibe 020VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-25.
Crack pattern of Panel 020VK2 (view north)



Bild A.4-26.
Rissbild der Scheibe 020VK2 (Ansicht Süd)
Fig. A.4-26.
Crack pattern of Panel 020VK2 (view south)



Bild A.4-27.
Bruchbild der Scheibe 020VK2 (Ansicht Süd)
Fig. A.4-27.
Panel 020VK2 at failure (view south)



Bild A.4-28.
Bruchbild der Scheibe 020VK2 (Ansicht Ost)
Fig. A.4-28.
Panel 020VK2 at failure (view east)

Scheibe 025VK
Panel 025VK

Fasern: <i>fibres</i>	-
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,229 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 1,87 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,64 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 8,68 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 2,82 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	12
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -38,2 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -33,5 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -3,00 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 2,94 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	17

Tabelle A.4-6. Ergebnisse der Zylinder 025VK
Table A.4-6. Results of cylinders 025VK

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,285	42,2	-	31943
2	2,306	43,1	-	35588
3	2,272	40,3	-	34476
4	2,286	-	3,10	-
5	2,286	-	2,64	-
6	2,289	-	3,27	-
7	2,328	43,3	-	-
8	2,291	40,6	-	-
9	2,313	36,5	-	-
Mittel <i>average</i>	2,295	41,0	3,00	34002

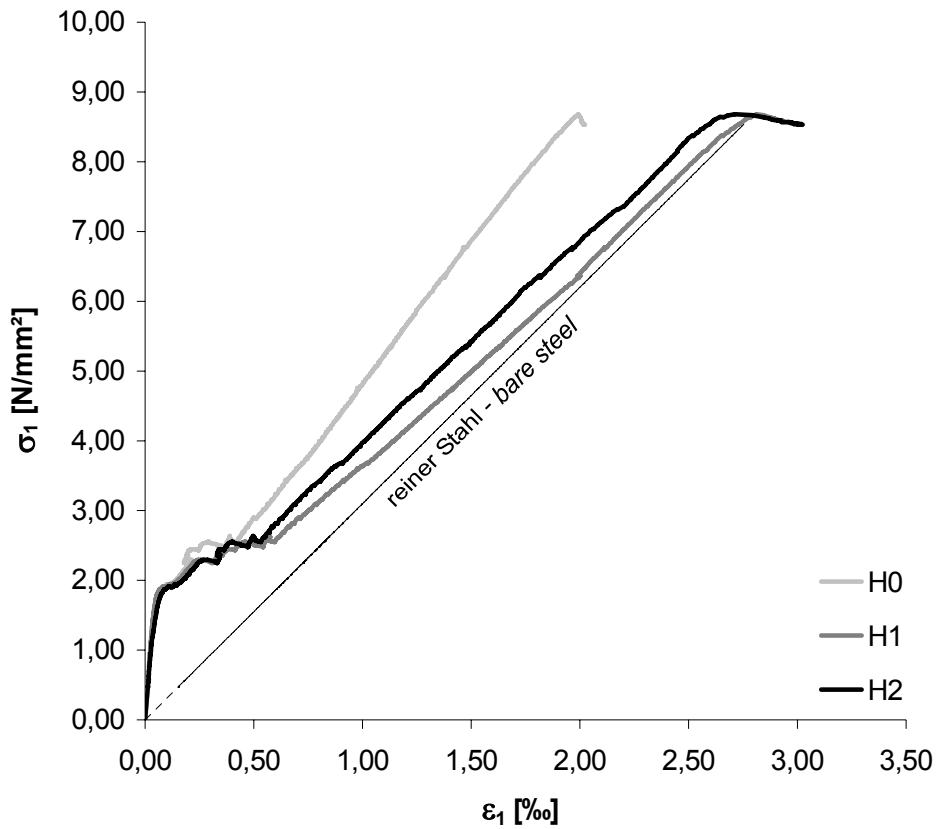


Bild A.4-29. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 025VK
Fig. A.4-29. Tensile stress-strain diagram of Panel 025VK

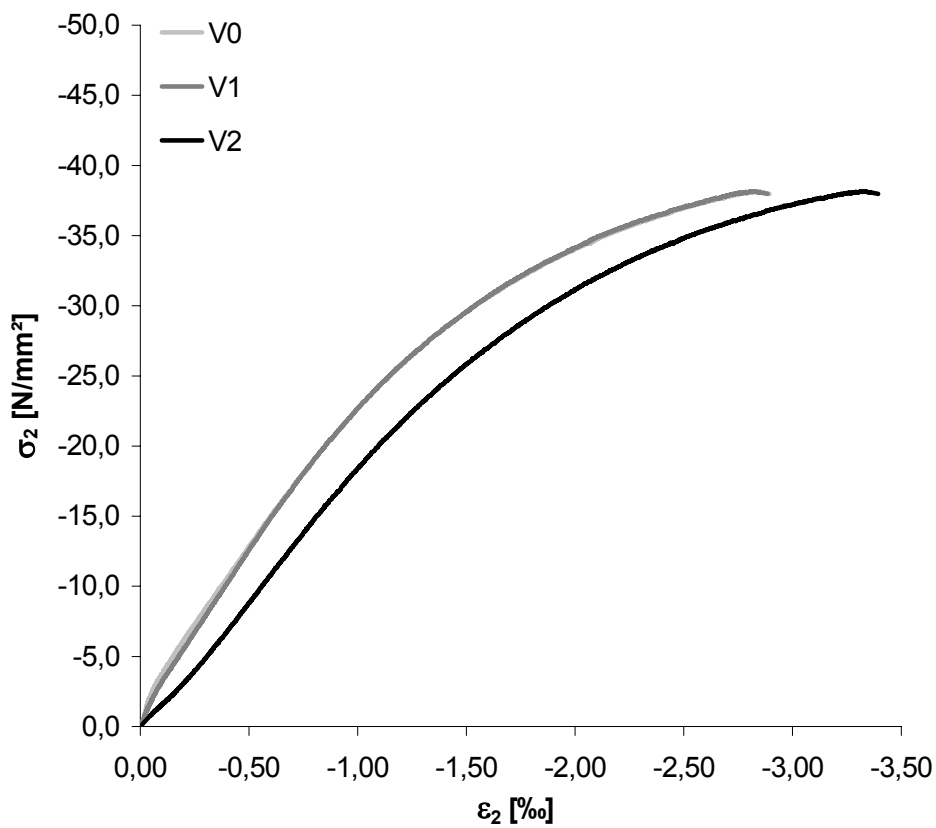


Bild A.4-30. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 025VK
Fig. A.4-30. Compressive stress-strain diagram of Panel 025VK

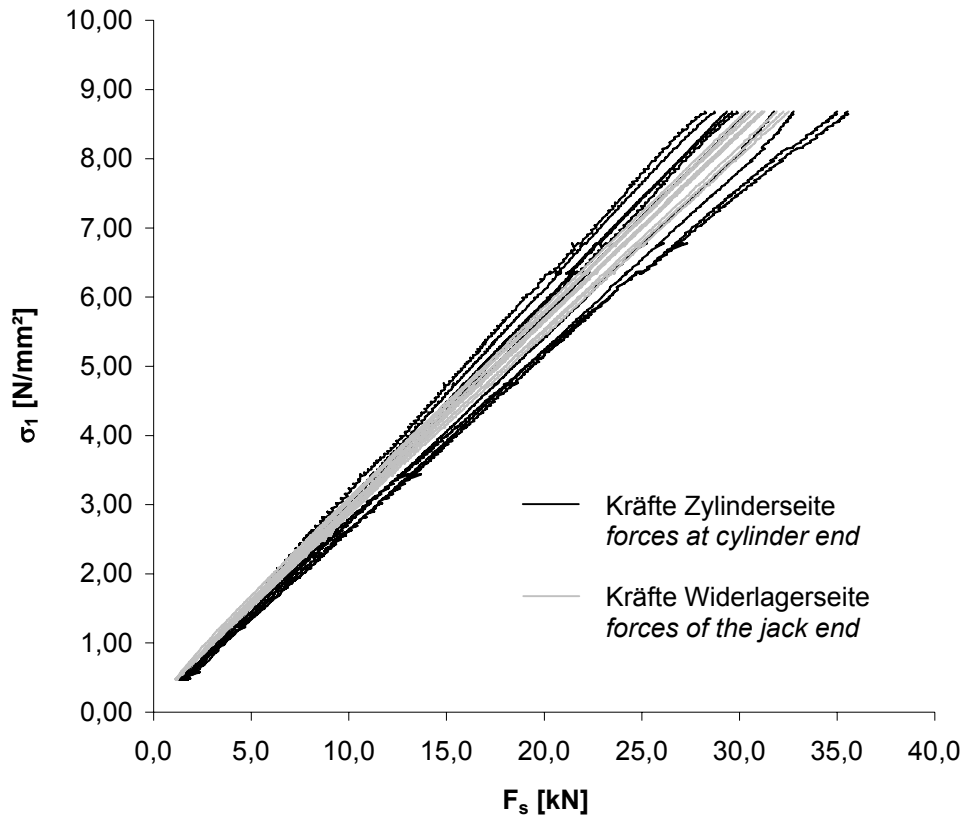


Bild A.4-31. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 025VK beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.4-31. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 025VK during tensile loading

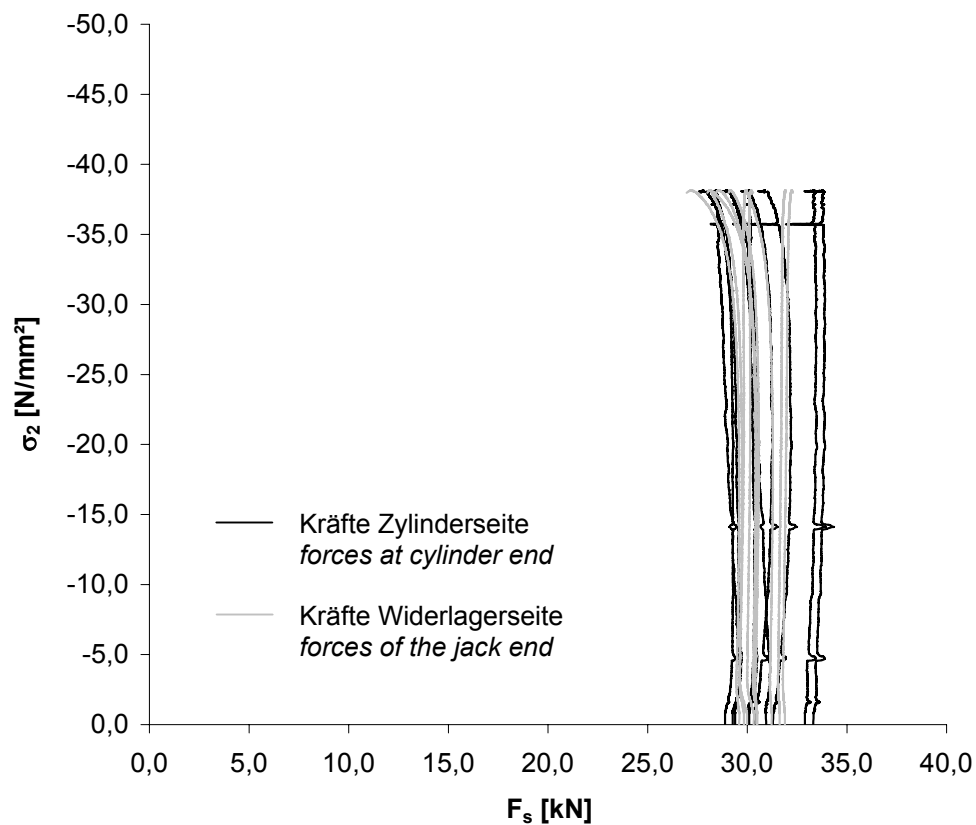


Bild A.4-32. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 025VK beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.4-32. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 025VK during compressive loading

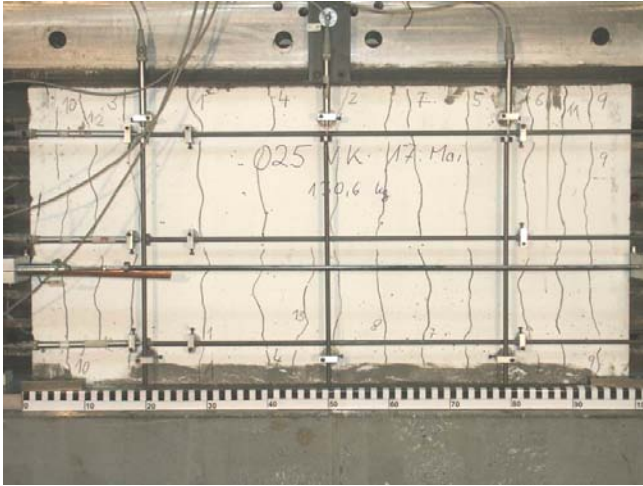


Bild A.4-33.
Rissbild der Scheibe 025VK (Ansicht Nord)
Fig. A.4-33.
Crack pattern of Panel 025VK (view north)



Bild A.4-34.
Rissbild der Scheibe 025VK (Ansicht Süd)
Fig. A.4-34.
Crack pattern of Panel 025VK (view south)



Bild A.4-35.
Bruchbild der Scheibe 025VK (Ansicht Süd)
Fig. A.4-35.
Panel 025VK at failure (view south)



Bild A.4-36.
Bruchbild der Scheibe 025VK (Ansicht West)
Fig. A.4-36.
Panel 025VK at failure (view west)

Scheibe 050VK2
Panel 050VK2

Fasern: <i>fibres</i>	-
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,233 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,42 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,10 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,03 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 5,05 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	12
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -28,8 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -25,8 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -1,89 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 5,01 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	8

Tabelle A.4-7. Ergebnisse der Zylinder 050VK2
Table A.4-7. Results of cylinders 050VK2

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	-	43,5	-	-
2	-	43,6	-	-
3	-	43,5	-	-
4	2,310	-	3,60	-
5	2,299	-	3,48	-
6	2,272	-	3,42	-
7	2,298	(46,7)	-	32630
8	2,305	(46,9)	-	32771
9	2,329	(46,8)	-	31649
Mittel <i>average</i>	2,302	43,5	3,50	32350

Anmerkung:

Probe Nr. 4 - 9 geprüft nach 13 Tagen.

remark:

Specimen No. 4 - 9 tested after 13 days.

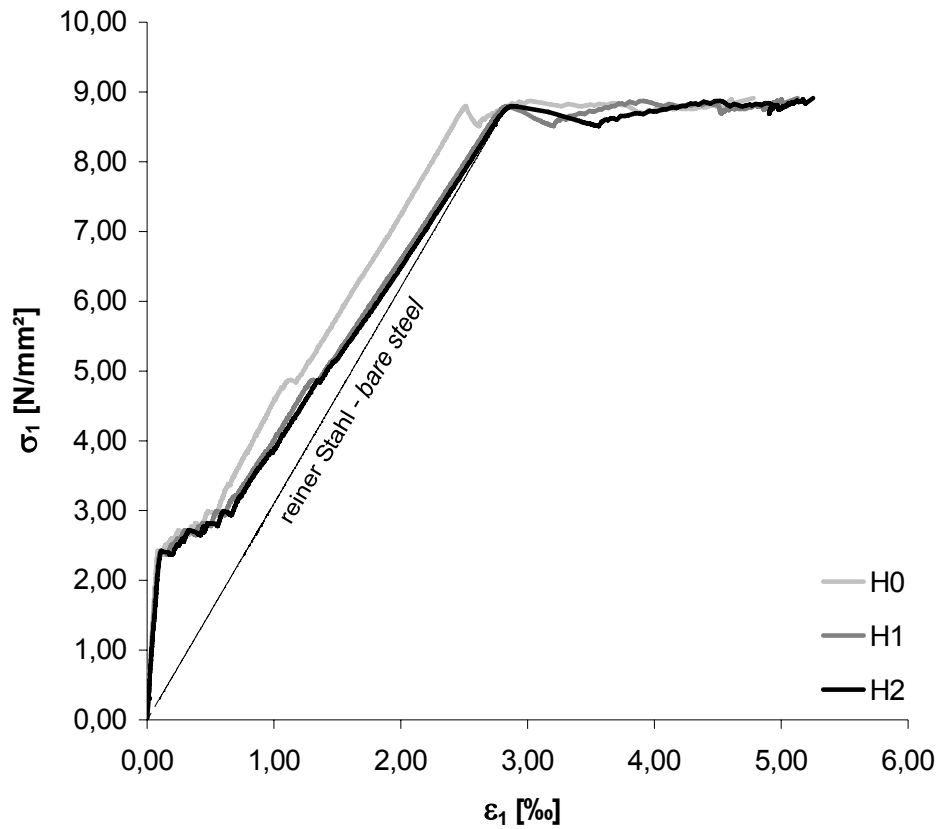


Bild A.4-37. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 050VK2
Fig. A.4-37. Tensile stress-strain diagram of Panel 050VK2

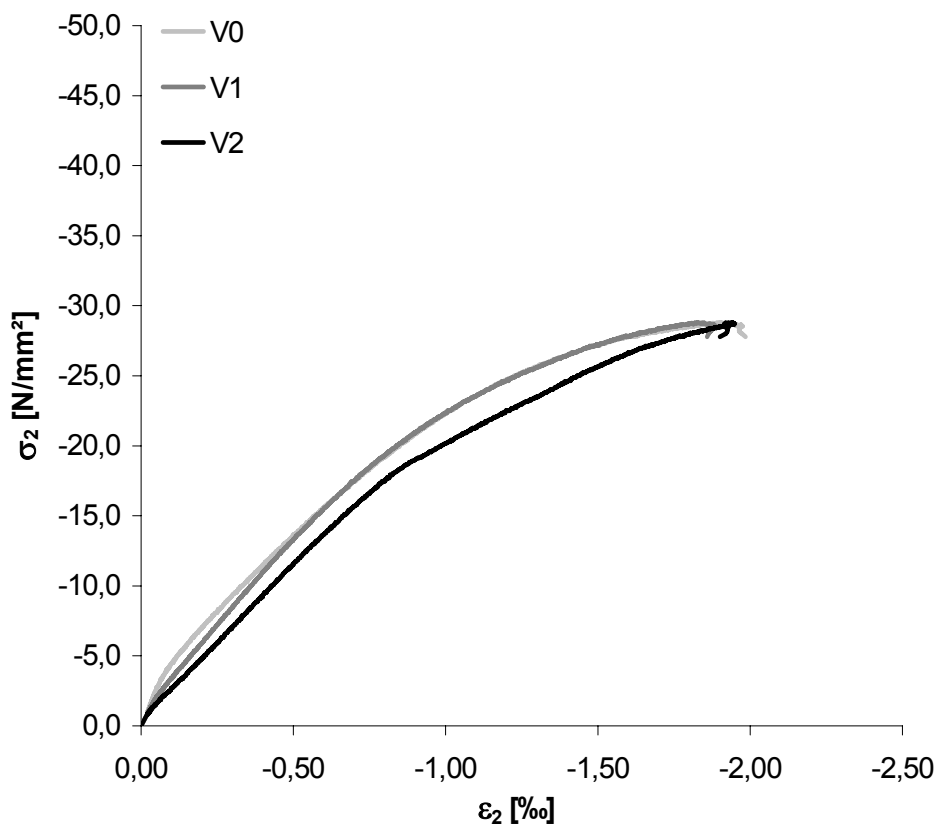


Bild A.4-38. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 050VK2
Fig. A.4-38. Compressive stress-strain diagram of Panel 050VK2

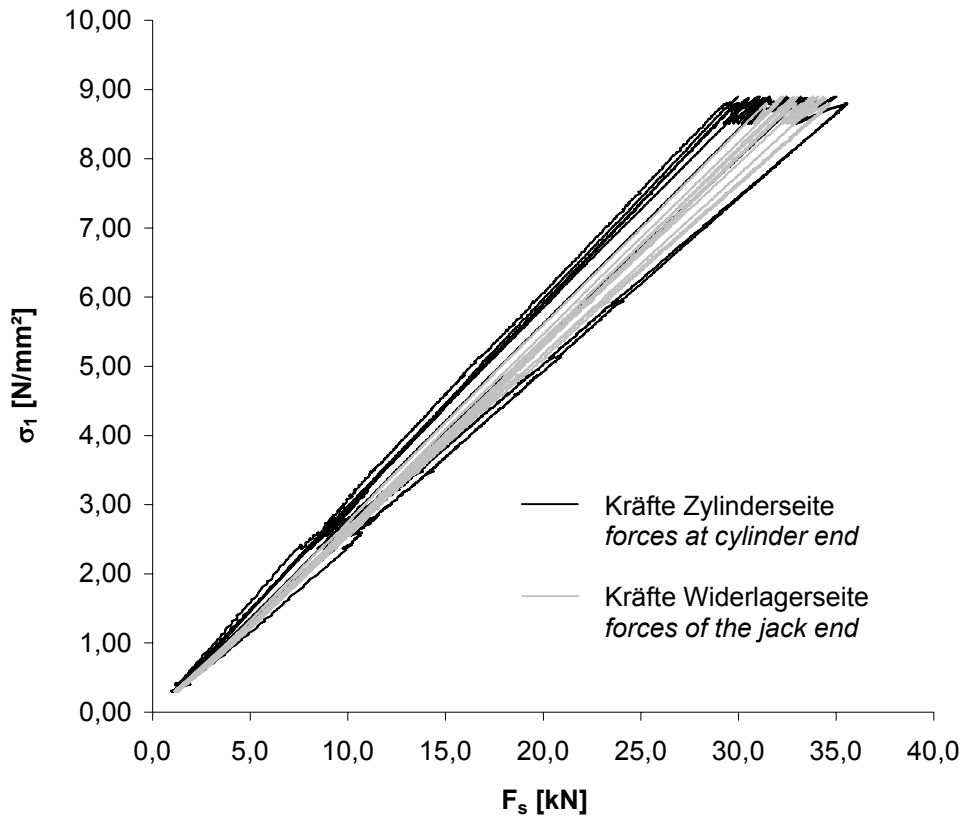


Bild A.4-39. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 050VK2 beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.4-39. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 050VK2 during tensile loading

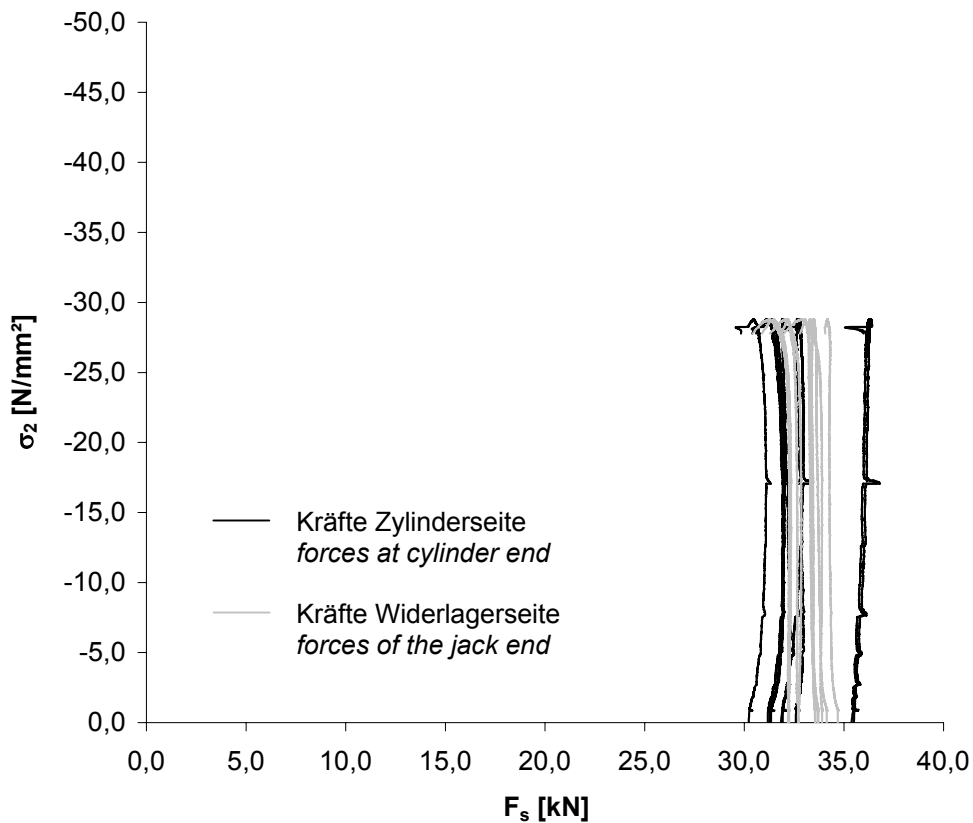


Bild A.4-40. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 050VK2 beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.4-40. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 050VK2 during compressive loading

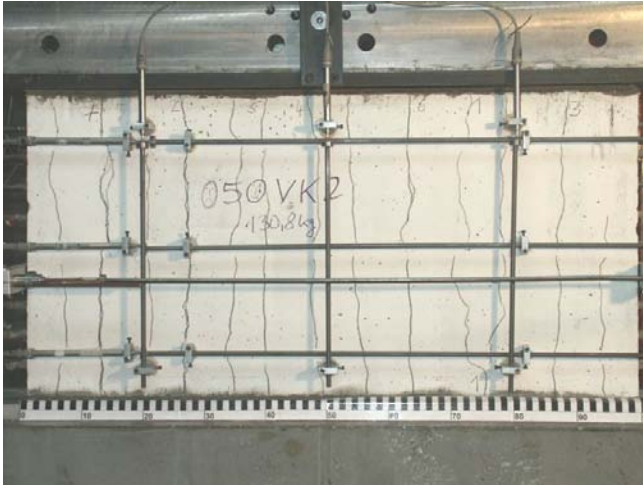


Bild A.4-41.
Rissbild der Scheibe 050VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-41.
Crack pattern of Panel 050VK2 (view north)

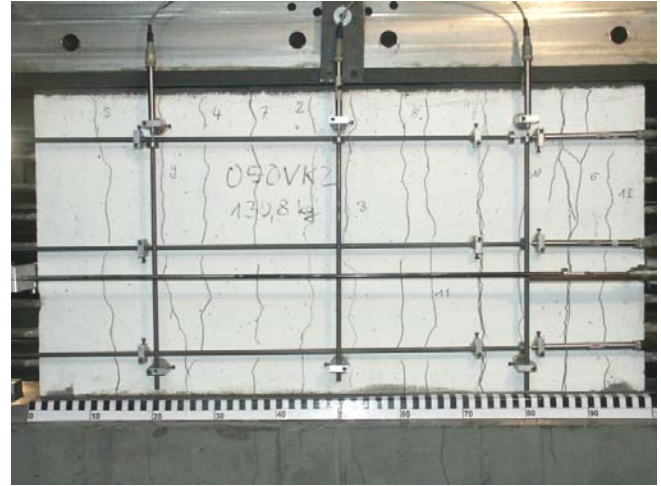


Bild A.4-42.
Rissbild der Scheibe 050VK2 (Ansicht Süd)
Fig. A.4-42.
Crack pattern of Panel 050VK2 (view south)



Bild A.4-43.
Bruchbild der Scheibe 050VK2 (Ansicht Süd)
Fig. A.4-43.
Panel 050VK2 at failure (view south)



Bild A.4-44.
Bruchbild der Scheibe 050VK2 (Ansicht West)
Fig. A.4-44.
Panel 050VK2 at failure (view west)

Scheibe 250VK2
Panel 250VK2

Fasern: <i>fibres</i>	-
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,225 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,06 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,79 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,24 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 25,11 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	12
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -28,6 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -24,8 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,38 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 25,49 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	13

Tabelle A.4-8. Ergebnisse der Zylinder 250VK2**Table A.4-8.** Results of cylinders 250VK2

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,313	47,3	-	33202
2	2,338	48,4	-	34401
3	2,334	48,0	-	35923
4	2,310	-	3,28	-
5	2,305	-	3,34	-
6	2,328	-	3,55	-
7	2,321	45,3	-	-
8	2,310	43,7	-	-
9	2,296	45,6	-	-
Mittel <i>average</i>	2,317	46,4	3,39	34509

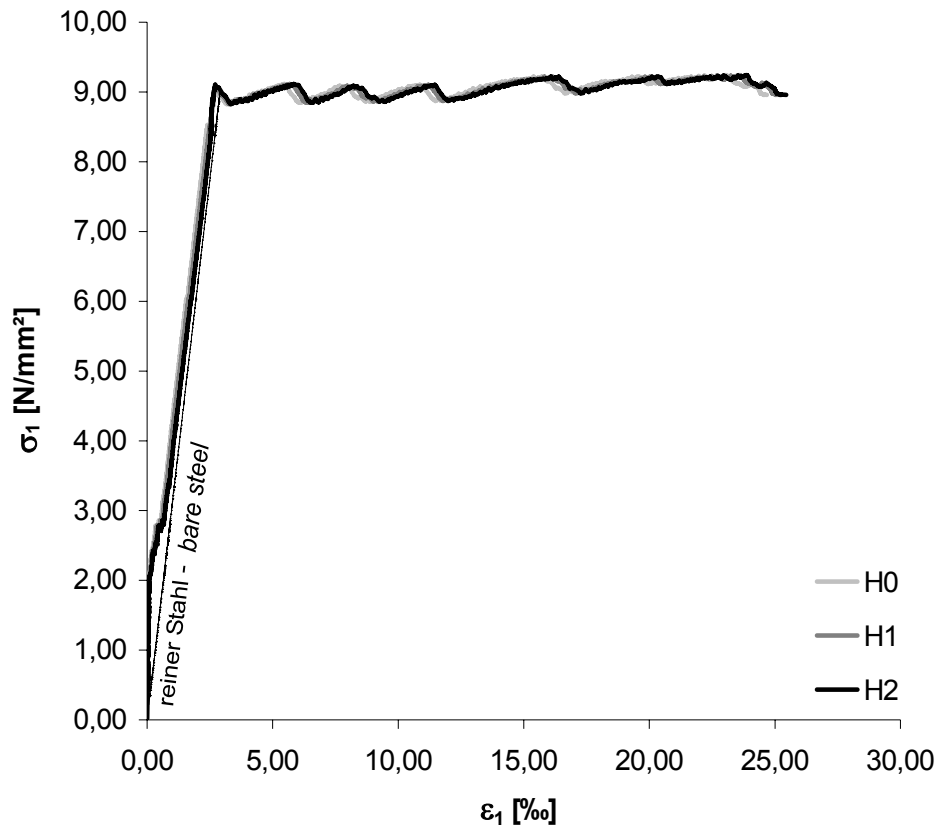


Bild A.4-45. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe 250VK2
Fig. A.4-45. Tensile stress-strain diagram of Panel 250VK2

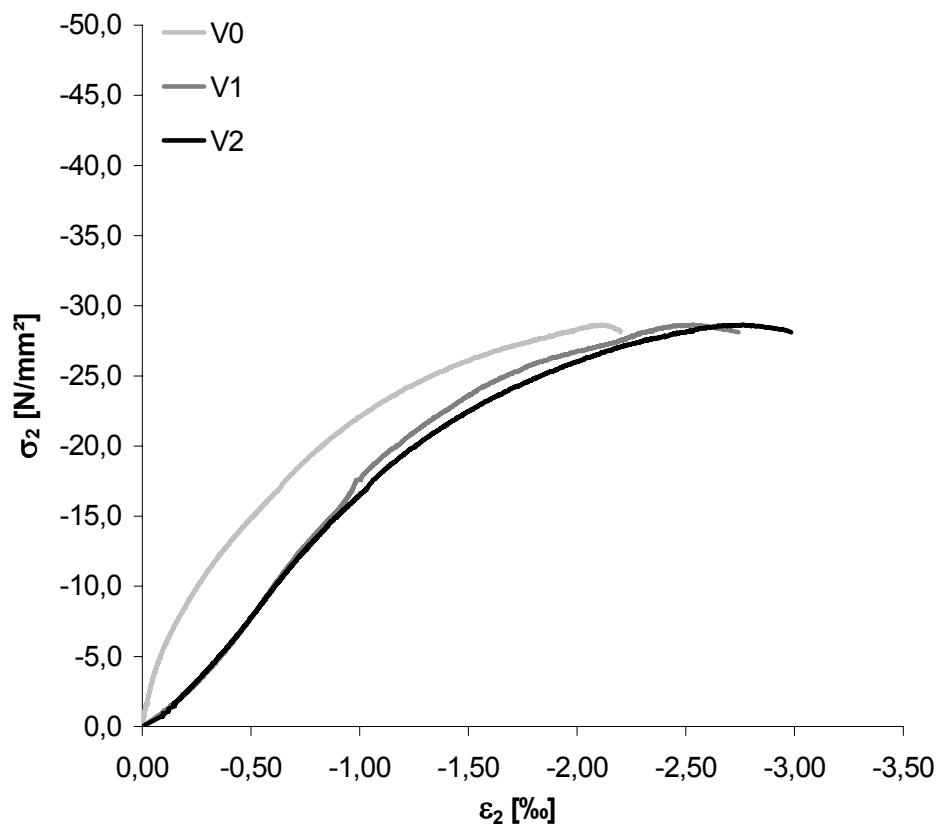


Bild A.4-46. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe 250VK2
Fig. A.4-46. Compressive stress-strain diagram of Panel 250VK2

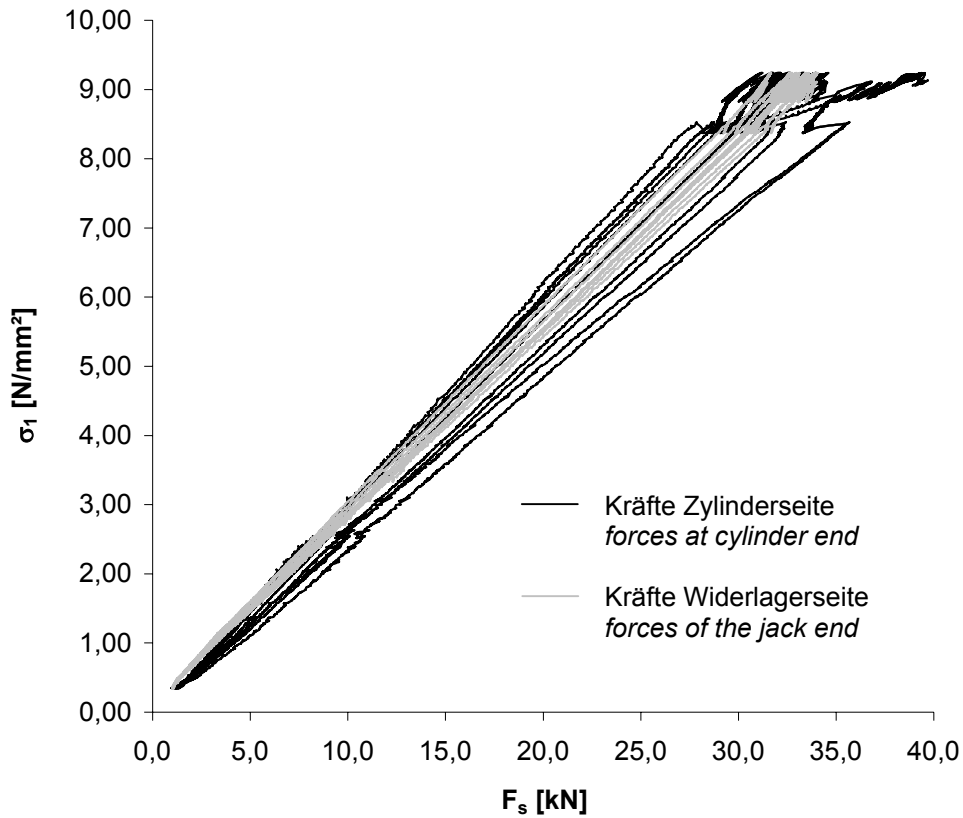


Bild A.4-47. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 250VK2 beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.4-47. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 250VK2 during tensile loading

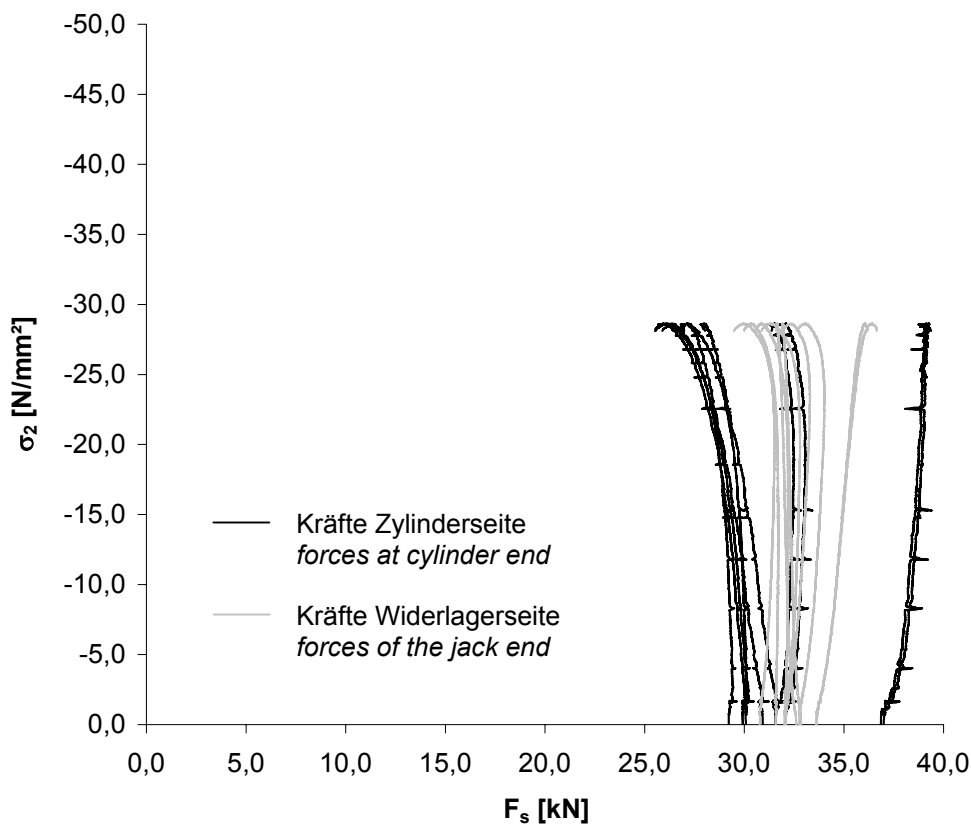


Bild A.4-48. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe 250VK2 beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.4-48. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel 250VK2 during compressive loading

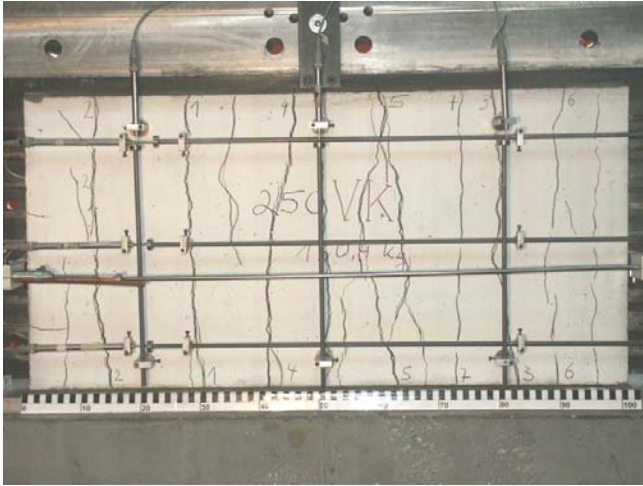


Bild A.4-49.
Rissbild der Scheibe 250VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-49.
Crack pattern of Panel 250VK2 (view north)

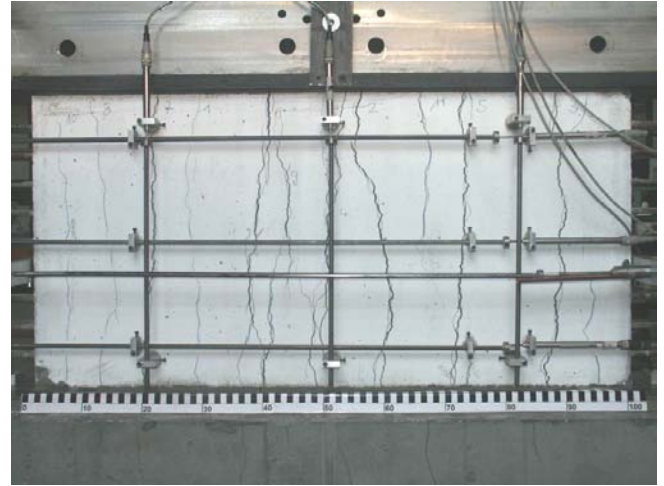


Bild A.4-50.
Rissbild der Scheibe 250VK2 (Ansicht Süd)
Fig. A.4-50.
Crack pattern of Panel 250VK2 (view south)



Bild A.4-51.
Bruchbild der Scheibe 250VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-51.
Panel 250VK2 at failure (view north)



Bild A.4-52.
Bruchbild der Scheibe 250VK2 (Ansicht West)
Fig. A.4-52.
Panel 250VK2 at failure (view west)

Scheibe FVK2**Panel FVK2**

Fasern:
fibres 0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40

Rohdichte:
specific density 2,267 kg/dm³

Maximale Druckspannung:
maximum compressive stress $\sigma_{c2} = -41,7 \text{ N/mm}^2$

Betonstauchung unter Höchstlast:
compressive strain under maximum loading $\epsilon_{c2} = -3,13 \text{ ‰}$

Prüfalter der Scheibe (Tage):
age of panel at testing (days) 7

Tabelle A.4-9. Ergebnisse der Zylinder FVK2**Table A.4-9.** Results of cylinders FVK2

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,368	42,3	-	32222
2	2,336	41,1	-	31748
3	2,331	41,6	-	33102
4	2,350	-	3,63	-
5	2,316	-	3,33	-
6	2,349	-	3,56	-
7	2,339	40,6	-	-
8	2,342	41,3	-	-
9	2,328	41,5	-	-
Mittel <i>average</i>	2,340	41,4	3,51	32357

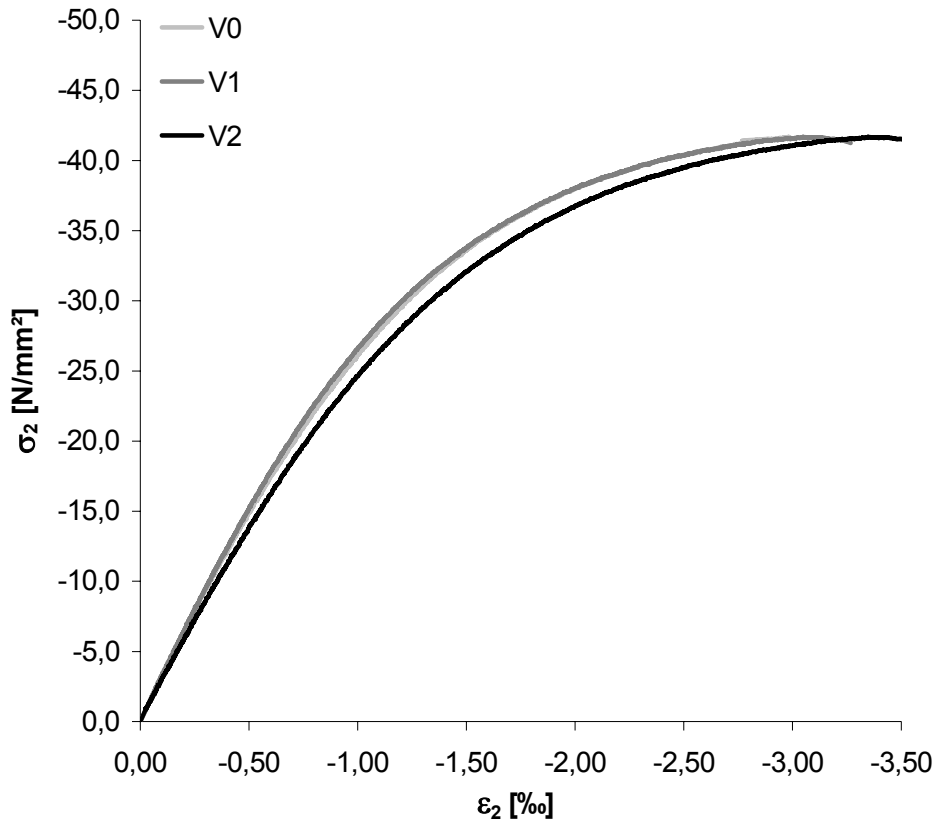


Bild A.4-53. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe FVK2

Fig. A.4-53. Compressive stress-strain diagram of Panel FVK2



Bild A.4-54.
Bruchbild der Scheibe FVK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-54.
Panel FVK2 at failure (view north)



Bild A.4-55.
Bruchbild der Scheibe FVK2 (Ansicht West)
Fig. A.4-55.
Panel FVK2 at failure (view west)



Bild A.4-56.
Bruchbild der Scheibe FVK2 (Ansicht Süd)
Fig. A.4-56.
Panel FVK2 at failure (view south)

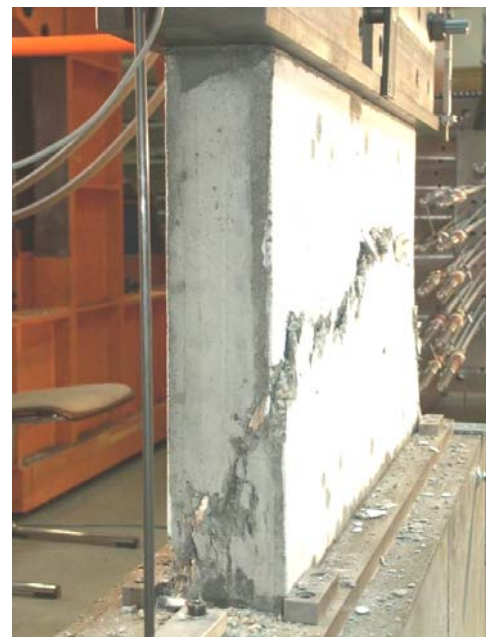


Bild A.4-57.
Bruchbild der Scheibe FVK2 (Ansicht Ost)
Fig. A.4-57.
Panel FVK2 at failure (view east)

Scheibe F000VK4
Panel F000VK4

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,293 kg/dm ³
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -45,5 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -41,4 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,65 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	9

Tabelle A.4-10. Ergebnisse der Zylinder F000VK4
Table A.4-10. Results of cylinders F000VK4

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,383	50,3	-	34663
2	2,372	51,3	-	33730
3	2,358	51,0	-	33991
4	2,391	-	4,14	-
5	2,362	-	3,99	-
6	2,358	-	4,05	-
7	2,385	47,5	-	-
8	2,362	47,5	-	-
9	2,373	47,9	-	-
Mittel <i>average</i>	2,372	49,3	4,06	34128

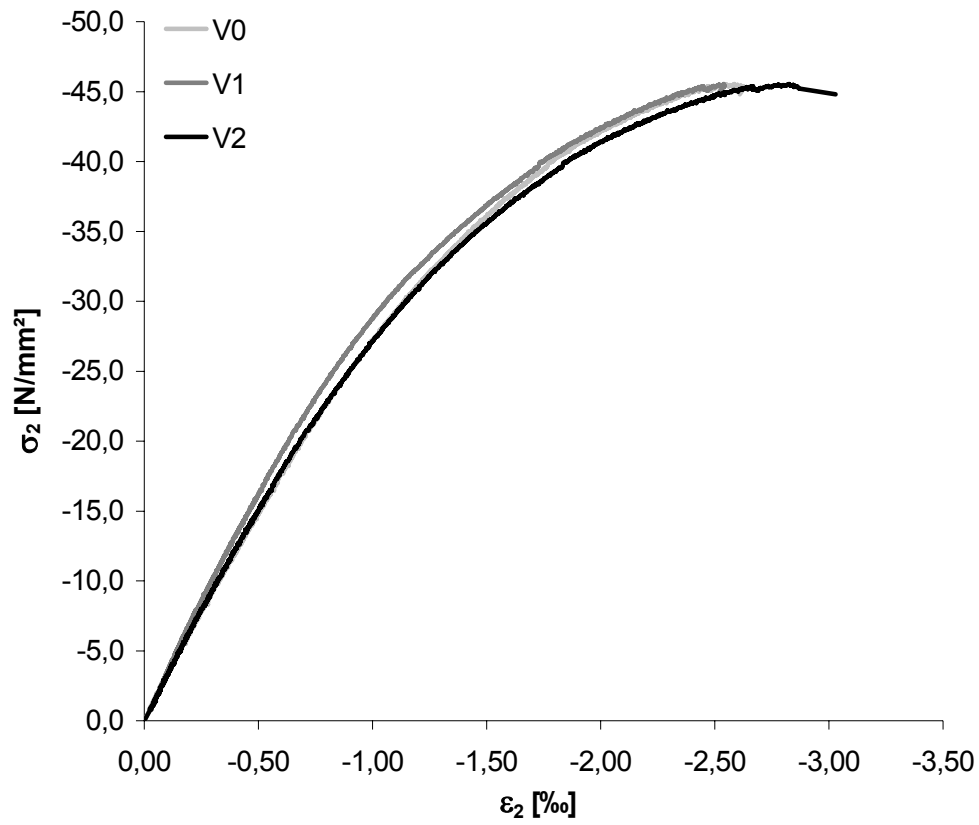


Bild A.4-58. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F000VK4

Fig. A.4-58. Compressive stress-strain diagram of Panel F000VK4



Bild A.4-59.
Bruchbild der Scheibe F000VK4 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-59.
Panel F000VK4 at failure (view north)



Bild A.4-60.
Bruchbild der Scheibe F000VK4 (Ansicht West)
Fig. A.4-60.
Panel F000VK4 at failure (view west)



Bild A.4-61.
Bruchbild der Scheibe F000VK4 (Ansicht Süd)
Fig. A.4-61.
Panel F000VK4 at failure (view south)



Bild A.4-62.
Bruchbild der Scheibe F000VK4 (Ansicht Ost)
Fig. A.4-62.
Panel F000VK4 at failure (view east)

Scheibe F015VK
Panel F015VK

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,241 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,46 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,19 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 6,64 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 1,59 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	10
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -35,1 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -31,5 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,31 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 1,69 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	7

Tabelle A.4-11. Ergebnisse der Zylinder F015VK
Table A.4-11. Results of cylinders F015VK

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,338	43,7	-	32171
2	2,357	44,0	-	30389
3	2,373	41,9	-	31942
4	2,342	-	3,72	-
5	2,373	-	4,10	-
6	2,338	-	3,38	-
7	2,380	45,9	-	-
8	2,344	43,8	-	-
9	2,380	43,6	-	-
Mittel <i>average</i>	2,358	43,8	3,73	31501

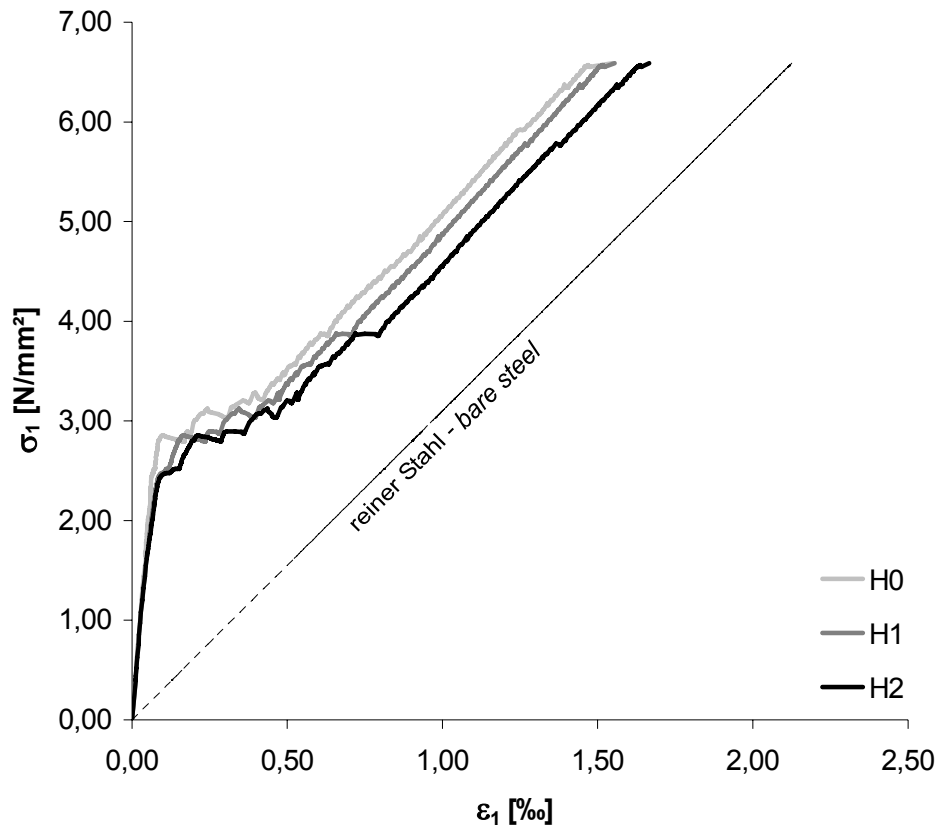


Bild A.4-63. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F015VK
Fig. A.4-63. Tensile stress-strain diagram of Panel F015VK

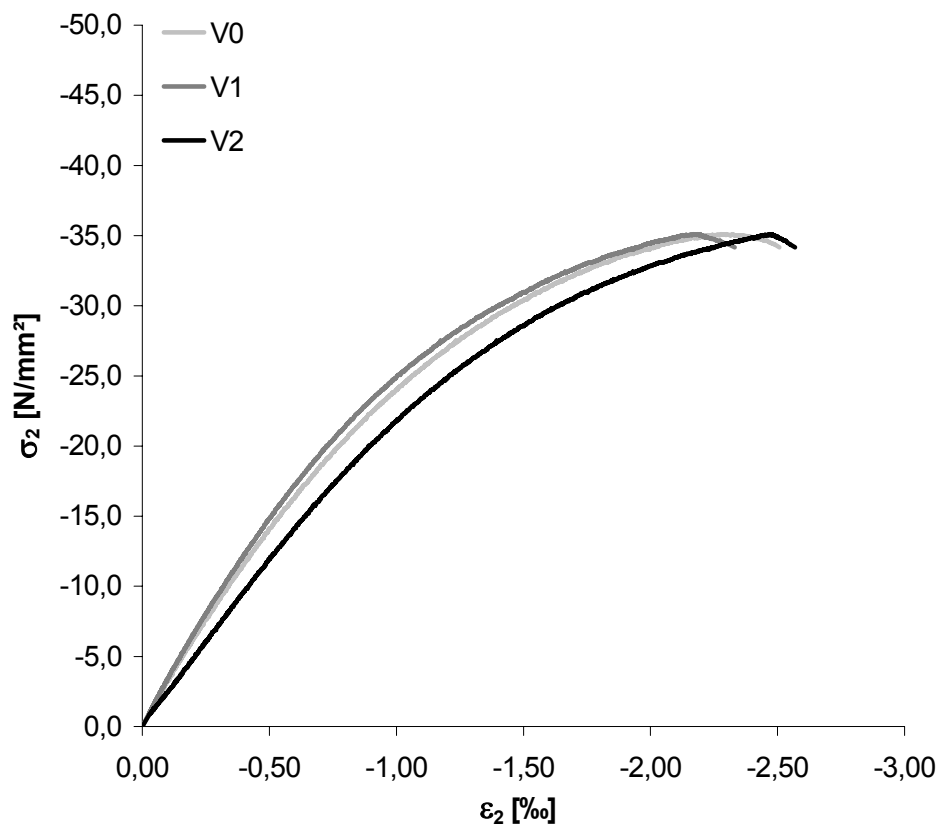


Bild A.4-64. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F015VK
Fig. A.4-64. Compressive stress-strain diagram of Panel F015VK

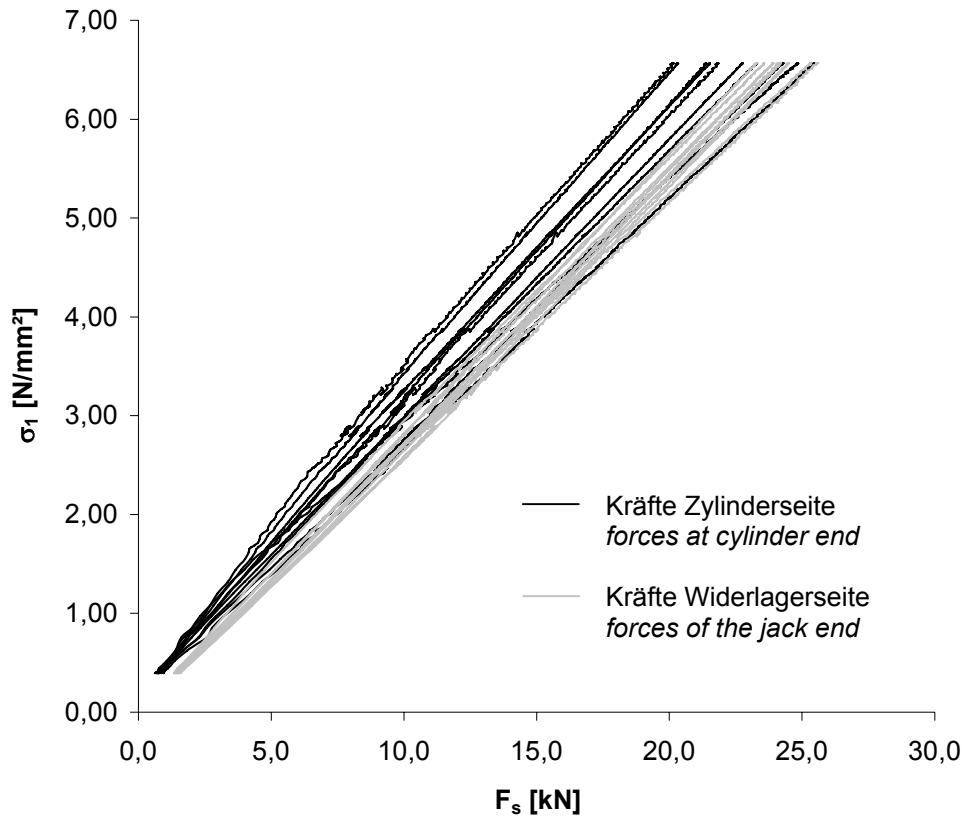


Bild A.4-65. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F015VK beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.4-65. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F015VK during tensile loading

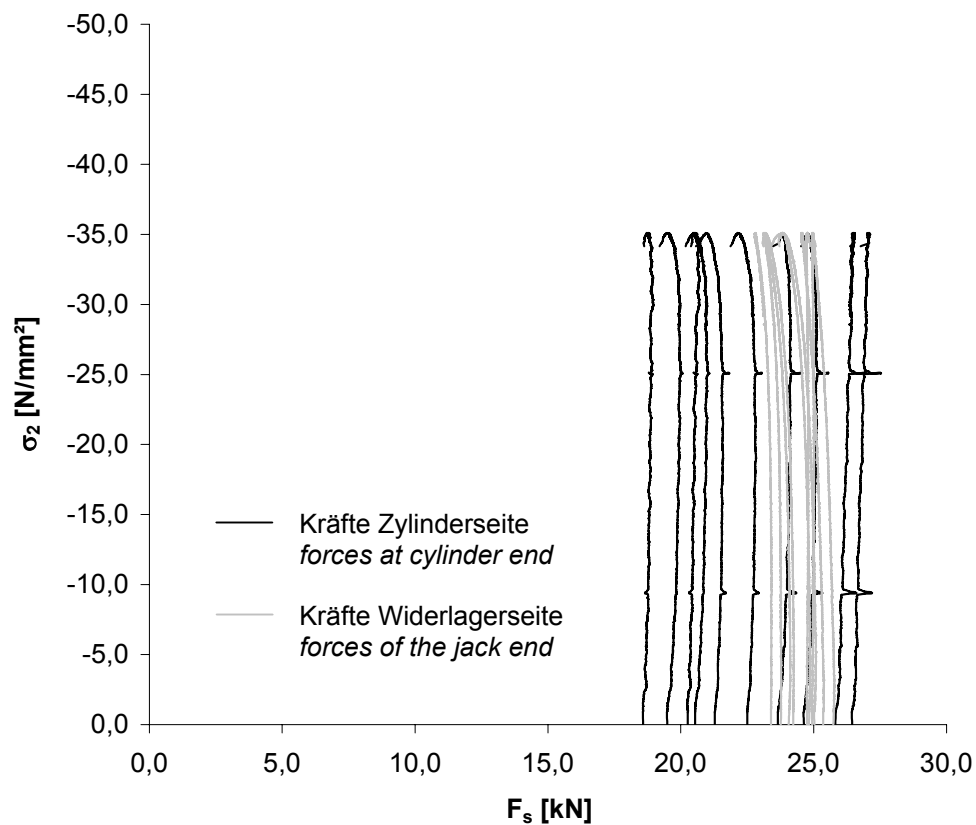


Bild A.4-66. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F015VK beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.4-66. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F015VK during compressive loading

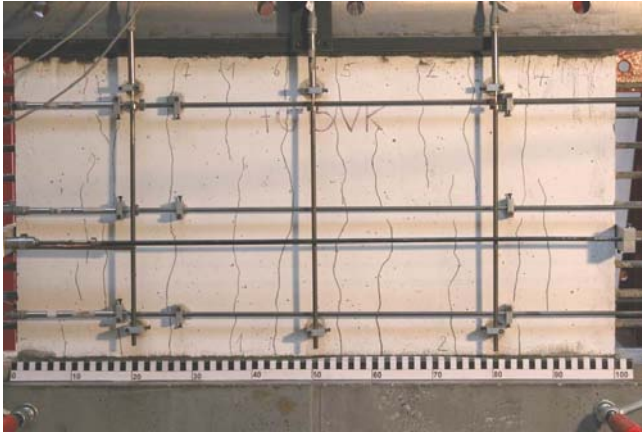


Bild A.4-67.
Rissbild der Scheibe F015VK (Ansicht Nord)
Fig. A.4-67.
Crack pattern of Panel F015VK (view north)

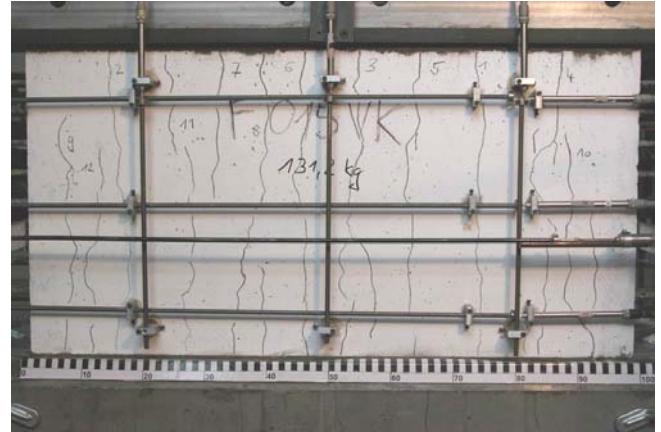


Bild A.4-68.
Rissbild der Scheibe F015VK (Ansicht Süd)
Fig. A.4-68.
Crack pattern of Panel F015VK (view south)



Bild A.4-69.
Bruchbild der Scheibe F015VK (Ansicht Süd)
Fig. A.4-69.
Panel F015VK at failure (view south)



Bild A.4-70.
Bruchbild der Scheibe F015VK (Ansicht West)
Fig. A.4-70.
Panel F015VK at failure (view west)

Scheibe F025VK
Panel F025VK

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,282 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,28 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 1,96 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,50 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 3,09 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	11
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -35,9 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -32,2 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,40 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 3,27 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	19

Tabelle A.4-12. Ergebnisse der Zylinder F025VK
Table A.4-12. Results of cylinders F025VK

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,359	52,7	-	35852
2	2,387	53,9	-	34595
3	2,353	46,2	-	32358
4	2,354	-	4,25	-
5	2,344	-	4,17	-
6	2,384	-	3,86	-
7	2,371	52,0	-	-
8	2,342	47,7	-	-
9	2,367	44,7	-	-
Mittel <i>average</i>	2,362	49,5	4,09	34268

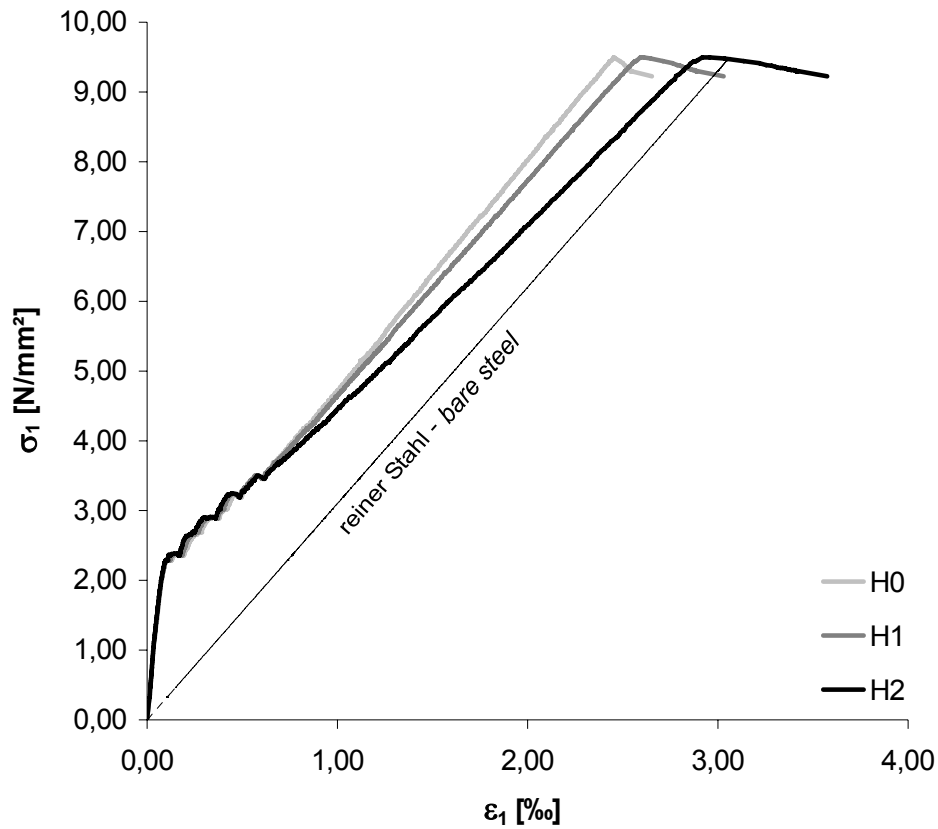


Bild A.4-71. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F025VK
Fig. A.4-71. Tensile stress-strain diagram of Panel F025VK

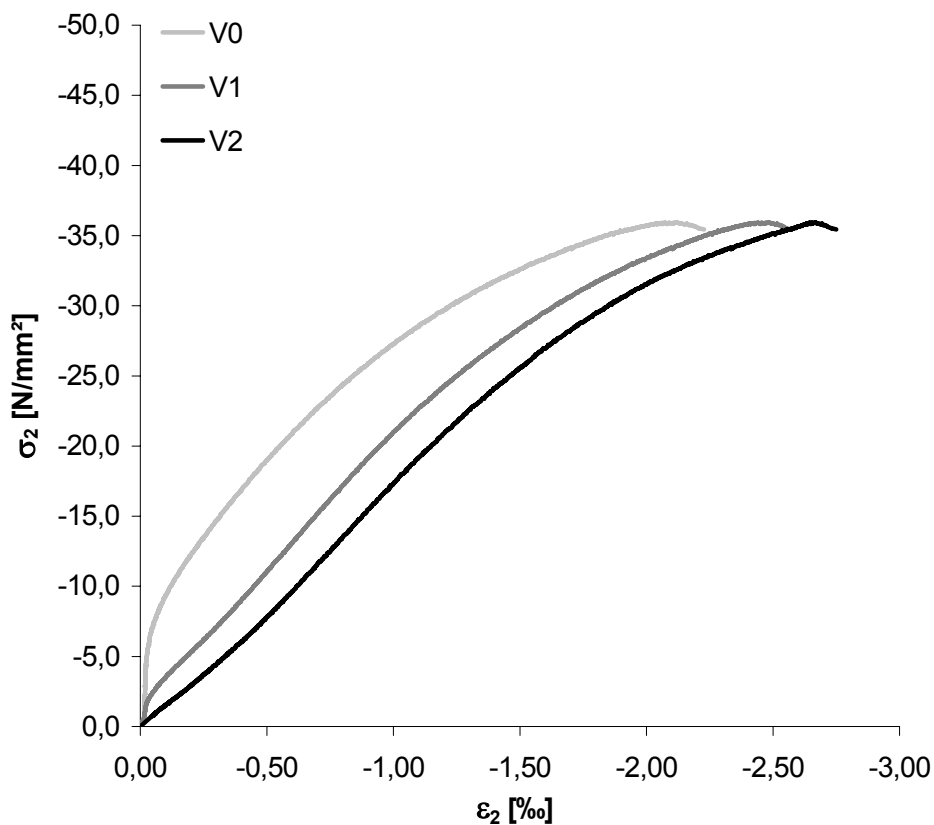


Bild A.4-72. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F025VK
Fig. A.4-72. Compressive stress-strain diagram of Panel F025VK

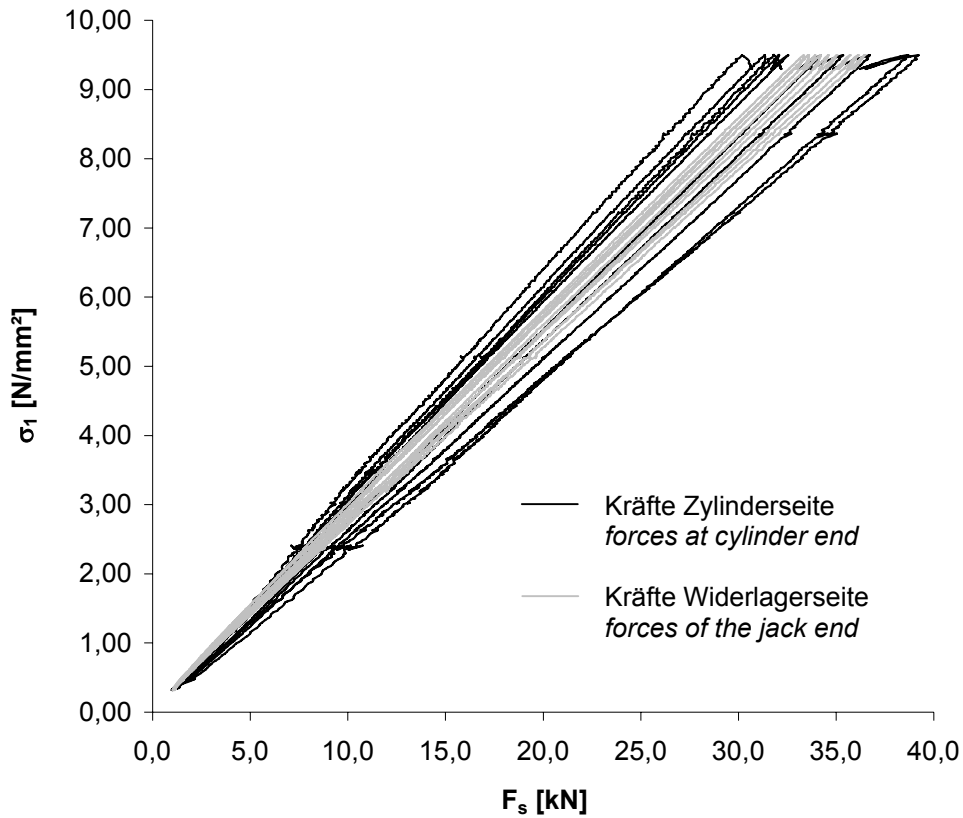


Bild A.4-73. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F025VK beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.4-73. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F025VK during tensile loading

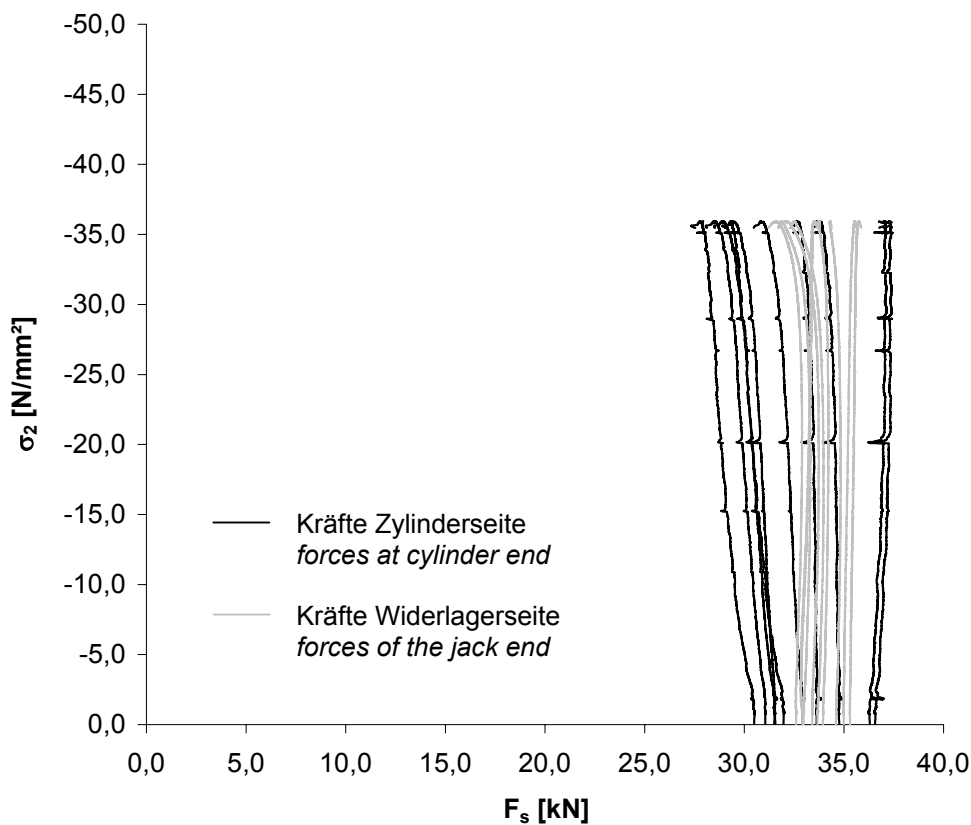


Bild A.4-74. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F025VK beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.4-74. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F025VK during compressive loading

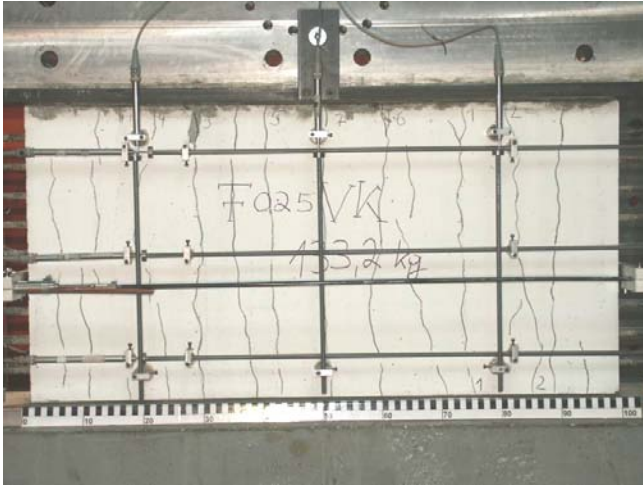


Bild A.4-75.
Rissbild der Scheibe F025VK (Ansicht Nord)
Fig. A.4-75.
Crack pattern of Panel F025VK (view north)

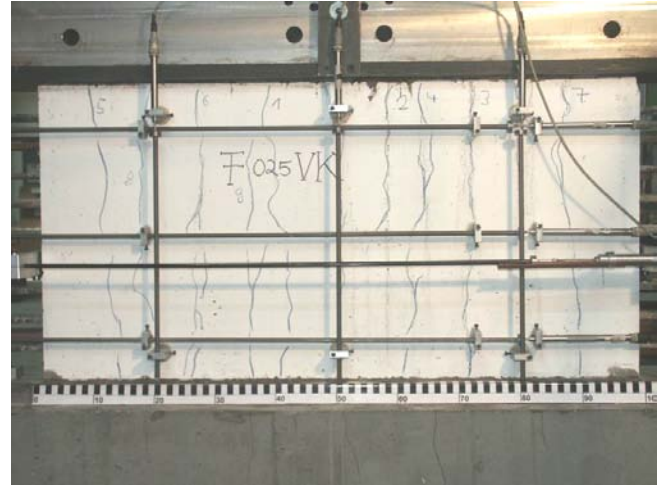


Bild A.4-76.
Rissbild der Scheibe F025VK (Ansicht Süd)
Fig. A.4-76.
Crack pattern of Panel F025VK (view south)

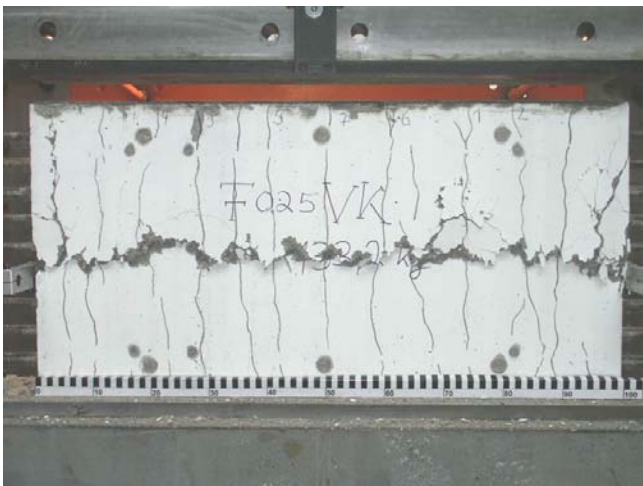


Bild A.4-77.
Bruchbild der Scheibe F025VK (Ansicht Nord)
Fig. A.4-77.
Panel F025VK at failure (view north)



Bild A.4-78.
Bruchbild der Scheibe F025VK (Ansicht Ost)
Fig. A.4-78.
Panel F025VK at failure (view east)

Scheibe F025VK2**Panel F025VK2**

Fasern: <i>fibres</i>	0,5 Vol.-% Dramix®-Fasern 80/40
Rohdichte: <i>specific density</i>	2,385 kg/dm ³
Erstrissspannung: <i>stress at first crack</i>	$\sigma_{cr}^b = 2,66 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{cr}^i = 2,34 \text{ N/mm}^2$
Maximale Zugspannung (nominal): <i>nominal maximum tensile stress</i>	$\sigma_1 = 9,60 \text{ N/mm}^2$
Aufgebrachte Zugdehnung: <i>applied tensile strain</i>	$\varepsilon_1 = 4,48 \text{ ‰}$
Anzahl Risse: <i>number of cracks</i>	12
Maximale Druckspannung: <i>maximum compressive stress</i>	$\sigma_2 = -36,2 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{c2} = -31,8 \text{ N/mm}^2$
Betonstauchung unter Höchstlast: <i>compressive strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{c2} = -2,86 \text{ ‰}$
Querdehnung unter Höchstlast: <i>transversal strain under maximum loading</i>	$\varepsilon_{1,max} = 4,61 \text{ ‰}$
Prüfalter der Scheibe (Tage): <i>age of panel at testing (days)</i>	7

Tabelle A.4-13. Ergebnisse der Zylinder F025VK2**Table A.4-13.** Results of cylinders F025VK2

Probe Nr. <i>specimen no.</i>	Rohdichte <i>specific density</i> [kg/dm ³]	Druckfestigkeit <i>compressive strength</i> [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit <i>splitting tensile strength</i> [N/mm ²]	Elastizitätsmodul <i>modulus of elasticity</i> [N/mm ²]
1	2,368	41,4	-	33094
2	2,362	43,1	-	33080
3	2,338	43,3	-	33793
4	2,358	-	3,33	-
5	2,325	-	3,84	-
6	2,342	-	3,65	-
7	2,345	44,8	-	-
8	2,376	45,6	-	-
9	2,341	45,6	-	-
Mittel <i>average</i>	2,351	44,0	3,61	33322

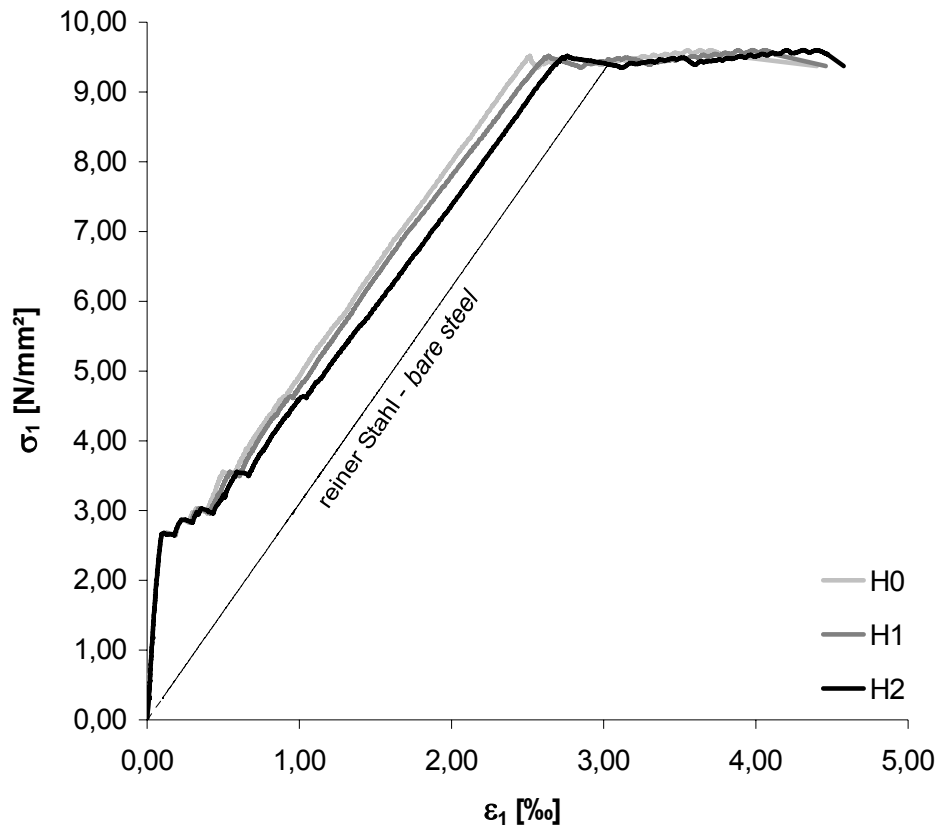


Bild A.4-79. Zugspannungs-Dehnungs-Diagramm der Scheibe F025VK2
Fig. A.4-79. Tensile stress-strain diagram of Panel F025VK2

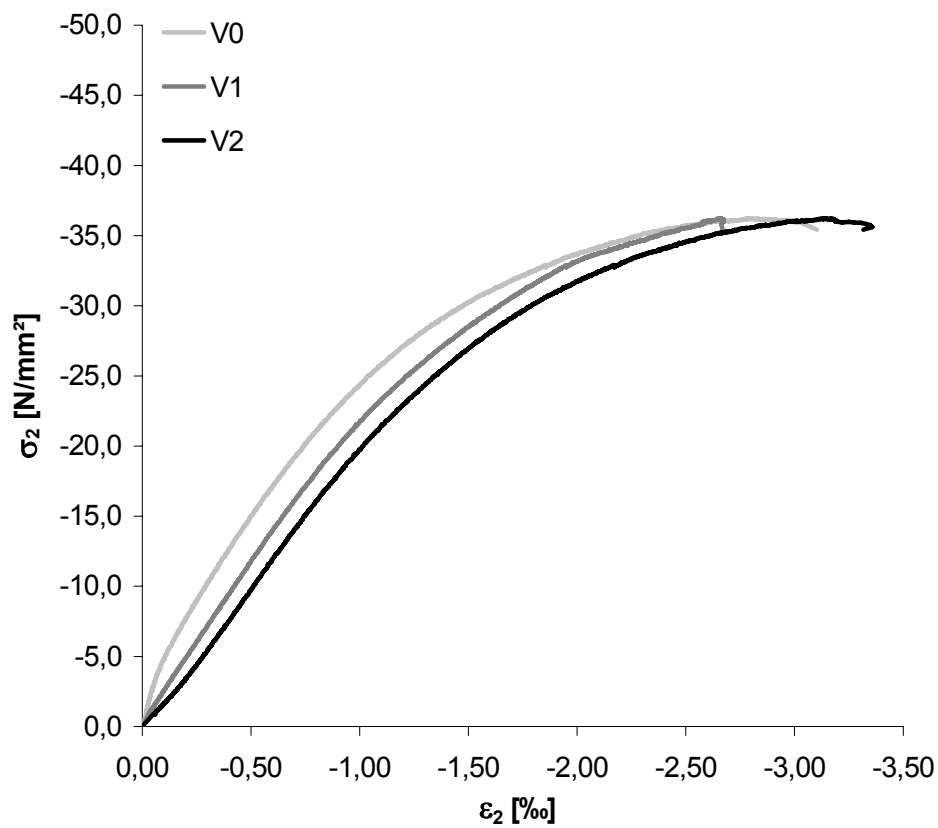


Bild A.4-80. Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm der Scheibe F025VK2
Fig. A.4-80. Compressive stress-strain diagram of Panel F025VK2

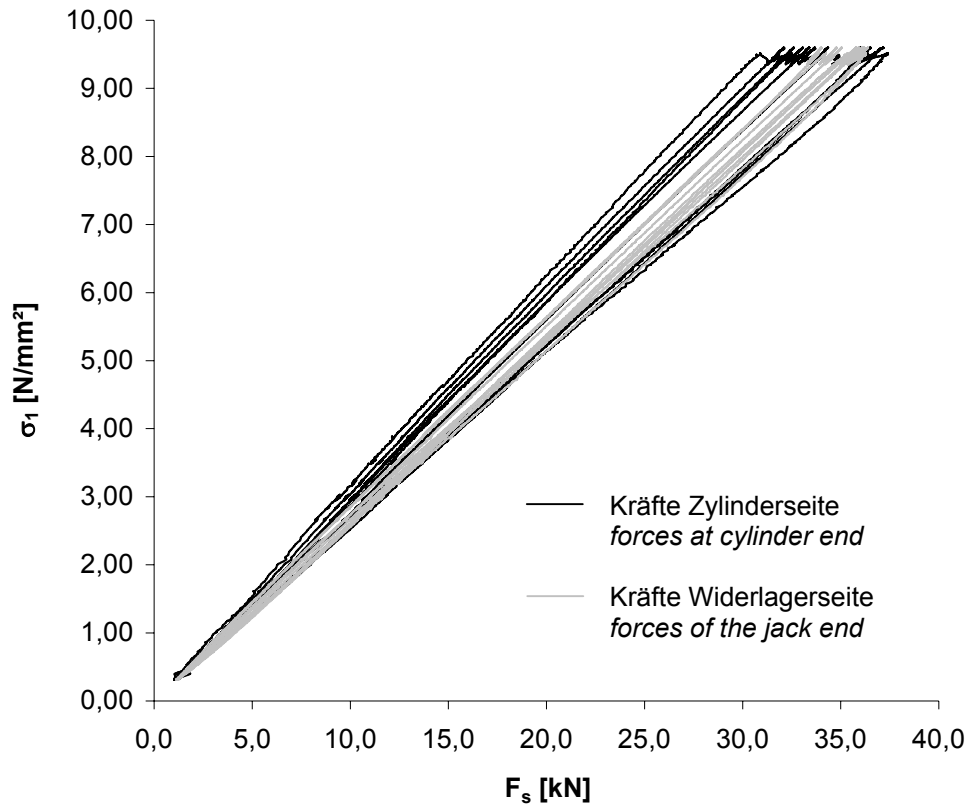


Bild A.4-81. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F025VK2 beim Aufbringen der Zugkraft
Fig. A.4-81. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F025VK2 during tensile loading

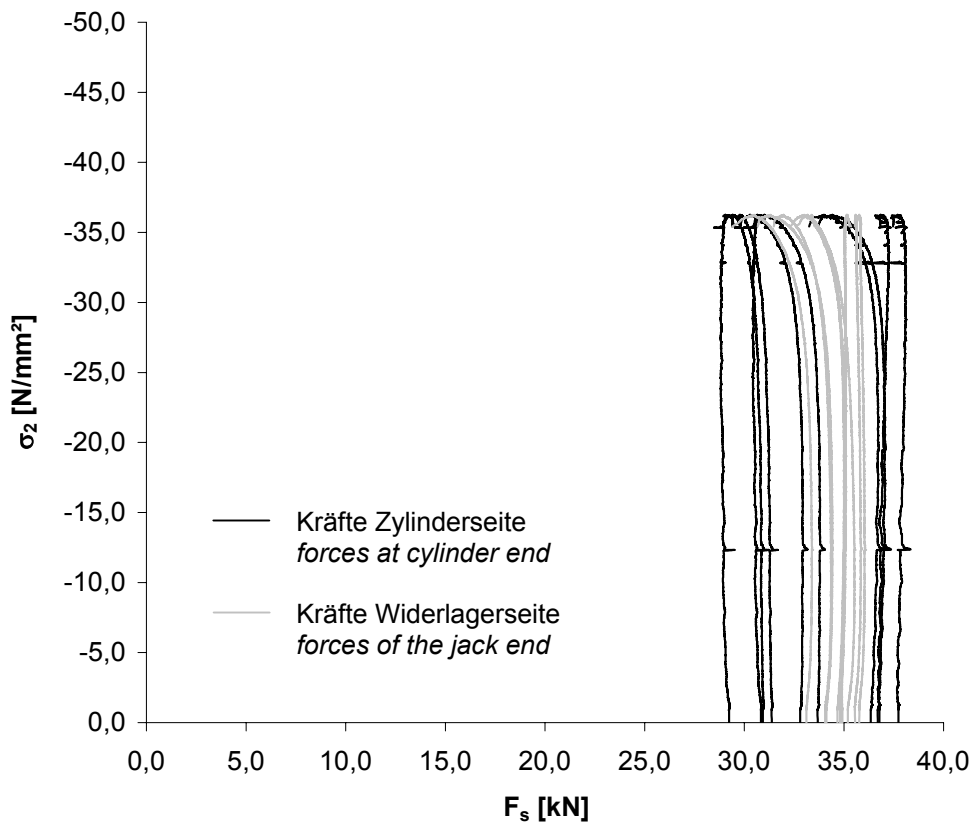


Bild A.4-82. Kräfte der durchlaufenden Bewehrungsstäbe der Scheibe F025VK2 beim Aufbringen der Druckkraft
Fig. A.4-82. Forces in the continuous reinforcing bars of Panel F025VK2 during compressive loading

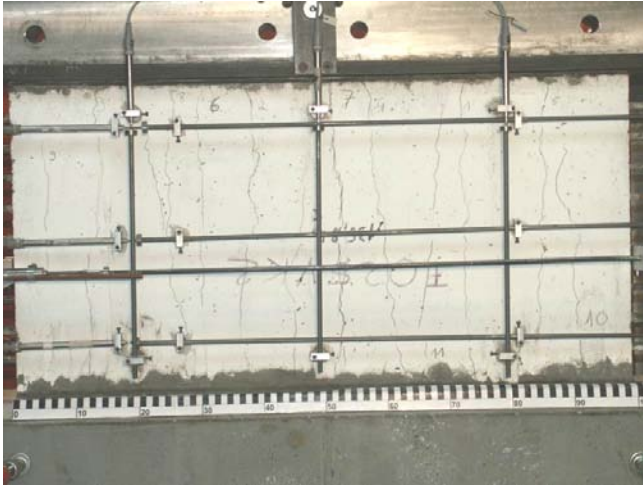


Bild A.4-83.
Rissbild der Scheibe F025VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-83.
Crack pattern of Panel F025VK2 (view north)

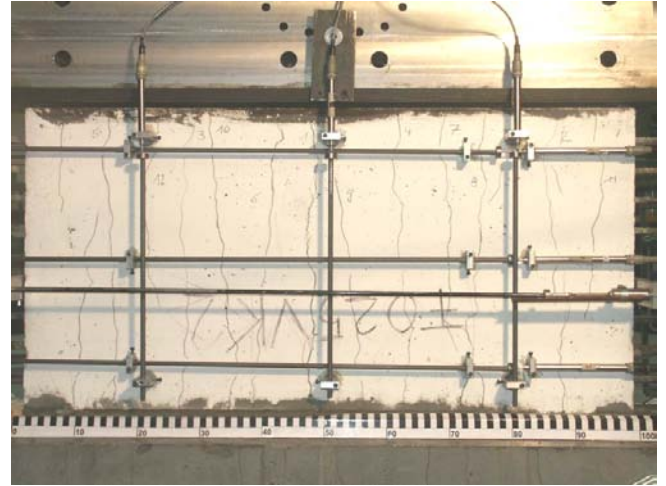


Bild A.4-84.
Rissbild der Scheibe F025VK2 (Ansicht Süd)
Fig. A.4-84.
Crack pattern of Panel F025VK2 (view south)



Bild A.4-85.
Bruchbild der Scheibe F025VK2 (Ansicht Nord)
Fig. A.4-85.
Panel F025VK2 at failure (view north)

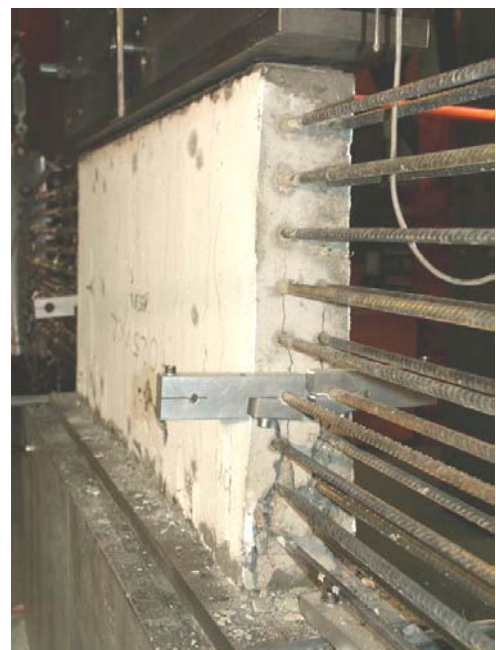


Bild A.4-86.
Bruchbild der Scheibe F025VK2 (Ansicht West)
Fig. A.4-86.
Panel F025VK2 at failure (view west)