



Philipp Anegg, BSc

**Zur Querkrafttragfähigkeit von extern
vorgespannten Stahlbetonbalken
ohne Querkraftbewehrung**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue
Dipl.-Ing. Christoph Thomas Betschoga, BSc

Institut für Betonbau
Lessingstraße 25, 8010 Graz

Graz, Jänner 2019

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

Datum

Unterschrift

Danksagung

Ich möchte mich bei folgenden Personen bedanken, die mich bei der Erstellung dieser Masterarbeit physisch und geistig unterstützt haben.

Zuerst danke ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue für die Betreuung und Begutachtung meiner Masterarbeit, sowie die Gelegenheit diese am Institut für Betonbau verfasst haben zu dürfen.

Weiters danke ich meinem Mitbetreuer Herrn Dipl.-Ing. Christoph Thomas Betschoga BSc für die Betreuung bei der Versuchsdurchführung und in weiterer Folge für die fachliche Unterstützung beim Verfassen und Korrigieren dieser Arbeit.

Den Mitarbeitern des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau danke ich für die gute Zusammenarbeit bei der Herstellung der Versuchsbalken und im Anschluss für die Unterstützung bei der Versuchsvorbereitung und -durchführung. Insbesondere möchte ich hier Herrn Dipl.-Ing. Josef Linder, Herrn Ing. Uwe Fülöp und Herrn Hannes Koitz erwähnen.

Besonderer Dank gilt meiner Familie, vor allem meinen Eltern Karoline und Hermann, die mir in jeglichen Lagen meiner Studienzeit zur Seite gestanden sind und mich nicht nur finanziell sondern auch moralisch immer unterstützt haben. Ohne eure Unterstützung wäre ich heute nicht da, wo ich jetzt stehe. Einen lieben Dank auch meiner Schwester Anna, auf die ich immer zählen konnte und die mir auch in jeglichen Lebenslagen mit Rat und Tat zur Seite gestanden ist.

Meiner Freundin Christina gebührt hier natürlich ebenfalls ein besonderer Platz. Vielen Dank für die fachliche Unterstützung im Studium und bei der Erstellung dieser Masterarbeit aber auch abseits der Uni für die vielen schönen Momente in unserem gemeinsamen sozialen Umfeld. Danke, dass du immer ein offenes Ohr für mich hattest und mich in allen Situationen unterstützt hast.

Ein großes Dankeschön möchte ich meinem Diplomanden-Kollegen Oliver aussprechen, mit dem ich sehr viele nervenaufreibende, lange und kollegiale Stunden bei der Versuchsherstellung und später gemeinsam im „Kammerl“ verbracht habe. Danke auch an die Kollegen, die mich bei den Schalungs- und Bewehrungsarbeiten freundlicherweise unterstützt haben.

Zu guter Letzt danke ich dem Geotechnikzeichensaal, der mich all die Jahre in meiner Studienzeit begleitet hat. Ich danke für die vielen Freundschaften, die daraus entstanden sind, die gemeinsamen Tage, Abende und Nächte im und außerhalb des Zeichensaals und die gesamten kulturellen Events rund ums Studium. In diesem Sinne: bleibs (zs) geilo!

Kurzfassung

Die Erfassung/Vorhersage der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ist bereits seit Jahrzehnten Gegenstand der Forschung. Trotzdem existiert bis heute kein einheitliches Modell, das die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken allgemein und zutreffend beschreiben kann. Wie aus jüngerer Literatur bekannt ist, haben das statische System und die Belastungsart wesentlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit von schubslanken Stahlbetonbauteilen. Nun soll untersucht werden, ob auch eine geringe Drucknormalspannung einen maßgebenden Einfluss auf das Schubtragverhalten von Stahlbetonbalken hat.

Die vorliegende Masterarbeit beschäftigt sich mit Schubversuchen an vorgespannten Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung. Die Druck-Vorspannung wird extern durch ein eigens dafür konstruiertes Normalkraftgerüst aufgebracht. Das Versuchsprogramm umfasst insgesamt acht Versuchskörper, davon vier Einfeldträger und vier Kragträger unter Gleichlast. Bis auf einen Träger je statisches System sind alle einer Vorspannung unterzogen, um den Einfluss einer Vorspannkraft auf die Querkrafttragfähigkeit untersuchen und mit einem Referenzbalken ohne Vorspannung vergleichen zu können.

An den Versuchsbalken wird ein umfangreiches Messprogramm durchgeführt. Anhand der durchgeführten Messungen können das Trag- und Verformungsverhalten, die Rissentwicklung inklusive der Versagensstelle, sowie eine Kraftflussanalyse im Schubfeld mittels photogrammetrischer Messung untersucht werden. Zusätzlich wird im Nachhinein die Querkrafttragfähigkeit mit zwei normativen Bemessungsansätzen (DIN EN 1992-1-1 und *fib* Model Code 2010) verglichen.

Die Versuchsergebnisse zeigen einen positiven Effekt der Drucknormalspannung, wenngleich dieser nicht sehr ausgeprägt ist. Das Rissbild konnte nicht eindeutig durch die Normalkraft beeinflusst werden, was sich bei den Einfeldträgern durch die Streuung der Versagensstellen zeigt. Die genannten Bemessungsansätze quantifizieren den Einfluss der Drucknormalspannung jeweils unterschiedlich, was zu verschiedenen Mittelwerten und Variationskoeffizienten im Verhältnis der berechneten zur erreichten Querkrafttragfähigkeit führt.

Abstract

Shear capacity of externally prestressed reinforced concrete beams without shear reinforcement

The detection and prediction of the shear capacity of reinforced concrete elements has been the subject of research for decades. Due to the many calculation models and theories, there is still no uniformly recognized model that describes the shear capacity of reinforced concrete beams in a generally applicable and correct manner. Recent literature states, the structural system and the load configuration have significant influence on the shear resistance of slender reinforced concrete members. Now, the question of whether a low compressive normal stress has a decisive influence on the shear bearing behaviour of reinforced concrete beams or not, shall be investigated.

This master thesis deals with shear tests on prestressed reinforced concrete beams without shear reinforcement. The compression preload is applied externally by a specially designed normal force framework. The test program is composed of eight total test specimens, four of which are single-span girders and four cantilever under uniform load distributions. With the exception of one beam per structural system, all are subjected to a prestress in order to investigate the influence of a preload force on the shear force bearing capacity and to compare it with a reference beam without any prestress.

An extensive measuring program is carried out on the test beams. On the basis of the performed measurements, the load bearing and deformation behaviour, the crack development including the point of failure, as well as a force flow analysis in the shear field by means of photogrammetric measurement, can be investigated. In addition, the shear resistance can be calculated afterwards and compared with two normative design approaches (DIN EN 1992-1-1 and *fib* Model Code 2010).

The test results show a positive effect of the compressive normal stress, although the effect is not very pronounced. The crack pattern was not obviously influenced by the normal force, as shown by the scatter of the failure point in single-span girders. The design approaches quantify the influence of the compressive normal stress differently, leading to different mean values and coefficients of variation in the ratio of the calculated to the achieved shear force capacity.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1. Ausgangslage und Motivation	1
1.2. Zielsetzung und Vorgehensweise	2
2. Grundlagen der Querkrafttragfähigkeit	3
2.1. Allgemeines	3
2.2. Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung .	5
2.2.1. Sprengwerkwirkung	5
2.2.2. Querkraftabtragungsmechanismen in Stahlbetonbalken	5
2.3. Aktuell gültige Berechnungsansätze	9
2.3.1. Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung [1] [2]	9
2.3.2. Bemessung nach <i>fib</i> Model Code 2010 ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung [3]	10
2.3.3. Einflüsse bestimmter Parameter auf die rechnerische Querkrafttrag- fähigkeit	12
3. Vorhandene Versuche	18
3.1. Übersicht	18
3.2. Zusammenfassung	20
4. Experimentelles Programm	21
4.1. Versuchsbeschreibung und -programm	21
4.2. Geometrie der Versuchsbalken	22
4.3. Verwendete Baustoffe	23
4.3.1. Beton	23
4.3.2. Bewehrungsstahl	26
4.4. Herstellung der Versuchskörper	26
4.4.1. Schalungsarbeiten	26
4.4.2. Bewehrungsarbeiten	27
4.4.3. Betonage und Sanierungsarbeiten	29
4.4.4. Kernbohrungen	31
4.5. Versuchsaufbau	32
4.6. Messtechnik	37
5. Versuchsergebnisse	40
5.1. Trag- und Verformungsverhalten	40
5.2. Rissbild und Versagensstelle	42
5.3. Analyse des Kraftflusses und der Rissentwicklung an ausgewählten Versuchs- balken	46
5.3.1. Rissentwicklung	46
5.3.2. Kraftfluss	48

5.4. Querkrafttragfähigkeit	50
5.4.1. Vergleich der Querkrafttragfähigkeiten mit aktuell gültigen Bemessungsansätzen	51
6. Zusammenfassung und Ausblick	55
A. Querkraftbemessung	59
A.1. Einfeldträger unter Gleichstreckenlast	59
A.2. Kragträger unter Gleichstreckenlast	61
B. Versuchskörper, Rissbilder, Versuchsaufbau	65
C. Versuchsergebnisse	74
C.1. Versuchsbalken SV-2-N0.5-E	74
C.2. Versuchsbalken SV-2-N1.0-E	78
C.3. Versuchsbalken SV-2-N1.5-E	82
C.4. Versuchsbalken SV-2-N0	86
C.5. Versuchsbalken SV-5-N0.5-E	90
C.6. Versuchsbalken SV-5.1-N1.5-E	94
C.7. Versuchsbalken SV-5.2-N1.5-E	98
C.8. Versuchsbalken SV-5-N0	102
D. Begleitende Versuche	105
D.1. Festigkeitseigenschaften Beton	105

Abbildungsverzeichnis

2.1.	Verknüpfung von Biegemoment und Querkraft [4]	3
2.2.	Schubfeldtypen mit zugehörigen Momenten- und Querkraftverlauf [5]	4
2.3.	Schematische Darstellung der Sprengwerkwirkung [6]	5
2.4.	Anerkannte Tragmechanismen zur Querkraftabtragung [6]	6
2.5.	Schubspannungsverteilung bei gerissenem Querschnitt	6
2.6.	Schematische Darstellung der Kraftübertragung über einen Riss bei Normalbeton: (a) Kontaktfläche zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnung, (b) Rissverzahnung mit Spannungen [5]	7
2.7.	(a) Risskinematik am Biegeschubriss [4] und schematische Darstellung der Dübelwirkung und Versagen durch Längsrisse, (b) Längsschnitt, (c) Querschnitt [7]	8
2.8.	Rissprozesszone nach Zink [8] bei (a) kleinen Balken und (b) großen Balken	8
2.9.	Übersicht der Längsdehnung ϵ_x im Querschnitt	11
2.10.	Übersicht zur Berechnung der Druckzonenhöhe im Zustand II	12
2.11.	Einfluss des Längsbewehrungsgrades und der Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Einfeldträgern nach DIN EN und <i>fib</i> Model Code	14
2.12.	Einfluss der Betondruckfestigkeit und der Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Einfeldträgern nach DIN EN und <i>fib</i> Model Code	14
2.13.	Einfluss des Längsbewehrungsgrades und der Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Kragträgern nach DIN EN und <i>fib</i> Model Code .	15
2.14.	Einfluss der Betondruckfestigkeit und der Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Kragträgern nach DIN EN und <i>fib</i> Model Code .	15
2.15.	Einfluss der Schubslankheit und der Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Einfeldträgern nach <i>fib</i> Model Code	16
2.16.	Einfluss der Schubslankheit und der Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Kragträgern nach <i>fib</i> Model Code	17
2.17.	Schnittgrößen M und V im Bemessungsquerschnitt (Abstand d vom Auflager)	17
3.1.	Statisches System und Belastung der Versuchsbalken	18
3.2.	Vergleich der rechnerisch ermittelten und der getesteten Tragfähigkeiten . .	19
4.1.	Querschnitte (a) Einfeldträger und (b) Kragträger	22
4.2.	Abmessungen, statisches System und Belastung der Versuchskörper	23
4.3.	Zeitliche Entwicklung der Würfeldruckfestigkeit	24
4.4.	Leere Schalungskonstruktion	27
4.5.	Bewehrungsarbeiten	27
4.6.	Verschweißen des Bewehrungskorbs	28
4.7.	Eingehobene Bewehrungskörbe	28
4.8.	Betonierarbeiten	29
4.9.	Schadensdokumentation nach dem Ausschalen	30
4.10.	Sanierungsmaßnahmen	30

4.11. Spaltzugfestigkeiten der Begleitkörper und der Bohrproben eines jeden Versuchsbalkens in Betonagereihenfolge	31
4.12. Bohrkernentnahme	32
4.13. Schematischer Versuchsaufbau Einfeldträger	33
4.14. Schematischer Versuchsaufbau Kragträger	33
4.15. Feuerwehrschauch in eingebautem Zustand	34
4.16. Seitenansicht der Gelenkkette des Normalkraftgerüsts vor (oben) und nach (unten) der Verformung	35
4.17. Übersicht des externen Vorspanngerüsts im eingebauten Zustand	35
4.18. Externes Vorspannsystem	36
4.19. Externe Querkraftverstärkung der Einfeldträger	36
4.20. Gegenüberstellung der Schnittgrößen eines Kragträgers und des tatsächlich geprüften System	37
4.21. Lageranordnung für die Realisierung der Einspannung	37
4.22. Übersicht des 1 MN-Prüfstands	38
4.23. Schematische Darstellung der Messkonfiguration der Einfeldträger	38
4.24. Photogrammetrisches Messsystem	39
5.1. Last-Verformungskurven inklusive schematischer Darstellung der Versagensposition der Schubversuche vom Schubfeldtyp 2	41
5.2. Last-Verformungskurven inklusive schematischer Darstellung der Versagensposition der Schubversuche vom Schubfeldtyp 3	42
5.3. Versagen der Versuchsbalken des Schubfeldtyps 2	43
5.4. Rissbild bei Versagenseintritt der Versuche zum Schubfeldtyp 2	44
5.5. Versagen der Versuchsbalken des Schubfeldtyps 3	45
5.6. Rissbild bei Versagenseintritt der Versuche zum Schubfeldtyp 3	45
5.7. Rissentwicklung von SV-5-N0.5-E (links) und SV-5.2-N1.5-E (rechts)	46
5.8. Rissöffnung der untersuchten Kragträger	47
5.9. Schrägrissbildung entlang der Längsbewehrung	48
5.10. Detailanalyse des Kraftflusses des Versuchsbalkens SV-5-N0.5-E mittels Auswertung der photogrammetrischen Messung und der Dehnungs- und Verformungsmesser	49
5.11. Detailanalyse des Kraftflusses des Versuchsbalkens SV-5.2-N1.5-E mittels Auswertung der photogrammetrischen Messung und der Dehnungs- und Verformungsmesser	50
5.12. Übersicht der erreichten Lasten im Abstand d vom Auflager	52
5.13. Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsansätzen	53
5.14. Vergleich der rechnerisch ermittelten und der getesteten Tragfähigkeiten	54
C.1. Versuchsbalken SV-2-N0.5-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103	75
C.2. Versuchsbalken SV-2-N0.5-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm	75
C.3. Versuchsbalken SV-2-N0.5-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-6	76
C.4. Versuchsbalken SV-2-N0.5-E: Rissentwicklung	77
C.5. Versuchsbalken SV-2-N1.0-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103	79
C.6. Versuchsbalken SV-2-N1.0-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm	79
C.7. Versuchsbalken SV-2-N1.0-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-6	80

C.8. Versuchsbalken SV-2-N1.0-E: Rissentwicklung	81
C.9. Versuchsbalken SV-2-N1.5-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103	83
C.10. Versuchsbalken SV-2-N1.5-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm	83
C.11. Versuchsbalken SV-2-N1.5-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquer- schnitte 1-6	84
C.12. Versuchsbalken SV-2-N1.5-E: Rissentwicklung	85
C.13. Versuchsbalken SV-2-N0: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103	87
C.14. Versuchsbalken SV-2-N0: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-6	88
C.15. Versuchsbalken SV-2-N0: Rissentwicklung	89
C.16. Versuchsbalken SV-5-N0.5-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103	91
C.17. Versuchsbalken SV-5-N0.5-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm	91
C.18. Versuchsbalken SV-5-N0.5-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquer- schnitte 1-4	92
C.19. Versuchsbalken SV-5-N0.5-E: Rissentwicklung	93
C.20. Versuchsbalken SV-5.1-N1.5-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103	95
C.21. Versuchsbalken SV-5.1-N1.5-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm	95
C.22. Versuchsbalken SV-5.1-N1.5-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquer- schnitte 1-4	96
C.23. Versuchsbalken SV-5.1-N1.5-E: Rissentwicklung	97
C.24. Versuchsbalken SV-5.2-N1.5-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103	99
C.25. Versuchsbalken SV-5.2-N1.5-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm	99
C.26. Versuchsbalken SV-5.2-N1.5-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquer- schnitte 1-4	100
C.27. Versuchsbalken SV-5.2-N1.5-E: Rissentwicklung	101
C.28. Versuchsbalken SV-5-N0: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103	103
C.29. Versuchsbalken SV-5-N0: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4	103
C.30. Versuchsbalken SV-5-N0: Rissentwicklung	104

Tabellenverzeichnis

2.1. Eigenschaften der Referenzbalken	13
3.1. Eigenschaften und wesentliche Ergebnisse der Versuchsbalken	19
4.1. Querschnittseigenschaften der Versuchsbalken	21
4.2. Festigkeitsentwicklung der Begleitkörper	25
4.3. Mittlere Festigkeitskennwerte des Betons	26
4.4. Materialparameter der Spannstahlstabbewehrung SAS 950/1050	26
4.5. Druck- und Spaltzugfestigkeiten der Kernbohrungen	31
5.1. Übersicht der Querkraft bei Erreichen der Trag- und Schubbrisslast	51
5.2. Vergleich der erreichten Querkrafttragfähigkeiten mit den Berechnungsansätzen	52
A.1. Eingangsparameter für die Querkraftbemessung von SV-2-N1.5-E	59
A.2. Eingangsparameter für die Querkraftbemessung von SV-5.1-N1.5-E	62
C.1. Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-2-N0.5-E	74
C.2. Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-2-N1.0-E	78
C.3. Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-2-N1.5-E	82
C.4. Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-2-N0 . . .	86
C.5. Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-5-N0.5-E	90
C.6. Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-5.1-N1.5-E	94
C.7. Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-5.2-N1.5-E	98
C.8. Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-5-N0 . . .	102
D.1. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 2 Tage)	105
D.2. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 8 Tage)	105
D.3. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung bzw. Normlagerung (Probenalter 16 Tage)	105
D.4. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 28 Tage)	105
D.5. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 57 Tage)	105
D.6. Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 45 Tage)	106
D.7. Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 57 Tage)	106
D.8. Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 66 Tage)	106
D.9. Messwerte der Spaltzugfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 57 Tage)	106
D.10. Messwerte der Spaltzugfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 66 Tage)	106
D.11. Messwerte des Elastizitätsmoduls bei Bauteillagerung (Probenalter 78 Tage)	107

D.12.Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit der Kernbohrungen mit $L/d=2.0$ (Probenalter 78 Tage)	107
D.13.Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit der Kernbohrungen mit $L/d=1.0$ (Probenalter 78 Tage)	107
D.14.Messwerte der Spaltzugfestigkeit der Kernbohrungen (Probenalter 67 Tage)	108
D.15.Messwerte der Spaltzugfestigkeit der Kernbohrungen (Probenalter 78 Tage)	108

1. Einleitung

Das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen ist in den letzten Jahrzehnten sehr intensiv erforscht worden. Weltweit wurden bereits über 1000 Querkraftversuche durchgeführt. Parallel zu den Versuchen ist eine Vielzahl an Rechenmodellen und Theorien für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit entwickelt worden. Diese Modelle sind mechanisch, empirisch oder semi-empirisch. Somit existiert heute kein einheitlich anerkanntes Modell, das die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken allgemein beschreibt.

Am Institut für Betonbau an der Technischen Universität Graz wurden in den letzten Jahren bereits umfangreiche Versuche durchgeführt, um das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbalken in seiner Komplexität zu erforschen und besser zu verstehen. Im Rahmen der gegenständlichen Masterarbeit wurden weitere Schubversuche durchgeführt, um zur Weiterentwicklung des ingenieurmäßigen Verständnisses der Querkrafttragfähigkeit beizutragen. Als Hauptaugenmerk dieser aktuellen Versuchsreihe, steht der Einfluss einer Drucknormalspannung bei Stahlbetonbalken mit unterschiedlichen M/V -Verhältnissen ohne Querkraftbewehrung im Vordergrund.

1.1. Ausgangslage und Motivation

Größtenteils wurden in der Vergangenheit Schubversuche an Einfeldträgern unter Einzellasten durchgeführt. In der Praxis treten jedoch in Mehrzahl Bauteile mit Gleichlasten, wie zum Beispiel Decken und Träger auf. Nur wenige Versuche wurden an Einfeldträgern unter Gleichlast, wie beispielsweise jene von Leonhardt und Walther [9] getestet. Noch weniger Versuche wurden an Kragträgern durchgeführt – Caldentey et. al. [10]. Beide genannten Quellen verdeutlichen den Einfluss der Belastungsart und der Momentenbeanspruchungen auf die Querkrafttragfähigkeit. Es wurden deutliche Traglastunterschiede zwischen vergleichbaren Systemen mit Einzellasten und Gleichlasten beobachtet. Die Gesamtbelastung bei Schubversagen ist bei Gleichstreckenlast immer höher als die Traglast unter Einzellasten. [6]

Bei Bauteilen mit hoher Biegebeanspruchung wie Krag-, Durchlaufträger oder Rahmenecken unter Gleichlast werden die Querkrafttragfähigkeiten mit den Bemessungsmodellen in Eurocode 2 [2] oder *fib* Model Code 2010 [3] deutlich unterschätzt [11]. Mittels eines neuen Ansatzes beschreiben Tue, Theiler, Tung [6] das Querkrafttragverhalten von schubslanken Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung. Aus diesem geht hervor, dass die Biegebeanspruchung in einem Schubfeld einen positiven Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat.

Aufgrund der genannten Erkenntnisse stellt sich die Frage, wie sich die Querkrafttragfähigkeit bei einer zusätzlich vorhandenen Normalkraft auswirkt. Somit wurde als Motivation in der vorliegenden Arbeit der Aspekt einer einwirkenden Drucknormalspannung hinzugezogen. Dem Autor sind bis dato keine Schubversuche an Einfeldträgern und Kragträgern mit geringem Normalkrafteinfluss bekannt. Demnach wird in der aktuellen Versuchsserie

erstmalig ein experimentelles Programm an Stahlbetonbalken unter Gleichstreckenlast mit einem externen Normalkraftgerüst erarbeitet.

1.2. Zielsetzung und Vorgehensweise

Das Ziel dieser Masterarbeit ist die Auswirkung einer vorhandenen Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unterschiedlicher M/V -Verhältnisse zu untersuchen und zu ergründen. Ausgehend von den Untersuchungen in [12] werden Versuche in ähnlicher Konfiguration (gleiche Materialien, Abmessungen und statisches System) durchgeführt. Dadurch soll der Normalspannungseinfluss am besten untersucht und verglichen werden können.

In Kapitel 2 sind die allgemeinen Grundlagen der Querkrafttragmechanismen beschrieben. Weiters wird auf aktuell gültige Berechnungsansätze eingegangen, mit denen bestimmte Einflussfaktoren wie Längsbewehrungsgrad, Betondruckfestigkeit, u. a. verglichen werden.

Kapitel 3 gibt einen kurzen Überblick über den Aufbau und über die wesentlichen Ergebnisse der vergangenen Schubversuche [12].

Das experimentelle Programm wird in Kapitel 4 beschrieben. Es wird auf das Versuchsprogramm, die statischen Systeme und die Geometrie eingegangen. Im Anschluss werden die verwendeten Baustoffe inklusive Materialparameter kurz beschrieben, sowie der Herstellungsprozess der Versuchskörper erläutert. Ebenso wird der Versuchsaufbau mit der gesamten Messtechnik erklärt und dargestellt.

Das Kapitel 5 beinhaltet die Ergebnisse der experimentellen Untersuchung. Das Trag- und Verformungsverhalten und die Rissbilder werden anhand von Skizzen und Diagrammen verdeutlicht. Der Kraftfluss ausgewählter Balken wird untersucht und es wird auf die Querkrafttragfähigkeiten der getesteten Versuchsbalken eingegangen. Anschließend werden die erreichten Traglasten aus den Versuchen mit den berechneten Querkrafttragfähigkeiten nach DIN EN und *fib* Model Code verglichen.

Zuletzt werden in einem zusammenfassenden Kapitel 6 die erörterten Thematiken zusammengefasst und die wesentlichen Erkenntnisse der Arbeit aufgezeigt.

In den Anhängen werden zwei ausgewählte Versuchsbalken mit den vorher genannten Bemessungsansätzen nachgerechnet. Weiters sind die einzelnen Pläne zum Versuchsaufbau, der Messtechnik und dem Rissbild jedes Versuchskörpers dargestellt. Die Versuchsergebnisse sind tabellarisch zusammengefasst und die Auswertungen der Messtechnik in Diagrammen veranschaulicht. Abschließend sind die Ergebnisse aus den Begleitkörperprüfungen angeführt.

2. Grundlagen der Querkrafttragfähigkeit

Folgendes Kapitel beschreibt das prinzipielle Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen. Dabei wird auf theoretische Grundlagen eingegangen, sowie auf aktuell gültige Berechnungsansätze, die im Anschluss in einer Parameterstudie verglichen werden.

Bei Stahlbetonbauteilen unterscheidet man hinsichtlich der Bewehrung zwischen der:

- Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung
- Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung

Da sich die vorliegende Arbeit ausschließlich mit der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung befasst, wird auf die Querkrafttragfähigkeit von bewehrten Bauteilen nicht näher eingegangen.

2.1. Allgemeines

Wie aus der elementaren Festigkeitslehre bekannt ist, resultiert die Querkraft aus der Änderung des Biegemoments: $dM(x)/dx = V(x)$ (siehe Abb. 2.1). Wird bei Versagen die Biegetragfähigkeit nicht erreicht, so kann die einwirkende Querkraft vom Querschnitt nicht mehr aufgenommen werden. Man spricht von Querkraftversagen, das wesentlich spröder ist als ein Biegeversagen. Es zeigt sich keine Versagensankündigung durch große Verformungen oder Risse. Somit muss nachgewiesen werden, dass eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit gegeben ist. [7]

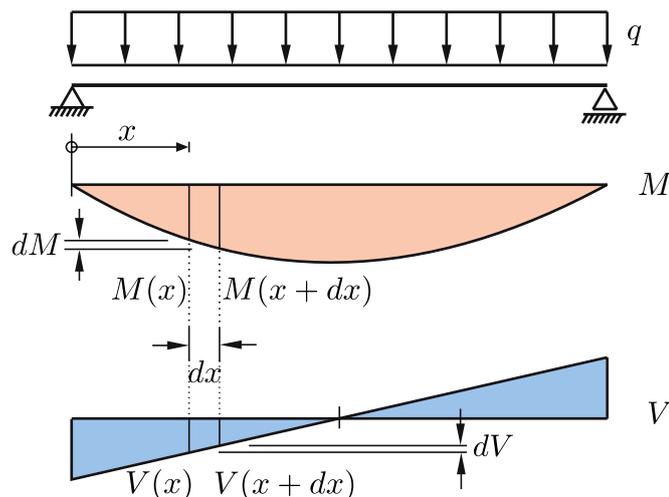


Abb. 2.1.: Verknüpfung von Biegemoment und Querkraft [4]

Schubfeldtypen

Aufgrund der Abhängigkeit der Querkraft aus der Änderung des Biegemoments, ist die Querkrafttragfähigkeit nicht eine rein vom Querschnitt abhängige Größe, wie das Bemessungsmodell des Eurocode 2 [2] besagt, sondern steht in direktem Zusammenhang mit der Biege- und Schubbeanspruchung. Somit ist sie von der Belastung und vom statischen System abhängig, was in *fib* Model Code 2010 [3] auf der Seite des Bauteilwiderstands berücksichtigt wird. Da im Allgemeinen unterschiedliche Kombinationen von Momenten- und Querkraftverläufen möglich sind, werden die für die Praxis wesentlichen Kombinationsmöglichkeiten im Folgenden als „Schubfeldtypen“ (SFT) bezeichnet.

Durch die verschiedenen Verhältnisse von Momenten- und Querkraftverlauf erfolgt laut [6] folgende Einteilung der Schubfeldtypen:

- Schubfeldtyp 1: konstante Querkraft – Einfeldträger oder Kragträger unter Einzellast
- Schubfeldtyp 2: abnehmende Querkraft und zunehmendes Biegemomente – Einfeldträger unter Streckenlast
- Schubfeldtyp 3: zunehmende Querkraft und Biegemoment – Kragträger unter Streckenlast

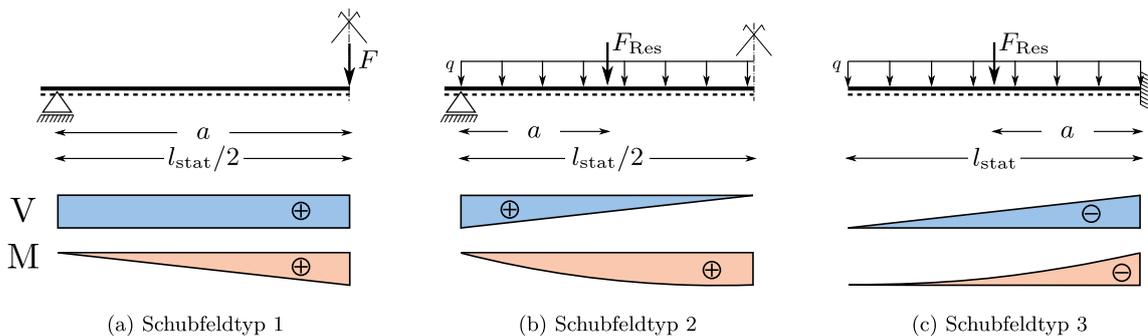


Abb. 2.2.: Schubfeldtypen mit zugehörigen Momenten- und Querkraftverlauf [5]

Schubschlankheit

Die Schubschlankheit λ eignet sich zur Einordnung von Bauteilen hinsichtlich der Querkraftbeanspruchung. Die statische Nutzhöhe sowie das Verhältnis aus dem maximalen Moment und der maximalen Querkraft haben einen wesentlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Die Schubschlankheit beeinflusst Kraftfluss und -ableitung eines Balkens signifikant. [4] [9]

Die Definition der Schubschlankheit ergibt sich zu:

$$\lambda = \frac{a}{d} = \frac{M}{V \cdot d} \quad (2.1)$$

Die Unterscheidung erfolgt für Einfeldträger unter Einzellast laut [13] in schubschlanke ($\lambda \geq 2.4$) und gedrungene ($\lambda < 2.4$) Bauteile.

2.2. Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung

Folgender Abschnitt beschreibt die möglichen Mechanismen zur Übertragung von Querkraften. Es wird generell zwischen der direkten Lastabtragung und der Kraftübertragung über Risse unterschieden.

2.2.1. Sprengwerkwirkung

Von einer Sprengwerkwirkung spricht man, wenn die Lastabtragung nicht nach Biegetheorie erfolgt, sondern aufgrund einer direkten Druckstrebe eine Laststeigerung möglich ist. Dies tritt vor allem bei Bauteilen mit geringer Schubslankheit (gedrungene Bauteile) auf. Bei schubslanken Bauteilen ist eine derartige Lastabtragung im Allgemeinen vernachlässigbar. Die Bildung eines Sprengwerks kann nach der Ausbildung des kritischen Schubrisses oder von Beginn an aufgrund der Bauteilgeometrie aktiviert werden. Neben der Schubslankheit hat auch das Rissbild des Schubfeldes vor Bildung des kritischen Schubrisses die Möglichkeit, ein globales Sprengwerk zu beeinflussen. Somit hängt die Bildung eines stabilen Sprengwerks nicht nur von der Geometrie alleine ab, sondern auch von der Art der Beanspruchung. Aus mechanischer Sicht spricht man von einer Systemeigenschaft, die mit der Biegetheorie nicht mehr beschrieben werden kann. Bei schubslanken Biegebauteilen stellt das Lastniveau bei Entstehung des kritischen Schubrisses die Querkrafttragfähigkeit dar. [6]

Die Abb. 2.3 (b) zeigt qualitativ das Verformungsverhalten von Systemen mit und ohne stabilem Sprengwerk. Die durchgehende Linie in blau zeigt ein System mit geringer Schubslankheit: ein stabiles Sprengwerk ist zu erkennen, da eine Laststeigerung nach Erreichen des kritischen Schubrisses möglich ist. Die rot strichlierte Linie zeigt ein System mit großer Schubslankheit: es ist ein plötzliches Versagen der Druckzone nach der Bildung des kritischen Schubrisses zu erkennen. Lediglich eine Resttragfähigkeit ist vorhanden.

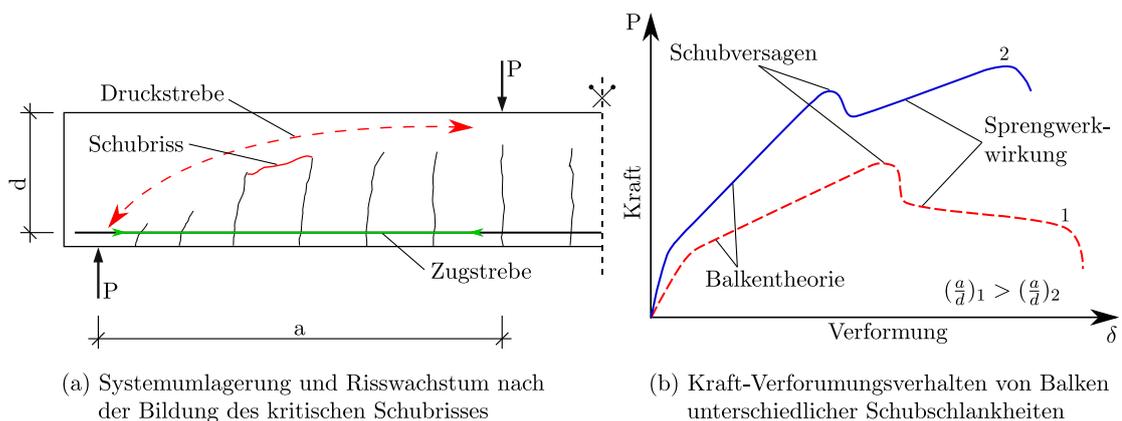


Abb. 2.3.: Schematische Darstellung der Sprengwerkwirkung [6]

2.2.2. Querkraftabtragungsmechanismen in Stahlbetonbalken

Die Lasten müssen nach der Rissbildung durch komplexe Abtragungsmechanismen weiterhin zum Auflager abgeleitet werden, um die Tragfähigkeit zu gewährleisten. Wie in [6]

beschrieben, sind die wesentlichen Komponenten der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung weitgehend bekannt:

- V_{cz} = Schubspannungen in der ungerissenen Betondruckzone
- V_{ag} = Rissreibung und Rissverzahnung zwischen Rissufer
- V_{da} = Dübelwirkung der Längsbewehrung im Riss
- V_{cr} = Rissübergreifende Zugkräfte in der Rissprozesszone

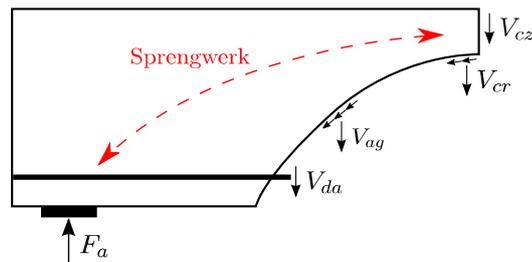


Abb. 2.4.: Anerkannte Tragmechanismen zur Querkraftabtragung [6]

Da schwer zu bestimmen ist, wann welcher Mechanismus den Maximalwert erreicht, sind in den meisten Normenwerken derzeit empirische Modelle verankert. [6]

Schubspannungen in der ungerissenen Betondruckzone

Die Querkraft, die über die Druckzone abgetragen wird, bildet einen wesentlichen Anteil der gesamten Querkrafttragwirkung. Die Druckzonenhöhe ist für einfach bewehrte Rechteckquerschnitte ohne Normalkraftbeanspruchung allein vom Querschnitt der Biegezugbewehrung abhängig, während die elastischen Verformungseigenschaften von Beton und Bewehrung einen untergeordneten Einfluss besitzen. Das heißt, parallel zur Druckzonenhöhe steigt mit wachsendem Längsbewehrungsgrad der Querkraftanteil der Druckzone an. [4]

Im ungerissenen Zustand hat die Schubspannung im Querschnitt einen parabelförmigen Verlauf, die sich mit der elementaren Festigkeitslehre berechnen lässt. Im Zustand II ist der Querschnitt gerissen; wird die Zugfestigkeit von Beton vernachlässigt, so wirkt unterhalb der Nulllinie im Beton keine Normalspannung mehr. Wie die Abb. 2.5 zeigt, ist die Schubspannung in diesem Bereich konstant und muss über andere Mechanismen abgetragen werden.

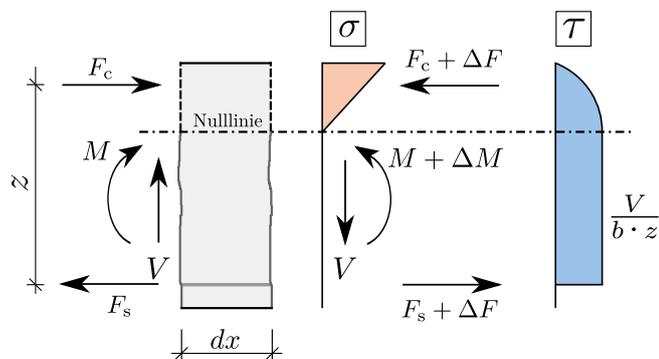


Abb. 2.5.: Schubspannungsverteilung bei gerissenem Querschnitt

Rissreibung und Rissverzahnung zwischen Rissufern

Rissverzahnung bezeichnet die Übertragung von Kräften zwischen den rauen Oberflächen eines Risses, die bei einer Scherbewegung entstehen. Die übertragbare Kraft steht in engem Zusammenhang mit der Beschaffenheit der Rissoberfläche und der Rissbreite, sowie der Form und dem Verlauf des Risses. Bei Normalbeton verlaufen Risse vorwiegend um die Zuschlagkörner herum, das heißt durch den Zementstein. Die Zuschlagkörner ragen aus der Oberfläche und bewirken durch die Verzahnung mit dem gegenüberliegenden Rissufer die Übertragung von Kräften zwischen den Rissufern. Wesentlichen Einfluss auf die über Rissverzahnung übertragbaren Kräfte haben der Betontyp, die Druckfestigkeit von Zuschlag und Zementsteinmatrix, die Sieblinie und Größtkorn des Zuschlags, sowie das Verhältnis von Rissöffnung zu Rissgleitung. [4]

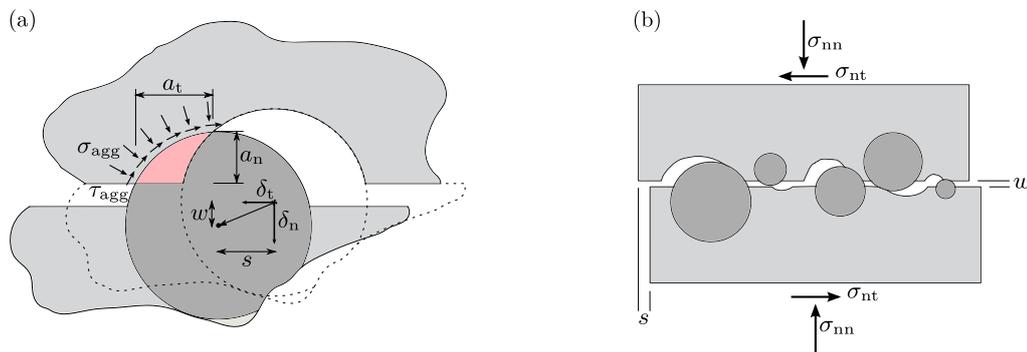


Abb. 2.6.: Schematische Darstellung der Kraftübertragung über einen Riss bei Normalbeton: (a) Kontaktfläche zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnung, (b) Rissverzahnung mit Spannungen [5]

Dübelwirkung der Längsbewehrung

Ein vertikaler Riss im Querschnitt bewirkt, unter der Voraussetzung einer vorhandenen Querkraftbeanspruchung, eine Relativverschiebung normal zur Balkenachse. Es resultiert eine verdübelnde Wirkung der beiden Rissufer aufgrund der Längsbewehrung (Abb. 2.7 (a)). Somit kann ein weiterer Traganteil zur Querkraftabtragung aktiviert werden. Ein gegenseitiger vertikaler Versatz der Rissufer ist zur Aktivierung der Dübelwirkung erforderlich. Dieser entsteht durch die Öffnung eines schrägen Biegeschubrisses. Die Dübelwirkung $F_{dü}$ ist in Abb. 2.7 (b) und (c) dargestellt. Die Wirkungsweise hängt einerseits von der Bewehrungsmenge und der Stahlspannungen, sowie der Qualität der Betondeckung ab. Letztere stellt die Kraftübertragung an den verbleibenden Restquerschnitt sicher. Tritt ein Versagen der Betondeckung durch Längsrissbildung ein, kann die Dübelwirkung der Längsbewehrung keinen Beitrag mehr zur Querkraftabtragung leisten. [7] [4]

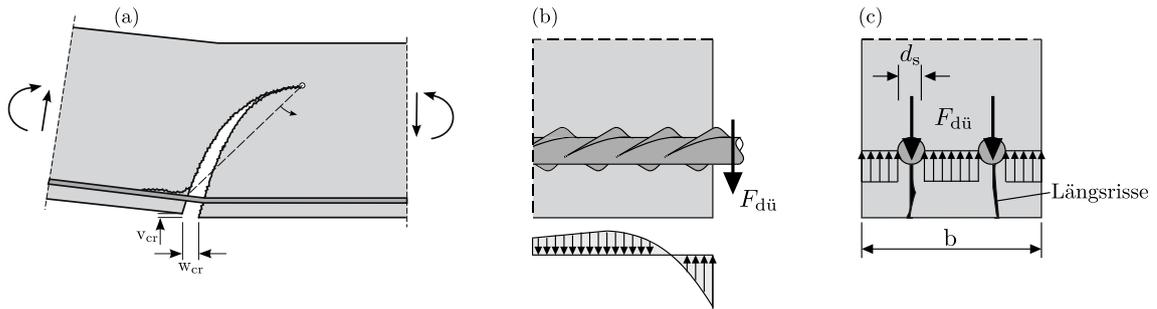


Abb. 2.7.: (a) Risskinematik am Biegeschubriss [4] und schematische Darstellung der Dübelwirkung und Versagen durch Längsrisse, (b) Längsschnitt, (c) Querschnitt [7]

Rissübergreifende Zugkräfte in der Rissprozesszone – Maßstabseffekt

Bei einsetzender Rissbildung kann bei Betonbauteilen ein bestimmter Anteil von Zugkräften übertragen werden. Diese begrenzte Zugkraftübertragung findet im Bereich der Risspitze, der sogenannten Rissprozesszone, statt. Die vertikalen Anteile dieser Zugspannungen stehen damit der Querkraftabtragung zur Verfügung. Die Länge der Rissprozesszone ist nur von den Materialeigenschaften des Betons, nicht aber von der Bauteilhöhe abhängig. Bei Bauteilen verschiedener Höhe und gleichen Materialeigenschaften ist die Querkraft, die über die Rissprozesszone aufnehmbar ist daher annähernd gleich groß. Dieses Phänomen wird auch als Maßstabseffekt bezeichnet. Dies hat zur Folge, dass bei Bauteilen mit kleinerem d die relative Querkraft der Rissprozesszone einen deutlich größeren Anteil einnimmt. [7] [4]

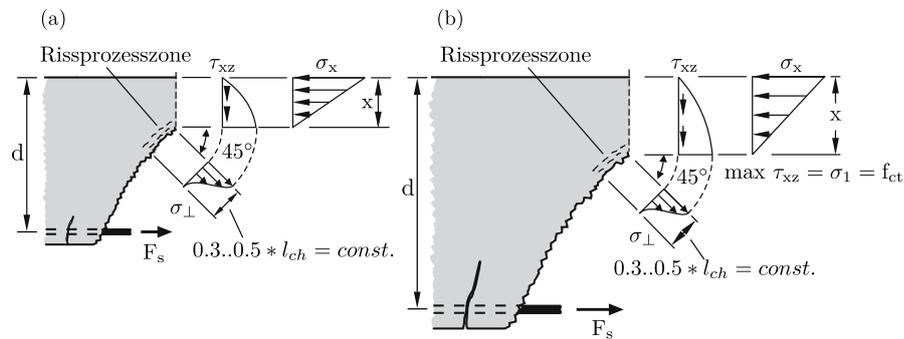


Abb. 2.8.: Rissprozesszone nach Zink [8] bei (a) kleinen Balken und (b) großen Balken

Einfluss einer Normalkraft

Durch die Einwirkung einer Drucknormalkraft wird die Druckzone im Querschnitt erhöht und demnach die von der ungerissenen Druckzone aufnehmbare Querkraft vergrößert. In Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit hat eine Drucknormalkraft somit eine positive Wirkung. Durch die Vorspannkraft erhöht sich die Wahrscheinlichkeit für die Ausbildung eines Sprengwerks sowie die Reduzierung der Rissbreiten. Diese Effekte führen zu einer Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit, während eine Zugnormalkraft diese negativ beeinflusst. [7]

2.3. Aktuell gültige Berechnungsansätze

Folgendes Kapitel beinhaltet gültige Bemessungsansätze nach DIN EN 1992-1-1 [1] [2] und *fib* Model Code 2010 [3] zur Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von schubslanken Bauteilen.

Der *fib* Model Code 2010 [3] basiert auf mechanisch-physikalischen Berechnungsansätzen. Er beschreibt die Methode zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit für querkraftunbewehrte Stahlbetonbalken auf Grundlage der Simplified Modified Compression Field Theory (SMCFT). Die Interaktion zwischen Moment und Querkraft wird über die mittlere Längsdehnung in der Balkenachse berücksichtigt; ein zugehöriges Biegemoment beeinflusst die Querkrafttragfähigkeit negativ. [14] [6]

Dem gegenüber steht der Eurocode 2 [2], dessen Querkrafttragfähigkeit auf empirisch entwickelte Bemessungsformeln mit mechanischen Hintergrund beruht. Sie basieren auf Parameter, die durch Auswertung von Versuchsdatenbanken gewonnen wurden. Der Einfluss von Moment und Querkraft oder anderen signifikanten Einflussgrößen wie das statische System, werden im Eurocode 2 vernachlässigt. Der Querkraftwiderstand ist eine rein vom Querschnitt abhängige Größe und gilt für Bauteile im gerissenen Zustand II. [15]

2.3.1. Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung [1] [2]

Folgende Gleichung bestimmt die Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2.2)$$

mit:

$C_{Rd,c}$...	Vorfaktor
κ	...	Beiwert zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts
ρ_l	...	Bewehrungsgrad der Biegezugbewehrung
f_{ck}	...	charakteristische Betondruckfestigkeit
k_1	...	Beiwert zum Normalkrafteinfluss = 0.12
σ_{cp}	...	Normalspannung (Druck negativ) = N_{Ed}/A_c
b_w	...	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone
d	...	statisch wirksame Bauteilhöhe

Der Vorfaktor $C_{Rd,c}$ ist empirisch ermittelt. Dieser berücksichtigt den erforderlichen Sicherheitsindex auf der Widerstandsseite und errechnet sich zu $0.15/\gamma_c$. [15]

Der Beiwert κ berücksichtigt hier den Maßstabeffekt, der sich wie folgt berechnen lässt:

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad \text{mit:} \quad d \text{ in mm} \quad (2.3)$$

Die Traganteile aus der ungerissenen Druckzone, der Rissbildung und der Dübelwirkung der Längsbewehrung werden mit dem Term $(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$ berücksichtigt. Der Längsbewehrungsgrad (siehe Glg. (2.4)) wird mit 2 Vol.-% begrenzt, damit ein Spröbruchversagen bei überbewehrten Bauteilen verhindert wird. Der Normalkrafteinfluss wird durch den Term

$k_1 \cdot \sigma_{cp}$ berücksichtigt, wobei Druckspannungen hier mit negativem Vorzeichen einzusetzen sind. [7]

Laut Eurocode 2 [2] lässt sich der Längsbewehrungsgrad mit folgender Gleichung berechnen:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} \quad (2.4)$$

mit:

A_{sl}	...	Fläche der Längsbewehrung in der Zugzone
b	...	Bauteilbreite
d	...	statisch wirksame Bauteilhöhe

2.3.2. Bemessung nach *fib Model Code 2010* ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung [3]

Die Querkrafttragfähigkeit lässt sich wie folgt berechnen:

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (2.5)$$

Bei den Nachweisen wird zwischen sogenannten Levels of Approximation (LoA) unterschieden. Mit höherem LoA steigt der Detaillierungsgrad und der Berechnungsaufwand. Für einfache Standardbauteile oder eine Vorstatik reicht im Normalfall LoA I aus. Höhere LoA liefern womöglich wirtschaftlichere Lösungen. Alle verwenden das selbe Bemessungsmodell, jedoch haben niedrigere LoA gewisse Vereinfachungen, wodurch konservativere Ansätze gewonnen werden können. Für die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung sind in [3] LoA I und LoA II heranzuziehen. [14]

Für die Querkrafttragfähigkeit wird hinsichtlich LoA I und LoA II lediglich der Faktor k_v variiert, wobei die Schnittgrößen für LoA II iterativ zu ermitteln sind.

Level I Approximation

Für die Anwendung von LoA I müssen folgende Bedingungen eingehalten sein:

- keine signifikante Normalkrafteinwirkung
- Streckgrenze des Bewehrungsstahls $f_{yk} \leq 600$ MPa
- Betondruckfestigkeit $f_{ck} \leq 70$ MPa
- Größtkorndurchmesser des Zuschlags $d_g \geq 10$ mm

Sind obige Bedingungen eingehalten, kann der Faktor k_v wie folgt bestimmt werden:

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1.25 \cdot z} \quad \text{mit:} \quad z = 0.9 \cdot d \quad \text{in mm} \quad (2.6)$$

Level II Approximation

Der Faktor k_v setzt sich einerseits aus dem Effekt der mittleren Längsdehnung in der Balkenachse (ε_x) und andererseits aus dem Maßstabseffekt (innerer Hebelarm z) zusammen [14]. Beide Terme der Glg. (2.7) sind nicht unabhängig voneinander, jedoch kann dies laut SMCFT [16] vernachlässigt werden. Zur Vereinfachung werden sie als unabhängig betrachtet und können miteinander multipliziert werden:

$$k_v = \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} \quad \text{mit:} \quad z \text{ in mm} \quad (2.7)$$

Werden Betone mit einem Größtkorndurchmesser größer als $d_g = 16 \text{ mm}$ verwendet, so errechnet sich der Wert k_{dg} laut Glg. (2.8), andernfalls ist dieser mit $k_{dg} = 1.0$ anzunehmen. Dieser Parameter beschreibt den Einfluss des Größtkorndurchmessers und folge dessen auch die Rissreibung.

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0.75 \quad \text{mit:} \quad d_g \text{ in mm} \quad (2.8)$$

Werden Betone mit einer höheren Druckfestigkeit als 70 MPa verwendet, so ist laut [3] $d_g = 0$ anzunehmen. Dies kommt daher, dass der Riss bei hochfesten Betonen durch das Größtkorn verläuft und nicht wie bei Normalbeton durch den Zementstein. Die Rissreibung ist in diesem Fall wesentlich kleiner, weil die Oberflächenrauigkeit verringert wird und somit weniger Kräfte an den Kontaktstellen übertragen werden können.

Die Einflüsse von äußeren Belastungen wie Normalkraft, Querkraft und Moment werden mit dem Wert der repräsentativen Längsdehnung ε_x in der Balkenachse berücksichtigt. Es wird die konservative Annahme getroffen, dass in der Druckzone keine Dehnung vorhanden ist. Demnach beträgt die mittlere Längsdehnung in der Balkenachse die halbe Dehnung in der Längsbewehrung (siehe Abb. 2.9).

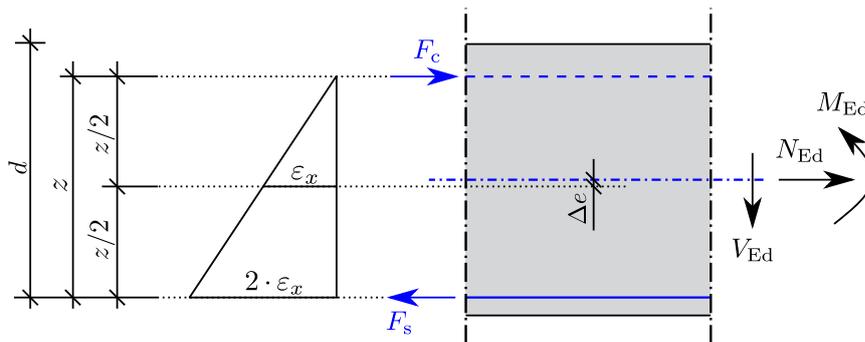


Abb. 2.9.: Übersicht der Längsdehnung ε_x im Querschnitt

Sie errechnet sich wie folgt:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_{sl}} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \left(\frac{1}{2} \pm \frac{\Delta e}{z} \right) \right) \quad (2.9)$$

In obiger Formel sind Drucknormalkräfte mit negativem Vorzeichen anzusetzen, die somit die Längsdehnung ε_x verringern. Der Faktor k_v wird demnach größer und die Querkrafttragfähigkeit wird erhöht. Da der Wert von M_{Ed} mit positivem Vorzeichen eingesetzt werden

muss, hat das einwirkende Moment immer eine negative Wirkung auf die Querkrafttragfähigkeit.

Zur Ermittlung der maximalen Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung muss die einwirkende Querkraft V_{Ed} mit der maximal aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,c}$ gleichgesetzt werden, wodurch ein iterativer Rechenvorgang anzuwenden ist.

2.3.3. Einflüsse bestimmter Parameter auf die rechnerische Querkrafttragfähigkeit

Mit Hilfe der vorgestellten Rechenansätze soll untersucht werden, welchen Einfluss der Längsbewehrungsgrad, die charakteristische Betondruckfestigkeit, die Schubslankheit und die Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit haben. Diese wird nach DIN EN 1992-1-1 [1] sowie nach *fib* Model Code 2010 [3] berechnet. Als Referenzbalken dienen die Einfeldträger und die Kragträger, die Gegenstand der experimentellen Untersuchung in Kap. 4 vorliegender Masterarbeit sind. Die Tab. 2.1 zeigt die wesentlichen Material- und Querschnittswerte der Referenzbalken. Die Berechnung erfolgt linear elastisch. Für die Ermittlung des inneren Hebelarm z wird folgende Gleichung angesetzt: $z = d - x/3$, wobei die Druckzonenhöhe x im Zustand II exakt berechnet wird. Aufgrund der vorhandenen Normalkraft muss zur Bestimmung von x_{II} ein kubisches Polynom gelöst werden, das sich nach Glg. (2.10) berechnen lässt. Der Einfachheit halber wird bei der Berechnung auf eine vorhandene Druckbewehrung verzichtet. Eine Übersicht der Druckzonenhöhe mit den Schnittkräften findet sich in Abb. 2.10.

$$Ax^3 + Bx^2 + Cx + D = 0 \tag{2.10}$$

Aufgrund des inneren Kräfte- und Momentengleichgewichts, sowie unter Einhaltung der Kompatibilitätsbedingung, können für die Koeffizienten der Glg. (2.10) folgende Größen eingesetzt werden:

$$\begin{aligned}
 & [N_E b] \cdot x^3 + [(-3)bM_E - 3bdN_E - 3bd_1N_E + 3be_{zid}N_E] \cdot x^2 + \\
 & + [6\alpha_e A_s (M_E + (d_1 - e_{zid})N_E)] \cdot x + [6\alpha_e A_s d (M_E + (d_1 - e_{zid})N_E)] \\
 & = 0
 \end{aligned} \tag{2.11}$$

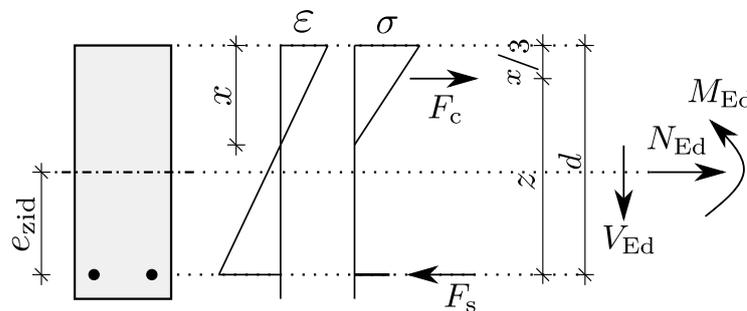


Abb. 2.10.: Übersicht zur Berechnung der Druckzonenhöhe im Zustand II

Eigenschaften	Einfeldträger	Kragträger
Breite:	$b = 17 \text{ cm}$	
Höhe:	$h = 45 \text{ cm}$	
Mittelwert der Betondruckfestigkeit:	$f_{\text{cm}} = 29 \text{ MPa}$	
E-Modul Beton (laut MC 10):	$E_{\text{cm}} = 30660 \text{ MPa}$	
E-Modul Bewehrungsstahl:	$E_s = 205000 \text{ MPa}$	
Verhältnis der E-Moduli:	$\alpha_e = 6.69$	
statische Nutzhöhe:	$d = 40.9 \text{ cm}$	$d = 40.3 \text{ cm}$
Fläche der Längsbewehrung (Zugzone):	$A_{\text{sl}} = 5.09 \text{ cm}^2$	$A_{\text{sl}} = 11.03 \text{ cm}^2$
statische Länge:	$l_{\text{stat}} = 490 \text{ cm}$	$l_{\text{stat}} = 280 \text{ cm}$
Schubslankheit:	$\lambda = 3.00$	$\lambda = 3.47$
Größtkorndurchmesser:	$d_g = 22 \text{ mm}$	

Tab. 2.1.: Eigenschaften der Referenzbalken

Folgende Parameter werden untersucht:

- Längsbewehrungsgrad ρ_l von 0.5 bis 2.5 %
- charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} von 20 bis 45 MPa
- Schubslankheit λ von 2.5 bis 4
- Drucknormalspannung σ_{cp} von 0 bis 2 MPa

Einfeldträger unter Gleichlast

Variation Längsbewehrungsgrad: Die Abb. 2.11 zeigt den Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf die Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN, sowie nach *fib* Model Code. Grundsätzlich bringt eine Erhöhung des Längsbewehrungsgrades eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit mit sich. Es ist ersichtlich, dass die Kurven nach *fib* Model Code viel flacher verlaufen, als jene nach DIN EN. Daraus resultiert, dass laut *fib* Model Code bei höheren Längsbewehrungsgraden die Normalkraftsteigerung keine signifikante Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit mit sich bringt. Umgekehrt dazu bedeutet dies, dass je geringer der Längsbewehrungsgrad ist, desto mehr wirkt sich eine Drucknormalkraft positiv auf die Querkrafttragfähigkeit aus.

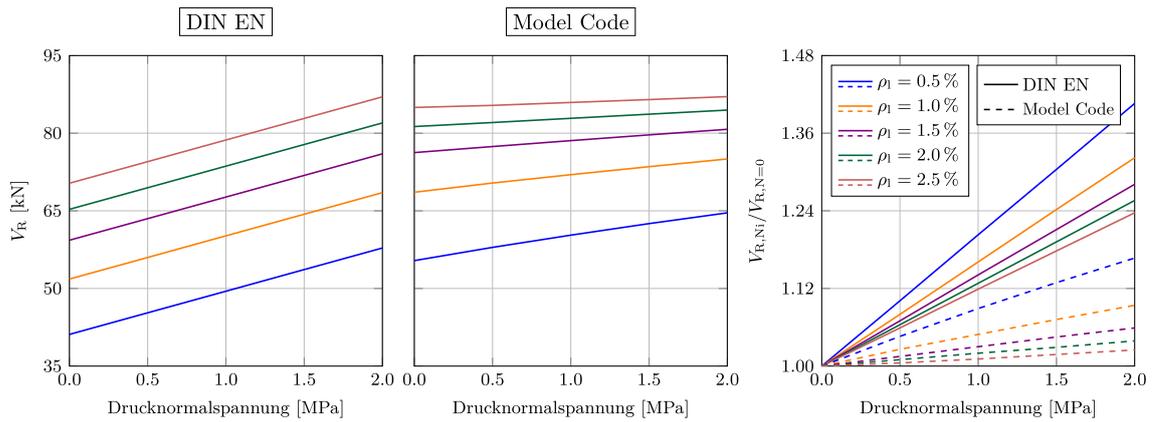


Abb. 2.11.: Einfluss des Längsbewehrungsgrades und der Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Einfeldträgern nach DIN EN und *fib* Model Code

Variation Betondruckfestigkeit: Auch mit steigender charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} geht grundsätzlich eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit einher – unabhängig von der genannten Bemessungsnorm. Wie bereits bei der Variation des Längsbewehrungsgrades ist auch in Abb. 2.12 ein deutlich flacherer Kurvenverlauf bei der Berechnung nach *fib* Model Code zu erkennen. Eine Steigerung der Drucknormalspannung hat laut *fib* Model Code weniger Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit zur Folge als laut DIN EN. Im rechten Diagramm sind die Kurven nach *fib* Model Code annähernd deckungsgleich, demnach steigt die Querkrafttragfähigkeit im Verhältnis zur einwirkenden Drucknormalspannung unabhängig von der Betondruckfestigkeit in etwa gleich stark an.

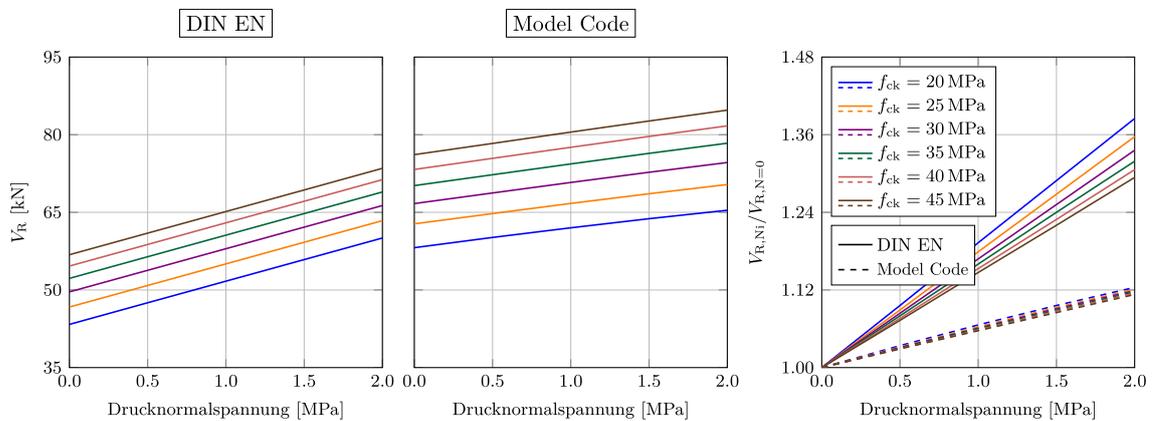


Abb. 2.12.: Einfluss der Betondruckfestigkeit und der Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Einfeldträgern nach DIN EN und *fib* Model Code

Kragträger unter Gleichlast

Variation Längsbewehrungsgrad: Genau wie beim Einfeldträger zeigt die Abb. 2.13 auch beim Kragträger eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit bei steigendem Längsbewehrungsgrad und steigender Drucknormalspannung, unabhängig der betrachteten Norm. Die Kurven verlaufen laut *fib* Model Code erkennbar flacher, als jene nach DIN EN. Durch

diese ähnlichen Erkenntnisse beim Kragträger kann auch davon ausgegangen werden, dass laut *fib* Model Code die Normkraftsteigerung bei höheren Längsbewehrungsgraden keine signifikante Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit mit sich bringt. Umgekehrt dazu bedeutet dies, dass je geringer der Längsbewehrungsgrad ist, desto mehr wirkt sich eine Drucknormalkraft positiv auf die Querkrafttragfähigkeit aus.

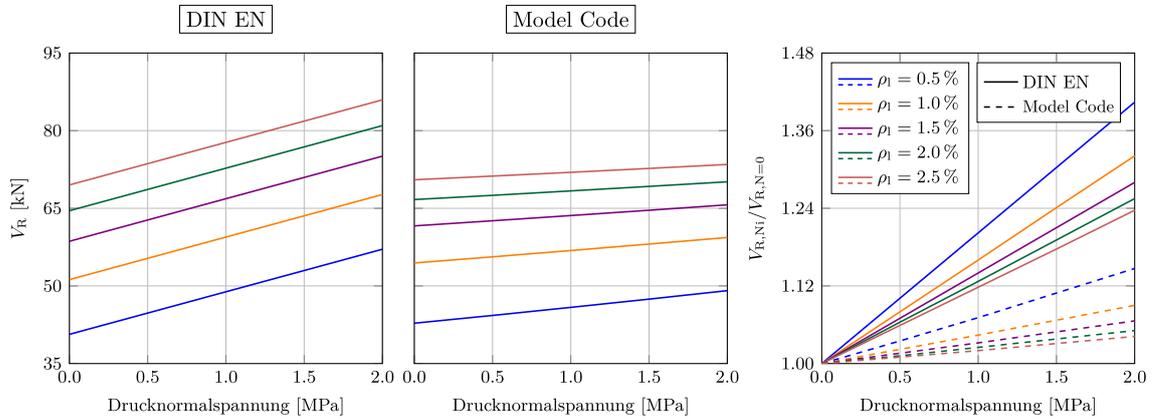


Abb. 2.13.: Einfluss des Längsbewehrungsgrades und der Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Kragträgern nach DIN EN und *fib* Model Code

Variation Betondruckfestigkeit: Im Allgemeinen hat eine Erhöhung der charakteristischen Betondruckfestigkeit bei steigender Drucknormalspannung eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit zur Folge. Diese ist für DIN EN um maximal 5 % niedriger als jene nach *fib* Model Code für den Fall, dass keine Normalspannung wirkt. Die Tragfähigkeit ist in Abb. 2.14 somit auf ähnlich hohem Lastniveau – im Gegensatz zum Einfeldträger (34 % Unterschied). Jedoch steigt diese mit zunehmender Normalspannung einwirkung nach DIN EN stärker an als nach *fib* Model Code. Die Querkrafttragfähigkeit steigt laut *fib* Model Code im Verhältnis zur einwirkenden Drucknormalspannung, unabhängig von der Betondruckfestigkeit, gleich stark an.

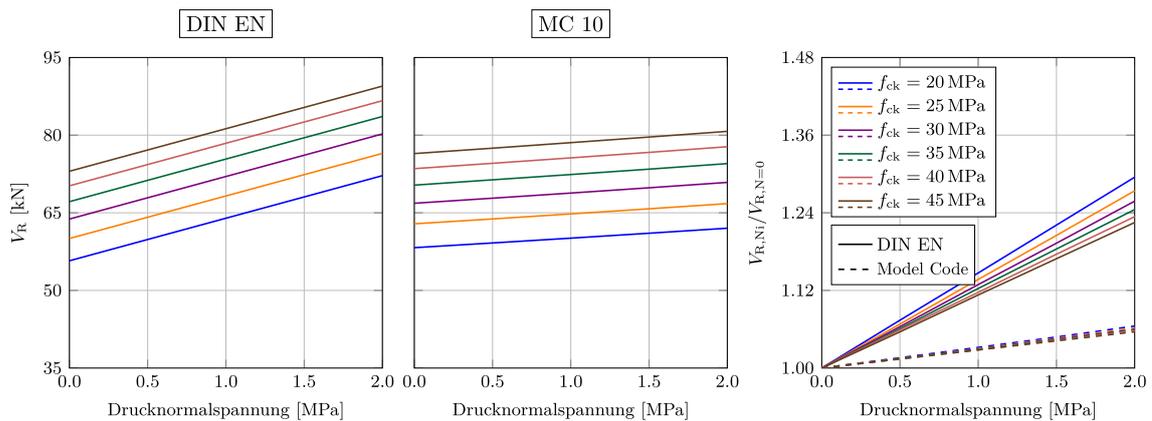


Abb. 2.14.: Einfluss der Betondruckfestigkeit und der Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Kragträgern nach DIN EN und *fib* Model Code

Variation der Schubschlankheit

Da die Schubschlankheit laut DIN EN keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat, kann die Variation derselben nur laut *fib* Model Code durchgeführt werden. Um die Schubschlankheit zu variieren, wird die statische Länge des Systems verändert.

Schubfeldtyp 2: In den beiden Diagrammen in Abb. 2.15 ist deutlich zu erkennen, dass die Schubschlankheit bei Systemen des Schubfeldtyps 2 kaum Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat, unabhängig von der einwirkenden Drucknormalspannung. Der Grund dafür ist das annähernd gleichbleibende $M_{(d)}/V_{(d)}$ -Verhältnis im Bemessungsquerschnitt. Erhöht sich die statische Länge l_{stat} des Systems, um die Schubschlankheit λ zu erhöhen, so wird gleichzeitig die Belastung q reduziert. Die Querkraft im Bemessungsquerschnitt $V_{(d)}$ bleibt annähernd gleich groß, weshalb sich auch das Moment im selbigen $M_{(d)}$ kaum verändert und die Querkrafttragfähigkeit V_R (entspricht $V_{(d)}$) gleich bleibt.

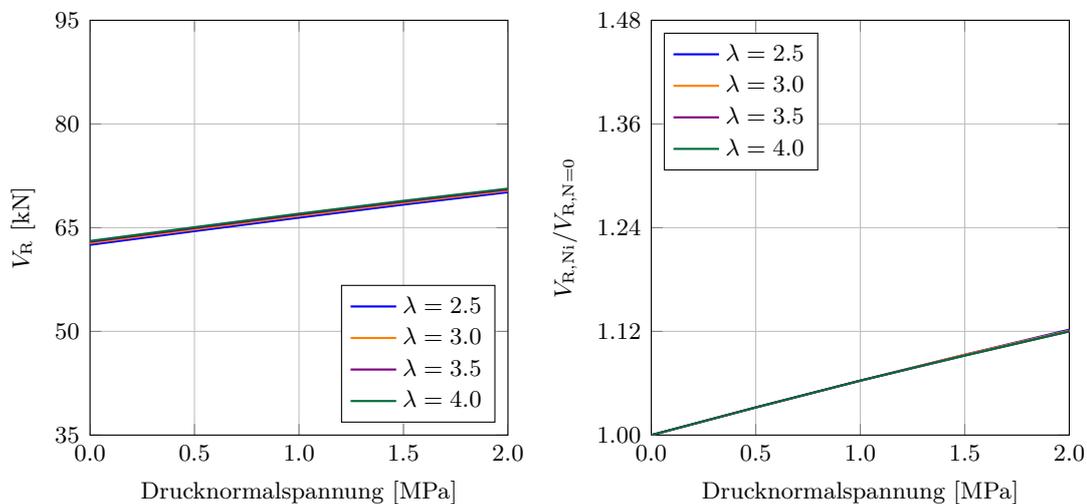


Abb. 2.15.: Einfluss der Schubschlankheit und der Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Einfeldträgern nach *fib* Model Code

Schubfeldtyp 3: Anders als beim Einfeldträger ist die Querkrafttragfähigkeit bei unterschiedlichen Schubschlankheiten nicht gleich groß. Die Abb. 2.16 zeigt, dass mit zunehmendem λ das Niveau der Querkrafttragfähigkeit sinkt. Jedoch hat eine Erhöhung der Drucknormalspannung bei gleichem λ eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit zur Folge, wengleich das Ausmaß dieser Steigerung relativ gering ist (maximal 6%). Das $M_{(d)}/V_{(d)}$ -Verhältnis im Bemessungsquerschnitt erhöht sich signifikant mit steigender Schubschlankheit. Das kommt daher, dass sich eine Änderung der Schubschlankheit bzw. eine Änderung der Trägerlänge deutlich auf das Moment in Stützbereich-Nähe auswirkt.

Die Steigungen der Graphen im rechten Diagramm der Abb. 2.16 sind annähernd gleich groß. Demnach wirkt sich eine steigende Drucknormalspannung unwesentlich auf die Querkrafttragfähigkeit bei verschiedenen Schubschlankheiten aus.

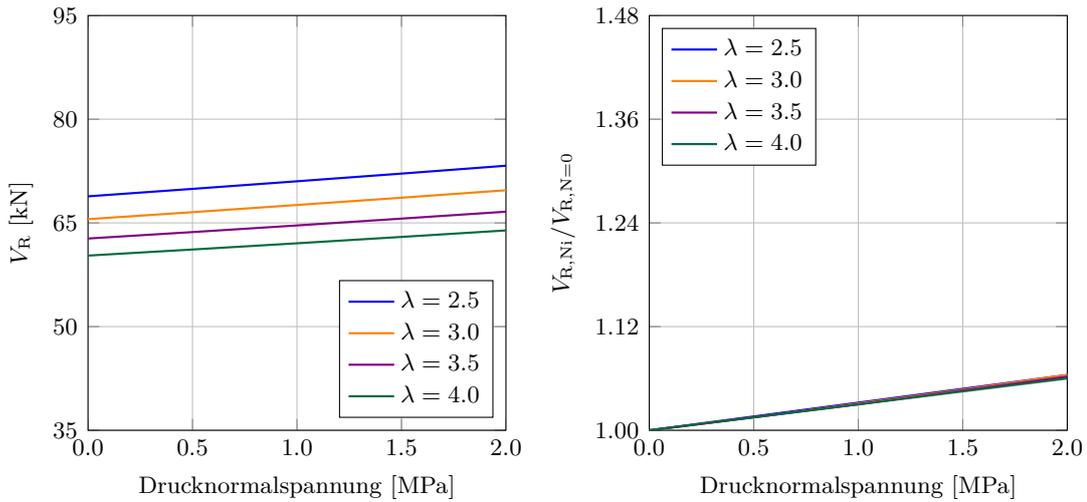


Abb. 2.16.: Einfluss der Schubschlankheit und der Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Kragträgern nach *fib* Model Code

Die Abb. 2.17 zeigt die Schnittgrößen für Einfeldträger und Kragträger im Bemessungsquerschnitt und deren Verhältnis. Es ist ersichtlich, dass sich beim Einfeldträger eine Änderung der Schubschlankheit (= Änderung der Trägerlänge) nicht nennenswert auf das Momenten-Querkraft-Verhältnis auswirkt, da die Länge l im Zähler und im Nenner vorkommt, während sich beim Kragträger das $M_{(d)}/V_{(d)}$ -Verhältnis linear mit der Längenänderung verändert. Folglich wirkt sich eine Variation der Länge bei Kragträgern deutlicher auf die Querkrafttragfähigkeit (bei einer gewissen Schubschlankheit) aus als bei Einfeldträgern.

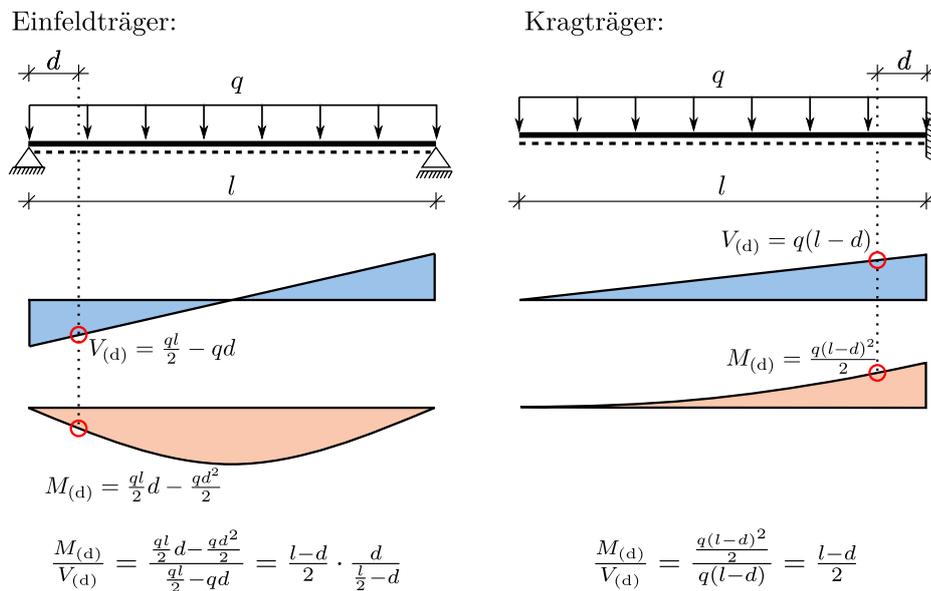


Abb. 2.17.: Schnittgrößen M und V im Bemessungsquerschnitt (Abstand d vom Auflager)

3. Vorhandene Versuche

In der Vergangenheit wurden an der TU Graz in einem gemeinsamen Forschungsprojekt mit der deutschen Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) bereits Versuche an Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung durchgeführt. Die Ergebnisse wurden einmal in einer Masterarbeit [12] und weiters als Fachthema in [11] veröffentlicht.

Folgendes Kapitel soll kurz Überblick über die vergangenen Versuche geben und anschließend die wichtigsten Ergebnisse kurz zusammenfassen. Das in Kap. 4 beschriebene experimentelle Versuchsprogramm wird auf Basis der vergangenen Versuchen erarbeitet. Somit werden die selben Querschnittsabmessungen und Materialien wie in [12] verwendet, um anschließend einen Vergleich der Querkrafttragfähigkeit bzw. den Einfluss der Normalspannung untersuchen zu können.

3.1. Übersicht

Insgesamt wurden zehn Versuche mit unterschiedlicher Belastung und unterschiedlichen statischen Systemen getestet. Für die aktuelle Masterarbeit werden nur jene Versuche herausgegriffen, die Relevanz hinsichtlich der Geometrie und des statischen Systems aufweisen. Hierbei sind ein Einfeldträger unter Gleichlast (SV-2), sowie zwei Kragträger unter Gleichlast (SV-5.1 und SV-5.2) zu nennen, welche in Abb. 3.1 dargestellt sind.

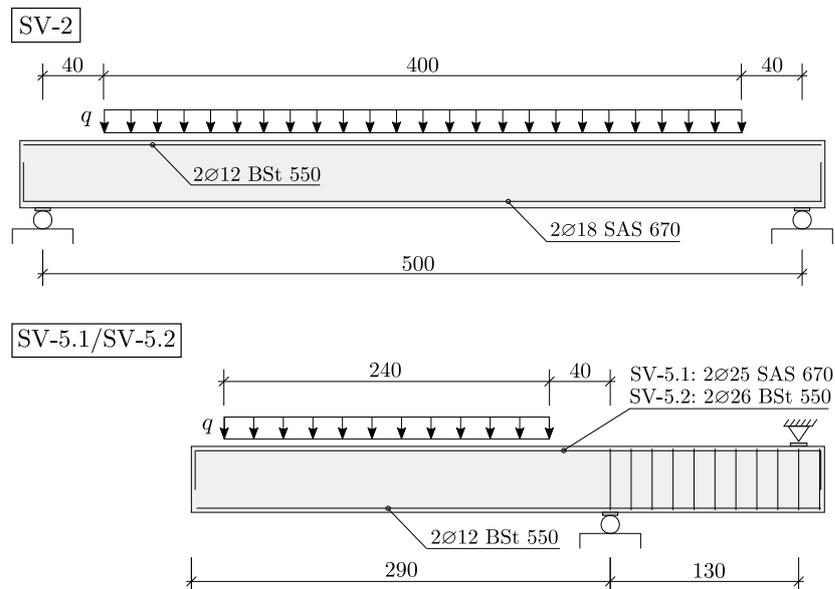


Abb. 3.1.: Statisches System und Belastung der Versuchs balken

In [12] wurden die Berechnungen mittels Eurocode 2 [2] (Ausgabe 2011) und *fib* Model Code 2010 [3] durchgeführt. Die Tab. 3.1 gibt einen kurzen Überblick über die genannten Schubversuche. Beim Einfeldträger (SV-2) wurde eine zusätzliche Schubverstärkung an einem Balkenende angebracht, um nach dem ersten Bruch noch eine zweite Traglast ermitteln zu können.

Abb. 3.2 zeigt den Vergleich der erreichten Tragfähigkeiten im Versuch und der errechneten Querkrafttragfähigkeit laut Norm (MC10/EC2).

Versuch #	SFT #	a/d -	f_c MPa	ρ_l %	$V_{R,exp}$ MPa	$V_{R,exp}/V_{R,calc}$ MC 10	$V_{R,exp}/V_{R,calc}$ EC 2
SV-2 rechts	2	3.75	34.46	0.75	70.60	1.08	1.14
SV-2 links	2	3.75	34.46	0.75	75.75	1.16	1.23
SV-5.1	3	4.25	33.83	1.44	119.96	1.84	1.56
SV-5.2	3	4.25	33.71	1.56	110.79	1.68	1.41

Tab. 3.1.: Eigenschaften und wesentliche Ergebnisse der Versuchsbalken

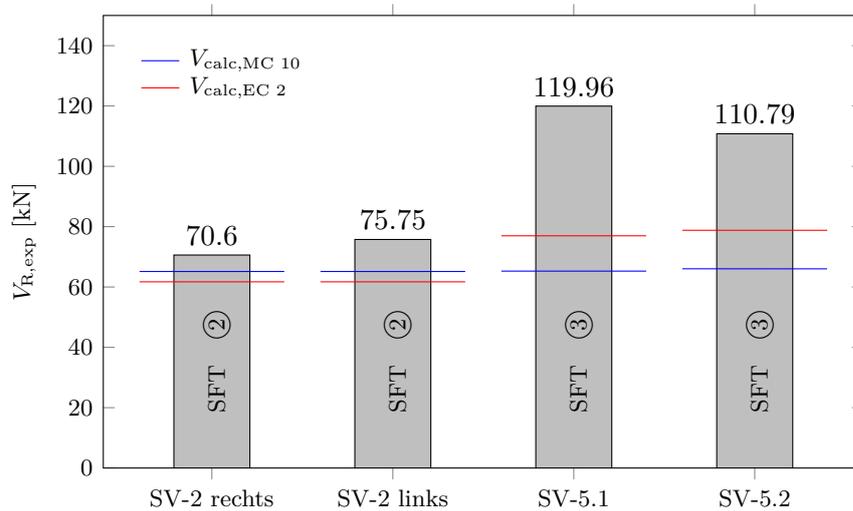


Abb. 3.2.: Vergleich der rechnerisch ermittelten und der getesteten Tragfähigkeiten

Schubversuche des Schubfeldtyps 2: Die getesteten Tragfähigkeiten des Einfeldträgers unter Gleichlast (rechte und linke Seite) liegen über der nach Norm bestimmten Querkrafttragfähigkeit. Trotz Unterschätzung kann eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Bemessungsnormen erzielt werden.

Schubversuche des Schubfeldtyps 3: Aus den Ergebnissen ist ersichtlich, dass die Tragfähigkeit aus dem Versuch deutlich höher ist, als jene berechnete nach Norm. Auffallend ist, dass die Querkrafttragfähigkeit nach *fib* Model Code 2010, im Vergleich zu den Versuchen zu Schubfeldtyp 2, niedriger eingeschätzt wird, als die nach Eurocode 2. Daraus ist eine deutliche Unterschätzung des *fib* Model Code 2010 bei Systemen des Schubfeldtyps 3 zu erkennen.

3.2. Zusammenfassung

Aus den Versuchsdaten ist ersichtlich, dass das statische System und die Art der Belastung – verglichen mit den restlichen Schubversuchen aus [12] – wesentlichen Einfluss auf das Querkrafttragverhalten von schubslanken Stahlbetonbalken haben. Ebenso das Rissbild infolge Biegebeanspruchung spielt für die Bildung des kritischen Schubrisses eine wesentliche Rolle. Die durchgeführten Versuche zeigen, dass bei der Querkraftbeurteilung die Schubfeldtypen zu unterscheiden sind und die zugehörige Biegebeanspruchung die Querkrafttragfähigkeit positiv beeinflusst. [11]

Empirische Bemessungsmodelle wie im Eurocode 2 sind an Ergebnisse von Versuchen vorwiegend an Einfeldbalken unter Einzellasten kalibriert. Somit wird die Querkrafttragfähigkeit für Bauteile mit hoher Biegebeanspruchung deutlich unterschätzt. Diese Unterschätzung kann bei dem Bemessungsmodell nach *fib* Model Code 2010 noch ausgeprägter sein, da der Einfluss des zugehörigen Biegemoments auf die Querkrafttragfähigkeit laut [11] negativ erfasst wird.

4. Experimentelles Programm

Im folgenden Kapitel wird das gesamte Versuchsprogramm der vorgespannten Stahlbetonbalken beschrieben. Weiters werden Abmessungen, statisches System und die Geometrie dargestellt. Die verwendeten Baustoffe und die Herstellung der Versuchsbalken inklusive Begleitkörper und die Messtechnik werden im Anschluss beschrieben.

Die Versuchsserie besteht aus acht Stahlbetonbalken mit hochfester Längsbewehrung ohne Querkraftbewehrung. Vier davon wurden als Einfeldträger hergestellt und vier als Kragträger. Die Geometrie und Abmessungen sind für die Serie der Einfeldbalken und die Serie der Kragträger jeweils identisch. Bei der anschließenden Prüfung der Träger wurde nur die Druck-Vorspannung variiert. Dadurch, dass der Querschnitt und das statische System inklusive Abmessungen je Serie gleich bleiben, kann die Querkrafttragfähigkeit des Bauteils lediglich durch Änderung der Normalkraft untersucht werden.

4.1. Versuchsbeschreibung und -programm

Die insgesamt acht Versuchsbalken wurden mittels Gleichstreckenlast belastet. Die Einfeldträger wurden über die gesamte Länge (Lagerachse-Lagerachse) belastet und die Kragträger über 2.80 m der auskragenden Seite, beginnend vom Auflager.

Zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit wurden verschiedene Vorspannungen aufgebracht. Nach Einspannen der Versuchsbalken wurde vorerst die Normalspannung mittels Hohlkolbenzylinder und Öldruck aufgebracht. Anschließend, sobald sich eine konstante Druckspannung eingestellt hatte, wurden die Balken mittels Gleichlast unter konstanter Laststeigerung bis hin zum Versagen belastet.

Die durchgeführte Versuchsserie ist vergleichbar mit jenen Balken, die bereits 2014 getestet worden sind und in [11] beschrieben worden sind. Zur vergleichbaren Dokumentation sind die Versuchsbalken – basierend auf [11] – wie folgt gekennzeichnet:

Versuch #	SFT #	l_{stat} m	a/d -	b cm	h cm	ρ_1 %	σ_{cp} MPa
SV-2-N0.5-E	2	4.90	3.00	17	45	0.73	-0.5
SV-2-N1.0-E	2	4.90	3.00	17	45	0.73	-1.0
SV-2-N1.5-E	2	4.90	3.00	17	45	0.73	-1.5
SV-2-N0	2	4.90	3.00	17	45	0.73	0
SV-5-N0.5-E	3	2.80	3.47	17	45	1.61	-0.5
SV-5.1-N1.5-E	3	2.80	3.47	17	45	1.61	-1.5
SV-5.2-N1.5-E	3	2.80	3.47	17	45	1.61	-1.5
SV-5-N0	3	2.80	3.47	17	45	1.61	0

Tab. 4.1.: Querschnittseigenschaften der Versuchsbalken

Die Schubslankheit wird nach Glg. (2.1) definiert. Demnach ergeben sich für die Versuchsbalken folgende Schubslankheiten:

Einfeldträger:

$$\frac{a}{d} = \frac{M}{V \cdot d} = \frac{\frac{q \cdot l^2}{8}}{\frac{q \cdot l}{2} \cdot d} = \frac{l}{4 \cdot d} = 3.0$$

Kragträger:

$$\frac{a}{d} = \frac{M}{V \cdot d} = \frac{\frac{q \cdot l^2}{2}}{q \cdot l \cdot d} = \frac{l}{2 \cdot d} \approx 3.5$$

4.2. Geometrie der Versuchsbalken

Die gesamten Versuchsbalken besitzen die selbe Querschnittsgeometrie von $b \times h = 17 \times 45$ cm. Als Längsbewehrung auf der Zugseite wurden Spannstahlstäbe der Stahlwerke Annahütte SAS 950/1050 [17] verbaut und auf der Druckseite Rippenstahl SAS 500/550 [18]. Da die gesamte Versuchsserie Querkraft-unbewehrt hergestellt wurde, dienen Bügel (B 500) mit $\varnothing 6$ bzw. $\varnothing 8$ lediglich als Konstruktivbewehrung, um die obere Längsbewehrung zu stabilisieren. An den jeweiligen Trägerenden wurden die Bügel mit der Längsbewehrung (oben und unten) verschweißt, um die Verankerungslänge zu garantieren. Um ein vorzeitiges Versagen in der Einspannung bei den Kragträgern zu verhindern, wurden Bügel mit $\varnothing 8$ mit konstantem Abstand von $s = 10$ cm eingebaut.

Untersuchte statische Systeme mit Belastung:

- drei Einfeldträger unter Gleichlast, vorgespannt (SV-2-N0.5-E, SV-2-N1.0-E, SV-2-N1.5-E)
- ein Einfeldträger unter Gleichlast, ohne Vorspannung (SV-2-N0)
- drei Kragträger unter Gleichlast, vorgespannt (SV-5-N0.5-E, SV-5.1-N1.5-E, SV-5.2-N1.5-E)
- ein Kragträger unter Gleichlast, ohne Vorspannung (SV-5-N0)

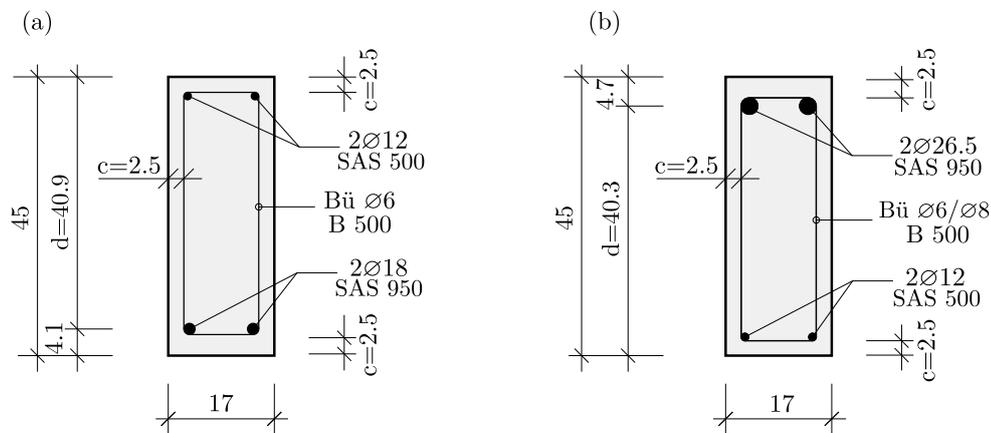


Abb. 4.1.: Querschnitte (a) Einfeldträger und (b) Kragträger

Um den Längsbewehrungsgrad aus den durchgeführten Versuchen in [11] annähernd gleich zu halten, wurde die Fläche der Biege- und Druckbewehrung nicht verändert. Lediglich die Stahlgüte wurde erhöht, um ein vorzeitiges Biegeversagen aufgrund der Normalkraft auszuschließen. Der Längsbewehrungsgrad für die Serie der Einfeldträger beträgt laut Glg. (2.4) 0.73 % und für die Krägerträger 1.61 %.

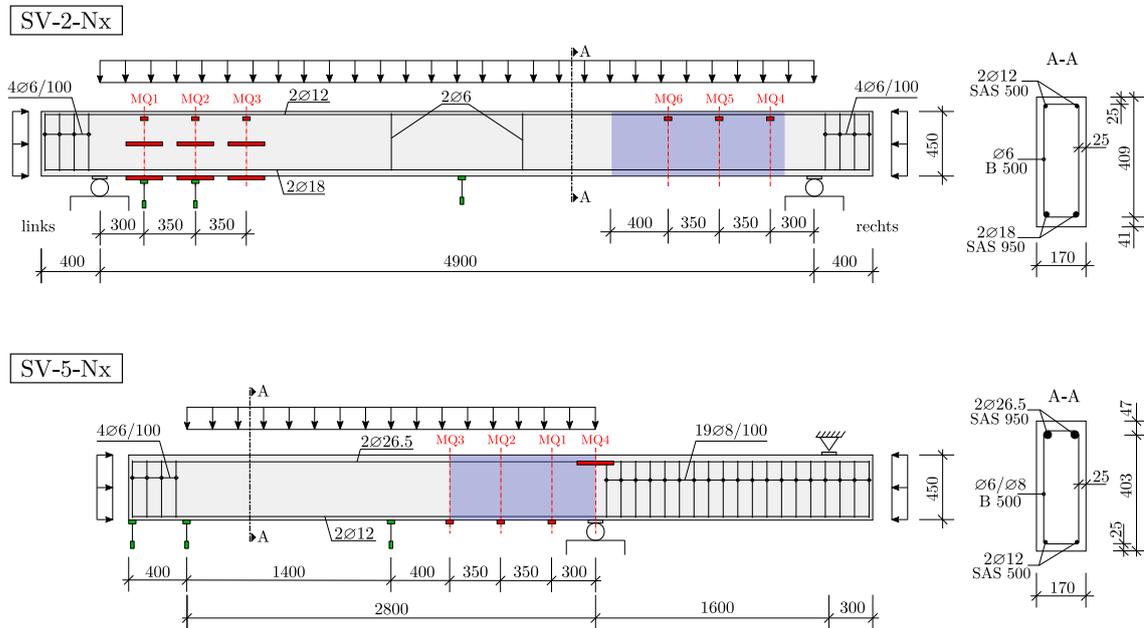


Abb. 4.2.: Abmessungen, statisches System und Belastung der Versuchskörper

4.3. Verwendete Baustoffe

4.3.1. Beton

Für die Betonage der Versuchsbalken wurde Lieferbeton der Bezeichnung C25/30 XC1 GK22 F45 ZG1 verwendet. Es wurde Zement CEM II und ein Größtkorn von 22 mm eingebaut. Um die Festigkeitsentwicklung des Betons zu überprüfen, wurden neben den Versuchsbalken auch Begleitkörper hergestellt. Insgesamt wurden 21 Würfelproben mit Kantenlänge 15 cm und neun Zylinderproben der Abmessungen $\varnothing \times h = 15 \times 30$ cm hergestellt.

Abb. 4.3 zeigt die zeitliche Entwicklung der Würfeldruckfestigkeit nach *fib* Model Code 2010 [3]. Die theoretische mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen beträgt 27.82 MPa. Die Ergebnisse der Begleitkörperprüfungen (Würfel und Zylinder) sind ebenfalls in Abb. 4.3 ersichtlich.

$$f_{cm}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right\} \cdot f_{cm,28} \quad (4.1)$$

mit:

- $s = 0.25$... für Zementfestigkeit 42.5 N
- t ... Betonalter (inkl. Temperaturentwicklung)
- $f_{cm,28}$... Druckfestigkeit nach 28 Tagen

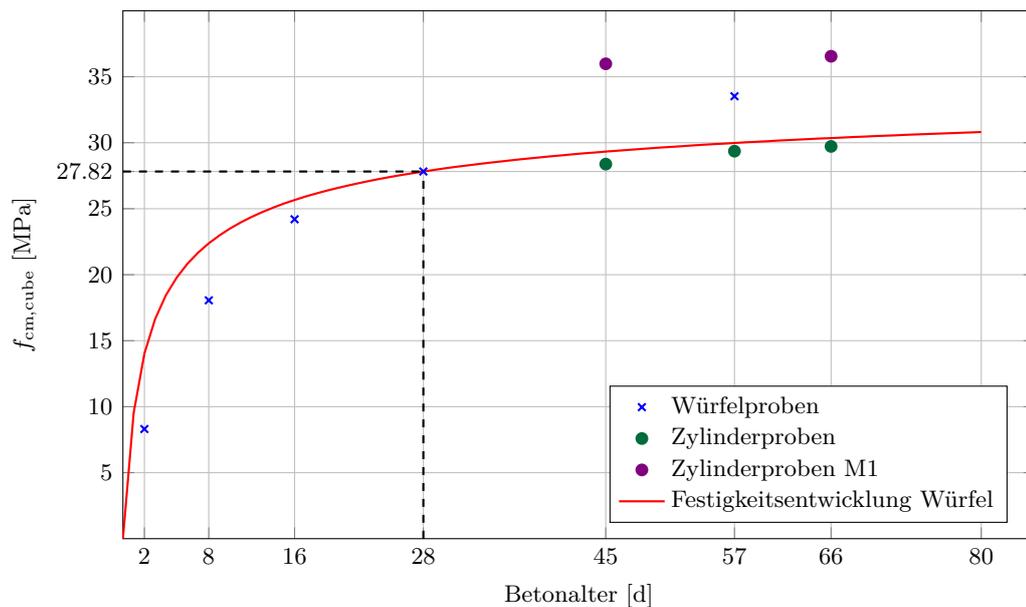


Abb. 4.3.: Zeitliche Entwicklung der Würfeldruckfestigkeit

Die Bezeichnung M1 bei den Zylinderproben bezeichnet die erste Betonmenge, die gleich nach Ankunft aus dem Fahrmischer entnommen wurde. Es ist ersichtlich, dass die Festigkeit der M1-Mischung um etwa 25 % höher ist, als jene der restlichen Zylinderproben, die erst gegen Ende des Betoniervorganges hergestellt wurden. Grund dafür ist, dass während des Betoniervorganges Wasser und Fließmittel dem Beton im Fahrmischer hinzugefügt wurden, da es Probleme mit der Verarbeitbarkeit gab. Die Würfelproben wurden alle zum Schluss – nach der Betonage der Versuchskörper – hergestellt. Die Ergebnisse der Begleitkörperprüfungen sind in Tab. 4.2 angeführt. Es wird jeweils der Mittelwert der Druckfestigkeit pro Prüftag angegeben.

Wie in Abb. 4.3 ersichtlich ist, liegt die Druckfestigkeit in den ersten 28 Tagen, die aus den Begleitkörpern hervorgeht, unter der Normkurve nach *fib* Model Code 2010 [3] und demnach unter dem Sollwert.

Entwicklung der Druckfestigkeit

Probenalter	Würfel		Zylinder	
	Anzahl #	Festigkeit MPa	Anzahl #	Festigkeit MPa
dd				
02	3	8.3	-	-
08	2	18.1	-	-
16	2	24.2	-	-
28	1	27.8	-	-
45	-	-	2	28.4
45	-	-	1	36.0*
57	1	33.5	2	29.4
66	-	-	2	29.7
66	-	-	2	36.6*

* Zylinderproben M1-Mischung

Tab. 4.2.: Festigkeitsentwicklung der Begleitkörper

Für die Versuchsnachrechnung wird eine mittlere Druckspannung von 29.0 MPa angenommen. Der charakteristische Wert der Druckfestigkeit f_{ck} kann für Proben unter Laborbedingungen laut Reineck et al. [13] vom Mittelwert abgeleitet werden:

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ MPa} = 29.0 - 4 = 25.0 \text{ MPa}$$

Von der mittleren Zylinderdruckfestigkeit kann über folgenden Zusammenhang näherungsweise auf die mittlere Würfeldruckfestigkeit gerechnet werden:

$$f_{cm,cube} = 1.1 \cdot f_{cm,cyl} / 0.9 = 1.1 \cdot 29.0 / 0.9 = 35.4 \text{ MPa}$$

Neben den Prüfungen der Würfel- und Zylinderdruckfestigkeiten wurden zusätzlich Spaltzugfestigkeiten getestet, um auf die mittlere Zugfestigkeit der Versuchsbalken zu schließen. Die Zugfestigkeit kann nach [3] aus der Betondruckfestigkeit wie folgt rückgerechnet werden:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \tag{4.2}$$

mit:

$$\begin{aligned} f_{ctm} & \dots \text{ Mittelwert der Betonzugfestigkeit} \\ f_{ck} & \dots \text{ charakt. Druckfestigkeit} \end{aligned}$$

Die folgende Tab. 4.3 zeigt die Mittelwerte der Betonfestigkeiten im Zeitraum der Versuchsdurchführung.

Festigkeitskennwerte des Betons

Zylinderdruckfestigkeit	$f_{ck,cyl}$	=	25.0	MPa
	$f_{cm,cyl}$	=	29.0	MPa
Würfeldruckfestigkeit	$f_{cm,cube}$	=	35.4	MPa
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,sp}$	=	2.6	MPa
mittlere Zugfestigkeit	f_{ctm}	=	2.6	MPa
Elastizitätsmodul	E_{cm}	=	24581	MPa

Tab. 4.3.: Mittlere Festigkeitskennwerte des Betons

Detailliertere Ergebnisse der Begleitkörperprüfungen (Druckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, E-Modul) werden im Anhang D angeführt.

4.3.2. Bewehrungsstahl

Für die Biegebewehrung in der Zugzone wurden hochfeste Spannstahlstäbe SAS 950/1050 [17] verwendet. Als Druckbewehrung wurde Rippenstahl SAS 500/550 [18] verbaut. Die eingebaute Bügelbewehrung ist normal duktiler Betonstahl mit der Bezeichnung B 500A.

Die folgende Tab. 4.4 gibt Überblick über die wesentlichen Kennwerte der hochfesten Längsbewehrung.

Materialparameter SAS 950/1050

Charakteristische Streckgrenze	f_{yk}	=	950	N/mm ²
Mittelwert der Streckgrenze	f_{ym}	=	1045	N/mm ²
Gleichmaßdehnung	A_{gt}	≥	5.0	%
Bruchdehnung	A_{10}	≥	7.0	%
E-Modul	E	=	205000	N/mm ²

Tab. 4.4.: Materialparameter der Spannstahlstabbewehrung SAS 950/1050

4.4. Herstellung der Versuchskörper

Der gesamte Herstellungsprozess und die anschließende Nachbehandlung fand in der Wasserbauhalle des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz statt, da in dieser ausreichend Platz für die Vorbereitungen und Betonierarbeiten vorherrscht. Die Versuchsbalken und die Begleitkörper wurden bis zu ihrer Prüfung in dieser Halle am Gelände des LKI gelagert.

4.4.1. Schalungsarbeiten

Geschalt wurde mit Standard-Schalungsplatten 3-SO der Stärke 27 mm. Als Bodenschalung dienten große Schalungsplatten, die mit Distanzhölzern verschraubt wurden, um leichte Unebenheiten des Bodens etwas auszugleichen. Die Seitenschalung wurden auf eine Höhe von 450 mm zugeschnitten, damit diese bündig mit der Trägerhöhe abschlossen.

Um das Ausweichen der Seitenschaltung bei der Betonage zu vermeiden, wurden zusätzlich Abstandhalter verwendet, die am oberen Rand befestigt wurden und somit die Schalung zusammenspannten.



Abb. 4.4.: Leere Schalungskonstruktion

4.4.2. Bewehrungsarbeiten

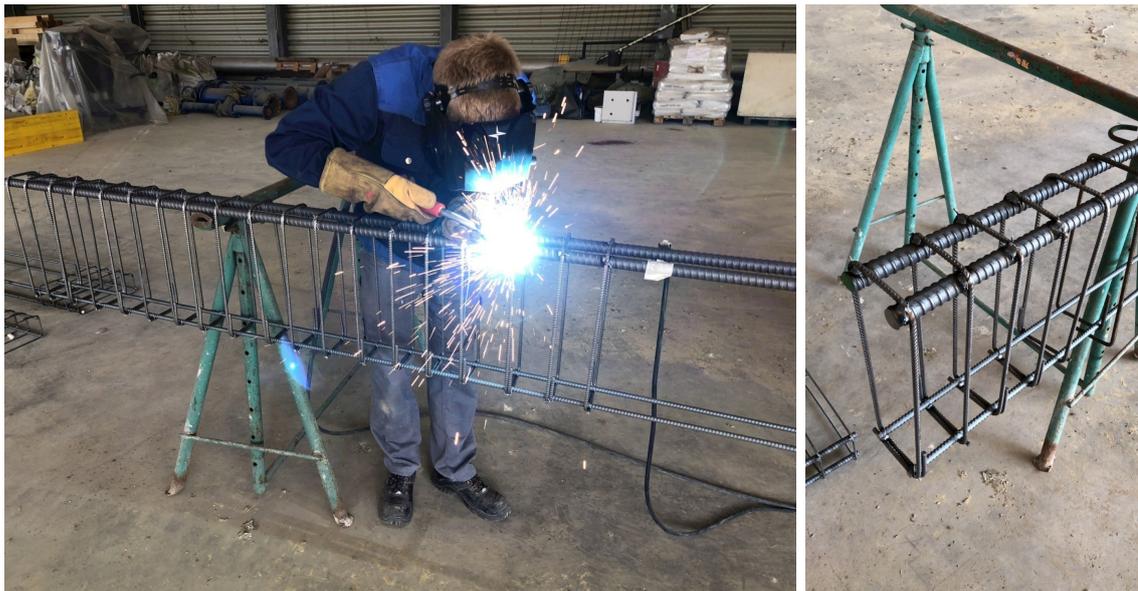
Die genaue Ermittlung der Bewehrungsmenge wurde vorab in einer Vorbemessung ermittelt. Die einzelnen Längsbewehrungsstangen (Biege- und Druckbewehrung) wurden zu einem Bewehrungskorb gebunden. Da für die Versuchsbalken keine Schubbewehrung vorgesehen ist, wurden Bügel lediglich in den Randbereichen der Träger (hinter den Lagerachsen) eingebaut, um die Verankerungslänge zu garantieren (Biegeträger). Bei den Kragträgern wurden Bügel eingebaut, um ein mögliches Versagen im Bereich der „Einspannung“ – zwischen den zwei Lagerpunkten – zu vermeiden. Am Kragarmende hinter der Belastung wurden weitere Bügel eingebaut und mit der Längsbewehrung verschweißt, um die Verankerungslänge zu garantieren. Die fertigen Bewehrungskörbe wurden mittels Hallenkran in die leere Schalung gehoben.



(a) Binden des Bewehrungskorbs

(b) Fertige Bewehrungskörbe

Abb. 4.5.: Bewehrungsarbeiten



(a) Schweißarbeiten

(b) Verschweißte Bügel mit der Längsbewehrung

Abb. 4.6.: Verschweißen des Bewehrungskorbs



(a) Bewehrungskorb in Schalung (Biegeträger)

(b) Bewehrungskorb in Schalung (Kragträger)

Abb. 4.7.: Eingehobene Bewehrungskörbe

4.4.3. Betonage und Sanierungsarbeiten

Die gesamten Versuchsbalken wurden am 14.05.2018 betoniert. Der Lieferbeton wurde vom Mischwagen in einen Krankübel und anschließend mittels Hallenkran in die Schalung gefördert. Da der Beton während der Betonierarbeiten zu steif war, kam es zu Problemen bei der Betonage. Einerseits gab es Schwierigkeiten, den Beton gleichmäßig in die Schalung zu fördern und andererseits kam es aufgrund der zeitlichen Verzögerung zu Fehlstellen in den Balken, siehe Abb. 4.9.

Nach der Betonage der Versuchsbalken wurden die Begleitkörper betoniert: 21 Würfelproben und neun Zylinderproben. Um zu schnelle Austrocknung zu vermeiden wurden alle Versuchs- und Begleitkörper mittels einer Folie abgedeckt. Jeweils zwei übrige Bügel pro Balken wurden auf halber Trägerhöhe mit einbetoniert, um diese nach Erhärtung mit Hilfe des Hallenkran aus der Schalung heben zu können.



(a) Fertige Betonage

(b) Abziehen der Trägeroberfläche

Abb. 4.8.: Betonierarbeiten

Nach Erhärtung und den Ausschaltungsarbeiten fanden einige Sanierungsarbeiten an der Trägeroberfläche statt. An jenen Stellen, wo die Abstandhalter für die Seitenschalung befestigt waren, bildeten sich Betonester an der Trägeroberseite genau unter den Abstandhaltern (siehe Abb. 4.9). Diese sind besonders bei den Trägern erkennbar, die gegen Ende betoniert wurden und bei denen der Beton bei der Betonage bereits zu steif war.



(a) Ausgeschaltete Träger

(b) Schadensdokumentation SV-2-N0

Abb. 4.9.: Schadensdokumentation nach dem Ausschalen

Im Zuge der Sanierungsarbeiten wurden die Betonmester leicht ausgestemmt und im Anschluss mit einem fließfähigen, expandierenden Vergussmörtel verfüllt, sodass vor allem der Verbund zwischen Stahl und Beton hergestellt werden konnte (Abb. 4.10).

Es sei erwähnt, dass sich die genannten Fehlstellen nicht auf die Versuchsergebnisse ausgewirkt haben. Das Rissbild der getesteten Träger stehen in keiner Verbindung zu den sanierten Fehlstellen. Ebenso die Traglasten scheinen nicht von der Trägeroberfläche beeinträchtigt worden zu sein.



(a) Verfüllen des Vergussmörtels

(b) Sanierte Schadensstelle

Abb. 4.10.: Sanierungsmaßnahmen

4.4.4. Kernbohrungen

Wie bereits in Abschn. 4.3.1 erwähnt, wurde im Verlauf der Betonage Wasser und Fließmittel dem Fahrmischer hinzugefügt, um die Verarbeitbarkeit des Betons zu verbessern. Aufgrund der Tatsache, dass die Festigkeiten der Begleitkörperprüfungen zwischen der Mischung M1 und den normalen Zylindern so stark variieren (siehe Anhang D Tab. D.6 und Tab. D.8), wurden zusätzlich Kernbohrungen für jeden Versuchsbalken entnommen. Mit diesen wurden anschließend weitere Prüfungen zur Bestimmung von Druck- und Spaltzugfestigkeit durchgeführt (Bohrprobe mit $\varnothing 7$ cm für Druckfestigkeitsprüfung und $\varnothing 10$ cm für Spaltzugfestigkeitsprüfung).

Die folgenden Tab. 4.5 zeigt zusammengefasst die Ergebnisse dieser Bohrproben:

Probenalter	Druckfestigkeit			Spaltzugfestigkeit	
	Anzahl #	L/d	Festigkeit MPa	Anzahl #	Festigkeit MPa
67	-	-	-	14	2.5
78	8	2.0	29.9	2	2.3
78	5	1.0	33.8		

Tab. 4.5.: Druck- und Spaltzugfestigkeiten der Kernbohrungen

Die Abb. 4.11 zeigt die ermittelten Spaltzugfestigkeiten der Bohrkerne jedes Versuchsbalkens in Betonage Reihenfolge, sowie jene der Begleitkörperprüfungen. Der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit der Begleitkörper beträgt 2.6 MPa und jener der Bohrproben 2.5 MPa. Dieser Unterschied macht lediglich 4% aus und stellt somit keine Abweichung dar, die Relevanz auf die Schubversuche haben könnte, jedoch ist bei den Bohrproben die Tendenz mit zunehmender Betonagezeit (mit einer Ausnahme) fallend.

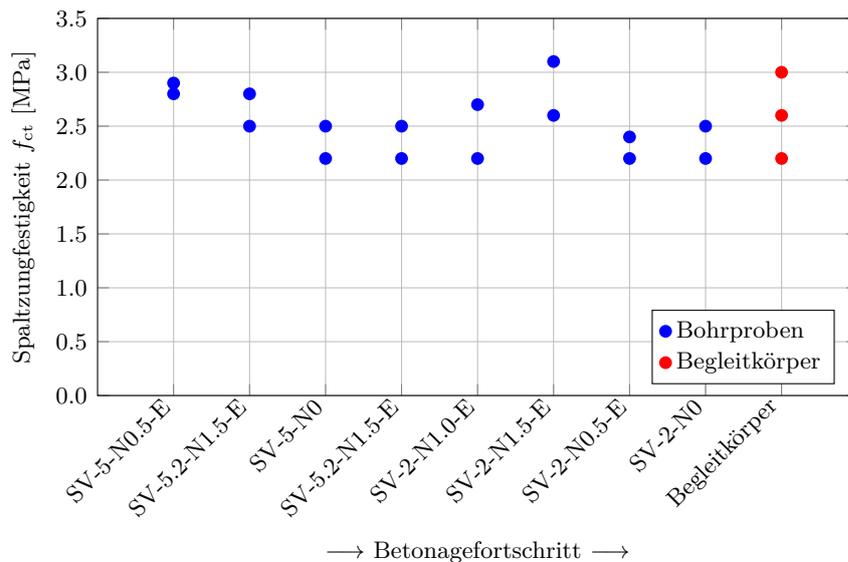


Abb. 4.11.: Spaltzugfestigkeiten der Begleitkörper und der Bohrproben eines jeden Versuchsbalkens in Betonage Reihenfolge

(a) Kernbohrung $\varnothing 7$ cm(b) Kernbohrung $\varnothing 10$ cm**Abb. 4.12.:** Bohrkernentnahme

4.5. Versuchsaufbau

Die Belastung (Gleichlast) erfolgt weggesteuert. Über den Zylinder wird die Last über eine Gelenkkette zuerst auf einen Verteilträger und dann auf zwei kleinere IPB 300 Träger übertragen, die mit einem UNP-Profil verbunden sind. Damit lokale Spannungsspitzen bei der Lastaufbringung vermieden werden konnten, wurde in Anlehnung an die Versuche von Leonhardt und Walther [9], ein bis zur Hälfte mit Wasser gefüllter Feuerwehrschauch mit $\varnothing 150$ mm eingesetzt (siehe Abb. 4.15). Der Schlauch besitzt die Aufgabe, eine gleichmäßige Lastverteilung zu gewährleisten, ohne einen etwaigen Einfluss von Oberflächenunebenheiten. Dies ist aufgrund der Flexibilität des biegeweichen Schlauches gewährleistet. Der hydrostatische Druck im Schlauchinneren, der bis zu 8 bar aushält, ermöglicht eine gleichmäßig verteilte Last entlang des Trägers. Zusätzlich wurde die Trägeroberfläche vor dem Einbau glatt geschliffen, um den Schlauch nicht zu beschädigen und die Gleichlast konstant aufbringen zu können.

Die Verteilkonstruktion entspricht durch den Einsatz von Bolzengelenken einer kinematischen Kette, wodurch eine ungleichmäßige Aufbringung der Belastung ausgeschlossen werden kann. Bei den Kragträgern entfällt dieser Verteilträger und der Zylinder drückt wiederum über ein Bolzengelenk direkt auf den IPB 300 Träger, wie in Abb. 4.14 ersichtlich ist. Das UNP 240 Profil hat die Aufgabe, ein seitliches Ausweichen des Schlauches über den Trägerrand zu verhindern.

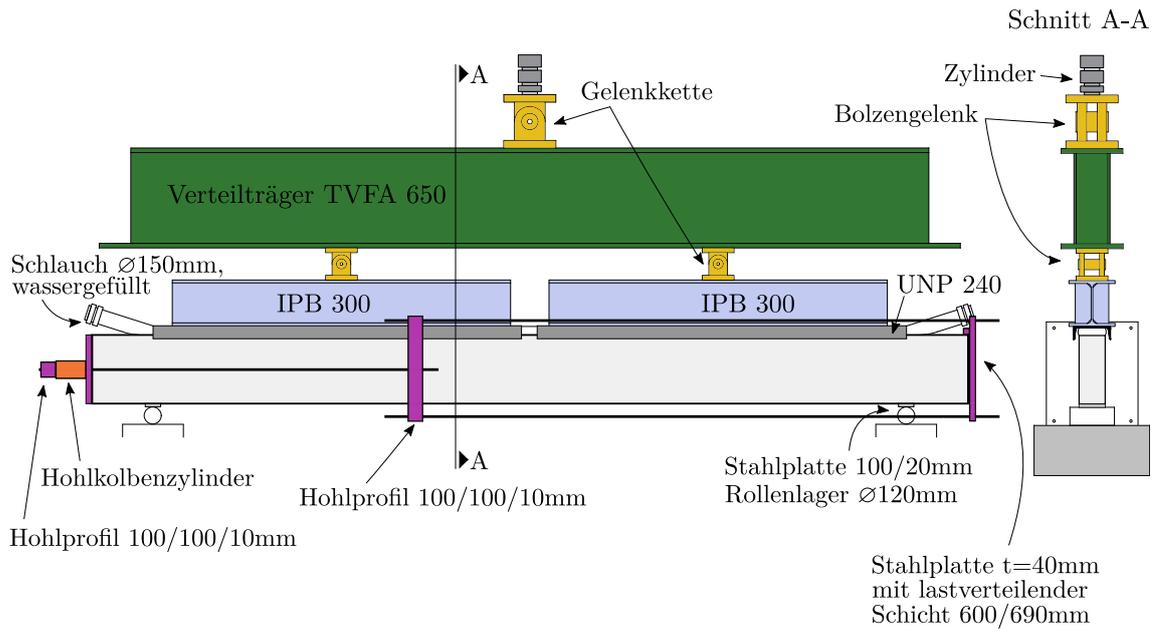


Abb. 4.13.: Schematischer Versuchsaufbau Einfeldträger

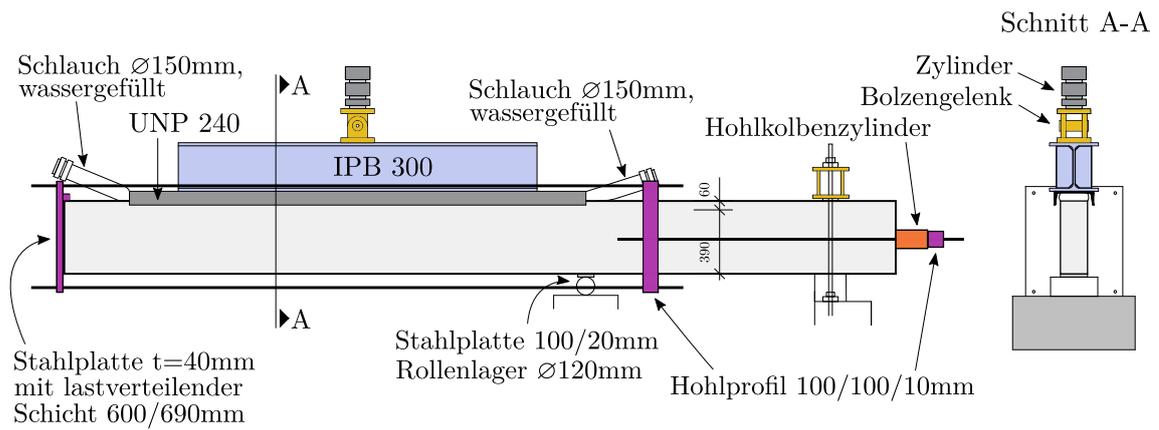


Abb. 4.14.: Schematischer Versuchsaufbau Kragträger

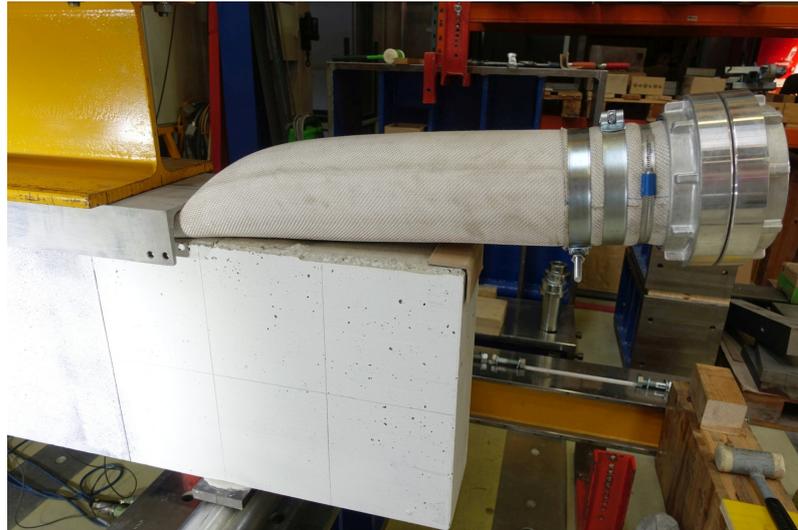


Abb. 4.15.: Feuerwehrschauch in eingebautem Zustand

Für die Berechnung des Eigengewichts des wassergefüllten Feuerwehrschauchs wurde einheitlich ein Gewicht von 15 kg/m angenommen.

Aufbringen der Normalkraft

Die Normalkraft wurde in Form von Druckspannung bewusst durch ein externes Vorspanngerüst an den Stirnflächen des Trägers aufgebracht. Eine Vorspannung mittels Hüllrohr und Spannlitzen (wie im Spannbetonbau üblich) hätte Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit, da sich mit selbigen eine zusätzliche Dübelwirkung einstellen würde, die Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hätte.

Das Vorspanngerüst wurde in einer Vorbemessung bemessen und dimensioniert, um die notwendigen Vorspannungen ohne plastische Verformungen der Spannstangen aufnehmen zu können. An einem Trägerende wurde eine Stahlplatte S355 mit einer lastverteilenden Schicht mit den Dimensionen $600 \times 690 \times 40$ mm angebracht. Von der Platte weg verlaufen vier Gewindestäbe SAS 670, sodass auf das Mercury-Messfeld freie Sicht bleibt. Nach dem Messfeld wurde auf beiden Trägerseiten ein Hohlprofil eingesetzt, um von den insgesamt vier Spannstangen auf zwei zu reduzieren. Die Gewindestäbe wurden am Hohlprofil mittels Ankerplatten und Kugelbundmuttern befestigt, sodass eine gelenkige Verbindung entstand.

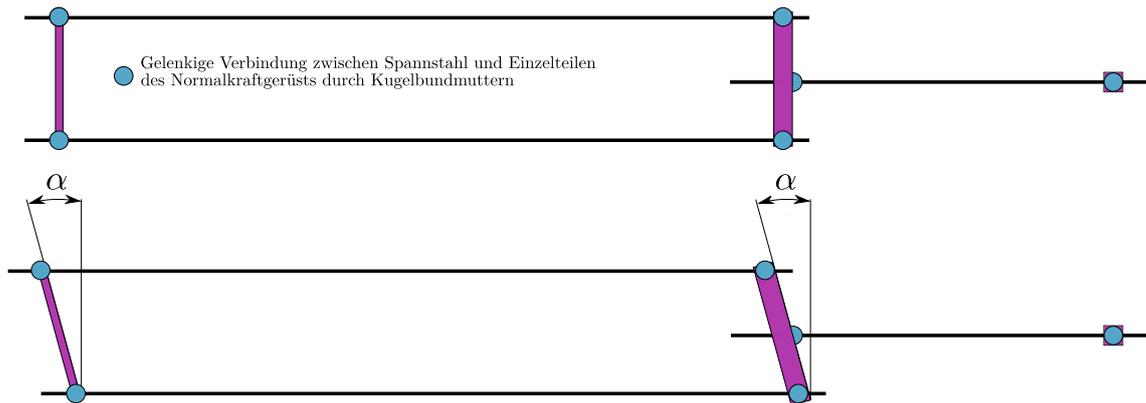


Abb. 4.16.: Seitenansicht der Gelenkkette des Normalkraftgerüsts vor (oben) und nach (unten) der Verformung

Der Hohlkolbenzylinder Enerpac®RCH-302 am anderen Trägerende stützt sich an der Trägerstirnfläche mit einer weiteren Stahlplatte mit lastverteilender Schicht ab und drückt gegen ein weiteres Hohlprofil, das mit Ankerplatten und Kugelbundmuttern an den beiden Gewindestangen befestigt ist. Dadurch werden diese auf Zug beansprucht und die Drucknormalspannung wird über die Stahlplatte und den Zylinder mit Verteilerplatte aufgebracht (siehe Abb. 4.17). Der Druck am Zylinder wird mittels Handpumpe über Öldruck bis zur gewünschten Normalspannung aufgebracht.

Um eine freie Verformung (Durchbiegung) der Versuchsbalken zufolge Gleichlast nicht zu beeinflussen, muss garantiert werden, dass das gesamte Normalkraftgerüst keine Veränderung der aufbrachten Druckspannung zufolge Durchbiegung erfährt. Dies wurde umgesetzt, in dem die Verbindungen der Spannstähle – wie bereits erwähnt – gelenkig verbunden wurden (siehe Abb. 4.16).

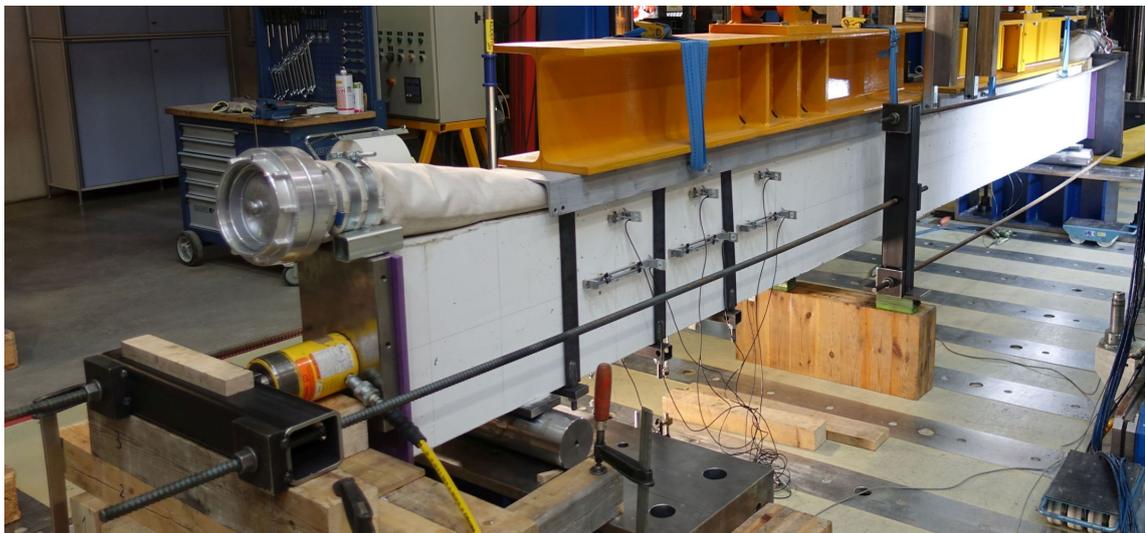


Abb. 4.17.: Übersicht des externen Vorspanngerüsts im eingebauten Zustand

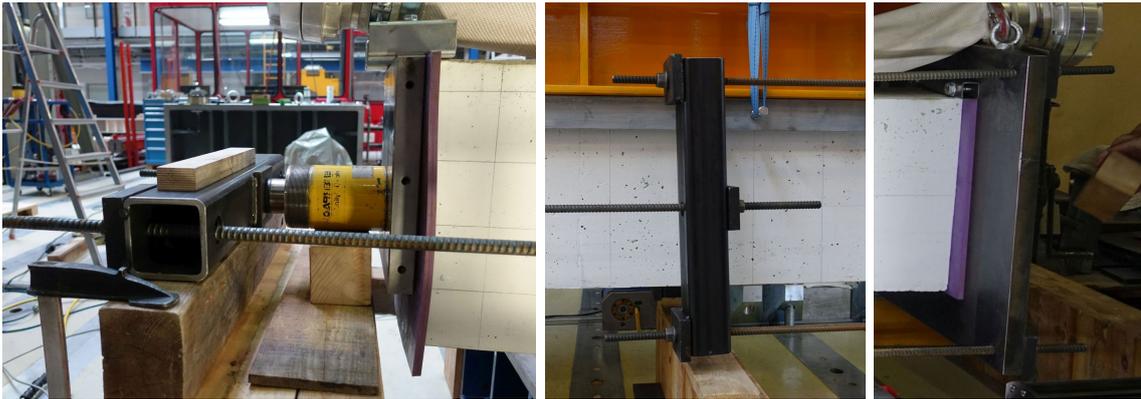


Abb. 4.18.: Externes Vorspannsystem

Externe Schubverstärkung

Bei den Einfeldträgern wurden auf der zweiten Seite externe Verstärkungsschienen befestigt (siehe Abb. 4.19). Da die Versuchsbalken nicht Querkraftbewehrt sind, kann das Auftreten des kritischen Schubrisses mit anschließendem Bruch innerhalb des Mercury-Messfeldes nicht garantiert werden. Im Falle eines Versagens auf der anderen Seite, „fällt“ der Balken in die Verstärkung und die Last kann weiter gesteigert werden, bis ein zweites Versagen auf der anderen Seite eintritt. Um die Lasteinleitung an der Trägeroberseite durch eine zu starke Erhöhung der Verstärkungsschienen nicht zu beeinflussen, wurden Flachstähle (40×3 mm) verwendet.

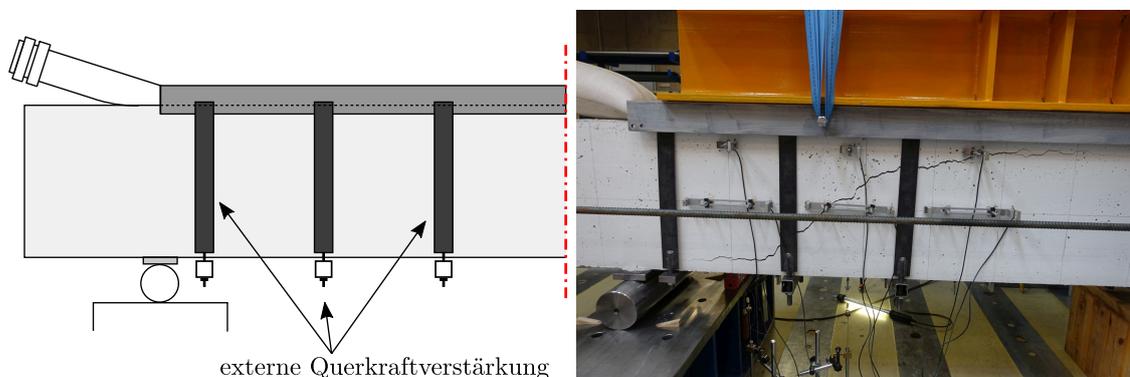


Abb. 4.19.: Externe Querkraftverstärkung der Einfeldträger

Simulation der Einspannung der Krägträger

Die Einspannung der Krägträger ist im praktischen Versuchsaufbau sehr schwierig zu realisieren. Für die getesteten Kragträger wurde ein System gewählt, das die selben Schnittgrößen hervorruft, wie eine Einspannung in der Baustatik. Es wurde ein System mit Auflager und Gegenaufleger ausgeführt. Ersteres wurde als Rollenlager ausgeführt und somit als horizontal verschiebliches Lager, und letzteres als unverschiebliches Lager, bei welchem der Träger über ein Querjoch nach unten gespannt wurde.

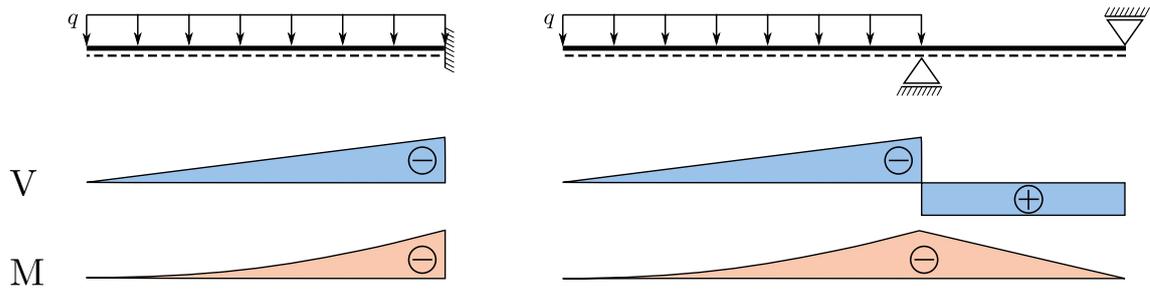
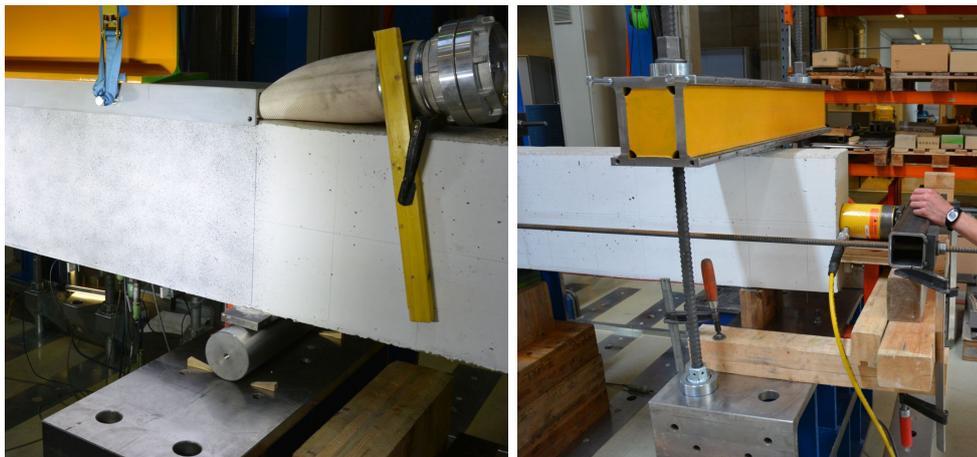


Abb. 4.20.: Gegenüberstellung der Schnittgrößen eines Kragträgers und des tatsächlich geprüften System



(a) Rollenlager

(b) Querjoch

Abb. 4.21.: Lageranordnung für die Realisierung der Einspannung

4.6. Messtechnik

In den Versuchen kamen folgende konventionellen Messmethoden zur Anwendung:

- Durchbiegung in verschiedenen Punkten
- Dehnung in verschiedenen Querschnitten
- Kraftmessung
- Kennzeichnung des Rissbildes in diversen Laststufen

Prüfstand

Die Versuche fanden an einem hydraulisch beaufschlagten Prüfstand statt, welcher eine Prüflast von 1 MN aufbringen kann. Dieser ist mit dem Aufspannfeld mittels hydraulisch vorgespannte Zuganker gekoppelt. Bei dem Zylinder handelt es sich um einen servohydraulischen Prüfzylinder, der mit einer kompatiblen Kraftmessdose (MTS®661.31E/F-01) verbunden ist. Die maximale Kraftübertragung beträgt $F = 1000 \text{ kN}$ bei einem maximalen Vorschubweg von $h_{\max} = 250 \text{ mm}$.



(a) Prüfstand Einfeldträger

(b) Prüfstand Kragträger

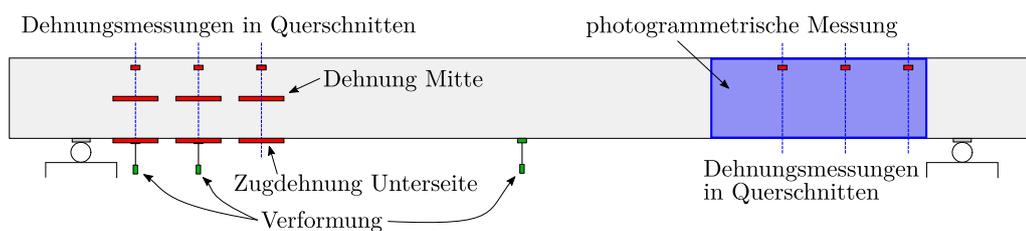
Abb. 4.22.: Übersicht des 1 MN-Prüfstands

Verformungsmessung

Die Durchbiegung wurde mittels induktiver Wegaufnehmer mit Tauchanker (HBM WA100 für Einfeldträger und HBM WA200 für Kragträger) gemessen. Der Nennmessweg beträgt, je nach Modell, zwischen 0 und 100 mm oder 0 und 200 mm. Die Linearitätsabweichung beträgt $\pm 0.20\%$ und beschreibt die größte Abweichung zwischen Anfangs- und Endpunkt.

Dehnungsmessung

Zur Dehnungsmessung an den Versuchsbalken wurden Dehnungsaufnehmer HBM DD1 mit einer Nennlängenänderung von ± 2.5 mm und einer Linearitätsabweichung von $\pm 0.05\%$ verwendet. Die Messlänge der Dehnungsaufnehmer betrug 250 mm für die Zugdehnungen und 50 mm für die Druckdehnungen. Bei einer derart großen Messlänge in der Zugzone kann trotz eingetretener Rissbildung davon ausgegangen werden, dass die gemittelte Dehnung korrekt erfasst wird.

**Abb. 4.23.:** Schematische Darstellung der Messkonfiguration der Einfeldträger

Berührungslose Messtechnik

Neben den konventionellen Messmethoden wurde auch ein photogrammetrisches Messsystem eingesetzt, das mit dem Prinzip der digitalen Bildkorrelation arbeitet (Abb. 4.24). Diese Messungen wurden mit zwei Kameras und dem Softwarepaket Mercury durchgeführt. Das Messfeld an der Träger-Seitenfläche wurde auf 1200×450 mm für den Einfeldträger und 1000×450 mm für den Kragträger begrenzt. Für die einwandfreie Funktionsfähigkeit war es erforderlich, eine gesprenkelte Struktur auf der Oberfläche zu erzeugen, mit welcher es

dem Messsystem möglich war, die Verschiebung zweier beliebiger Punkte zueinander zu berechnen. Die Struktur war notwendig, um einen hohen Kontrast zur Identifikation dieser Punkte zu erzielen.

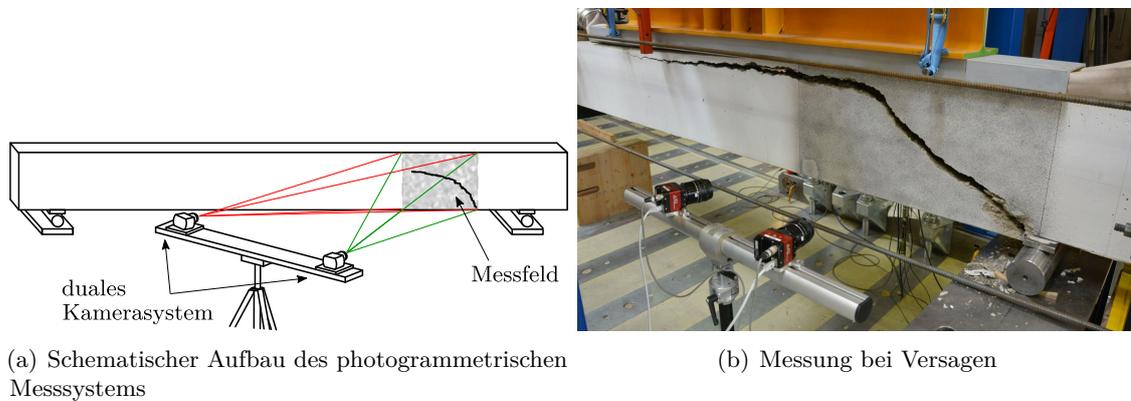


Abb. 4.24.: Photogrammetrisches Messsystem

Der Vorteil dieser Messmethode liegt darin, dass im Nachhinein Auswertungspunkte bzw. -flächen gewählt werden können. Es wird benutzt, um sowohl Rissfortschritt als auch Risskinematik des Schubrisses zu ergründen.

5. Versuchsergebnisse

Die wesentlichen Ergebnisse der durchgeführten Versuche werden in folgendem Kapitel betrachtet. Es sind die Last-Verformungskurven und somit das globale Tragverhalten als auch die Versagensstelle und die zugehörigen Rissbilder dargestellt. Im Anschluss wird der Kraftfluss im Schubfeld mit Hilfe der photogrammetrischen Messung, der Änderung der Dehnungen und der Last-Verformungskurven analysiert. Die Tragfähigkeiten aller Versuchsbalken werden tabellarisch erfasst und mit den berechneten Querkrafttragfähigkeiten nach DIN EN 1992-1-1 [1] *fib* Model Code 2010 [3] verglichen.

5.1. Trag- und Verformungsverhalten

Grundsätzlich sei zu erwähnen, dass bei allen durchgeführten Versuchen ein Schubversagen vor dem Fließen der Längsbewehrung festgestellt werden konnte. Die Einfeldträger wurden auf beiden Lagerseiten im schubkritischen Bereich ohne Querkraftbewehrung hergestellt. Die Versagensseite konnte somit vorher nicht bestimmt werden, weshalb externe Schubverstärkungen auf einer Seite angebracht worden sind. Dadurch kann ein Versagen auf der zweiten Seite erzwungen werden und eine weitere Traglast ermittelt werden. Ein Biegeversagen im Bereich des Auflagers ist deshalb auszuschließen, da das zur Belastung gehörende Stützmoment bei Versagen nie die Größenordnung der berechneten Biegetragfähigkeit erreicht hat. Daher kann ausgeschlossen werden, dass die Schubtragfähigkeit durch Schädigung der Druckzone infolge des Stützmoments limitiert wurde.

Die Last-Verformungskurven inklusive Eigengewicht und Aufbauasten (z. B. Gewicht des wassergefüllten Schlauchs) sind gruppiert in den Abb. 5.1 und 5.2 dargestellt. Die Last wurde dabei auf die maßgebende Querkraft am Auflager bezogen. In den Diagrammen ist das statische System inklusive der Schubschlankheit und die Versagensstelle ebenso ersichtlich.

Schubfeldtyp 2: In Abb. 5.1 sind die Last-Verformungskurven der getesteten Einfeldträger unter Streckenlast dargestellt. Es ist ein deutlicher Steifigkeitsabfall nach Erreichen des Rissmoments zu erkennen. Bei allen vier Versuchen trat ein sprödes Versagen durch die Bildung eines Schubrisses auf. Dies ist in den Diagrammen dadurch ersichtlich, dass die Kurve vor dem Versagen nicht abflacht, sondern in etwa konstant ansteigt, bis die Traglast erreicht wird.

Bei den Einfeldträgern SV-2-N0.5-E und SV-2-N1.0-E konnten jeweils zwei Traglasten ermittelt werden. Durch die Schubverstärkung konnte ein zweites Versagen erzwungen werden. Die Traglasten wurden auf der zweiten Seite um 12 % und 5 % gesteigert. Die übrigen beiden Einfeldträger liefern nur eine Traglast, da der Schubriss auf der nicht-verstärkten Seite (im Mercury-Messfeld) auftrat.

Mit steigendem Normalkraftgehalt ist eine Erhöhung des Rissmoments zu erkennen. Dies ist in den Diagrammen daher ersichtlich, dass sich der Übergang von Zustand I in den Zustand II an der Ordinate weiter nach oben verschiebt. Gegenüber dem hat der Versuch SV-2-N0 (ohne Normalkraft) das kleinste Rissmoment, welches auch im Diagramm erkennbar ist.

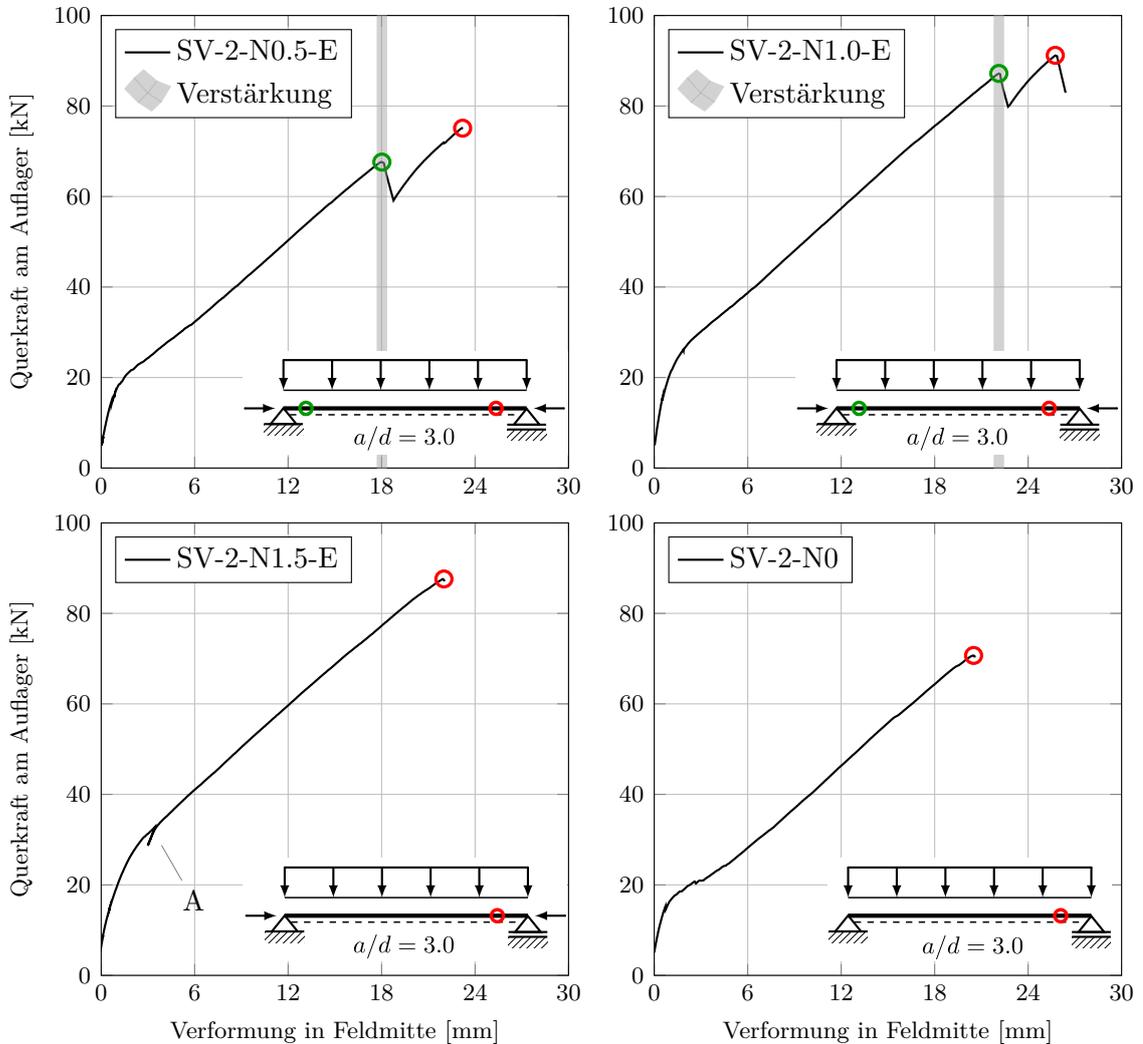


Abb. 5.1.: Last-Verformungskurven inklusive schematischer Darstellung der Versagensposition der Schubversuche vom Schubfeldtyp 2

Die Abb. 5.1 zeigt einen Sprung (A) im Diagramm von SV-2-N1.5-E beim Übergang in den gerissenen Bereich. Bei der Versuchsdurchführung war der Schlauch verklemmt und musste per Hand in die richtige Position gerückt werden. Durch die Sensibilität der Wegaufnehmer ist dies im Diagramm markant gekennzeichnet.

Schubfeldtyp 3: Abb. 5.2 zeigt die Last-Verformungskurven der getesteten Kragträger unter Streckenlast. Auch hier ist der Übergang von Zustand I in den Zustand II durch leichtes Abflachen der Kurven ersichtlich. Bei den getesteten Trägern ist die eintreffende Schubrissbildung in den Diagrammen gekennzeichnet (SR). Es findet eine Kraftumlagerung mit Lastabtragung direkt in Richtung Auflager statt, welche in Abschn. 5.3 näher analysiert

wird. Dies ist daran erkennbar, dass der Kurvenverlauf nach der Bildung der Schubrisse allmählich abflacht, was mit der Abnahme der Steifigkeit des Systems einhergeht.

Die Balken SV-5.1-N1.5-E und SV-5.2-N1.5-E sind identisch und wurden mit gleicher Vorspannung getestet. Das Schubrissslastniveau (SR) liegt bei beiden Balken bei 95.8 kN. Bei SV-5.2-N1.5-E steigt die Last nach dem einfallenden Schubriss weiter an und erreicht somit eine höhere Traglast, welche mit aktuellen Kenntnissen nicht vorhersehbar ist.

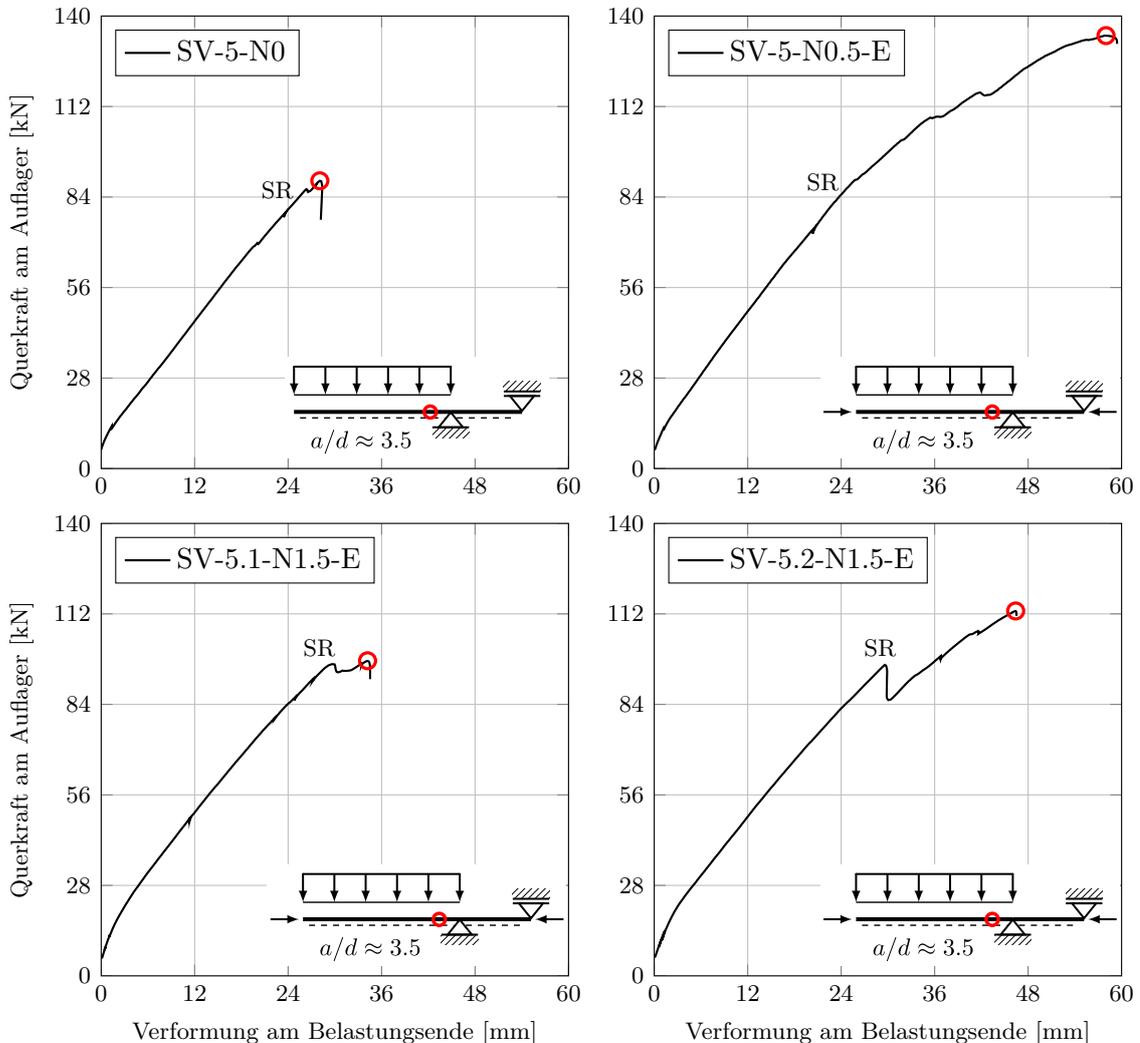


Abb. 5.2.: Last-Verformungskurven inklusive schematischer Darstellung der Versagensposition der Schubversuche vom Schubfeldtyp 3

5.2. Rissbild und Versagensstelle

Während der Versuchsdurchführung wurde die Rissentwicklung bei verschiedenen Laststufen aufgezeichnet. Abb. 5.4 und 5.6 zeigen das Rissbild für den Bruchzustand. Im schubkritischen Bereich sind die Ergebnisse der photogrammetrischen Messungen in Form von Hauptzugdehnungen kurz vor Versagenseintritt dargestellt. Die eingezeichnete Druckzonenhöhe wurde durch eine Querschnittsanalyse auf Grundlage von Materialmittelwerten entlang der Trägerlängsrichtung bei Versagenslast errechnet. Die Abstandsangaben stellen

den Abstand des zum Versagen führenden Schubrisses zum Auflager dar. In Anlehnung an die Definition von Reineck et al. [13] wurde als Referenz dabei jene Stelle gewählt, an welcher der kritische Schubriss die Balkenmitte erreicht.

Schubfeldtyp 2: Die Rissbilder der Einfeldträger aus Abb. 5.4 zeigen, dass sich der kritische Schubriss, ausgehend vom äußersten Biegeriss, in einem Abstand von $(1.4 \div 1.8)d$ vom Auflager bildet. Verursacht wurde das Versagen durch die Fortpflanzung des kritischen Schubrisses in die Druckzone. Vergleicht man für unterschiedliche Normalkräfte die Abstände der zum Versagen führenden Schubrisse vom Auflager, so kann festgestellt werden, dass durch die Normalkraft keine maßgebliche Verschiebung in Richtung Feldmitte mit kleinerer Querkraft auftrat.

In den Rissbildern ist ebenso ersichtlich, dass sich bei den Versuchen SV-2-N1.0-E und SV-2-N1.5-E zwei markante Schubrisse ausbilden. Zum Zeitpunkt des Versagens bricht der Balken jedoch entlang des äußeren kritischen Schubrisses, der näher am Auflager ist. Weiters ist in den Bruchbildern der Abb. 5.3 zu erkennen, dass jeder der vier getesteten Einfeldträger nicht nur entlang eines Schubrisses bricht, sondern nach dem Versagen auch ein zweites Mal. Dieser Riss, der sich aus einem Biegeriss bildet und dann zum Bruch führt, wird nur als sekundär angesehen, da er erst nach dem Versagen entsteht.

Die Abb. 5.3 zeigt extreme Rissbilder nach dem Versagen, was vor allem beim Balken SV-2-N1.5-E auffällt. Der Grund dafür ist die Normalkraft, die den Balken unmittelbar nach dem Schubversagen zusammendrückt weshalb das Bruchbild so ausgeprägt ausfällt.

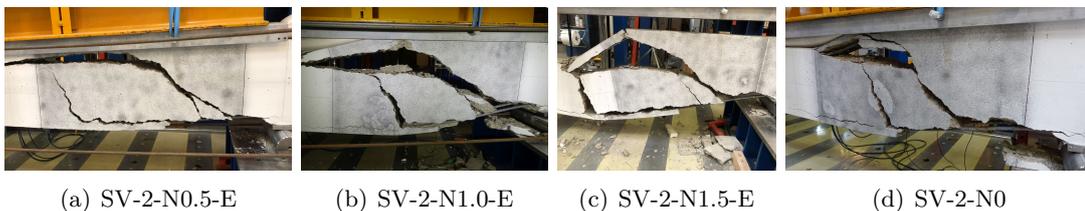


Abb. 5.3.: Versagen der Versuchsbalken des Schubfeldtyps 2

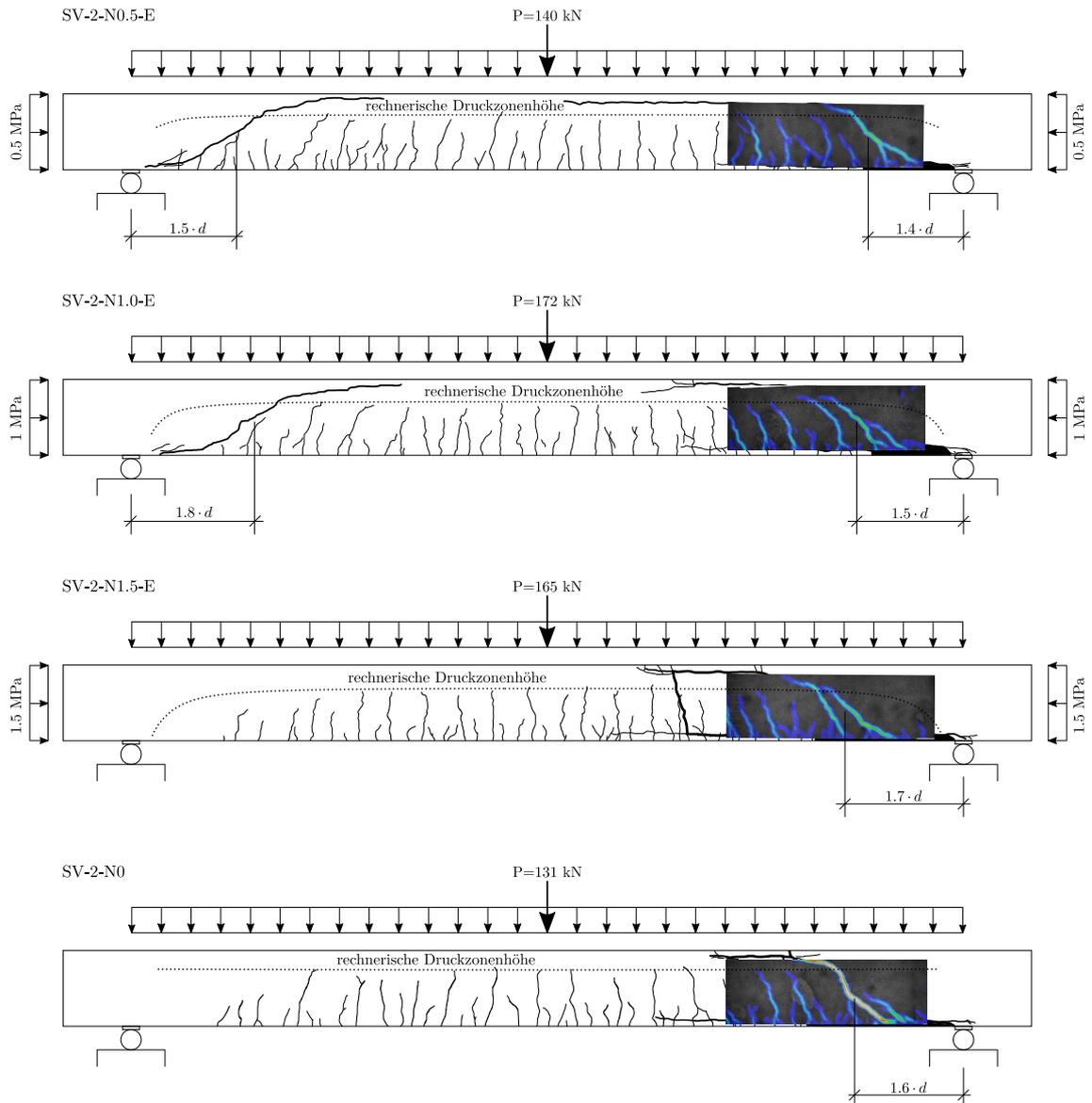


Abb. 5.4.: Rissbild bei Versagenseintritt der Versuche zum Schubfeldtyp 2

Schubfeldtyp 3: Bei den Kragträgern bildet sich der kritische Schubriss in einem Abstand von $(1.1 \div 1.6)d$ vom Auflager. Vergleicht man in der Abb. 5.6 den Träger SV-5-N0, bei dem keine Normalspannung aufgebracht wurde, mit den restlichen, so hat dieser den größten Abstand zum Auflager mit hoher Biegebeanspruchung. Auffällig am Bruchbild aller Kragträger ist, dass sich bei Versagen ein langer horizontaler Trennriss entlang der oberen Längsbewehrung ausbildet, wie in Abb. 5.5 ersichtlich ist. Dies stellt jedoch einen sekundären Effekt dar, da dieser horizontale Riss erst nach dem eigentlichen Schubversagen auftritt.

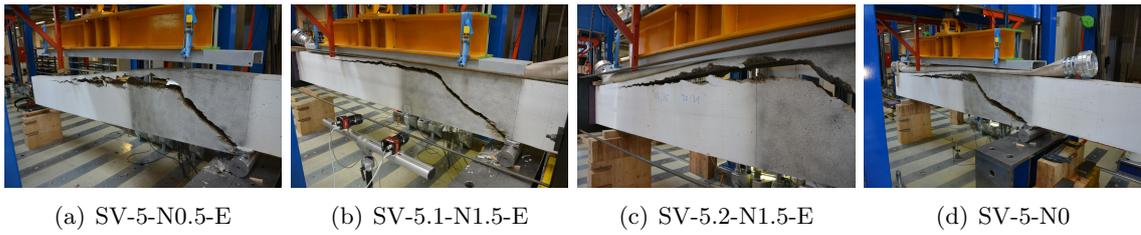


Abb. 5.5.: Versagen der Versuchsbalken des Schubfeldtyps 3

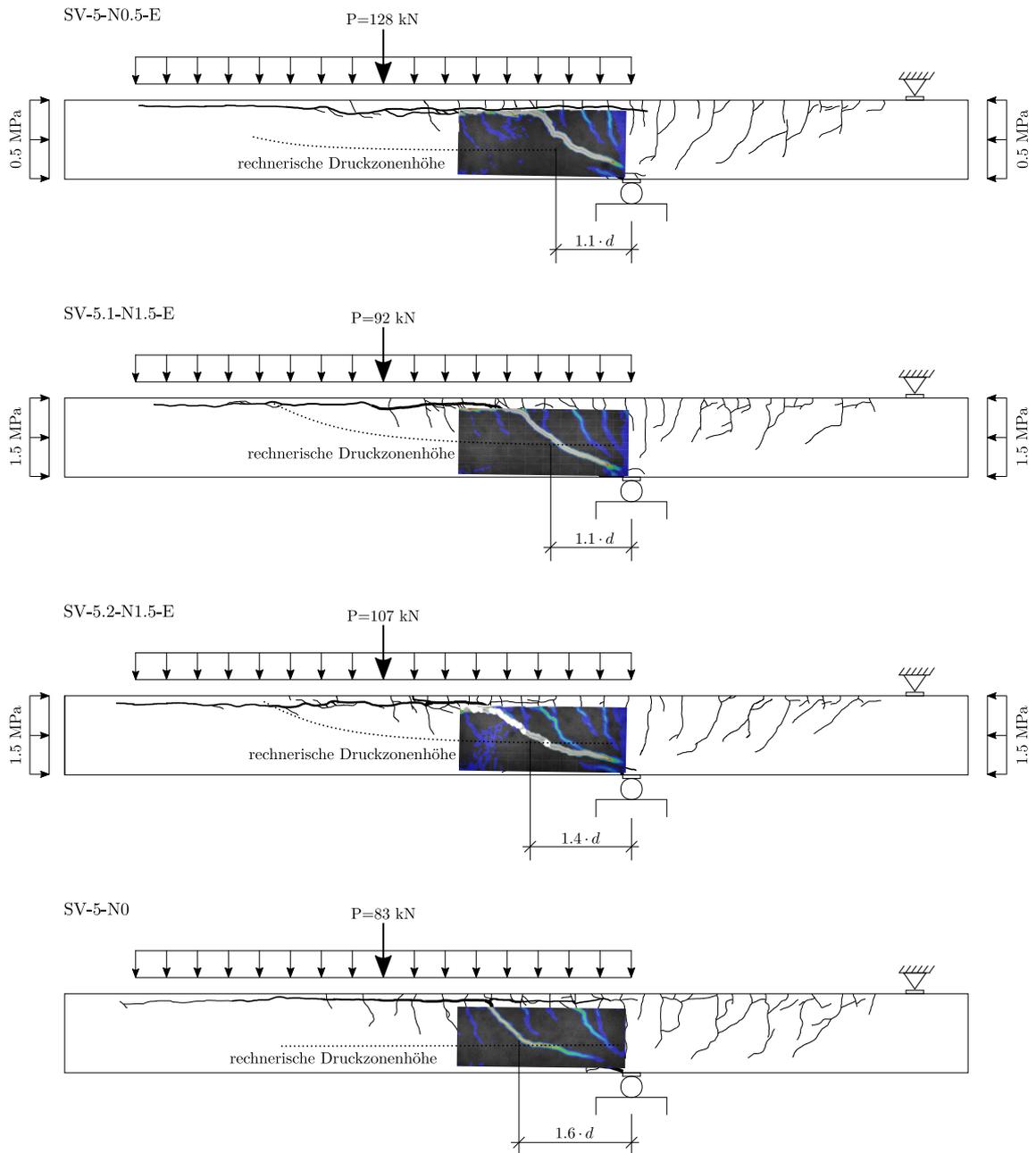


Abb. 5.6.: Rissbild bei Versagenseintritt der Versuche zum Schubfeldtyp 3

5.3. Analyse des Kraftflusses und der Rissentwicklung an ausgewählten Versuchsbalken

Im folgenden Abschnitt werden die Kragträger SV-5-N0.5-E und SV-5.2-N1.5-E miteinander verglichen. Aufgrund der erwähnten Auffälligkeiten in den Last-Verformungskurven und den stark unterschiedlichen Traglasten aus Abb. 5.2, wird durch den Einsatz des photogrammetrischen Messsystems in Kombination mit den konventionellen Dehnungsmessungen versucht, den Kraftfluss der beiden Kragträger zu analysieren.

5.3.1. Rissentwicklung

Um die Rissentwicklung zu veranschaulichen, sind in Abb. 5.7 die Auswertung der Hauptzugdehnungen der photogrammetrischen Messung dargestellt. Zur Erkennung des Lastniveaus ist die Kraft P angegeben, die der Zylinderkraft des Prüfgerüsts entspricht (Eigengewicht und Aufbauasten nicht berücksichtigt). Bei geringer Laststufe sind nur Biegerisse erkennbar. Durch die Laststeigerung beginnen sich diese in Richtung Auflager hinzuneigen. Bei Erreichen der Schubrisslast drehen die Biegerisse erkennbar ab und der Kraftfluss beginnt sich umzulagern, was durch das Wachstum eines markant ausgeprägten Schubrisses auffällt. Ab diesem Zeitpunkt können vormals aufgetretene Biegerisse unterhalb des Schubrisses wieder überdrückt werden, was ein weiteres Anzeichen einer Kraftumlagerung darstellt. Daraus lässt sich schließen, dass durch den Schubriss ein Teil der abzutragenden Kraft nicht mehr über den Riss geführt werden kann, sondern in der ungerissenen Betondruckzone

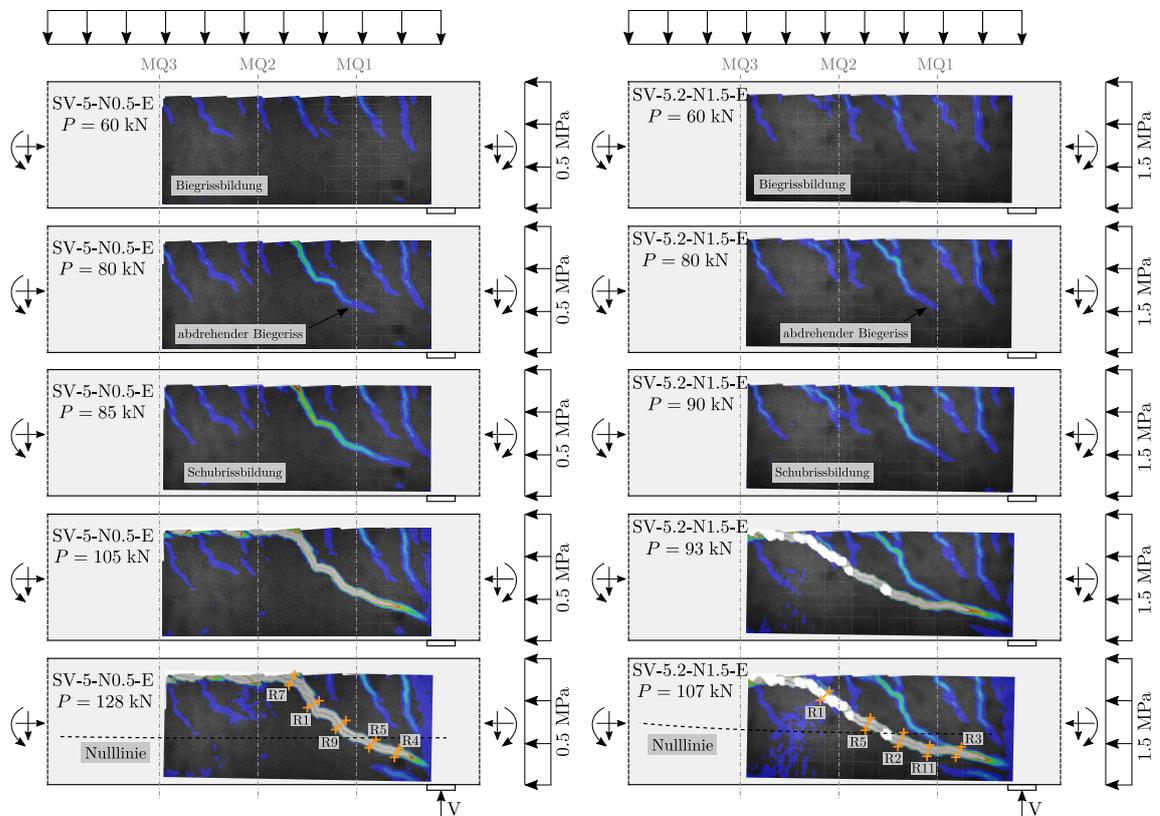


Abb. 5.7.: Rissentwicklung von SV-5-N0.5-E (links) und SV-5.2-N1.5-E (rechts)

unterhalb des kritischen Schubrisses direkt ins Auflager geführt werden muss. Die letzten beiden Bilder der Abb. 5.7 unten zeigen das Rissbild bei Versagenslast-Niveau mit der rechnerischen Nulllinie.

Die Abb. 5.8 zeigt die Rissöffnung des zum Versagen führenden Schubrisses in Abhängigkeit der Maschinenkraft P . Senkrecht zum Rissverlauf wurden Messmarken gesetzt, an denen sich die Rissöffnungen näherungsweise bestimmen lassen. Diese sind in den untersten Bildern der Abb. 5.7 dargestellt.

Beim Versuchsbalken SV-5-N0.5-E ist in den Messmarken R1 und R9 schon eine Rissöffnung vor der Schubrissbildung erkennbar. Das liegt daran, dass jene Messmarken über einen sich abdrehenden Biegeriss gesetzt wurden, der sich bereits vor Beginn der Schubrissbildung (83 kN) öffnet. Die Systemsteifigkeit sinkt jedoch erst ab der Schubrisslast. Der vormals aufgetretene Biegeriss beginnt sich ab diesem Zeitpunkt deutlich zu öffnen, was auch in den restlichen Messmarken am abflachenden Verlauf der Kurven ersichtlich ist. Man kann den Schubriss nicht allmählich wachsen sehen, sondern dieser pflanzt sich binnen weniger kN bis in die Druckzone fort. Ab einer Kraft von ca. 110 kN flachen die Kurven weiter ab und die Rissaufweitung nimmt stark zu. Später wird dieser Bereich in Abb. 5.10 (a) mit „S3“ gekennzeichnet, bei dem das System nur mehr eine geringe Steifigkeit hat. Im Versagemoment knickt der hintere Teil der Auskragung durch die große Rissöffnung wie ein Starrkörper ab.

Der Versuchsbalken SV-5.2-N1.5-E ist durch das plötzliche Auftreten des kritischen Schubrisses gekennzeichnet. Bis zu diesem Zeitpunkt ist im rechten Diagramm der Abb. 5.8 keine Rissöffnung erkennbar. Das kommt daher, dass die Messmarken nicht genau über einen Biegeriss gesetzt wurden und somit nur die Öffnung des einfallenden Versagensschubrisses messen. Ab 90 kN öffnet sich dieser sehr ruckartig, was in allen Messmarken durch eine plötzliche Rissaufweitung sichtbar ist. Der Riss öffnet sich in den einzelnen Messmarken in etwa konstant bis das Schubversagen eintritt.

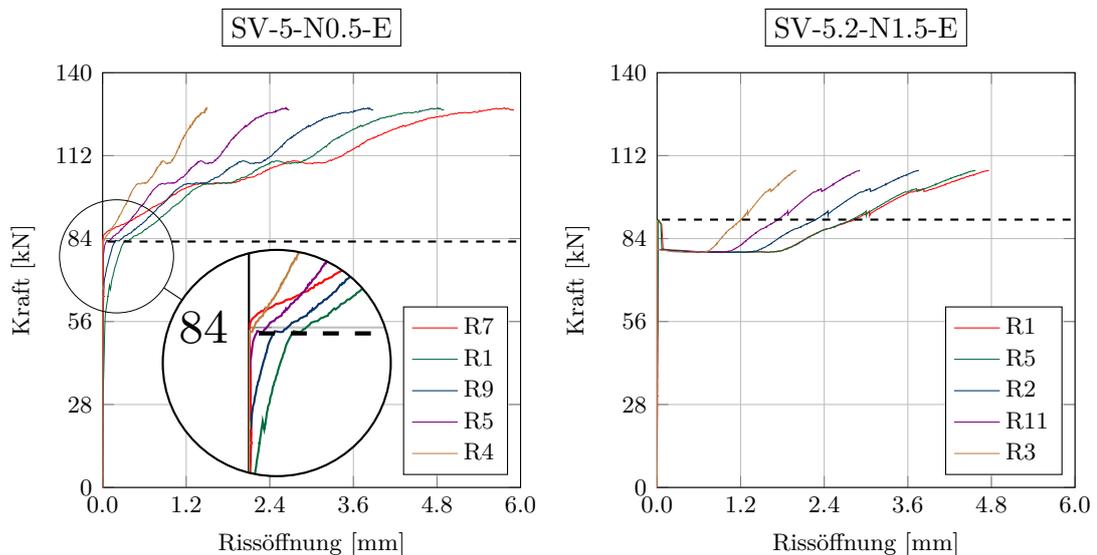


Abb. 5.8.: Rissöffnung der untersuchten Kragträger

Die nachfolgende Abb. 5.9 zeigt eine eintreffende Schrägrissbildung entlang der Zugbewehrung (rot eingekreist). Im Auflagerbereich erfährt die Stahlkraft F_S der Zugbewehrung eine

sprunghafte Erhöhung, welche aufgrund der Kraftumlagerung hervorgerufen wird. Durch diese Erhöhung entsteht eine Differenzkraft ΔF , welche es in der Auskragung entlang der Zugbewehrung (rot eingekreist) gilt zu verankern. Aufgrund der Differenzkraft ΔF kommt es entlang der Zugbewehrung zu Schrägrissen.

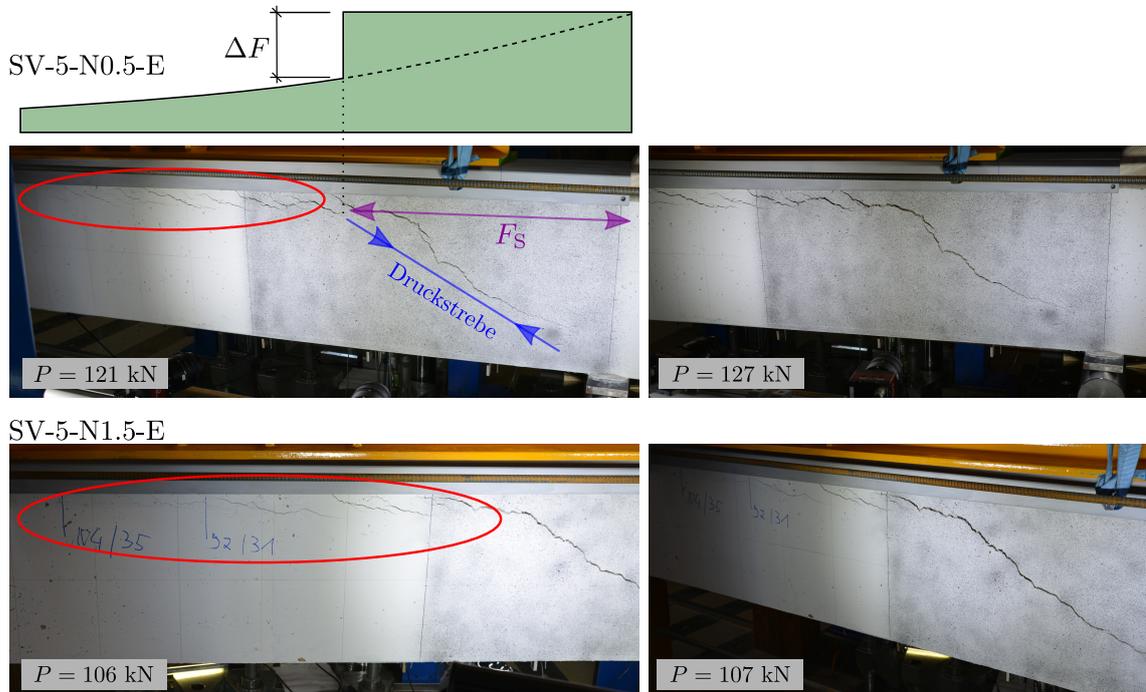


Abb. 5.9.: Schrägrissbildung entlang der Längsbewehrung

5.3.2. Kraftfluss

Mit Hilfe des Softwarepakets Mercury konnten die Dehnungen in gesetzten Messmarken ermittelt werden. Dazu wurden zwei Punkte im Messfeld gesetzt, zwischen denen mittels einer Längenänderung die Dehnungen gemessen werden konnten. Zusätzlich konnte das Tragverhalten beider Kragträger mit konventionellen Dehnungsmessern qualitativ erfasst werden. Anhand der Last-Verformungskurven, der Druckdehnungen entlang von Messmarken im Schubfeld und der DD1-Messungen in definierten Messquerschnitten soll der Kraftfluss nach der Schubrissbildung analysiert und beschrieben werden. Die Dehnungsmesser DD1 wurden in drei verschiedenen Messquerschnitten an der Trägerunterseite im Abstand von 30 cm ($0.74 \cdot d - MQ1$), 65 cm ($1.61 \cdot d - MQ2$) und 100 cm ($2.48 \cdot d - MQ3$) vom Auflager entfernt angeordnet.

Die Dehnungen der gesetzten Messmarken und der DD1-Messsensoren in den Diagrammen (b) und (c) der Abb. 5.10 und Abb. 5.11 beginnen nicht genau bei Null, sondern weisen schon eine minimale Druckdehnung als Vorbelastung auf. Das kommt daher, dass die Normalkraft vor der eigentlichen Belastung aufgebracht wurde und somit schon eine konstante Vordehnung im Querschnitt vorhanden ist.

SV-5-N0.5-E: Beim Versuchsbalken SV-5-N0.5-E ist bei einer Last von 68 kN eine Unstetigkeitsstelle in den Kraft-Dehnungs-Kurven Abb. 5.10 (b) sowie in der Kraft-Verformungs-

Kurve (a) zu erkennen. Zu diesem Zeitpunkt ist noch von keiner Kraftumlagerung auszugehen, da sich die Steigung im weiteren Kurvenverlauf nicht verändert und es keine Auffälligkeiten im Rissbild gibt. Bis zur Schubrissbildungen nehmen die Dehnungen in den Messquerschnitten mit zunehmender Belastung in etwa linear zu. Mit der Ausbildung eines markant wachsenden Schubrisses ist ab 83 kN eine klare Umlagerung zu erkennen, weil der Betrag der Dehnungen in den Messmarken A1, A17 und A9 im Diagramm (b) überproportional zunimmt, bis das Versagen des Balkens eintritt. Gleichzeitig sinkt der Betrag der Druckdehnungen in den Messquerschnitten an der Balkenunterseite, was mit Balkenbiegung jedoch nicht mehr zu erklären ist. Im Kraft-Verformungsdiagramm (a) sind die einzelnen Steifigkeiten farblich gekennzeichnet. Im ungerissenen Zustand ZI hat das System die größte Steifigkeit, bis die Rissbildung aufgrund der Biegung ab etwa 10 kN eintritt. Anschließend wird die Kurve im Bereich S1 flacher bis die Schubrissbildung einsetzt. Die Kurve flacht weiter ab (S2), während sich im System eine Umlagerung einstellt. Im letzten Bereich S3 wird die Kurve noch flacher, das heißt die Steifigkeit nimmt weiter ab, bis das System der äußeren Belastung nicht mehr standhalten kann und versagt.

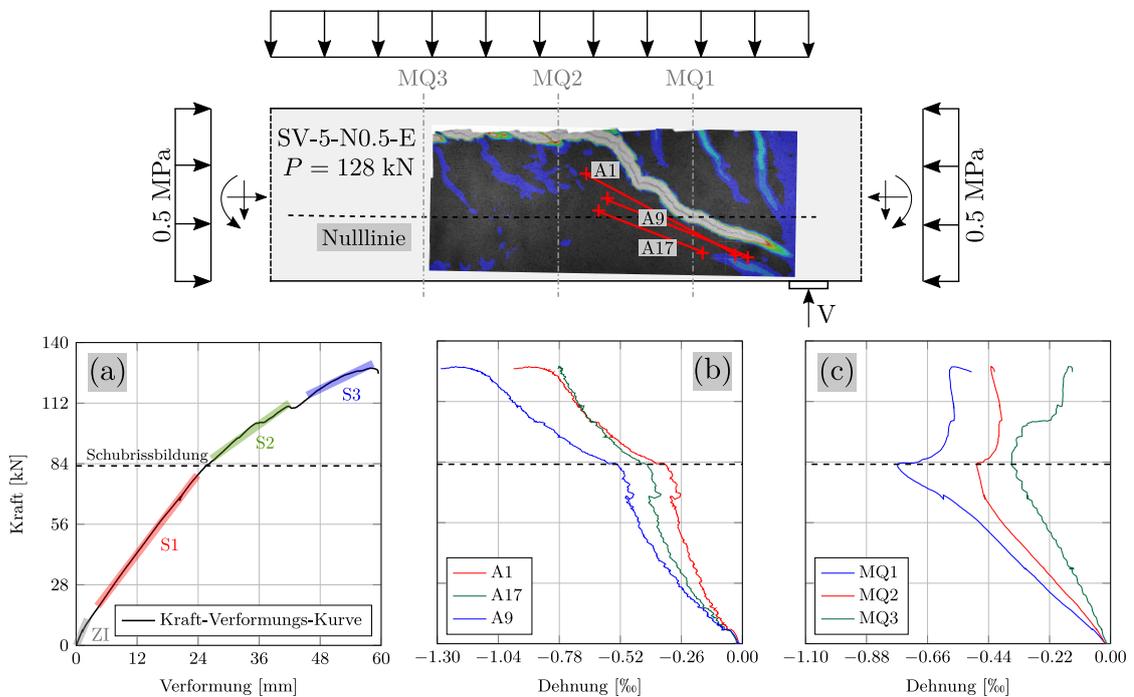


Abb. 5.10.: Detailanalyse des Kraftflusses des Versuchsbalkens SV-5-N0.5-E mittels Auswertung der photogrammetrischen Messung und der Dehnungs- und Verformungsmesser

SV-5.2-N1.5-E: Der Versuchsbalken SV-5.2-N1.5-E ist im Versuchsverlauf durch das plötzliche Auftreten eines Schubrisses in Abb. 5.11 (a) gekennzeichnet. Dieser ist bei einer Last von 90 kN markant erkennbar. Nach dem sich das System im gerissenen Zustand (roter Bereich S1 im Kraft-Verformungsdiagramm) ab etwa 16 kN befindet, bleibt die Steifigkeit konstant, bis der genannte einzelne Schubriss auftritt. Die Maschinenkraft P geht ruckartig zurück. Die Kurve – nunmehr im Bereich S2 – verläuft flacher, bis das Versagen bei einer Last von 107 kN eintritt. Die Graphen der Messmarken A12, A13 und A14 im Diagramm (b) zeigen die Druckdehnungen im Laufe der Versuchsbelastung. Diese steigen ebenso konstant an, bis sich der Schubriss bildet. Durch die sprunghafte Öffnung des Risses sinkt die Maschinenkraft. In weiterer Folge verlaufen die Linien erkennbar

flacher, wodurch eine Kraftumlagerung angenommen wird. Es kann nicht mehr genügend Kraft über den Riss übertragen werden, somit bilden sich darunter direkte Druckstreben in Richtung Auflager aus. Im Diagramm (c) ist der ruckartige Abfall der Kraft ebenso erkennbar. Ab der Schubrissbildung sinkt der Betrag der Dehnung analog wie beim Balken SV-5-N0.5-E.

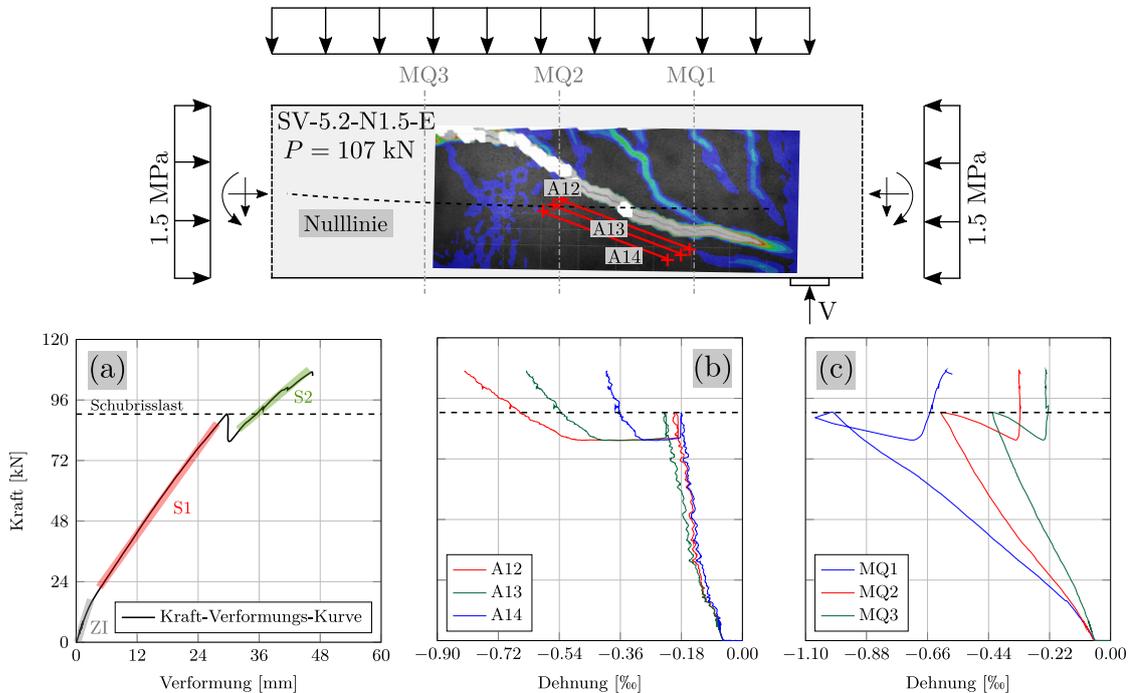


Abb. 5.11.: Detailanalyse des Kraftflusses des Versuchsbalkens SV-5.2-N1.5-E mittels Auswertung der photogrammetrischen Messung und der Dehnungs- und Verformungsmesser

5.4. Querkrafttragfähigkeit

Nachfolgende Tab. 5.1 gibt einen Überblick über die erreichten Trag- und Schubrisslasten sowie über die Querkraft aller Versuchsbalken, die nach Schubfeldtypen gruppiert sind. P_{\max} stellt die maximal gemessene Zylinderkraft am Prüfgerüst dar. Das Verhältnis von maximalem Biegemoment aus dem Versuch und dem maximal aufnehmbaren Biegemoment soll zeigen, dass die Biegetragfähigkeit in keinem Versuch erreicht wurde ($M_{\text{exp}}/M_{\text{max}} < 1.0$). Für die Berechnung wurden Materialmittelwerte verwendet; die Fließgrenze der Längsbewehrung wurde mit der 1.1-fachen charakteristischen Fließgrenze angenommen. Die Querkraft am Auflager V_{exp} sowie die Querkraft im Abstand d vom Auflager $V_{\text{exp},d}$ beinhalten bereits das Eigengewicht der Versuchsträger sowie das Gewicht des wassergefüllten Schlauchs. Bei allen Versuchen wurde lediglich eine 10 cm breite Lagerplatte verwendet. Somit wurde der Abstand d von der Auflagerschwerlinie aus berechnet. Das Gewicht des Trägerendes, das über die Belastinglänge hinausragt (40 cm) sowie das Gewicht des Normalkraftgerüsts wurden bei der Berechnung vernachlässigt, da diese einen vernachlässigbar kleinen Anteil haben.

Bei allen Einfeldträgern außer bei SV-2-N0.5-E links ist ersichtlich, dass die Drucknormalspannung eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit zur Folge hat, das heißt eine Steigerung der Traglast gegenüber dem Schubversuch ohne Normalkraft ist zu erkennen. Vergleicht

man die Maschinenkraft P_{\max} der einzelnen Einfeldträger, so ist jedoch eine Streuung in den Traglasten und somit kein eindeutiger Effekt aus dem Grad der Vorspannung erkennbar. Aus den Last-Verformungskurven der Abb. 5.1 kann erkannt werden, dass die Steifigkeiten bei höheren Belastungen nicht abflachen und es somit bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit sofort zum spröden Schubversagen kommt. Eine Umlagerung mit direkter Lasteinleitung ins Auflager kann somit ausgeschlossen werden.

Anhand der Traglasten aus den Versuchen der Kragträger kann der Einfluss einer vorhandenen Druckvorspannung durchaus als positiv angesehen werden. Analog zu den Einfeldträgern kann jedoch zwischen dem Grad der Vorspannung und den erreichten Traglasten kein Zusammenhang erkannt werden. Die maximale Maschinenkraft P_{\max} in den Versuchen sowie die Querkraft am Auflager V_{\exp} unterliegen zwischen den einzelnen Kragträgern einer großen Streuung.

In den Last-Verformungskurven aus Abb. 5.2 ist ab einer gewissen Laststufe keine konstante Steifigkeit mehr zu erkennen bzw. Unstetigkeitsstellen im Kurvenverlauf treten auf. Dies hängt mit der eintreffenden Schubrissbildung zusammen, da ab diesem Zeitpunkt eine Umlagerung des Kraftflusses stattfindet. Vergleicht man den Balken SV-5.1-N1.5-E mit SV-5.2-N1.5-E so ist ein Traglastunterschied von 17 % zu erkennen, obwohl beide Balken mit der selben Vorspannkraft belastet wurden. Aus diesem Grund wurden die Kragträger bei der Bildung des Schubrisses miteinander verglichen. Dies zeigt, dass bei beiden genannten Balken die Schubrissbildung bei exakt gleichem Lastniveau auftritt. Wie in Abschn. 2.2.1 beschrieben, erklären Tue et. al. in [6] und [11], dass bei schubslanken Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung das Lastniveau bei Entstehung des kritischen Schubrisses die Querkrafttragfähigkeit darstellt. Das kommt daher, dass ab dem Schubrisslastniveau nicht sichergestellt werden kann, dass eine weitere Laststeigerung stattfindet. Werden die Kragträger nun anhand der Schubrisslast miteinander verglichen, so kann eine geringe Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit bei höherem Vorspanngrad erkannt werden.

Versuch #	SFT #	σ_{cp} MPa	M_{\exp}/M_{\max} -	P_{\max} kN	V_{\exp} kN	$V_{\exp,d}$ kN	SR-Last kN	SR,d kN
SV-2-N0.5-E.l	2	-0.5	0.42	125.3	67.7	56.4	135.4	56.4
SV-2-N0.5-E.r	2	-0.5	0.47	140.2	75.2	62.6	150.3	62.6
SV-2-N1.0-E.l	2	-1.0	0.53	164.3	87.2	72.6	174.4	72.6
SV-2-N1.0-E.r	2	-1.0	0.56	172.5	91.3	76.1	182.6	76.1
SV-2-N1.5-E	2	-1.5	0.52	165.2	87.7	73.0	175.3	73.0
SV-2-N0	2	0	0.45	131.3	70.7	58.9	141.4	58.9
SV-5-N0.5-E	3	-0.5	0.73	128.2	134.0	114.7	88.8	76.0
SV-5.1-N1.5-E	3	-1.5	0.55	91.7	97.5	83.4	95.8	82.0
SV-5.2-N1.5-E	3	-1.5	0.63	107.1	112.9	96.6	95.8	82.0
SV-5-N0	3	0	0.48	83.3	89.1	76.3	86.3	73.9

Tab. 5.1.: Übersicht der Querkraft bei Erreichen der Trag- und Schubrisslast

5.4.1. Vergleich der Querkrafttragfähigkeiten mit aktuell gültigen Bemessungsansätzen

Im folgenden Abschnitt werden die erreichten Querkrafttragfähigkeiten aus den Versuchen mit jenen errechneten nach DIN EN 1992-1-1 [1] und *fib* Model Code 2010 [3] verglichen.

Die Abb. 5.12 zeigt die in den Versuchen erreichten Lastniveaus im Abstand d vom Auflager in Abhängigkeit der Drucknormalspannung und des statischen Systems. Bei den Einfeldträgern, die auf beiden Seiten versagten, sind im Diagramm jeweils beide Traglasten (links + rechts) gekennzeichnet. Bei den Kragträgern sind die Lasten bei Schubrissbildung (Querkrafttragfähigkeit) als auch jene bei Traglastniveau ersichtlich.

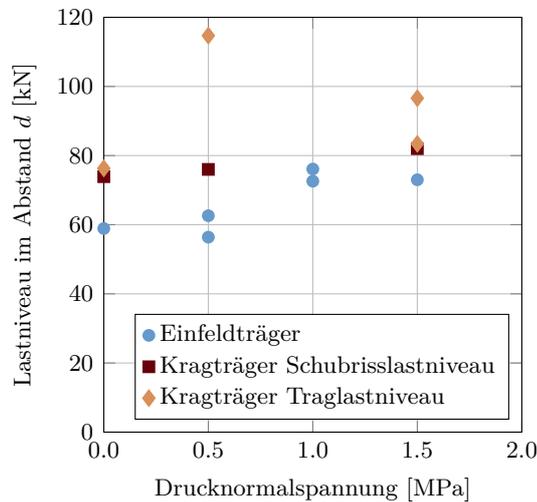


Abb. 5.12.: Übersicht der erreichten Lasten im Abstand d vom Auflager

In nachfolgender Tab. 5.2 sind die errechneten Querkrafttragfähigkeiten nach DIN EN und *fib* Model Code jenen aus den Versuchen gegenübergestellt. Diese beziehen sich auf die Querkraft im Abstand d vom Auflager. Die nach Norm errechneten Querkrafttragfähigkeiten wurden auf Basis von Materialmittelwerten ohne Sicherheiten berechnet. Bei den Kragträgern stellt das Schubrisslastniveau die Querkrafttragfähigkeit $V_{exp,d}$ dar.

Versuch #	SFT #	σ_{cp} MPa	$V_{exp,d}$ kN	$V_{calc,MC 10}$ kN	$V_{calc,DIN EN}$ kN	$V_{exp,d}/V_{calc,i}$ MC 10	$V_{exp,d}/V_{calc,i}$ DIN EN
SV-2-N0.5-E.l	2	-0.5	56.4	65.2	50.9	0.86	1.11
SV-2-N0.5-E.r	2	-0.5	62.6	65.2	50.9	0.96	1.23
SV-2-N1.0-E.l	2	-1.0	72.6	68.4	55.0	1.06	1.32
SV-2-N1.0-E.r	2	-1.0	76.1	68.4	55.0	1.11	1.38
SV-2-N1.5-E	2	-1.5	73.0	71.7	59.2	1.02	1.23
SV-2-N0	2	0	58.9	62.3	46.7	0.95	1.26
					MW	0.99	1.26
					VarK	9.0 %	7.3 %
SV-5-N0.5-E	3	-0.5	76.0	65.6	64.1	1.16	1.19
SV-5.1-N1.5-E	3	-1.5	82.0	68.6	72.4	1.20	1.13
SV-5.2-N1.5-E	3	-1.5	82.0	68.6	72.4	1.20	1.13
SV-5-N0	3	0	73.9	64.1	60.0	1.15	1.23
					MW	1.18	1.16
					VarK	2.2 %	4.1 %

Tab. 5.2.: Vergleich der erreichten Querkrafttragfähigkeiten mit den Berechnungsansätzen

Die Diagramme in Abb. 5.13 zeigen das Verhältnis der Querkrafttragfähigkeit aus dem

Versuch zu den errechneten Tragfähigkeiten nach den Bemessungsansätzen bei verschiedenen Vorspannungsgraden.

Laut DIN EN sind die Tragfähigkeiten jedes Versuchs über den Normwerten. Die Ergebnisse liegen mit einem Mittelwert (MW) von 1.26 und einem Variationskoeffizienten (VarK) von 7.3 % für die Einfeldträger auf der sicheren Seite. Bei den Kragträgern liegt der Mittelwert bei 1.16 und der Variationskoeffizient bei 4.1 %. Die DIN EN liefert somit ausreichend sichere Ergebnisse. Die Verhältnisse der Tragfähigkeiten sind bei den Einfeldträgern relativ verstreut, während sie bei den Kragträgern mit zunehmender Drucknormalspannung abnehmen und näher Richtung 1.0 (Tragfähigkeit aus Versuch entspricht Tragfähigkeit aus Berechnung) wandern.

Beim *fib* Model Code ist zu erkennen, dass die einzelnen Ergebnisse näher am Wert 1.0 liegen und somit genauere Tragfähigkeiten liefern als die DIN EN, jedoch liegen bei drei Ergebnissen die Traglasten aus dem Versuch unter den errechneten Bemessungswerten. Der Mittelwert für die Einfeldträger liegt bei 0.99 und der Variationskoeffizient bei 9.0 %. Bei den Kragträgern werden alle Tragfähigkeiten in der Berechnung deutlicher unterschätzt als nach DIN EN. Der Mittelwert beträgt hier 1.18 bei einem Variationskoeffizient von 2.2 %.

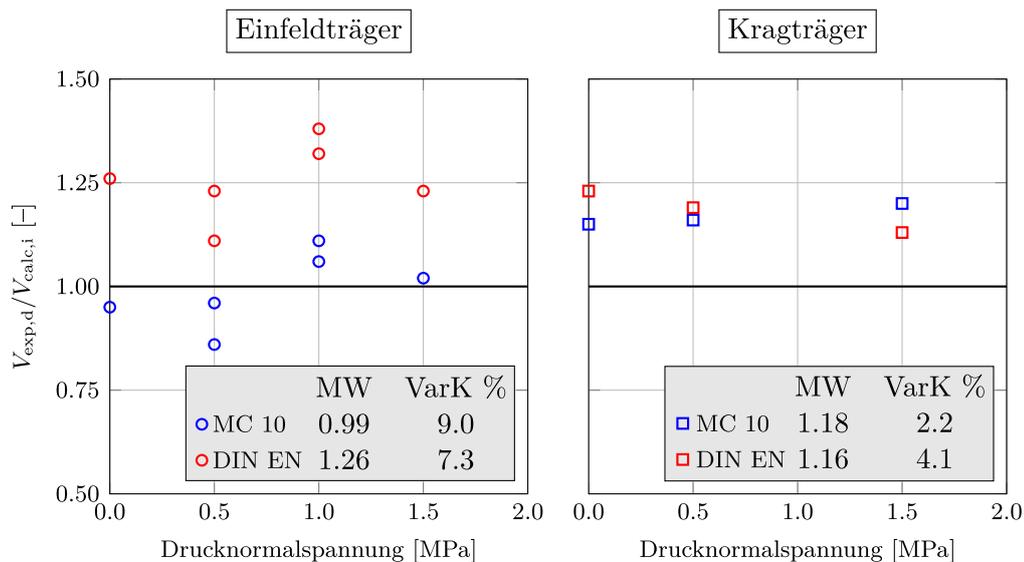


Abb. 5.13.: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsansätzen

Die Abb. 5.14 zeigt die erreichte Tragfähigkeit zusammen mit den errechneten Querkrafttragfähigkeiten jedes einzelnen Versuchs im Säulendiagramm. Es ist ersichtlich, dass die DIN EN die Tragfähigkeiten – unabhängig vom Schubfeldtyp – immer unterschätzt. Für die Einfeldträger liefert der *fib* Model Code relativ gute Ergebnisse mit wenigen Prozenten Abweichung, unterschätzt die Traglasten jedoch vereinzelt. Bei den Kragträgern ist neben der Traglast aus den Versuchen zusätzlich die Schubrisslast, welche der Querkrafttragfähigkeit entspricht, dargestellt. Vergleicht man die Trag- mit den Schubrisslasten, so ist vereinzelt ein deutlicher Unterschied erkennbar.

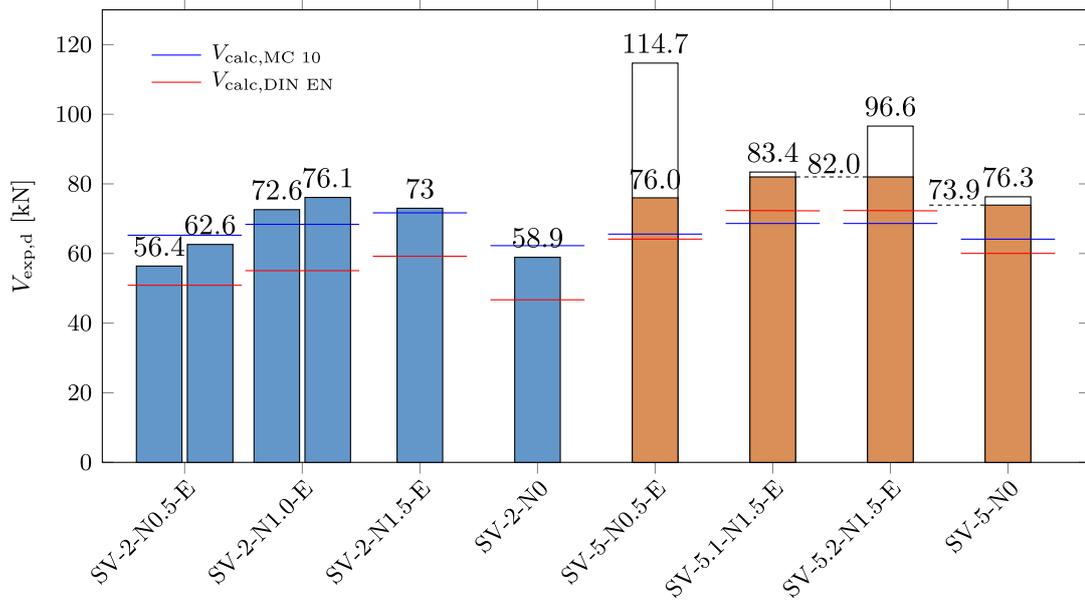


Abb. 5.14.: Vergleich der rechnerisch ermittelten und der getesteten Tragfähigkeiten

Insgesamt kann festgestellt werden, dass beide genannten Berechnungsansätze ein unterschiedliches Ergebnis der Querkrafttragfähigkeit aufweisen. Laut DIN EN hat eine Erhöhung der Drucknormalspannung eine wesentliche Steigerung der Querkrafttragfähigkeit zur Folge, wohingegen dieser Einfluss im *fib* Model Code nicht so stark erkennbar ist (vgl. Ergebnisse aus Abschn. 2.3.3).

6. Zusammenfassung und Ausblick

In der Vergangenheit wurden viele verschiedene Modelle zur Querkraftabtragung erarbeitet und entwickelt. Es existiert ebenfalls auch eine Vielzahl an durchgeführten Schubversuchen an Stahlbetonbalken. Bis heute gibt es jedoch kein Modell, das die Querkrafttragfähigkeit allgemein und zutreffend beschreibt. Das statische System und die Art der Belastung haben wesentlichen Einfluss auf das Schubtragverhalten von schlanken Bauteilen, was in jüngerer Literatur bewiesen werden konnte. Um den Einfluss der Normalkraft in unterschiedlichen statischen Systemen zu untersuchen, wurde im Rahmen dieser Masterarbeit eine Versuchsserie an vier Einfeldträgern und vier Kragträgern ohne Querkraftbewehrung durchgeführt. Die Herstellung und Prüfung der Versuchskörper wurde selbstständig an der Technischen Universität Graz durchgeführt. Die Versuchsbalken wurden durch ein externes Vorspanngerüst einer Drucknormalspannung unterzogen.

Bei allen getesteten Stahlbetonbalken konnte das Versagen vor Erreichen der Biegetragfähigkeit durch einen kritischen Schubriss festgestellt werden. Hinsichtlich des statischen Systems wurde erkannt, dass die Querkrafttragfähigkeit der Kragträger höher ist als jene der Einfeldträger. Grund dafür ist der mehr als doppelt so hohe Längsbewehrungsgrad bei den Kragträgern.

Die Last-Verformungskurven der Kragträger zeigen erkennbare Steifigkeitsabfälle bei hoher Belastung. Diese gehen mit beginnender Schubrissbildung einher, bei welcher die Querkrafttragfähigkeit definiert ist. Ab diesem Zeitpunkt ist lediglich eine Resttragfähigkeit im System vorhanden. Der Vergleich zeigt einen geringen Einfluss der Drucknormalkraft. Bei Balken mit höherer Vorspannung konnte die Schubrisslast geringfügig gesteigert werden. Durch die Auswertung der photogrammetrischen Messung zweier Kragträger wurde eine Kraftumlagerung im System erkannt. Mit der Schubrissbildung kann ein Teil der Kraft nicht mehr über den Riss geführt werden, sondern muss direkt von der Betondruckzone ins Auflager eingeleitet werden. Ab diesem Zeitpunkt sind überproportionale Rissaufweitungen im Versagensschubriss zu erkennen.

Bei den Einfeldträgern stellt die Schubrisslast gleichzeitig die Querkrafttragfähigkeit dar, da beobachtet wurde, dass es mit beginnender Schubrissbildung sofort zu einem spröden Schubbruch kam.

Durch die aufbrachte Drucknormalspannung konnte die Versagensstelle im Schubfeld der Einfeldträger nicht maßgeblich beeinflusst werden. Der Abstand des Schubrisses vom Auflager konnte somit nicht in Richtung Feldmitte mit kleinerer Querkraft verschoben werden. Der zum Versagen führende Schubriss bildete sich bei jedem Balken aus dem äußersten Biegeriss nahe am Auflager.

Durch die Variation bestimmter Parameter wurde der Normalkrafteinfluss auf die Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 und *fib* Model Code 2010 genauer untersucht. Vergleicht man die erreichten Tragfähigkeiten aus den Versuchen mit den berechneten Querkrafttragfähigkeiten nach den normativen Berechnungsansätzen, so kann folgendes festgestellt werden:

Die DIN EN unterschätzt die Traglasten aller durchgeführten Schubversuche. Bei den Einfeldträgern ist dies deutlicher erkennbar, da der Mittelwert des Verhältnisses von $V_{\text{exp,d}}/V_{\text{calc,i}}$ bei 1.26 liegt und bei den Kragträgern bei 1.16. Der Einfluss einer einwirkenden Drucknormalspannung hat laut DIN EN eine größere Steigerung der Querkrafttragfähigkeit zur Folge als nach *fib* Model Code.

Bei den getesteten Kragträgern unterschätzen beide Bemessungsansätze die Traglasten aus den Versuchen. Der Variationskoeffizient ist geringer als bei den Einfeldträgern, was mit einer geringeren Streuung zwischen den berechneten und den erreichten Querkrafttragfähigkeiten einhergeht. Bezieht man sich auf das Schubrisslastniveau der Kragträger, so ist die DIN EN im Mittel näher an der berechneten Querkrafttragfähigkeit als der *fib* Model Code, obwohl dieser den Einfluss des statischen Systems (M/V -Verhältnis) in seinen Bemessungsansätzen mitberücksichtigt.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass eine Drucknormalspannung bei schubslanken Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit mit sich bringt. Das Ausmaß dieser Tragfähigkeitssteigerung ist jedoch gering und kann aufgrund der Streuung in den erreichten Traglasten nicht eindeutig quantifiziert werden. Dies hängt mit der Tatsache zusammen, dass es sich in der experimentellen Untersuchung um geringe Normalkräfte handelt. Für detailliertere Aussagen zum Einfluss der Normalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit sollten umfangreichere Schubversuche mit höheren Vorspannungsgraden durchgeführt werden. Weiters sollte der Unterschied zwischen einer extern aufgebrachten Normalkraft und einer Vorspannung im Verbund, nachträglichem und ohne Verbund – wie beispielsweise im Spannbetonbau üblich – untersucht werden.

Die Bemessungsansätze liefern unterschiedliche Ergebnisse der Querkrafttragfähigkeiten. Für die durchgeführte Versuchsserie konnte ein zufriedenstellendes Ergebnis zwischen den berechneten (mit Materialmittelwerten ohne Teilsicherheitsbeiwerte) und den erreichten Tragfähigkeiten erzielt werden, obwohl der Einfluss der Normalkraft unterschiedlich berücksichtigt wird.

Literaturverzeichnis

- [1] Berlin: Deutsches Institut für Normierung. *DIN EN 1992-1-1/NA: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Ausgabe: 2013-04.
- [2] Austrian Standards Institute 2015. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Ausgabe: 2015-02-15.
- [3] International Federation for Structural Concrete. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Wilhelm Ernst & Sohn, Lausanne, 2013.
- [4] K. Zilch, G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Heidelberg, 2010.
- [5] N. V. Tue, N. D. Tung, C. Betschoga. *Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken mit (geringer) Querkraftbewehrung*. Technischer Bericht, TU Graz – Institut für Betonbau, 2018.
- [6] N. V. Tue, W. Theiler, N. D. Tung. *Schubversuche von Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung*. Fachthema, in *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014), Heft 10, S. 666-677.
- [7] G. König, N. V. Tue, G. Schenck. *Grundlagen des Stahlbetonbaus*. Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden, 2008.
- [8] M. Zink. *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit Vorspannung ohne Verbund*. Dissertation, Leipzig 2000.
- [9] F. Leonhardt, R. Walther. *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 151, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1962.
- [10] Caldentey A. P. et al. *Effect of Load Distribution and Variable Depth on Shear Resistance of Slender Beams without Stirrups*. *ACI Structural Journal* Bd. 105, 5, S.595-603, 2012.
- [11] N. V. Tue, R. Ehmann, N. D. Tung. *Schubversuche an Stahlbetonbalken unterschiedlicher M/V-Kombinationen*. Fachthema, in *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Heft 7, S. 446-457.
- [12] Gilhofer M. *Experimentelle Untersuchung zum Einfluss des statischen Systems und der Belastungsart auf das Schubverhalten von Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung*. Masterarbeit, TU Graz – Institut für Betonbau, 2014.
- [13] K.-H. Reineck, D.A. Kuchma, B. Fitik, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. *Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile mit und ohne Bügel*. Beuth Verlag GmbH, 2012.

- [14] V. Sigrist, E. Bentz, M. F. Ruiz, S. Foster, A. Muttoni. Background to the *fib* Model Code 2010 shear provisions – part I: beams and slabs. Technical Paper, Structural Concrete 14 (2013), No. 3, S. 195-203.
- [15] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfSTb. *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. Heft 600, Beuth Verlag GmbH, Berlin 2012.
- [16] E. C. Bentz, F. J. Vecchio, M. P. Collins. Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. Technical Paper, ACI Structural Journal, no. 103 (2006), S. 614-624.
- [17] Stahlwerk Annahütte. Katalog: SAS 950/1050, <http://www.annahuette.com/cdn/uploads/sas-950-1050-katalog-de-en-06-2017.pdf>, Zugriff: 2018-04-14.
- [18] Stahlwerk Annahütte. Katalog: SAS 500/550, <http://www.annahuette.com/cdn/uploads/sas-500-555-katalog.pdf>, Zugriff: 2018-04-14.

A. Querkraftbemessung

Folglich werden zwei ausgewählte Versuchsbalken hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit bemessen. Die Bemessung erfolgt einmal auf Grundlage der DIN EN 1992-1-1 [1], sowie des *fib* Model Code 2010 [3] und basiert auf Materialmittelwerten ohne Teilsicherheitsbeiwerte.

A.1. Einfeldträger unter Gleichstreckenlast

Die Querkrafttragfähigkeit wird für den Schubversuch SV-2-N1.5-E berechnet. Folgende Tab. A.1 zeigt die Eingangsparameter für die Querkraftbemessung:

Eigenschaften			
Zylinderdruckfestigkeit:	f_{cm}	=	29.0 MPa
E-Modul Beton:	E_{cm}	=	24581 MPa
E-Modul Stahl:	E_{sm}	=	205000 MPa
Materialsicherheitsbeiwert:	γ_c	=	1.0
Trägerhöhe:	h	=	45 cm
Trägerbreite:	b_w	=	17 cm
statische Nutzhöhe:	d	=	40.9 cm
innerer Hebelarm:	$z = 0.9 \cdot d$	=	36.8 cm
Größtkorn:	k_{dg}	=	22 mm
Stützweite des Balkens:	l_{stat}	=	490 cm
Schubfeldtyp:		=	2
Schubslankheit:	$M/(V \cdot d)$	=	3.00
Zugbewehrung:	A_{sl}	=	5.09 cm ²
Längsbewehrungsgrad:	ρ_l	=	0.73 %
Drucknormalkraft:	N_{Ed}	=	114.75 kN
Drucknormalspannung:	σ_{cp}	=	1.5 MPa

Tab. A.1.: Eingangsparameter für die Querkraftbemessung von SV-2-N1.5-E

SV-2-N1.5-E – Bemessung nach DIN EN 1992-1-1

Laut DIN EN 1992-1-1 ist die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils rein von dessen Querschnittsabmessungen, dem Längsbewehrungsgrad sowie der charakteristischen Betondruckfestigkeit abhängig.

Folgende Gleichung liefert den Wert der Querkrafttragfähigkeit:

$$\begin{aligned}
 V_{Rm,c} &= \left[C_{Rm,c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \\
 &= \left[0.15 \cdot 1.70 \cdot (100 \cdot 0.0073 \cdot 25)^{1/3} - 0.12 \cdot (-1.5) \right] \cdot 0.17 \cdot 0.409 \cdot 10^3 = \underline{\underline{59.22 \text{ kN}}}
 \end{aligned}$$

mit:

$$\begin{aligned}
 C_{Rm,c} &= 0.15/\gamma_c = 0.15/1.0 = 0.15 \\
 \kappa &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{409}} = 1.70 \leq 2.0 \\
 \rho_l &= 0.0073 \leq 0.02 \\
 f_{ck} &= f_{cm} - 4 = 29 - 4 = 25 \text{ MPa} \\
 k_1 &= 0.12 \\
 \sigma_{cp} &= N_{Ed}/A_c = 114.75/(0.17 \cdot 0.45) = 1.5 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

SV-2-N1.5-E – Bemessung nach *fib* Model Code 2010 – LoA II

Für die Bestimmung der maximalen Tragfähigkeit wird die einwirkende Querkraft V_{Ed} mit dem Bemessungswert des Querkraftwiderstands V_{Rd} gleichgesetzt. Dies erfordert einen iterativen Rechenprozess.

Als Startwert für die Berechnung wird der Wert $q = 35.12 \text{ kN/m}$ angewendet. Dieser stellt die Gleichlast bei Versagenseintritt dar. In weiterer Folge kann mittels q die einwirkende Querkraft sowie das einwirkende Moment berechnet werden, welche sich im Abstand d vom Auflager einstellen. Die einwirkenden Schnittgrößen sind vom statischen System abhängig und berechnen sich wie folgt:

$$V_{Ed} = q \cdot \left(\frac{l_{stat}}{2} - d \right) = 35.12 \cdot \left(\frac{4.90}{2} - 0.409 \right) = 71.68 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot d}{2} \cdot (l_{stat} - d) = \frac{35.12 \cdot 0.409}{2} \cdot (4.90 - 0.409) = 32.25 \text{ kNm}$$

Nachdem nun V_{Ed} und M_{Ed} bestimmt sind, kann die repräsentative Längsdehnung ε_x in

der Balkenachse berechnet werden.

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_{sl}} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \left(\frac{1}{2} \pm \frac{\Delta e}{z} \right) \right) \\ &= \frac{1}{2 \cdot 205000 \cdot 5.09 \cdot 10^{-4}} \cdot \left(\frac{32.25}{0.368} + 71.68 + \frac{(-114.75)}{2} \right) = 0.489 \text{ ‰}\end{aligned}$$

mit:

$$\Delta e = 0$$

Folglich kann der Faktor k_v berechnet werden:

$$\begin{aligned}k_v &= \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} \\ &= \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot 0.489 \cdot 10^{-3}} \cdot \frac{1300}{1000 + 0.84 \cdot 368} = 0.229\end{aligned}$$

mit:

$$k_{dg} = \frac{32}{16+d_g} = \frac{32}{16+22} = 0.84 \geq 0.75$$

Somit ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit zu:

$$\begin{aligned}V_{Rm,c} &= k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \\ &= 0.229 \cdot \frac{\sqrt{25}}{1.0} \cdot 0.368 \cdot 0.17 \cdot 10^3 = \underline{\underline{71.68 \text{ kN}}}\end{aligned}$$

mit:

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 = 29 - 4 = 25 \text{ MPa}$$

Stimmen nun die Werte V_{Ed} und $V_{Rm,c}$ überein, so ist die maximale Querkrafttragfähigkeit gefunden:

$$V_{Ed} = V_{Rm,c} = 71.68 \text{ kN} \quad \checkmark$$

A.2. Kragträger unter Gleichstreckenlast

Die Querkrafttragfähigkeit wird für den Schubversuch SV-5.1-N1.5-E berechnet. Folgende Tab. A.2 zeigt die Eingangsparameter für die Querkraftbemessung:

Eigenschaften		
Zylinderdruckfestigkeit:	f_{cm}	= 29.0 MPa
E-Modul Beton:	E_{cm}	= 24581 MPa
E-Modul Stahl:	E_{sm}	= 205000 MPa
Materialsicherheitsbeiwert:	γ_c	= 1.0
Trägerhöhe:	h	= 45 cm
Trägerbreite:	b_w	= 17 cm
statische Nutzhöhe:	d	= 40.3 cm
innerer Hebelarm:	$z = 0.9 \cdot d$	= 36.3 cm
Größtkorn:	k_{dg}	= 22 mm
Auskragung des Balkens:	l_{stat}	= 280 cm
Schubfeldtyp:		3
Schubslankheit:	$M/(V \cdot d)$	= 3.47
Zugbewehrung:	A_{sl}	= 11.03 cm ²
Längsbewehrungsgrad:	ρ_l	= 1.61 %
Drucknormalkraft:	N_{Ed}	= 114.75 kN
Drucknormalspannung:	σ_{cp}	= 1.5 MPa

Tab. A.2.: Eingangsparameter für die Querkraftbemessung von SV-5.1-N1.5-E

SV-5.1-N1.5-E – Bemessung nach DIN EN 1992-1-1

Laut DIN EN 1992-1-1 ist die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils rein von dessen Querschnittsabmessungen, dem Längsbewehrungsgrad sowie der charakteristischen Betondruckfestigkeit abhängig.

Folgende Gleichung liefert den Wert der Querkrafttragfähigkeit:

$$\begin{aligned}
 V_{Rm,c} &= \left[C_{Rm,c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \\
 &= \left[0.15 \cdot 1.70 \cdot (100 \cdot 0.0161 \cdot 25)^{1/3} - 0.12 \cdot (-1.5) \right] \cdot 0.17 \cdot 0.403 \cdot 10^3 = \underline{\underline{72.36 \text{ kN}}}
 \end{aligned}$$

mit:

$$C_{Rm,c} = 0.15/\gamma_c = 0.15/1.0 = 0.15$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{403}} = 1.70 \leq 2.0$$

$$\rho_l = 0.0161 \leq 0.02$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 = 29 - 4 = 25 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0.12$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 114.75/(0.17 \cdot 0.45) = 1.5 \text{ MPa}$$

SV-5.1-N1.5-E – Bemessung nach fib Model Code 2010 – LoA II

Für die Bestimmung der maximalen Tragfähigkeit wird die einwirkende Querkraft V_{Ed} mit dem Bemessungswert des Querkraftwiderstands V_{Rd} gleichgesetzt. Dies erfordert einen iterativen Rechenprozess.

Als Startwert für die Berechnung wird der Wert $q = 28.63 \text{ kN/m}$ angewendet. Dieser stellt die Gleichlast bei Versagenseintritt dar. In weiterer Folge kann mittels q die einwirkende Querkraft sowie das einwirkende Moment berechnet werden, welche sich im Abstand d vom Auflager einstellen. Die einwirkenden Schnittgrößen sind vom statischen System abhängig und berechnen sich wie folgt:

$$V_{Ed} = q \cdot (l_{\text{stat}} - d) = 28.63 \cdot (2.80 - 0.403) = 68.63 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot (l_{\text{stat}} - d)^2}{2} = \frac{28.63 \cdot (2.80 - 0.403)^2}{2} = 82.25 \text{ kNm}$$

Nachdem nun V_{Ed} und M_{Ed} bestimmt sind, kann die repräsentative Längsdehnung ε_x in der Balkenachse berechnet werden.

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_{sl}} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \left(\frac{1}{2} \pm \frac{\Delta e}{z} \right) \right) \\ &= \frac{1}{2 \cdot 205000 \cdot 11.03 \cdot 10^{-4}} \cdot \left(\frac{82.25}{0.363} + 68.63 + \frac{(-114.75)}{2} \right) = 0.526 \text{ ‰} \end{aligned}$$

mit:

$$\Delta e = 0$$

Folglich kann der Faktor k_v berechnet werden:

$$\begin{aligned} k_v &= \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} \\ &= \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot 0.526 \cdot 10^{-3}} \cdot \frac{1300}{1000 + 0.84 \cdot 363} = 0.223 \end{aligned}$$

mit:

$$k_{dg} = \frac{32}{16+d_g} = \frac{32}{16+22} = 0.84 \geq 0.75$$

Somit ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit zu:

$$\begin{aligned} V_{Rm,c} &= k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \\ &= 0.223 \cdot \frac{\sqrt{25}}{1.0} \cdot 0.363 \cdot 0.17 \cdot 10^3 = \underline{\underline{68.63 \text{ kN}}} \end{aligned}$$

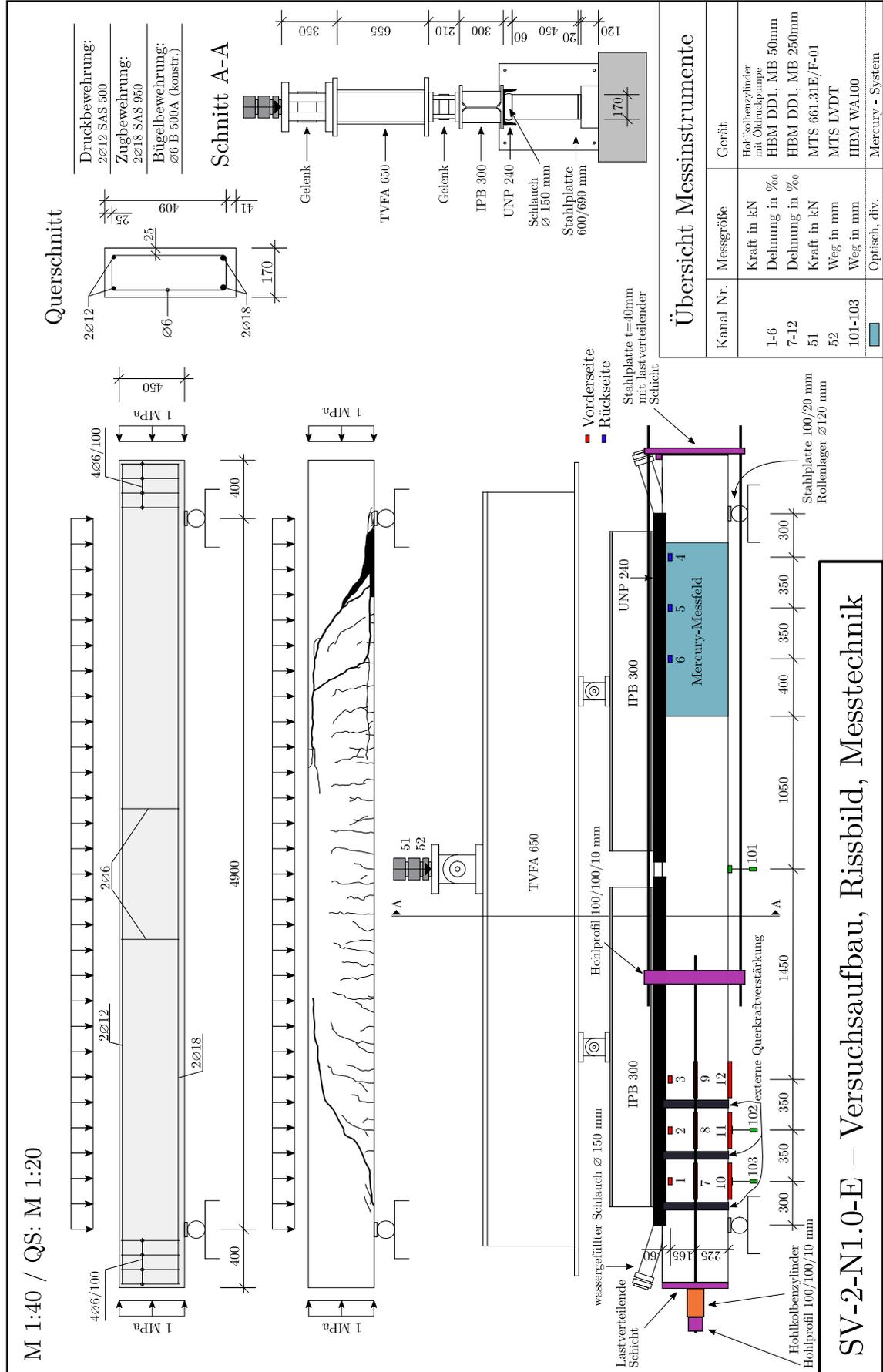
mit:

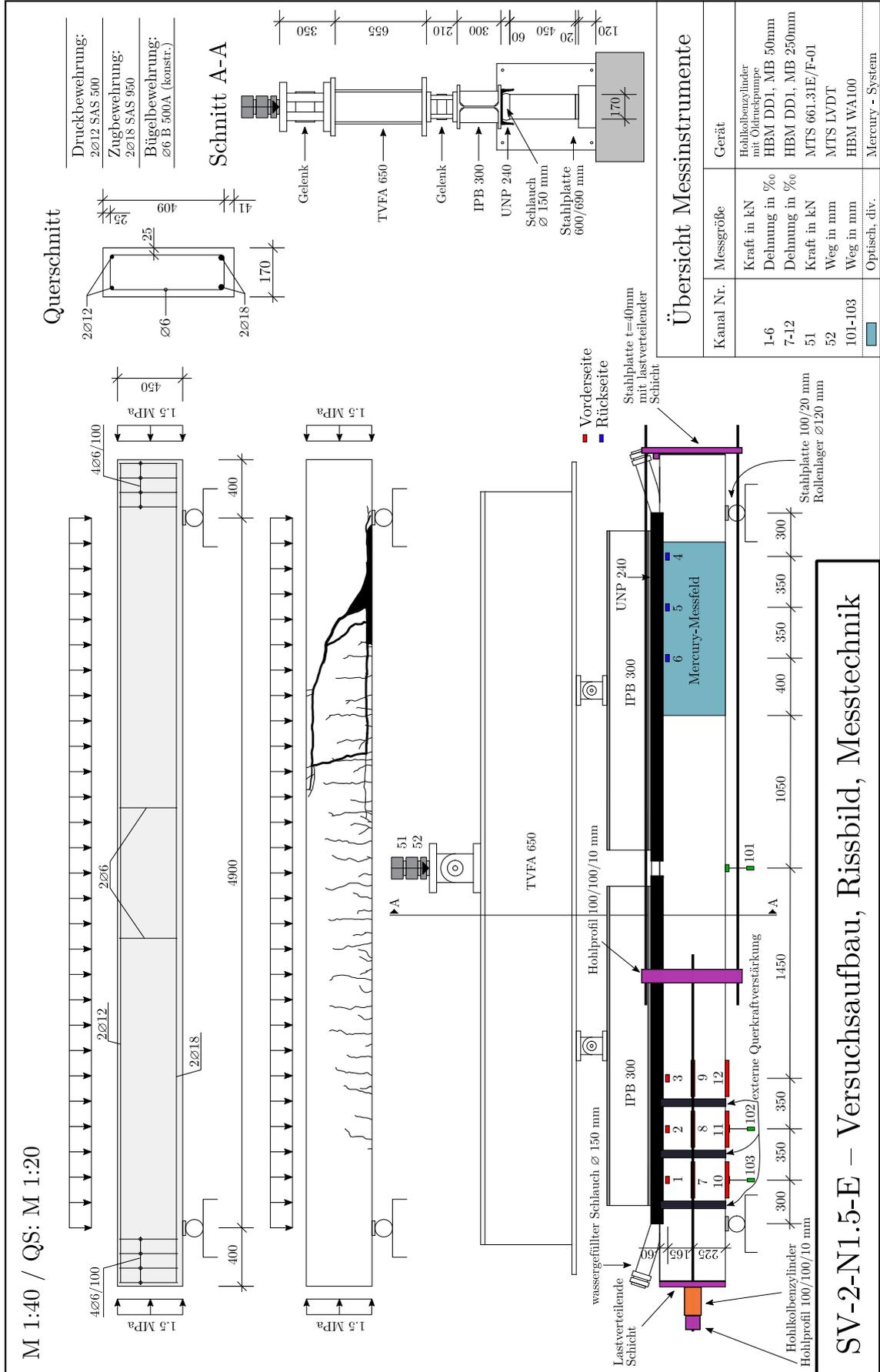
$$f_{ck} = f_{cm} - 4 = 29 - 4 = 25 \text{ MPa}$$

Stimmen nun die Werte V_{Ed} und $V_{Rm,c}$ überein, so ist die maximale Querkrafttragfähigkeit gefunden:

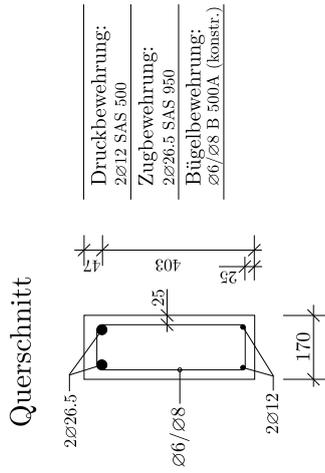
$$V_{Ed} = V_{Rm,c} = 68.63 \text{ kN} \quad \checkmark$$

B. Versuchskörper, Rissbilder, Versuchsaufbau

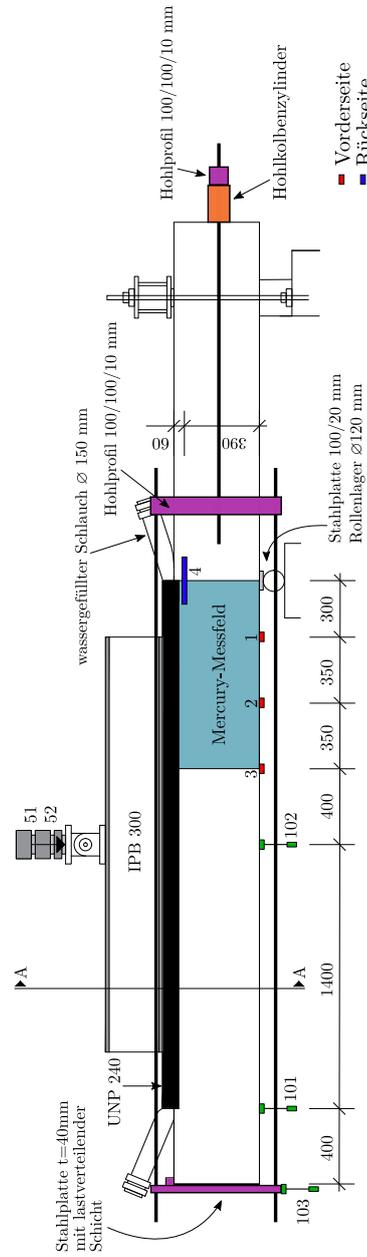
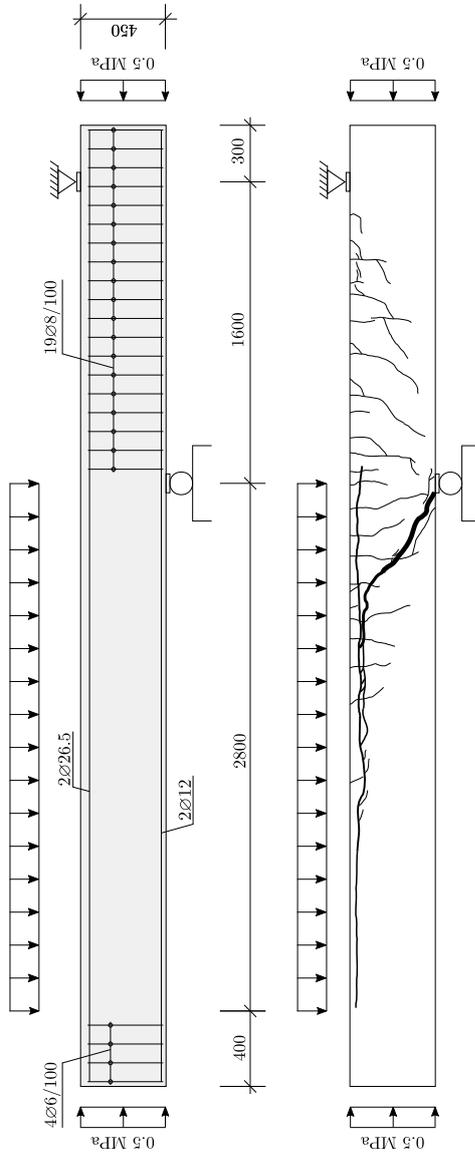
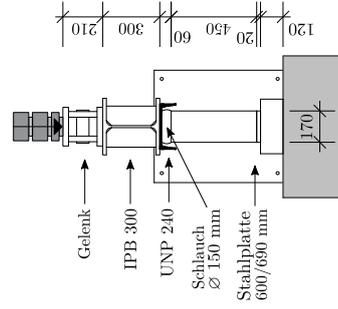




MI 1:40 / QS: M 1:20



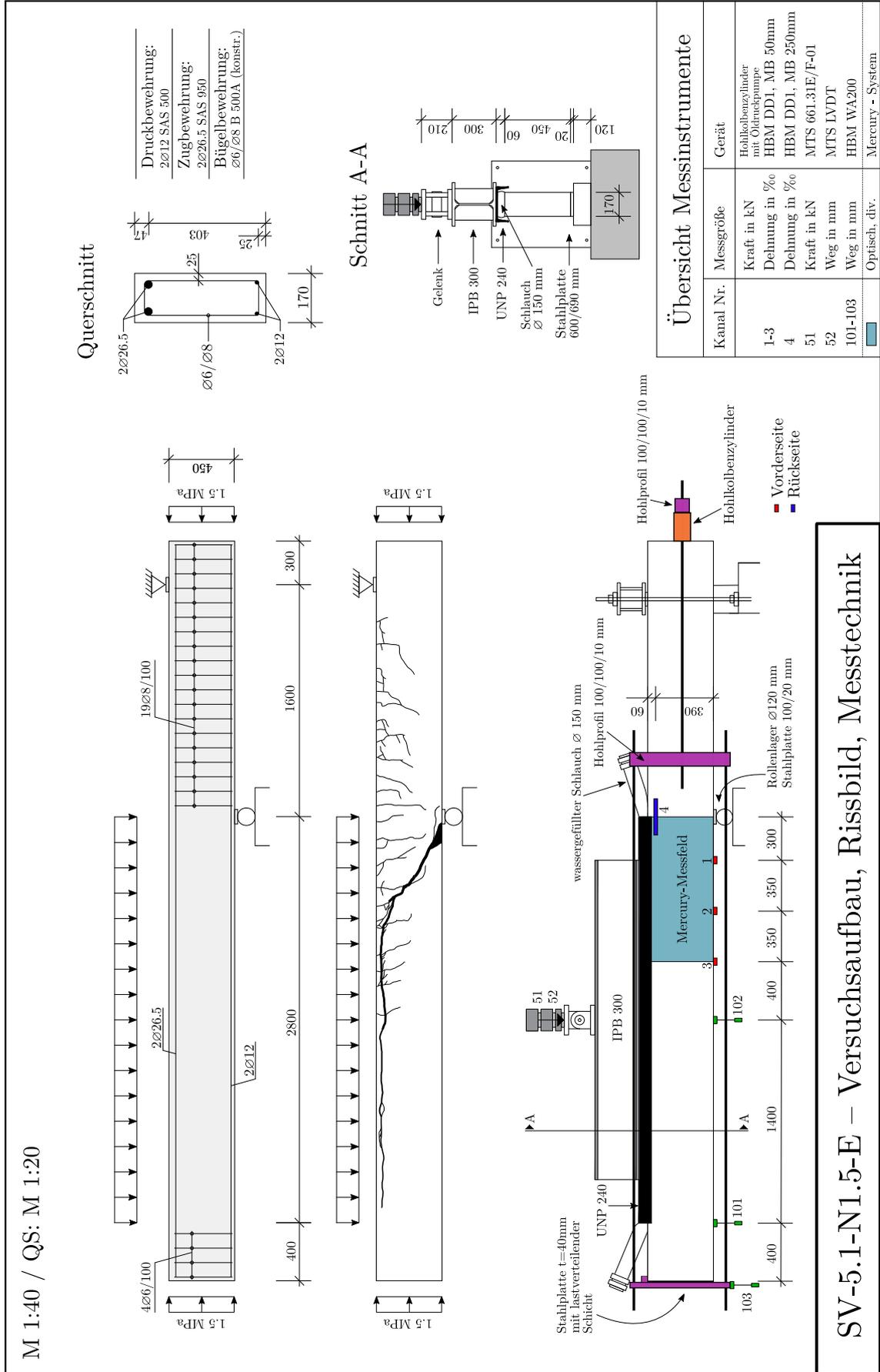
Schnitt A-A

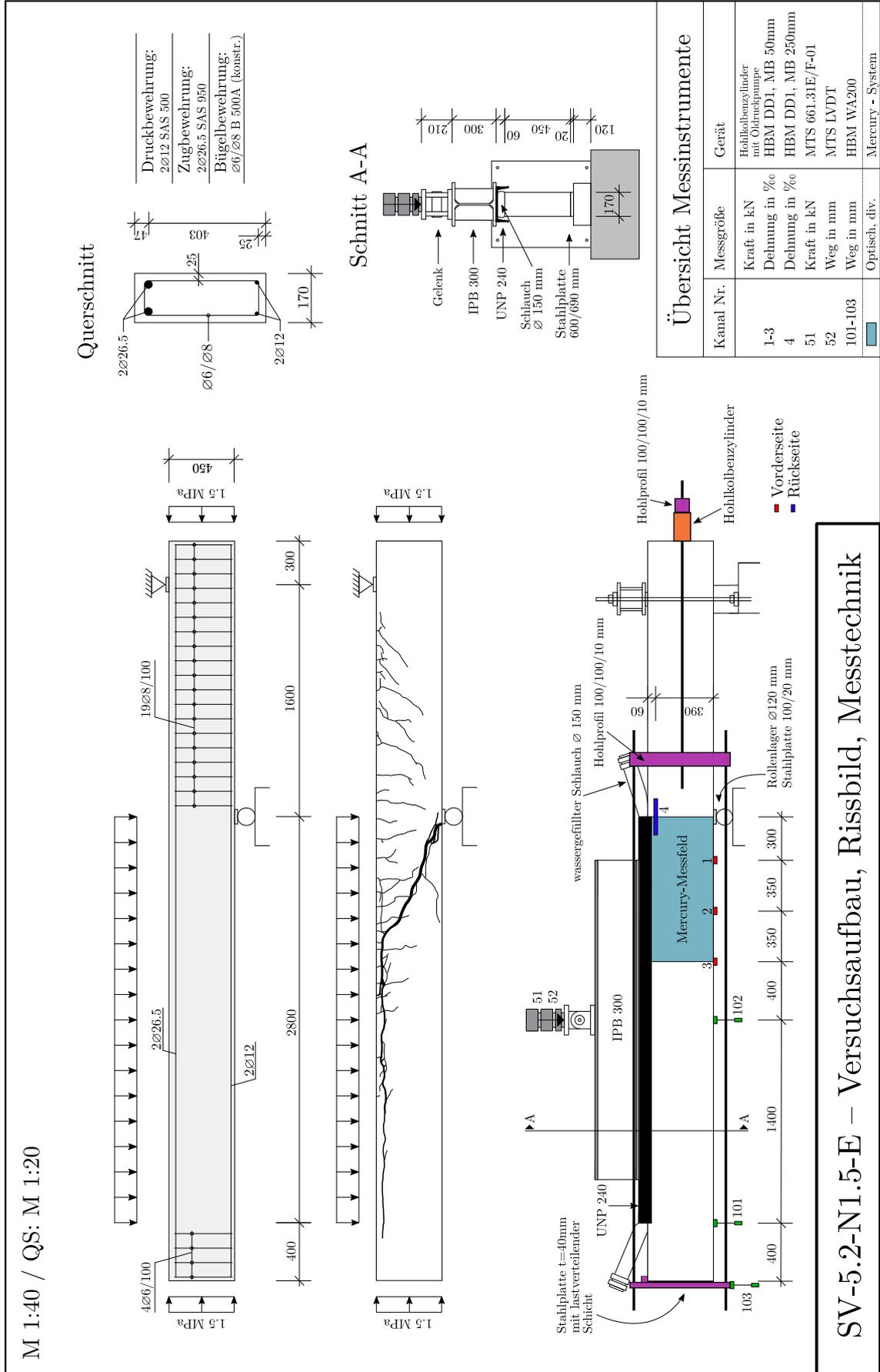


■ Vorderseite
■ Rückseite

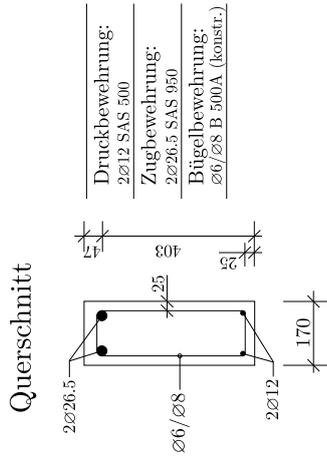
Übersicht Messinstrumente		Gerät
Kanal Nr.	Messgröße	
1-3	Kraft in kN	Hohlkolbenzylinder mit Öldruckpumpe
4	Dehnung in %	HBM DDI, MB 50mm
51	Dehnung in %	HBM DDI, MB 250mm
52	Kraft in kN	MTS 661.31E/F-01
101-103	Weg in mm	MTS LVDT
	Weg in mm	HBM WA200
	Optisch, div.	Mercury - System

SV-5-N0.5-E – Versuchsaufbau, Rissbild, Messtechnik

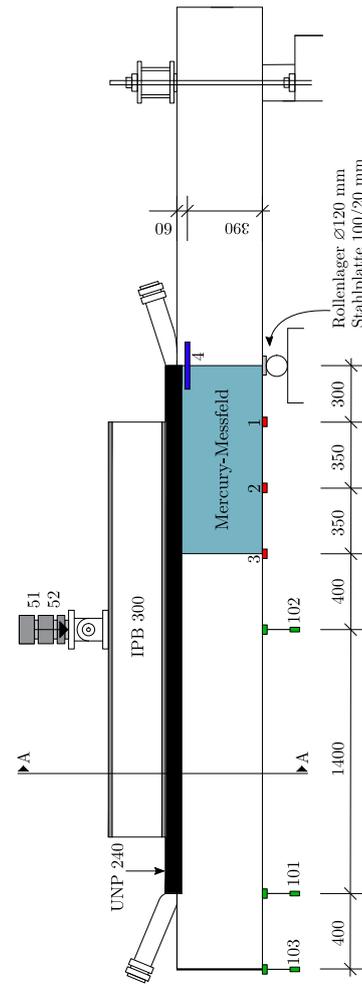
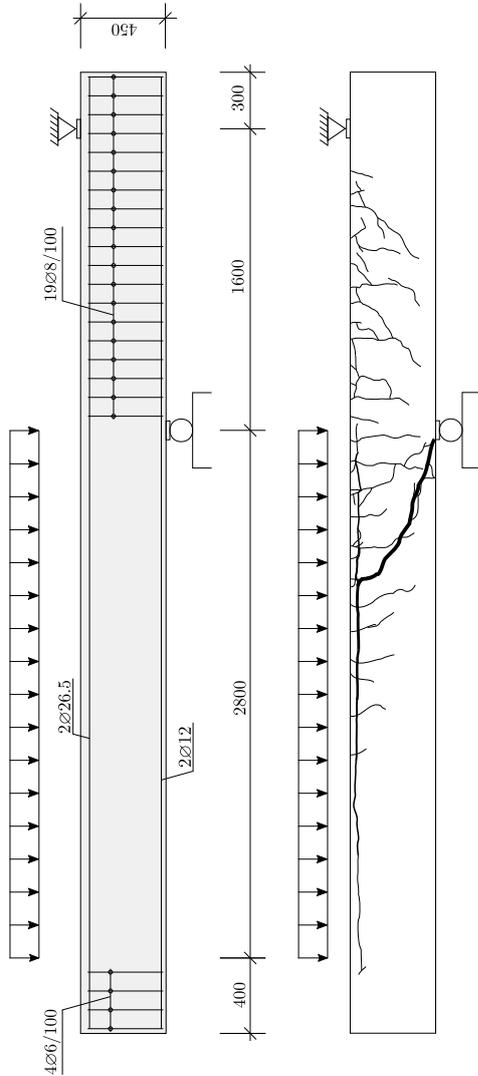
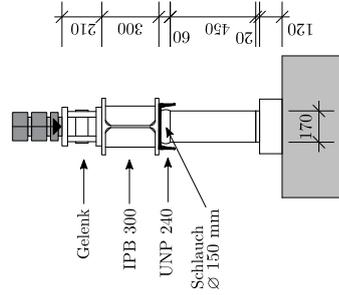




M 1:40 / QS: M 1:20



Schnitt A-A



■ Vorderseite
■ Rückseite

Übersicht Messinstrumente

Kanal Nr.	Messgröße	Gerät
1-3	Dehnung in %	HBM DDI, MB 50mm
4	Dehnung in %	HBM DDI, MB 250mm
51	Kraft in kN	MTS 661.31E/F-01
52	Weg in mm	MTS LVDT
101-103	Weg in mm	HBM WA200
	Optisch, div.	Mercury - System

SV-5-N0 – Versuchsaufbau, Rissbild, Messtechnik

C. Versuchsergebnisse

C.1. Versuchsbalken SV-2-N0.5-E

Herstelldatum:	14.05.2018
Prüfdatum:	10.07.2018 (57 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29.0 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 35.4 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 24581 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 40.9 \text{ cm}$
Eigengewicht Träger:	$G_0 = 9.37 \text{ kN}$
Eigengewicht Wasserschlauch:	$G_1 = 0.735 \text{ kN}$

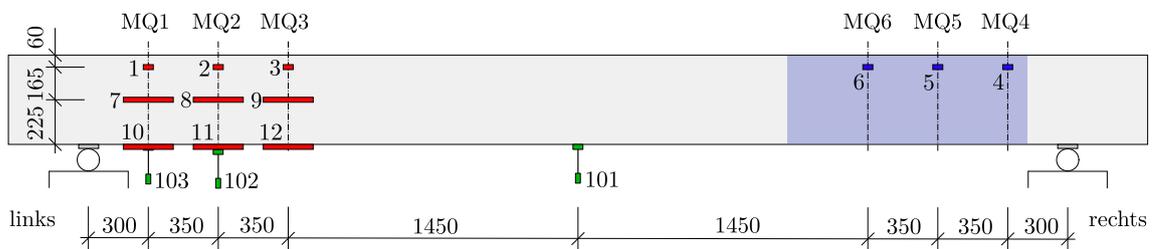
aufgebrachte Normalspannung:	0.5 MPa
Drucknormalkraft:	38.25 kN

Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0.004 mm/s
-----------------------------------	------------

Prüflast im Versuch links:	$P_{exp,li} = 125.3 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager links:	$V_{exp,Aufl.,li} = (P_{exp,li} + G_0 + G_1) / 2 = 67.7 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d links:	$V_{exp,d,li} = 56.4 \text{ kN}$
Prüflast im Versuch rechts:	$P_{exp,re} = 140.2 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager rechts:	$V_{exp,Aufl.,re} = (P_{exp,re} + G_0 + G_1) / 2 = 75.2 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d rechts:	$V_{exp,d,re} = 62.6 \text{ kN}$

Tab. C.1.: Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-2-N0.5-E

Die in den Diagrammen dargestellte Kraft bezieht sich auf die gemessene Zylinderkraft des Prüfgerüsts.



- Dehnungsmesser: DD1 Kanal 1-12
- Wegaufnehmer: WA Kanal 101-103

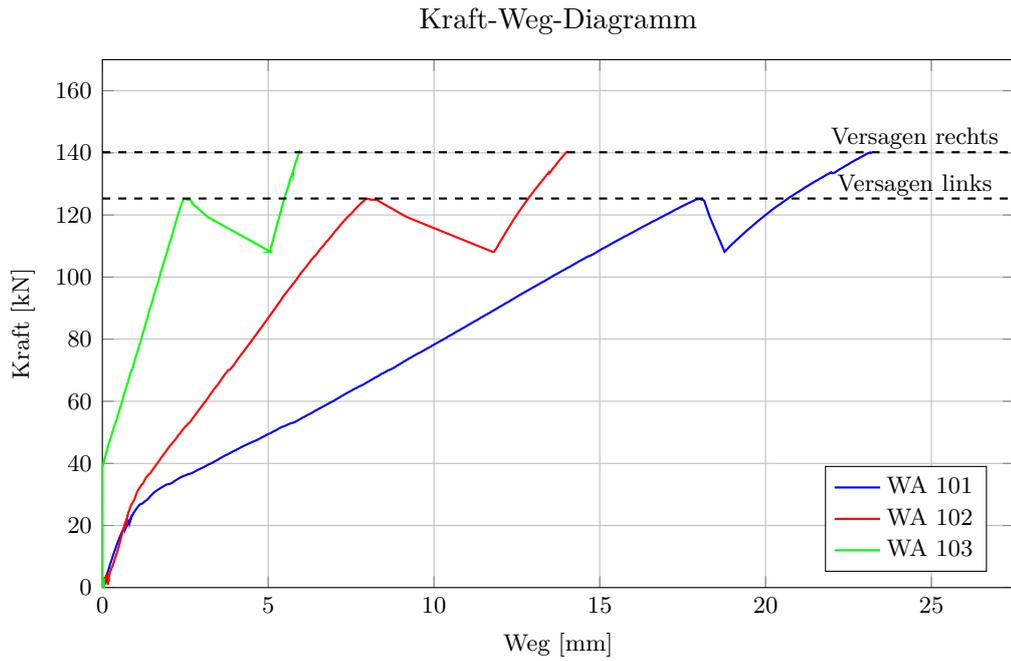


Abb. C.1.: Versuchsbalken SV-2-N0.5-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103

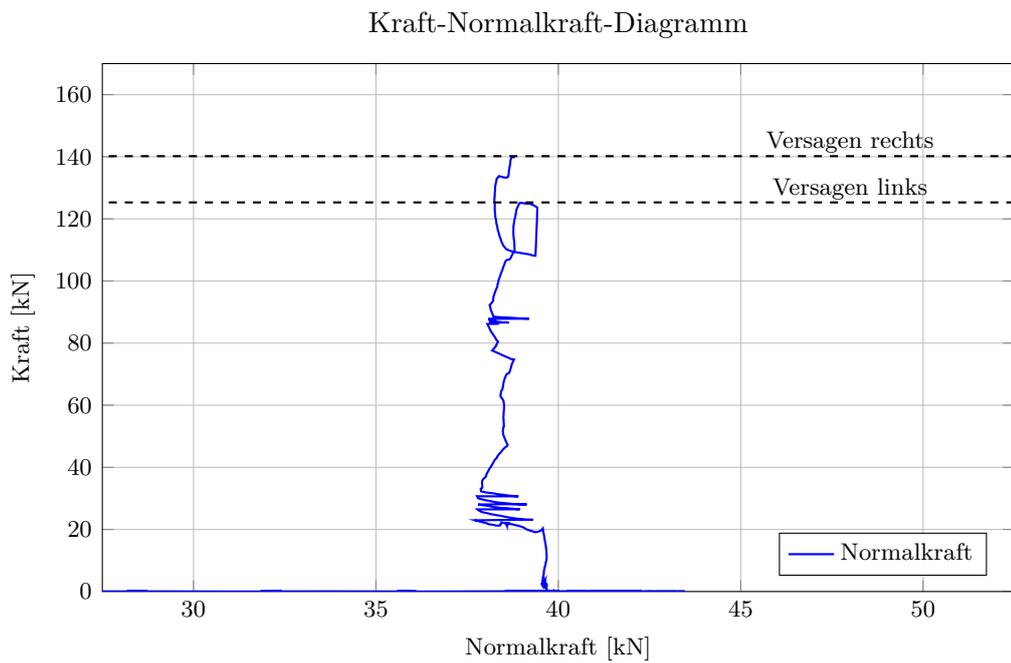


Abb. C.2.: Versuchsbalken SV-2-N0.5-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm

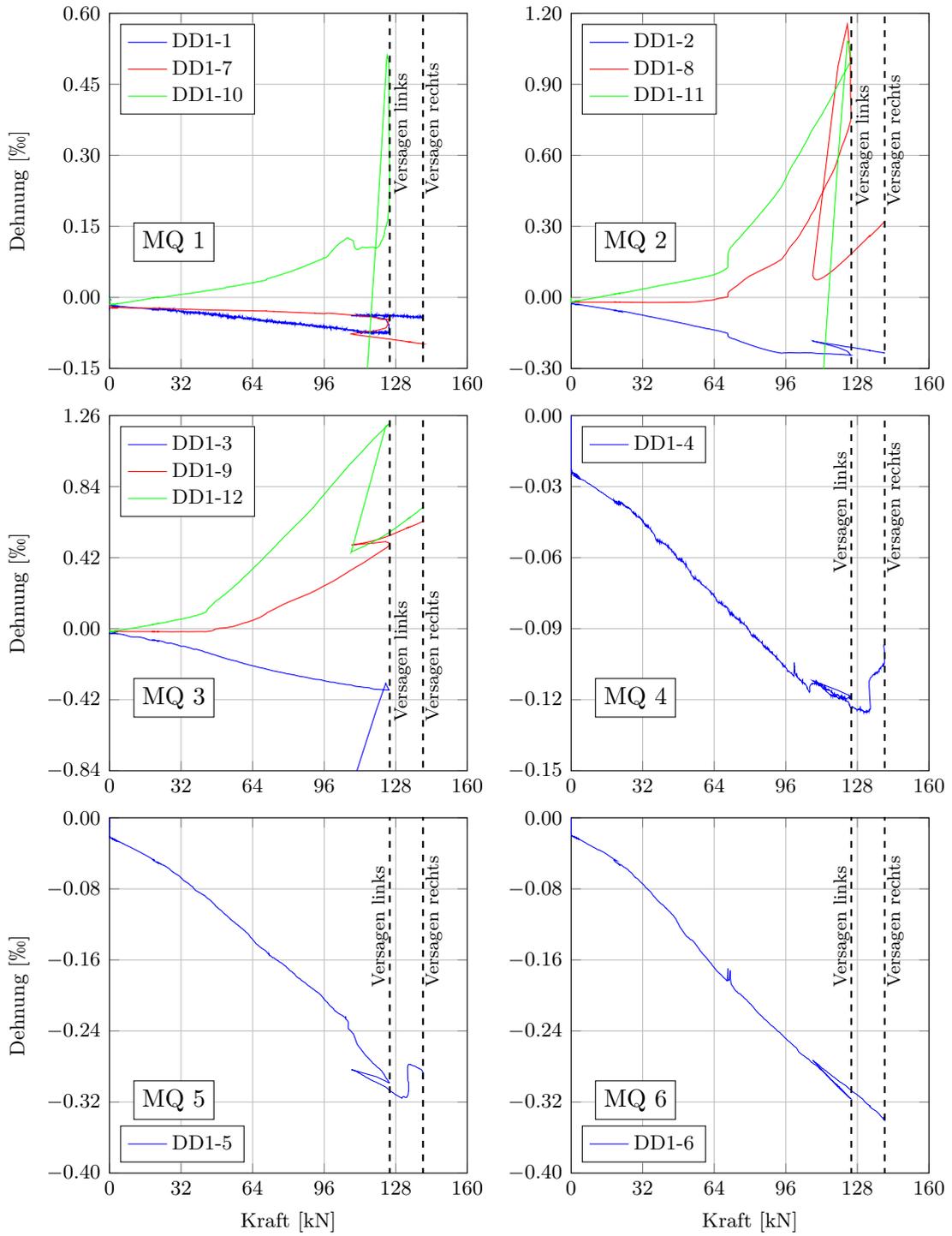


Abb. C.3.: Versuchsbalken SV-2-N0.5-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-6

Rissentwicklung SV-2-N0.5-E

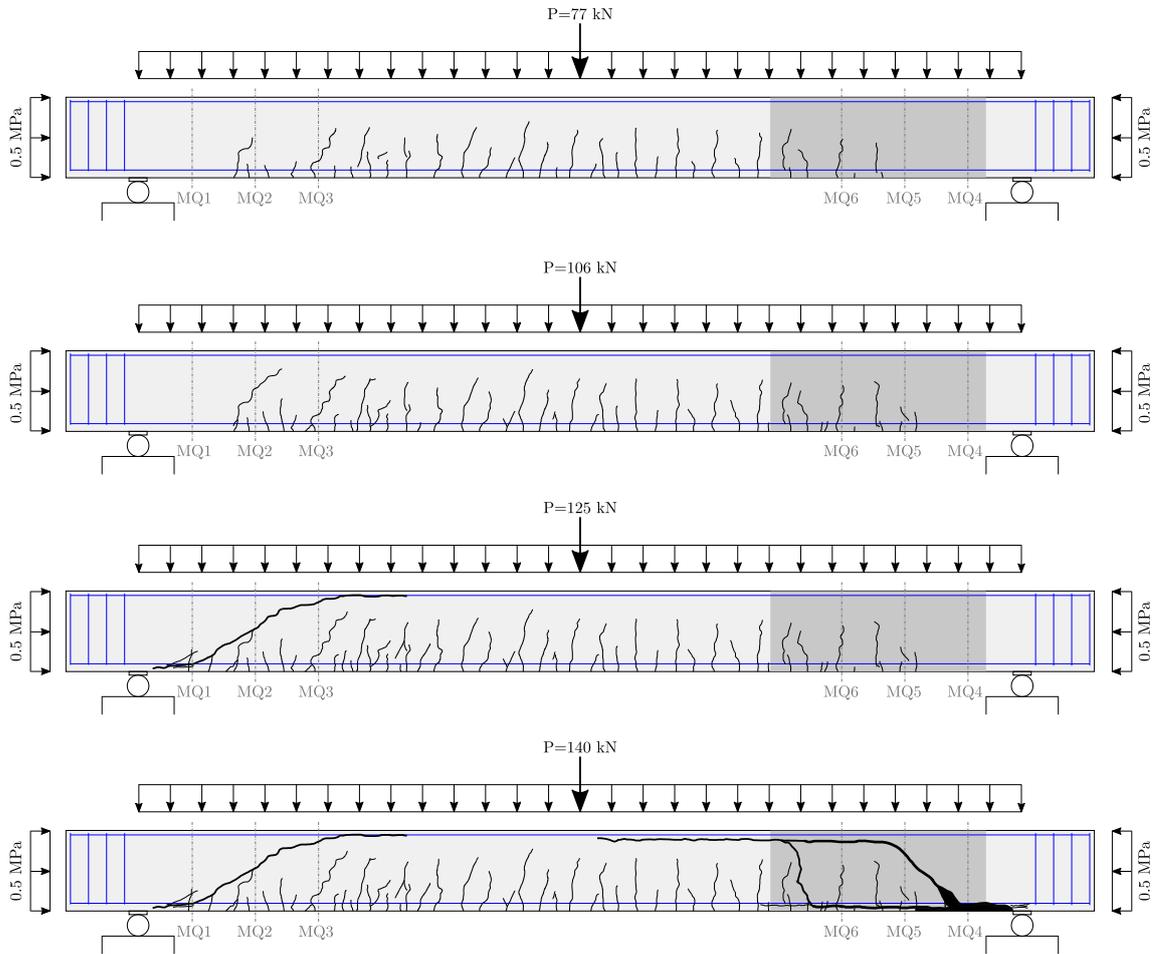


Abb. C.4.: Versuchsbalken SV-2-N0.5-E: Rissentwicklung

C.2. Versuchsbalken SV-2-N1.0-E

Herstelldatum:	14.05.2018
Prüfdatum:	28.06.2018 (45 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29.0 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 35.4 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 24581 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 40.9 \text{ cm}$
Eigengewicht Träger:	$G_0 = 9.37 \text{ kN}$
Eigengewicht Wasserschlauch:	$G_1 = 0.735 \text{ kN}$

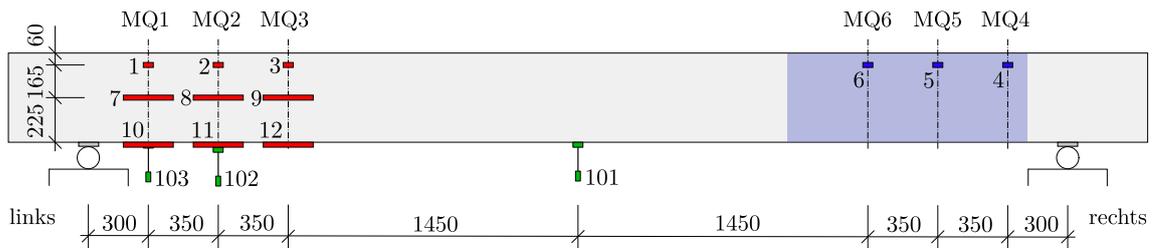
aufgebrachte Normalspannung:	1.0 MPa
Drucknormalkraft:	76.5 kN

Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0.004 mm/s
-----------------------------------	------------

Prüflast im Versuch links:	$P_{exp,li} = 164.3 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager links:	$V_{exp,Aufl.,li} = (P_{exp,li} + G_0 + G_1) / 2 = 87.2 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d links:	$V_{exp,d,li} = 72.6 \text{ kN}$
Prüflast im Versuch rechts:	$P_{exp,re} = 172.5 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager rechts:	$V_{exp,Aufl.,re} = (P_{exp,re} + G_0 + G_1) / 2 = 91.3 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d rechts:	$V_{exp,d,re} = 76.1 \text{ kN}$

Tab. C.2.: Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-2-N1.0-E

Die in den Diagrammen dargestellte Kraft bezieht sich auf die gemessene Zylinderkraft des Prüfgerüsts.



- Dehnmessmer: DD1 Kanal 1-12
- Wegaufnehmer: WA Kanal 101-103

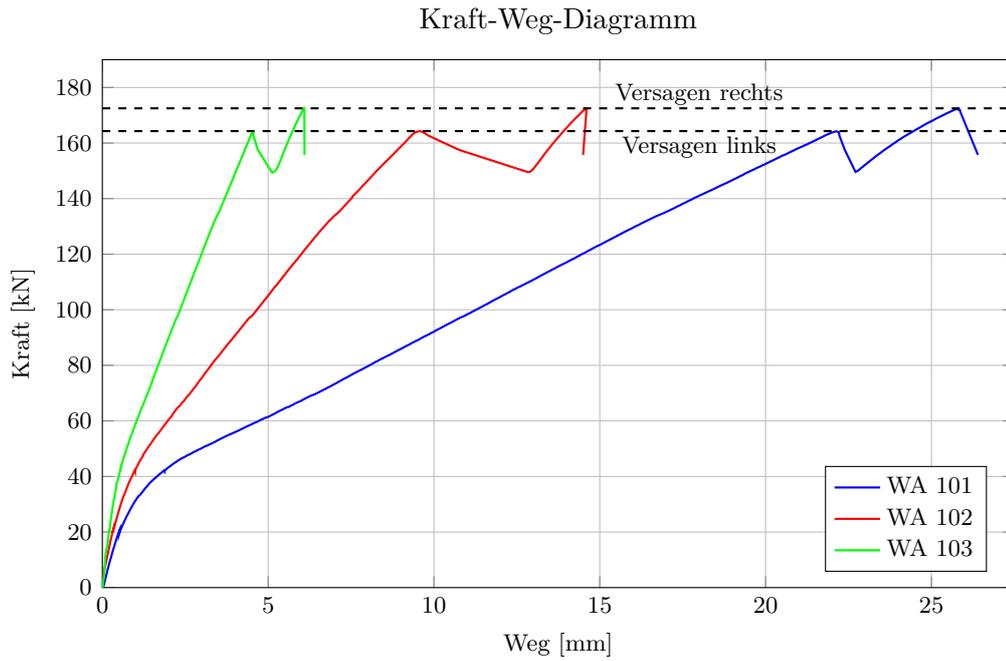


Abb. C.5.: Versuchsbalken SV-2-N1.0-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103

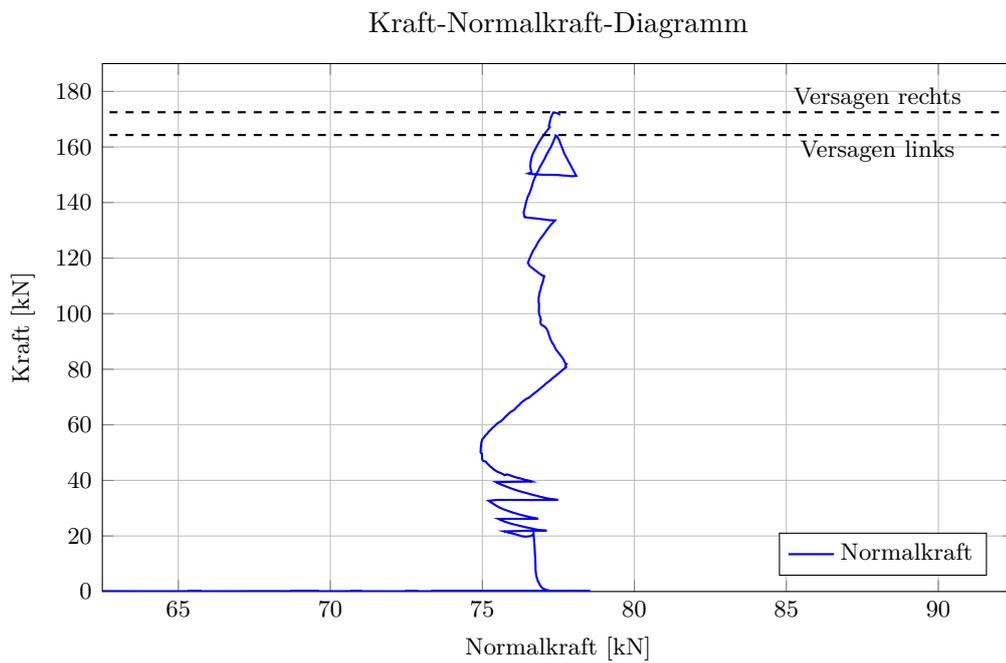


Abb. C.6.: Versuchsbalken SV-2-N1.0-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm

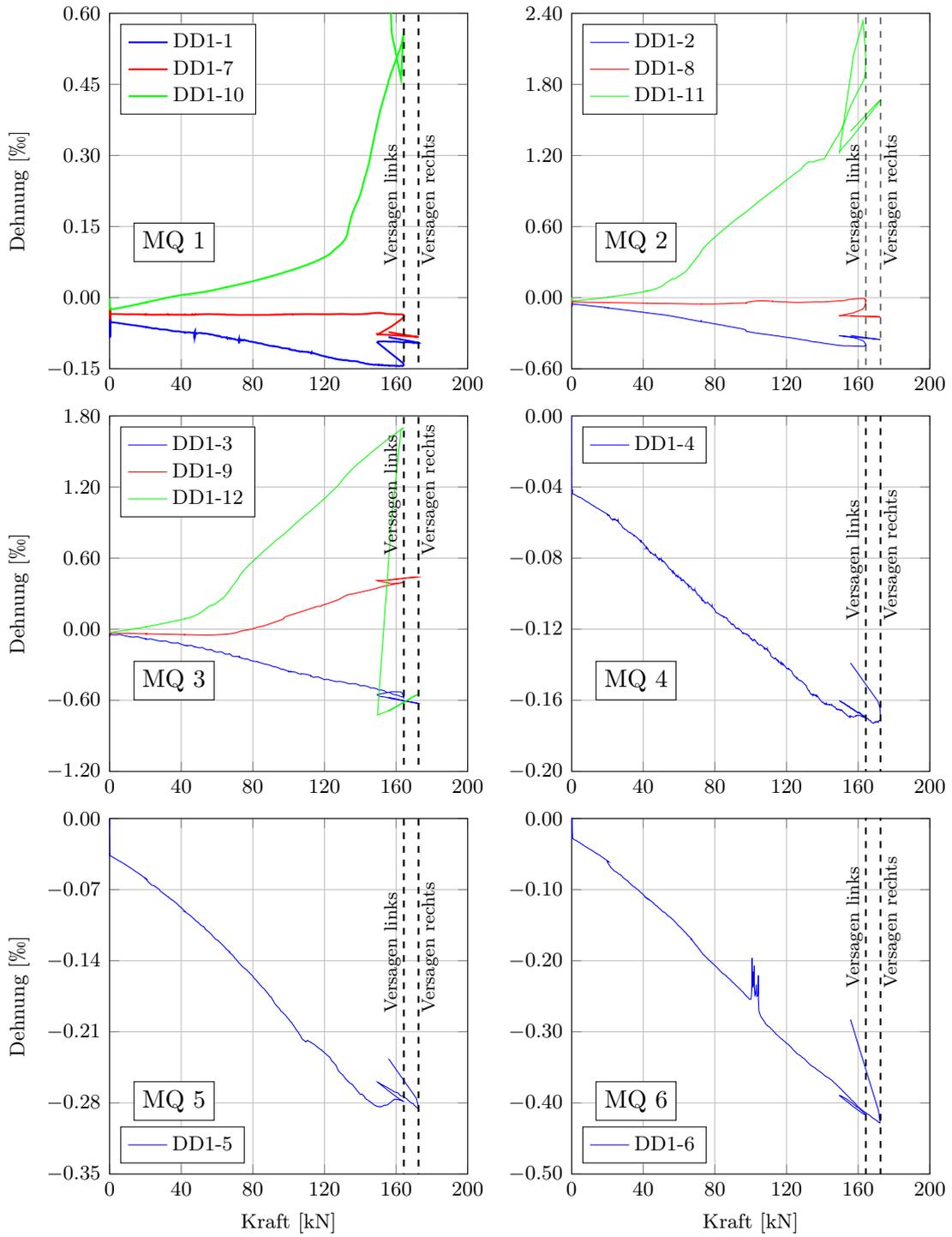


Abb. C.7.: Versuchsbalken SV-2-N1.0-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-6

Rissentwicklung SV-2-N1.0-E

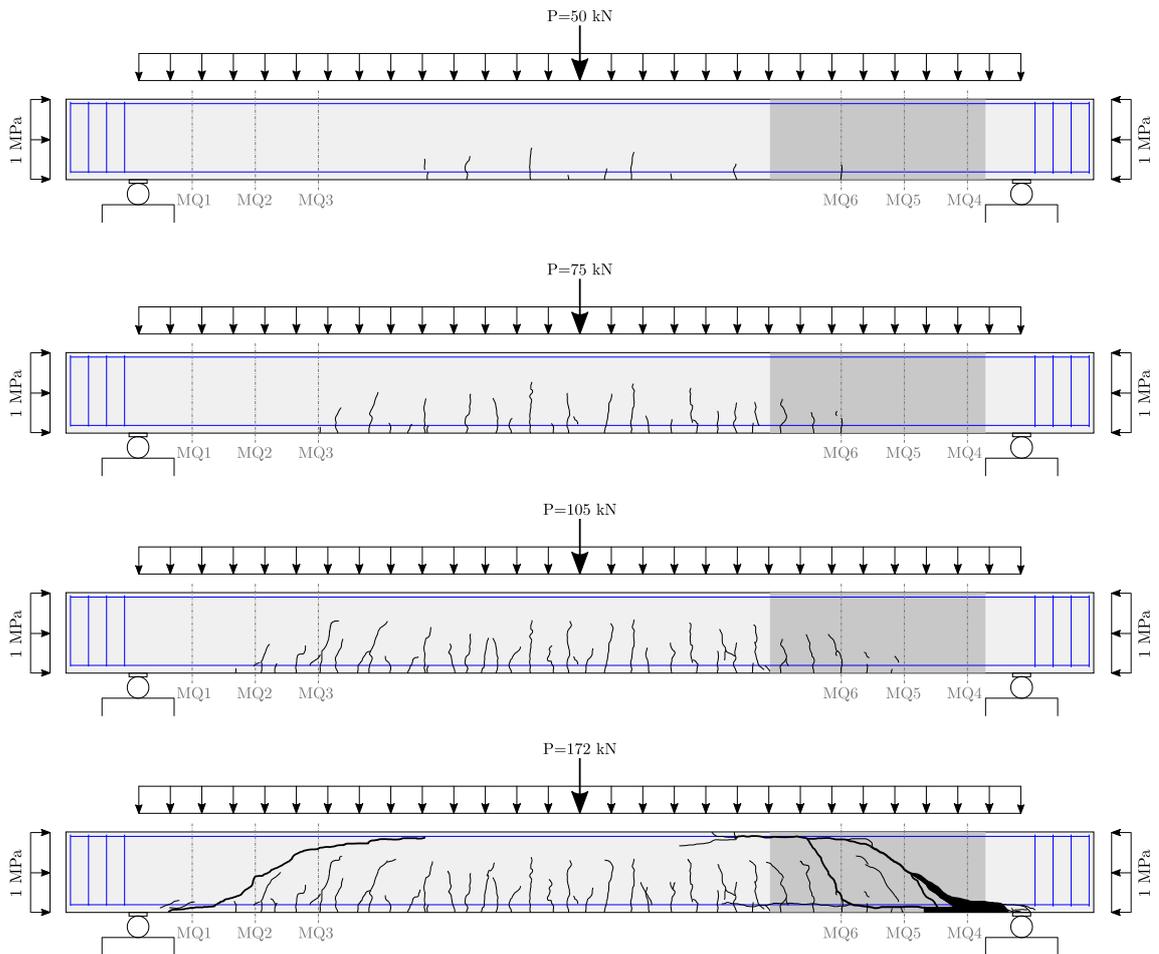


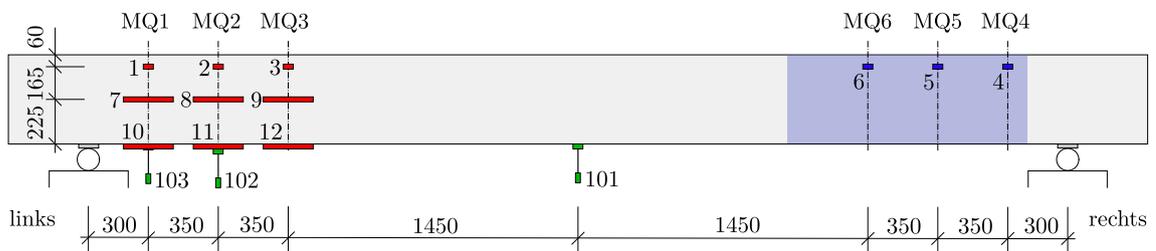
Abb. C.8.: Versuchsbalken SV-2-N1.0-E: Rissentwicklung

C.3. Versuchsbalken SV-2-N1.5-E

Herstelldatum:	14.05.2018
Prüfdatum:	09.07.2018 (56 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29.0 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 35.4 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 24581 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 40.9 \text{ cm}$
Eigengewicht Träger:	$G_0 = 9.37 \text{ kN}$
Eigengewicht Wasserschlauch:	$G_1 = 0.735 \text{ kN}$
aufgebrachte Normalspannung:	1.5 MPa
Drucknormalkraft:	114.75 kN
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0.004 mm/s
Prüflast im Versuch:	$P_{exp} = 165.2 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager:	$V_{exp,Aufl.} = (P_{exp} + G_0 + G_1) / 2 = 87.7 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d :	$V_{exp,d} = 73.0 \text{ kN}$

Tab. C.3.: Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-2-N1.5-E

Die in den Diagrammen dargestellte Kraft bezieht sich auf die gemessene Zylinderkraft des Prüfgerüsts.



- Dehnmessmer: DD1 Kanal 1-12
- Wegaufnehmer: WA Kanal 101-103

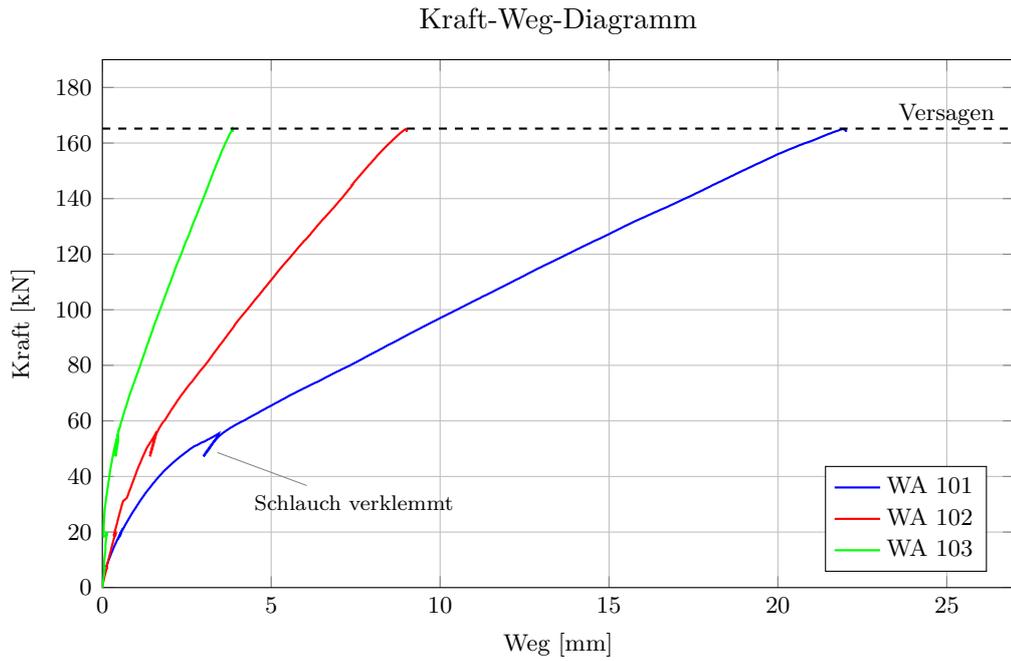


Abb. C.9.: Versuchsbalken SV-2-N1.5-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103

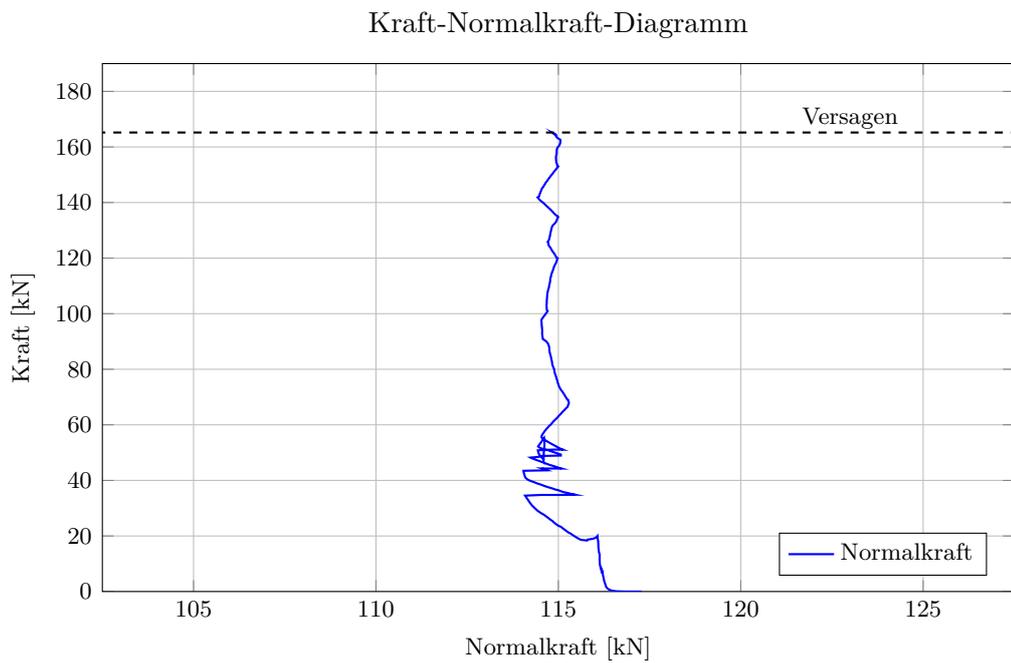


Abb. C.10.: Versuchsbalken SV-2-N1.5-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm

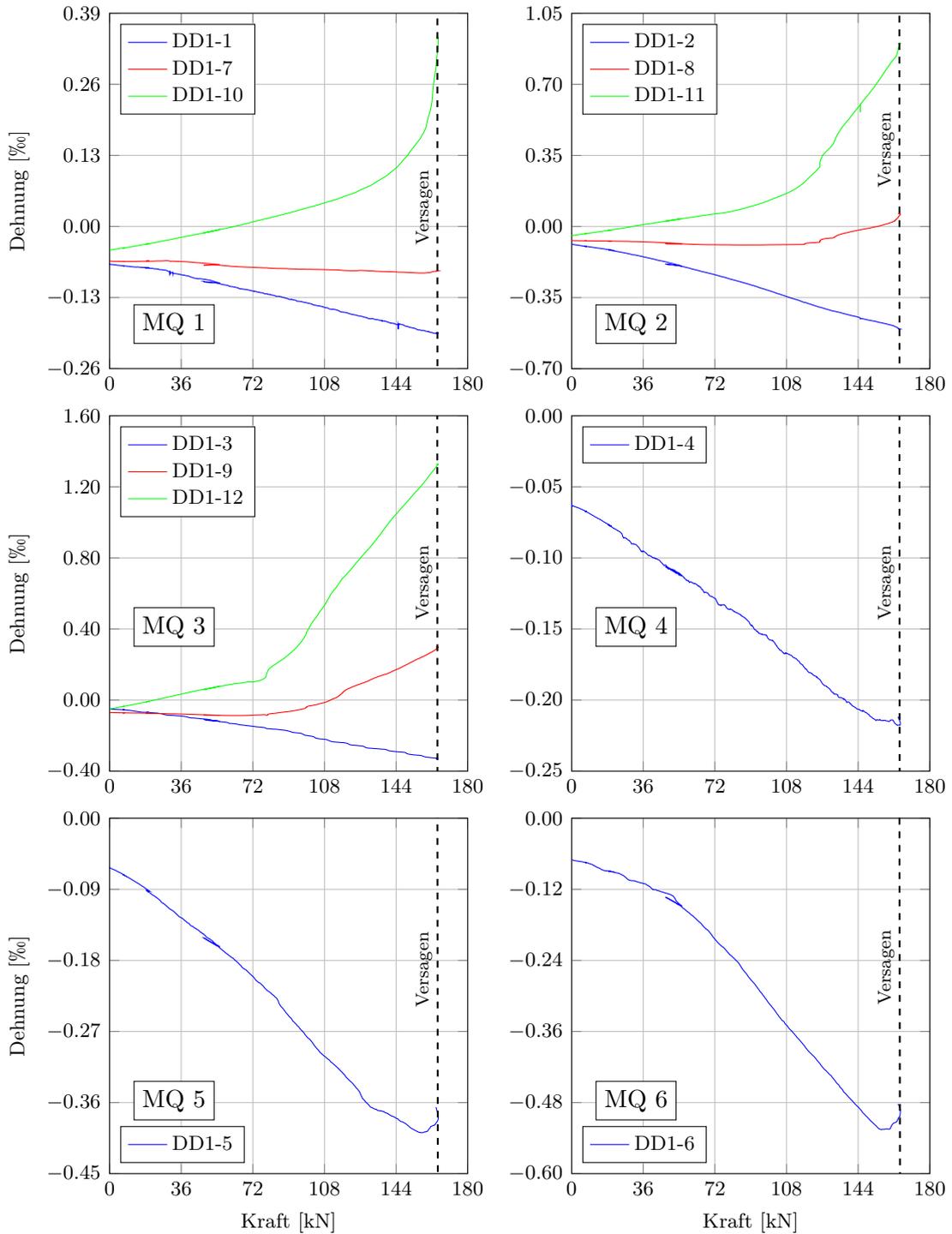


Abb. C.11.: Versuchsbalken SV-2-N1.5-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-6

Anmerkung: Bei den Diagrammen zu MQ 2 und MQ 3 scheinen zwei Dehnungsmesser vertauscht worden zu sein. DD1-2 wurde offensichtlich mit DD1-3 verwechselt. Dies ist daran erkennbar, dass die Druckdehnung von DD1-3 kleiner ist, als jene von DD1-2 im Diagramm. Theoretisch ist dies jedoch nicht möglich, wenn man bedenkt, dass der MQ 3 größere Druck- und Zugdehnungen aufnehmen muss als MQ 2, da dieser näher in Richtung Balkenmitte liegt.

Rissentwicklung SV-2-N1.5-E

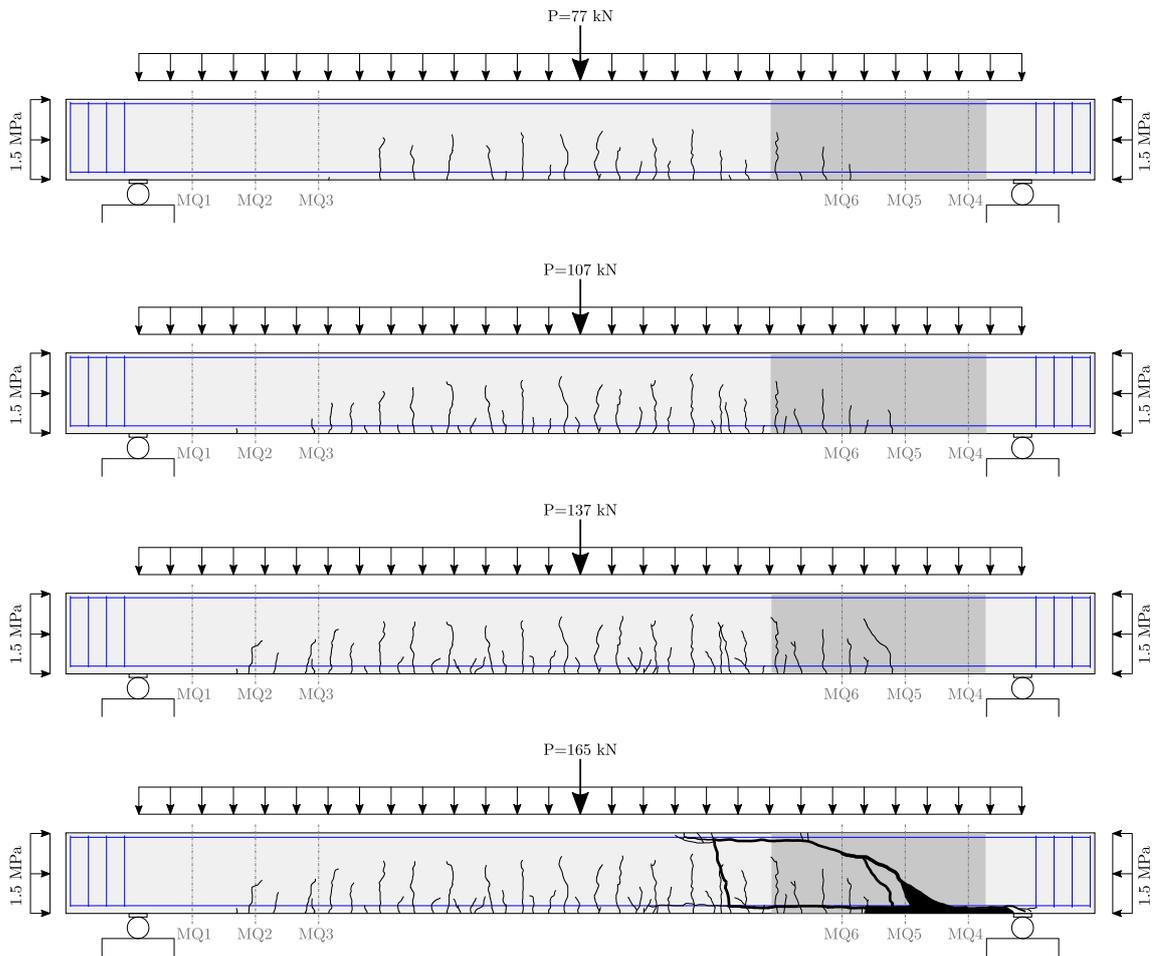


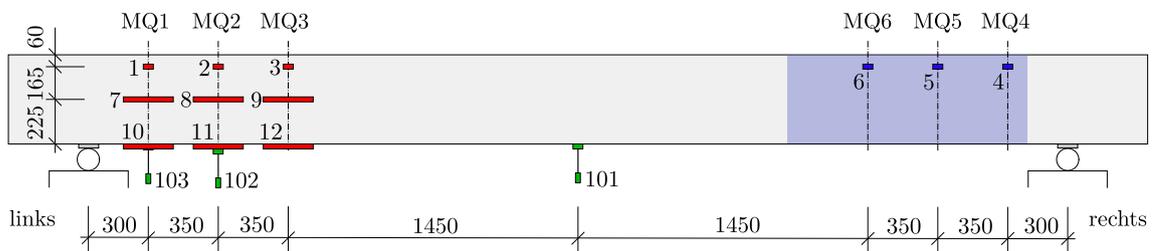
Abb. C.12.: Versuchsbalken SV-2-N1.5-E: Rissentwicklung

C.4. Versuchsbalken SV-2-N0

Herstelldatum:	14.05.2018
Prüfdatum:	11.07.2018 (58 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29.0 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 35.4 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 24581 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 40.9 \text{ cm}$
Eigengewicht Träger:	$G_0 = 9.37 \text{ kN}$
Eigengewicht Wasserschlauch:	$G_1 = 0.735 \text{ kN}$
aufgebrachte Normalspannung:	0 MPa
Drucknormalkraft:	0 kN
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0.004 mm/s
Prüflast im Versuch:	$P_{exp} = 131.3 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager:	$V_{exp,Aufl.} = (P_{exp} + G_0 + G_1) / 2 = 70.7 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d :	$V_{exp,d} = 58.9 \text{ kN}$

Tab. C.4.: Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-2-N0

Die in den Diagrammen dargestellte Kraft bezieht sich auf die gemessene Zylinderkraft des Prüfgerüsts.



- Dehnmessers: DD1 Kanal 1-12
- Wegaufnehmer: WA Kanal 101-103

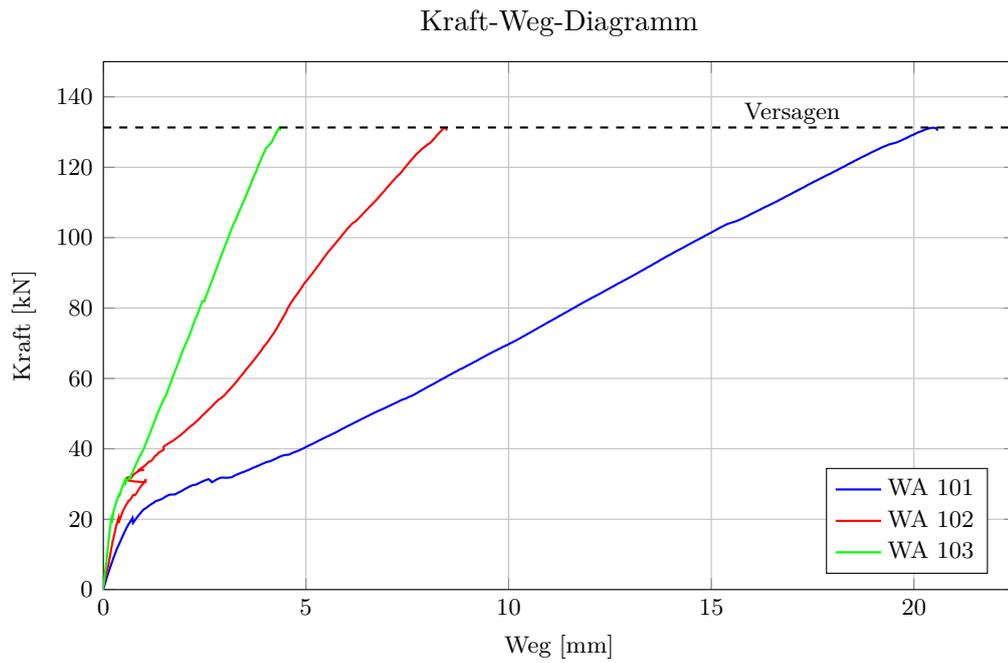


Abb. C.13.: Versuchsbalken SV-2-N0: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103

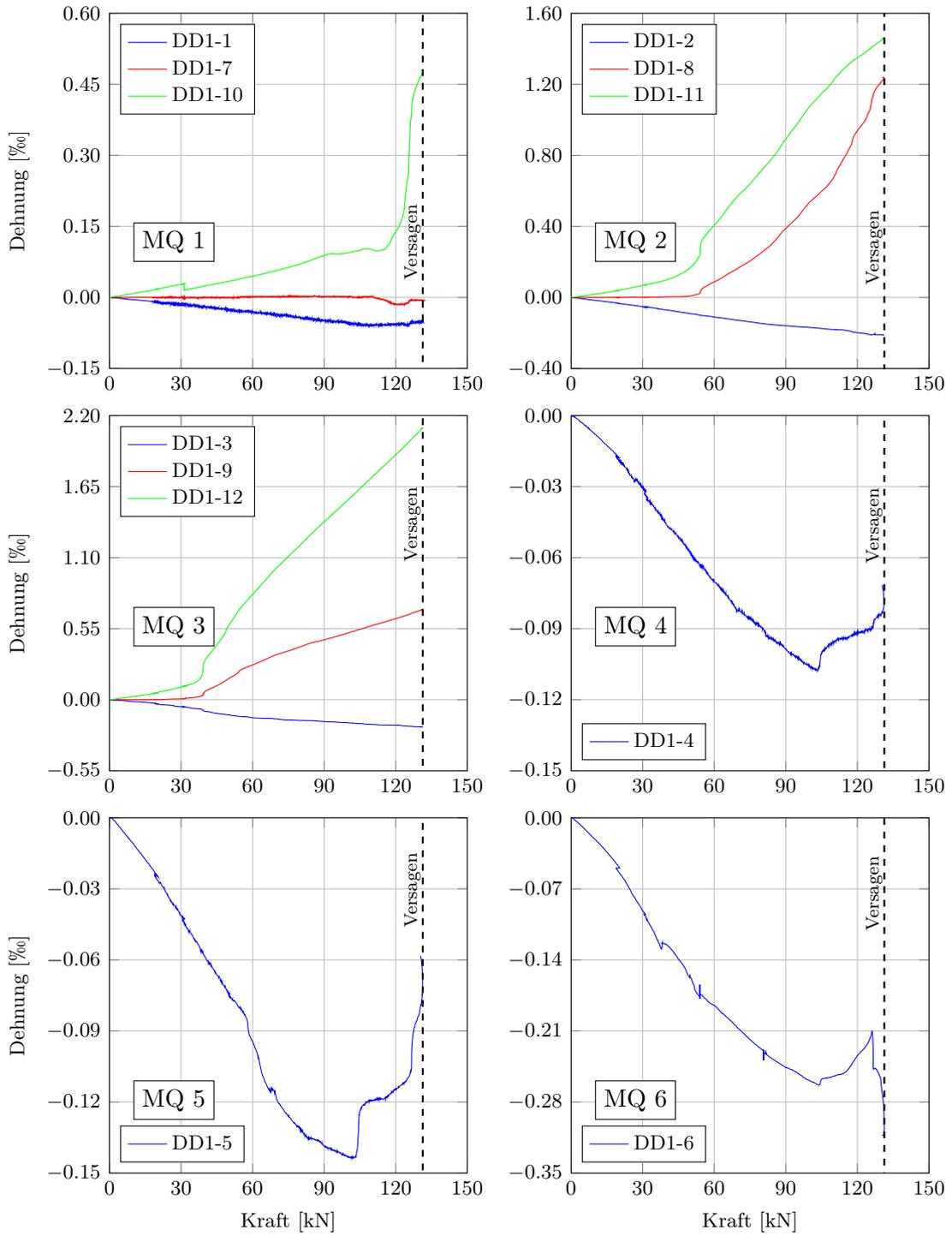


Abb. C.14.: Versuchsbalken SV-2-N0: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-6

Rissentwicklung SV-2-N0

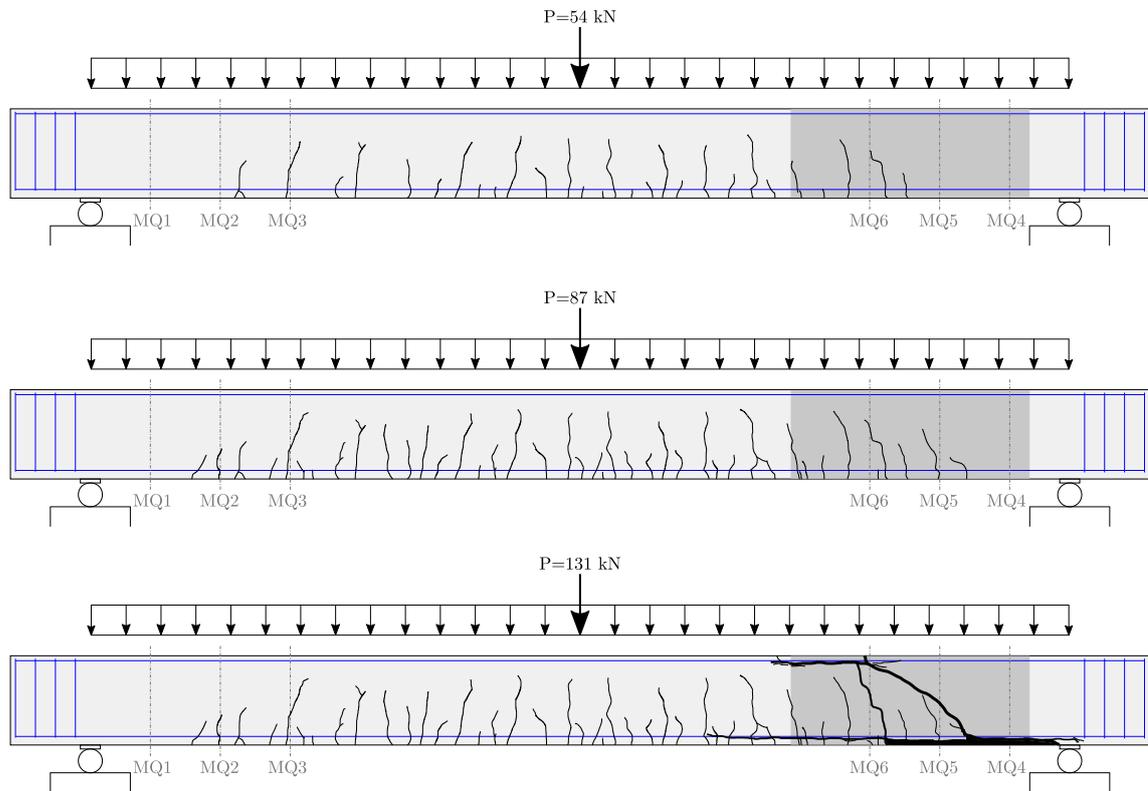


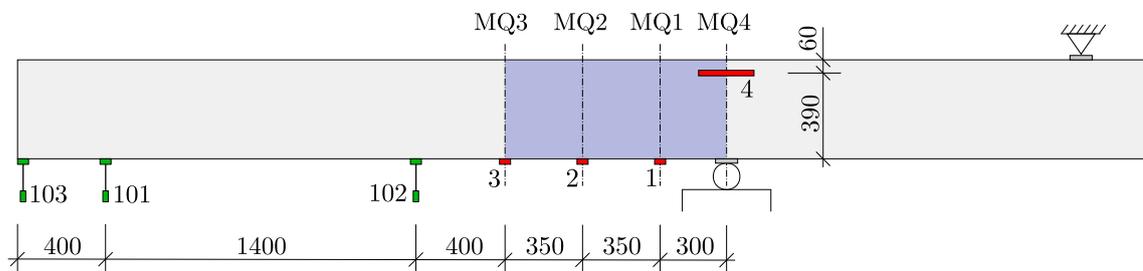
Abb. C.15.: Versuchsbalken SV-2-N0: Rissentwicklung

C.5. Versuchsbalken SV-5-N0.5-E

Herstelldatum:	14.05.2018
Prüfdatum:	16.07.2018 (63 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29.0 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 35.4 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 24581 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 40.3 \text{ cm}$
Eigengewicht Träger:	$G_0 = 5.36 \text{ kN}$
Eigengewicht Wasserschlauch:	$G_1 = 0.42 \text{ kN}$
aufgebrachte Normalspannung:	0.5 MPa
Drucknormalkraft:	38.25 kN
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0.006 mm/s
Prüflast im Versuch:	$P_{exp} = 128.2 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager:	$V_{exp,Aufl.} = P_{exp} + G_0 + G_1 = 134.0 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d :	$V_{exp,d} = 114.7 \text{ kN}$

Tab. C.5.: Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-5-N0.5-E

Die in den Diagrammen dargestellte Kraft bezieht sich auf die gemessene Zylinderkraft des Prüfgerüsts.



- Dehnmessger: DD1 Kanal 1-4
- Wegaufnehmer: WA Kanal 101-103

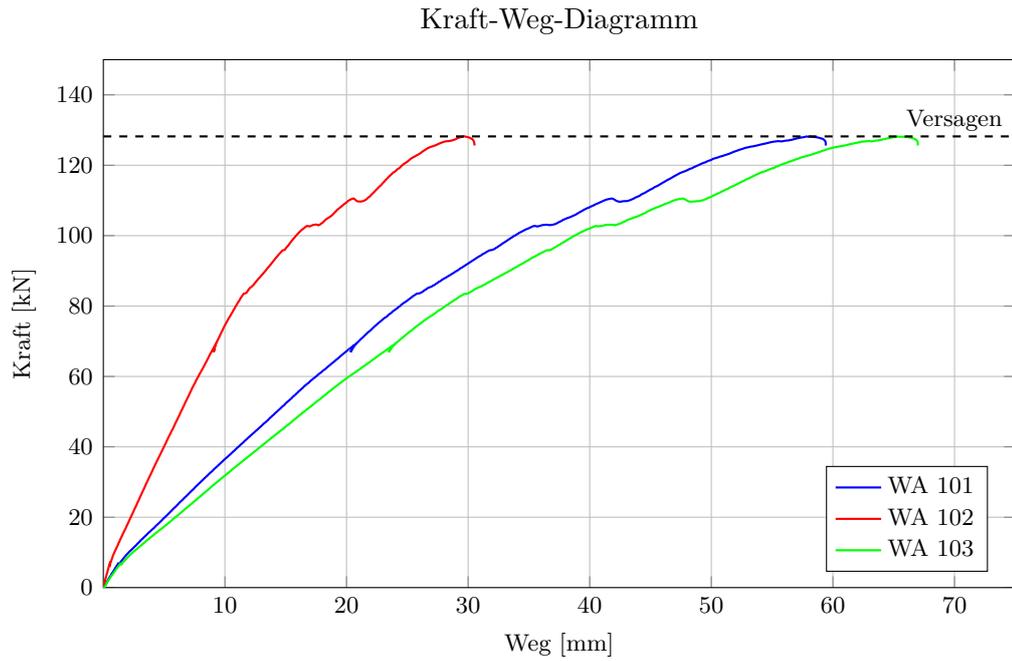


Abb. C.16.: Versuchsbalken SV-5-N0.5-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103

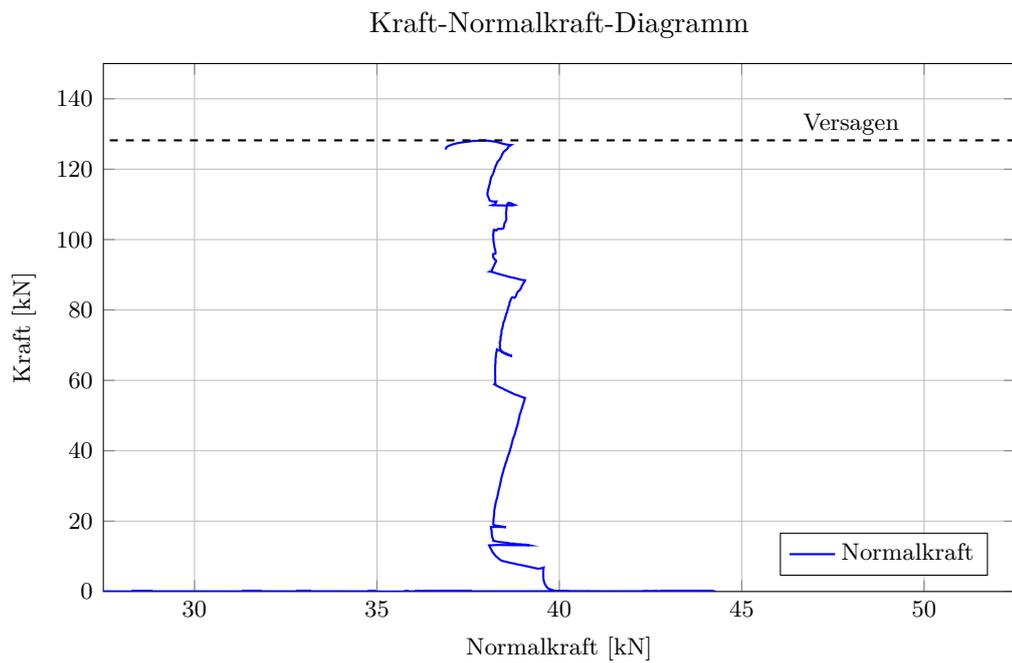


Abb. C.17.: Versuchsbalken SV-5-N0.5-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm

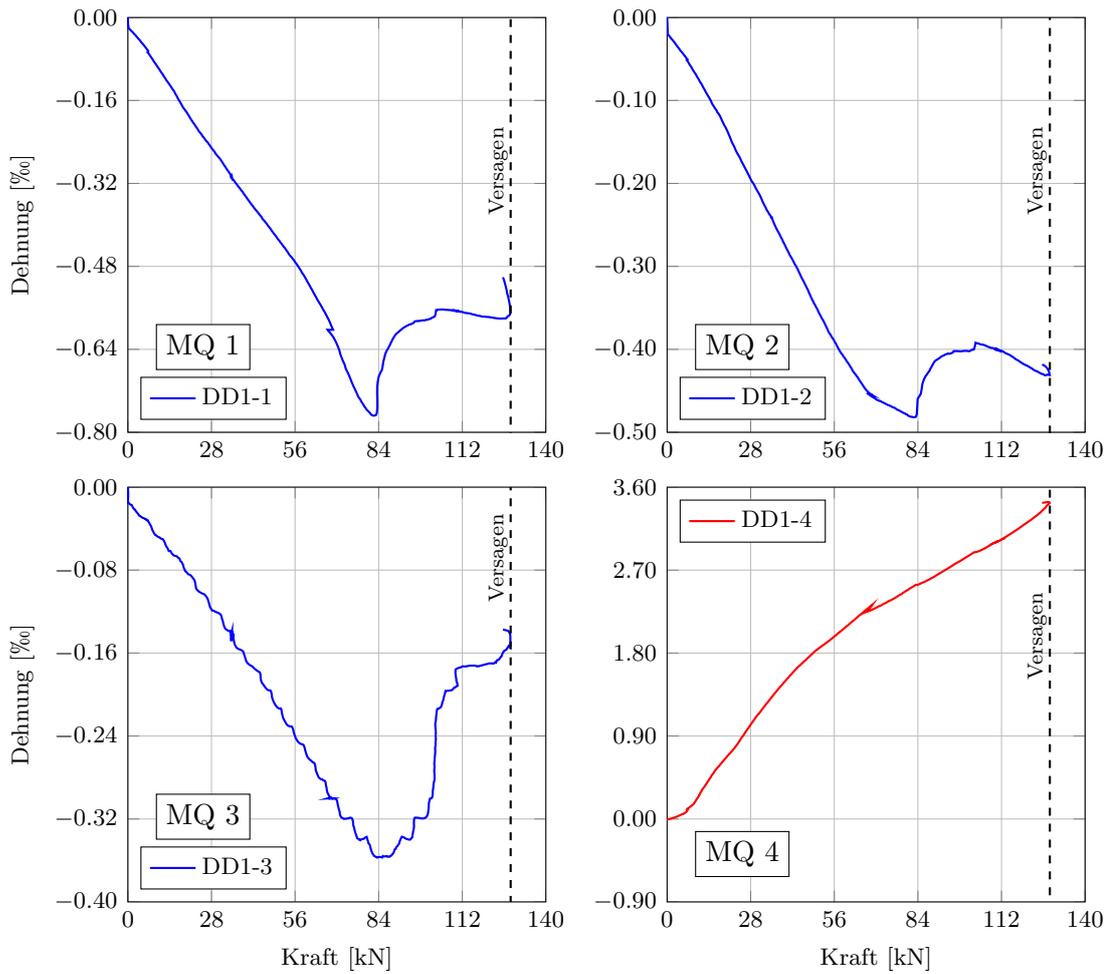


Abb. C.18.: Versuchsbalken SV-5-N0.5-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4

Rissentwicklung SV-5-N0.5-E

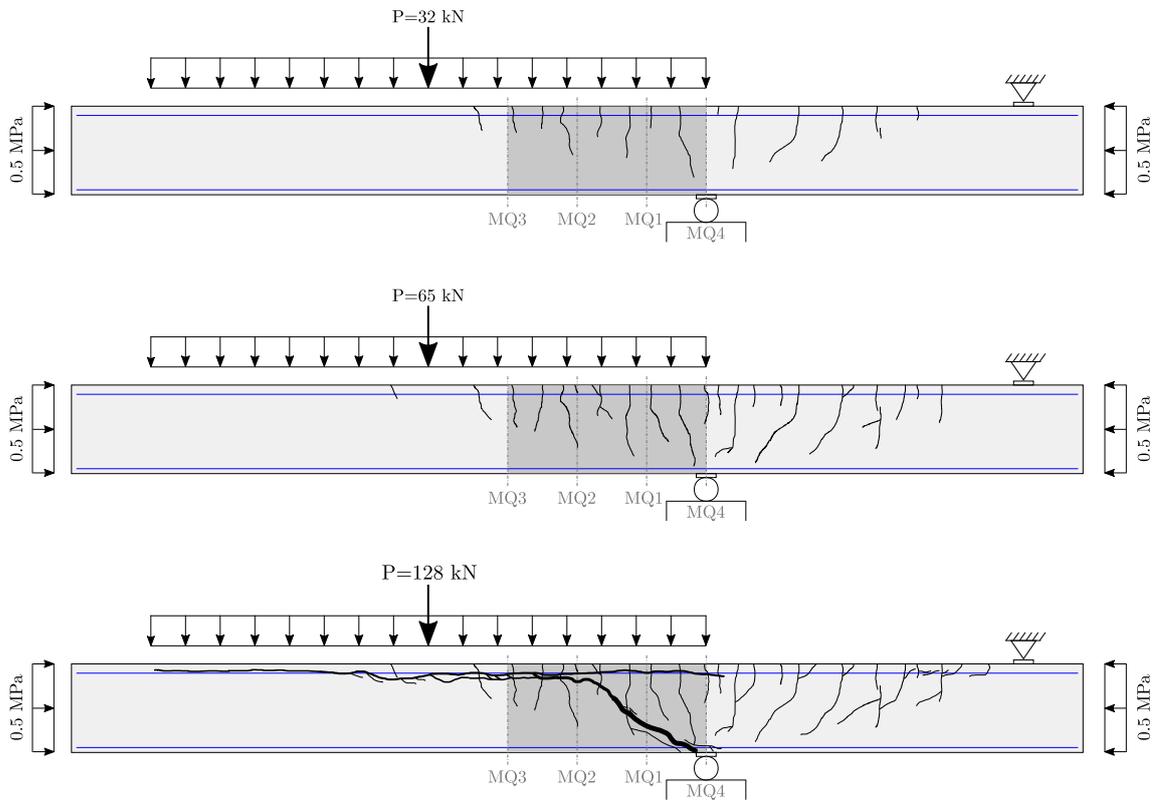


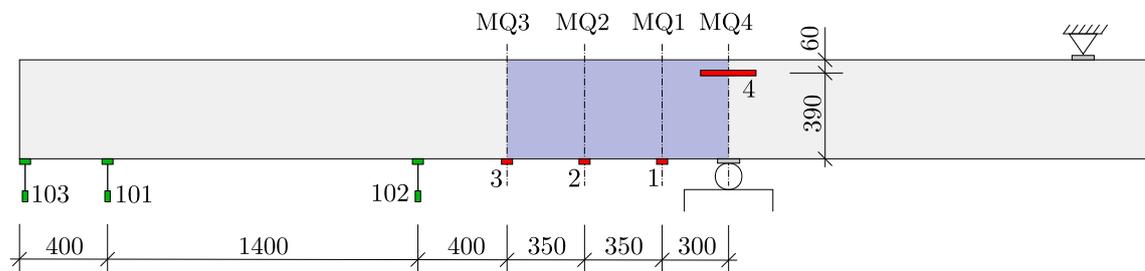
Abb. C.19.: Versuchsbalken SV-5-N0.5-E: Rissentwicklung

C.6. Versuchsbalken SV-5.1-N1.5-E

Herstelldatum:	14.05.2018
Prüfdatum:	17.07.2018 (64 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29.0 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 35.4 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 24581 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 40.3 \text{ cm}$
Eigengewicht Träger:	$G_0 = 5.36 \text{ kN}$
Eigengewicht Wasserschlauch:	$G_1 = 0.42 \text{ kN}$
aufgebrachte Normalspannung:	1.5 MPa
Drucknormalkraft:	114.75 kN
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0.006 mm/s
Prüflast im Versuch:	$P_{exp} = 91.7 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager:	$V_{exp,Aufl.} = P_{exp} + G_0 + G_1 = 97.5 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d :	$V_{exp,d} = 83.4 \text{ kN}$

Tab. C.6.: Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-5.1-N1.5-E

Die in den Diagrammen dargestellte Kraft bezieht sich auf die gemessene Zylinderkraft des Prüfgerüsts.



- Dehnungsmesser: DD1 Kanal 1-4
- Wegaufnehmer: WA Kanal 101-103

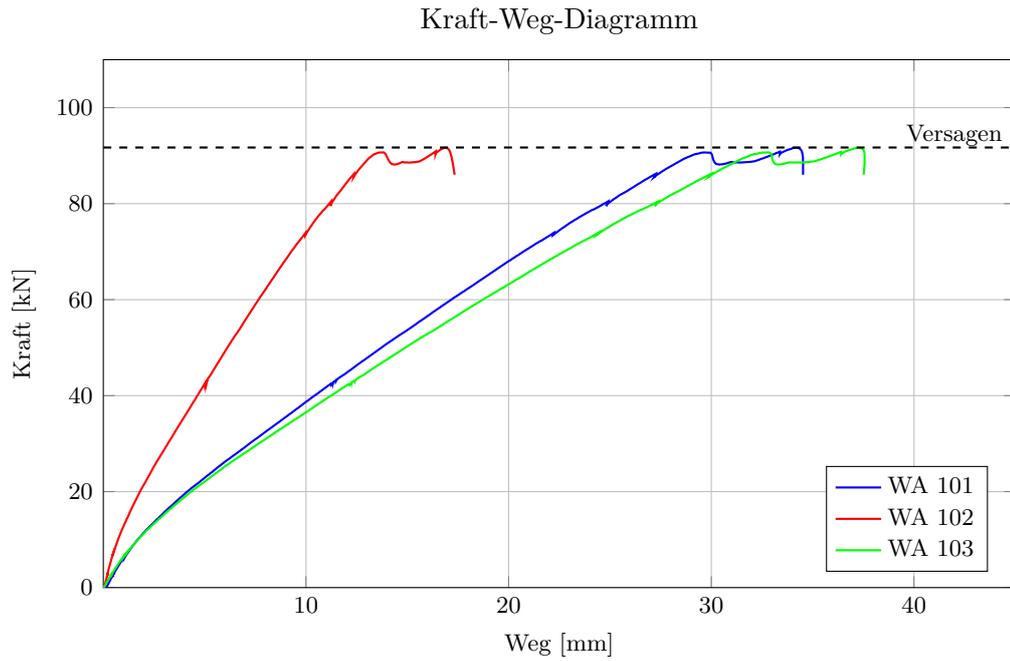


Abb. C.20.: Versuchsbalken SV-5.1-N1.5-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103

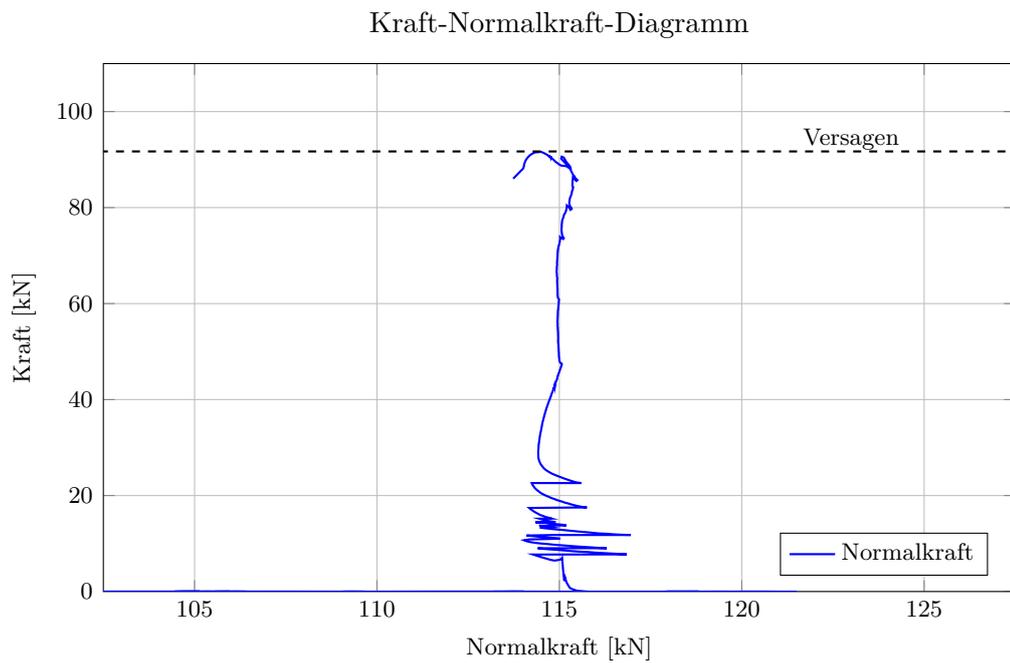


Abb. C.21.: Versuchsbalken SV-5.1-N1.5-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm

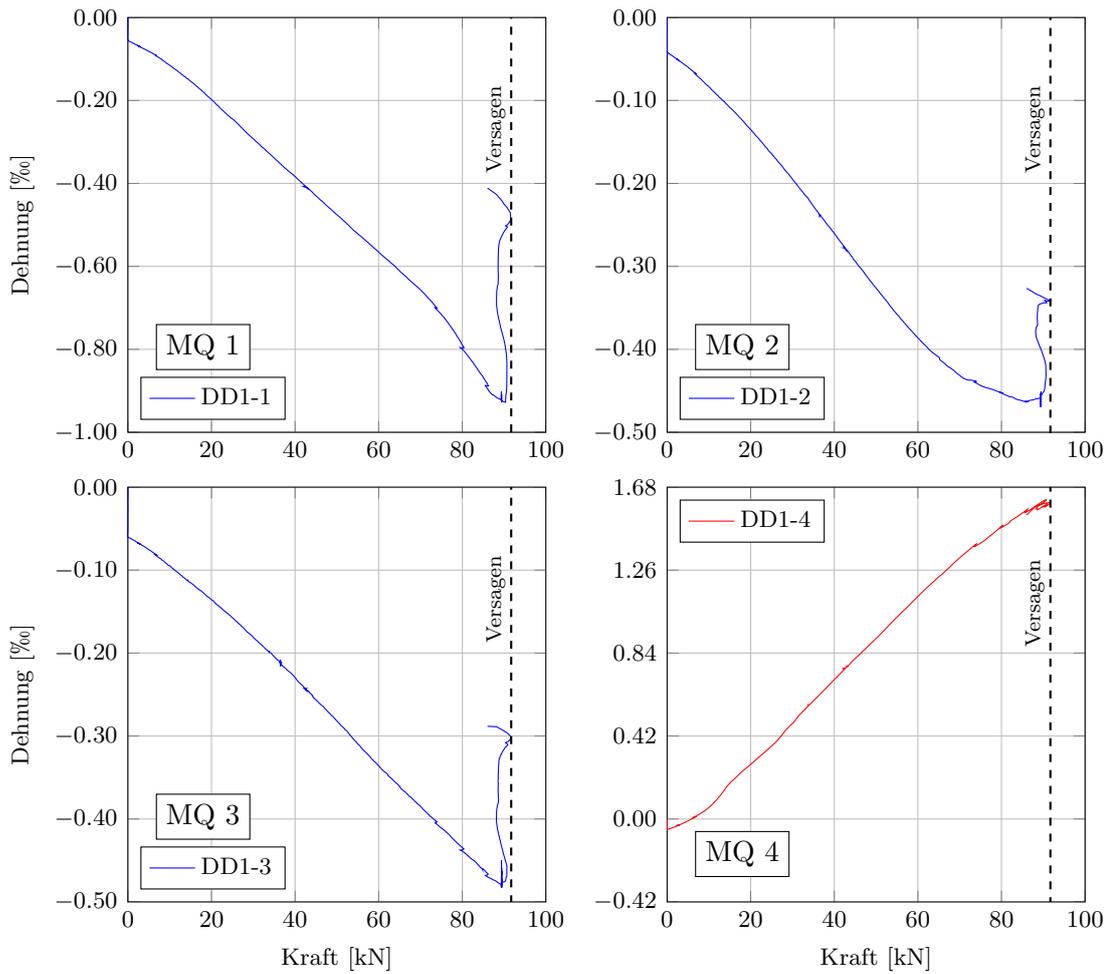


Abb. C.22.: Versuchsbalken SV-5.1-N1.5-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4

Rissentwicklung SV-5.1-N1.5-E

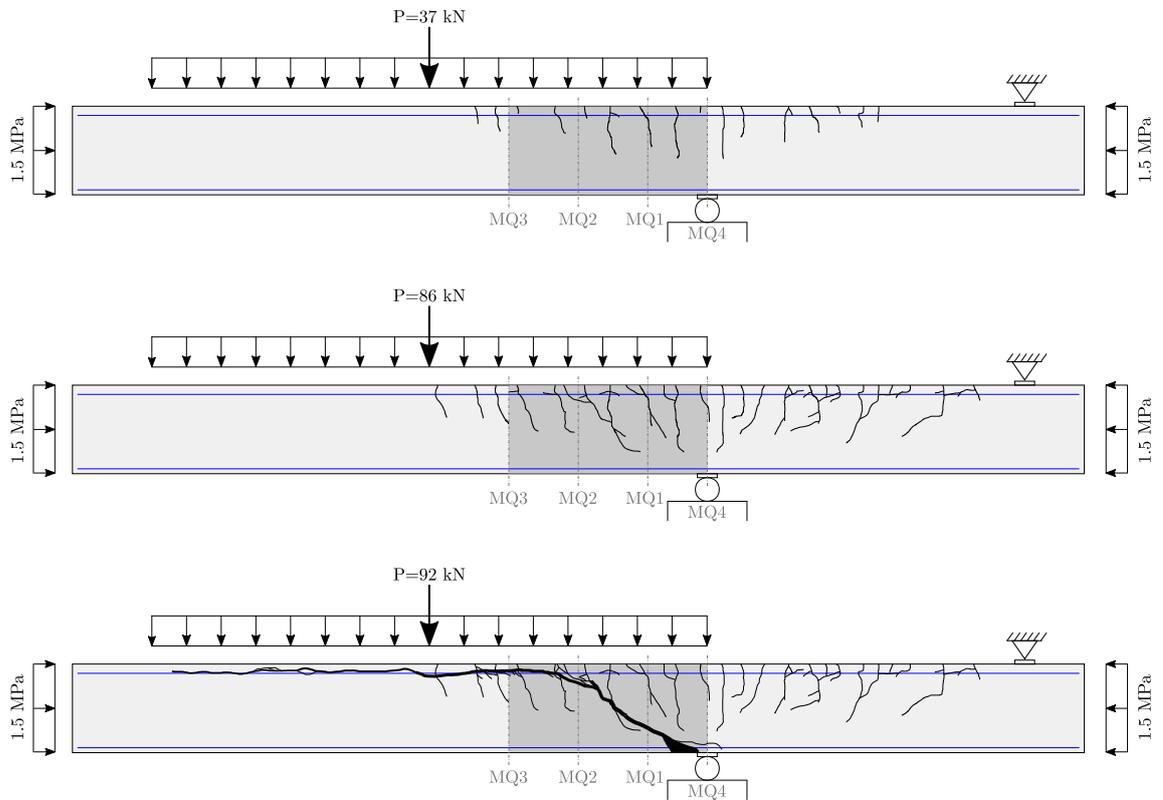


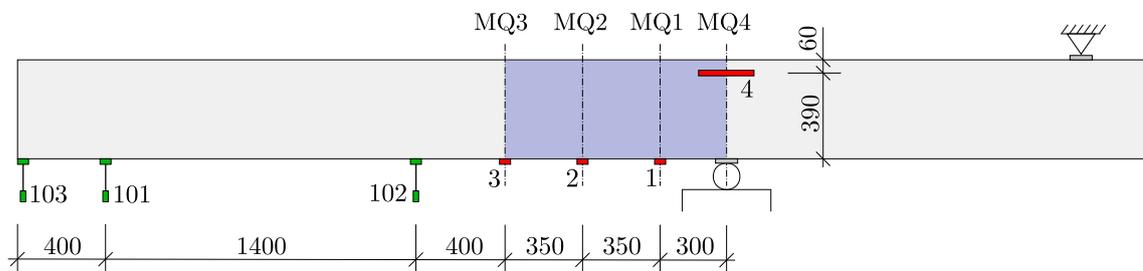
Abb. C.23.: Versuchsbalken SV-5.1-N1.5-E: Rissentwicklung

C.7. Versuchsbalken SV-5.2-N1.5-E

Herstelldatum:	14.05.2018
Prüfdatum:	19.07.2018 (66 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29.0 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 35.4 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 24581 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 40.3 \text{ cm}$
Eigengewicht Träger:	$G_0 = 5.36 \text{ kN}$
Eigengewicht Wasserschlauch:	$G_1 = 0.42 \text{ kN}$
aufgebrachte Normalspannung:	1.5 MPa
Drucknormalkraft:	114.75 kN
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0.006 mm/s
Prüflast im Versuch:	$P_{exp} = 107.1 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager:	$V_{exp,Aufl.} = P_{exp} + G_0 + G_1 = 112.9 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d :	$V_{exp,d} = 96.6 \text{ kN}$

Tab. C.7.: Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-5.2-N1.5-E

Die in den Diagrammen dargestellte Kraft bezieht sich auf die gemessene Zylinderkraft des Prüfgerüsts.



- Dehnungsmesser: DD1 Kanal 1-4
- Wegaufnehmer: WA Kanal 101-103

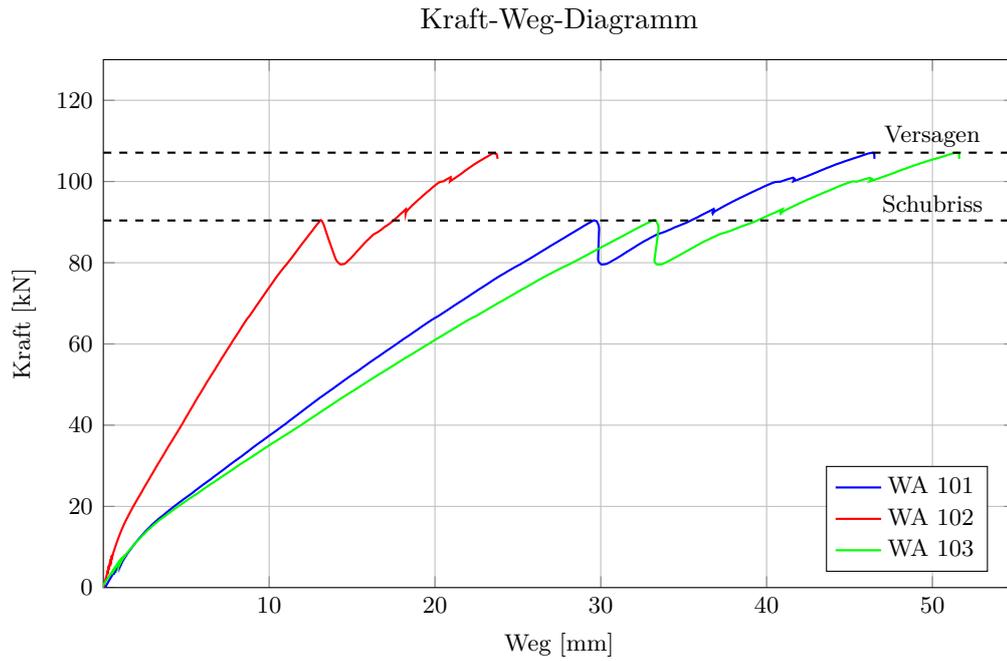


Abb. C.24.: Versuchsbalken SV-5.2-N1.5-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103

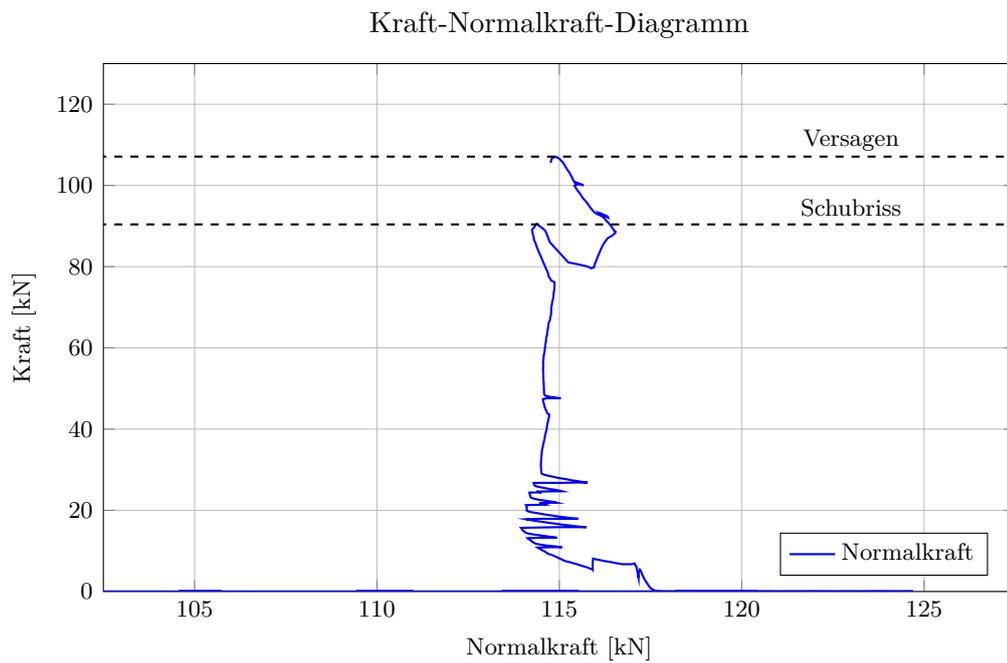


Abb. C.25.: Versuchsbalken SV-5.2-N1.5-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm

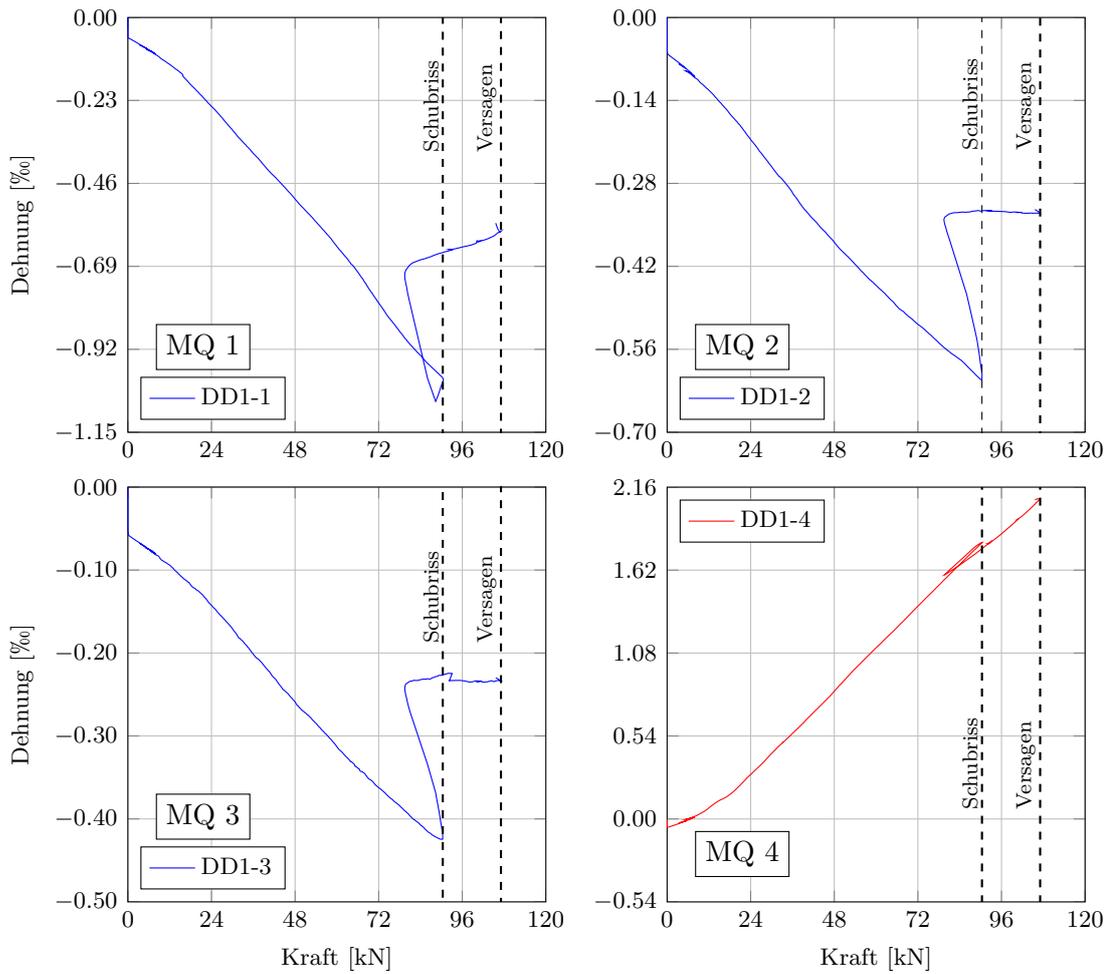


Abb. C.26.: Versuchsbalken SV-5.2-N1.5-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4

Rissentwicklung SV-5.2-N1.5-E

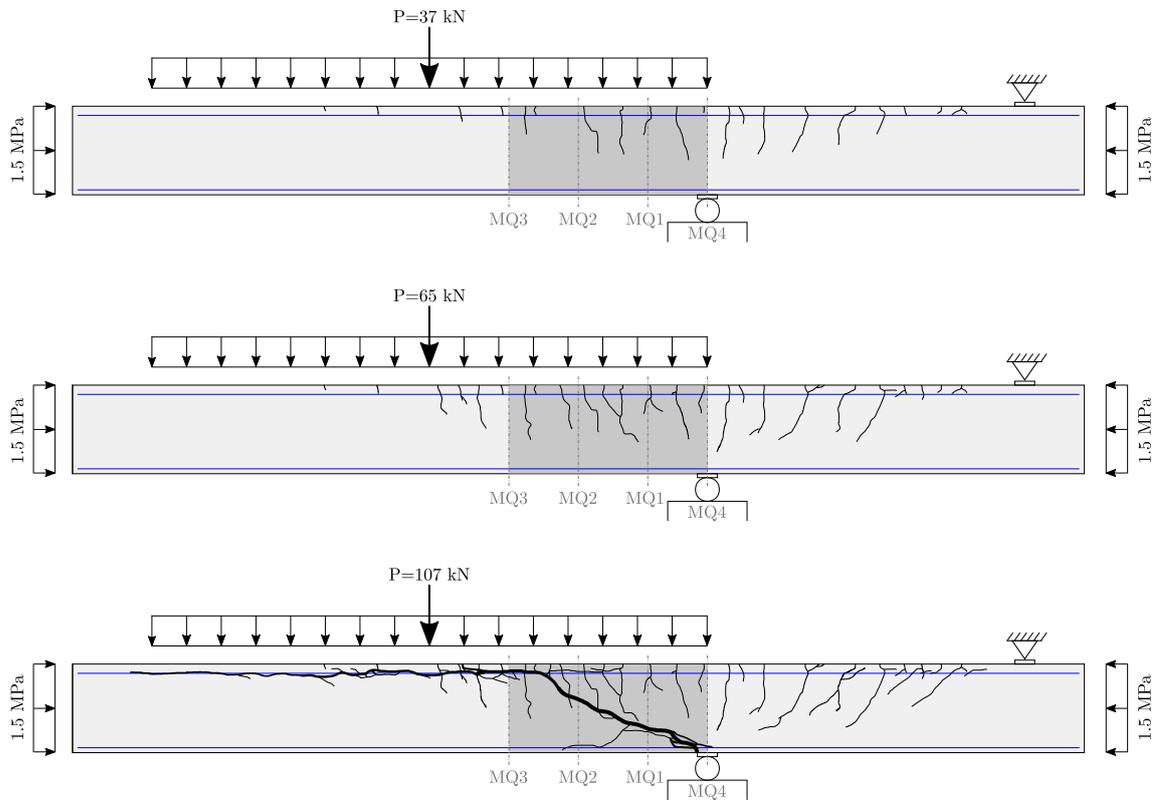


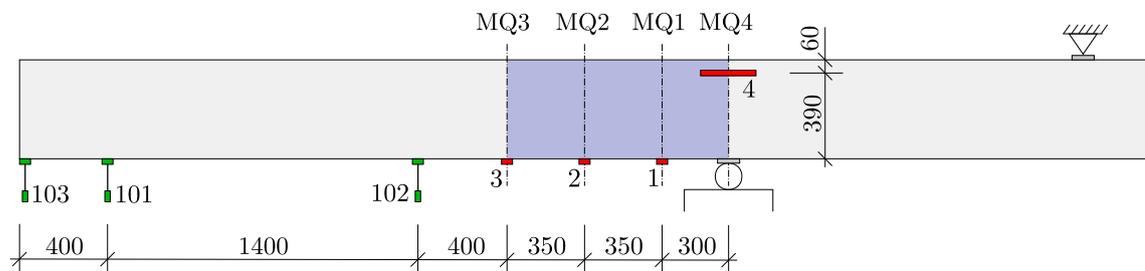
Abb. C.27.: Versuchsbalken SV-5.2-N1.5-E: Rissentwicklung

C.8. Versuchsbalken SV-5-N0

Herstelldatum:	14.05.2018
Prüfdatum:	18.07.2018 (65 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29.0 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 35.4 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 24581 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 40.3 \text{ cm}$
Eigengewicht Träger:	$G_0 = 5.36 \text{ kN}$
Eigengewicht Wasserschlauch:	$G_1 = 0.42 \text{ kN}$
aufgebrachte Normalspannung:	0 MPa
Drucknormalkraft:	0 kN
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0.006 mm/s
Prüflast im Versuch:	$P_{exp} = 83.3 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager:	$V_{exp,Aufl.} = P_{exp} + G_0 + G_1 = 89.1 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d :	$V_{exp,d} = 76.3 \text{ kN}$

Tab. C.8.: Zusammenfassung Systemparameter, Prüflast und Querkräfte SV-5-N0

Die in den Diagrammen dargestellte Kraft bezieht sich auf die gemessene Zylinderkraft des Prüfgerüsts.



- Dehnungsmesser: DD1 Kanal 1-4
- Wegaufnehmer: WA Kanal 101-103

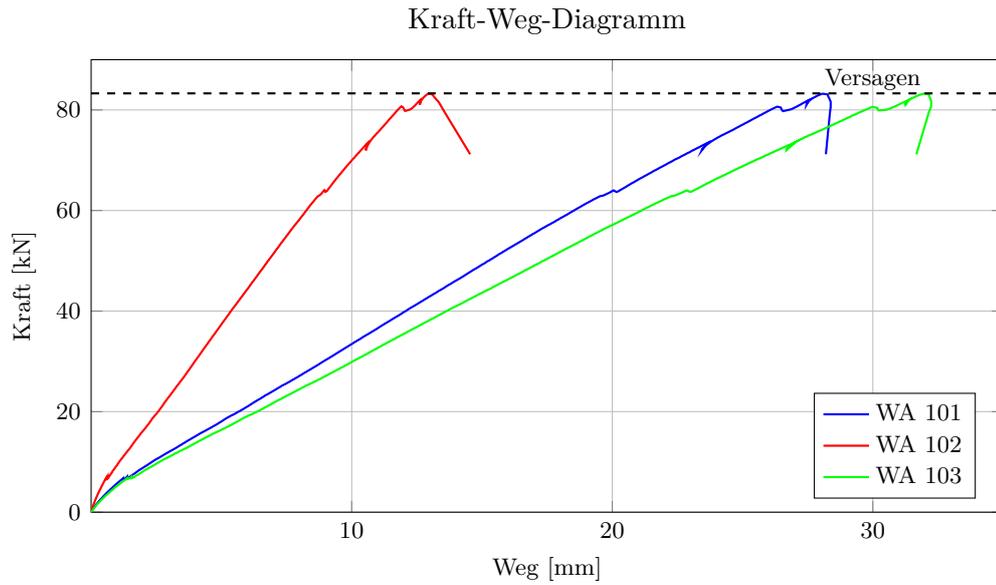


Abb. C.28.: Versuchsbalken SV-5-N0: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer WA 101-103

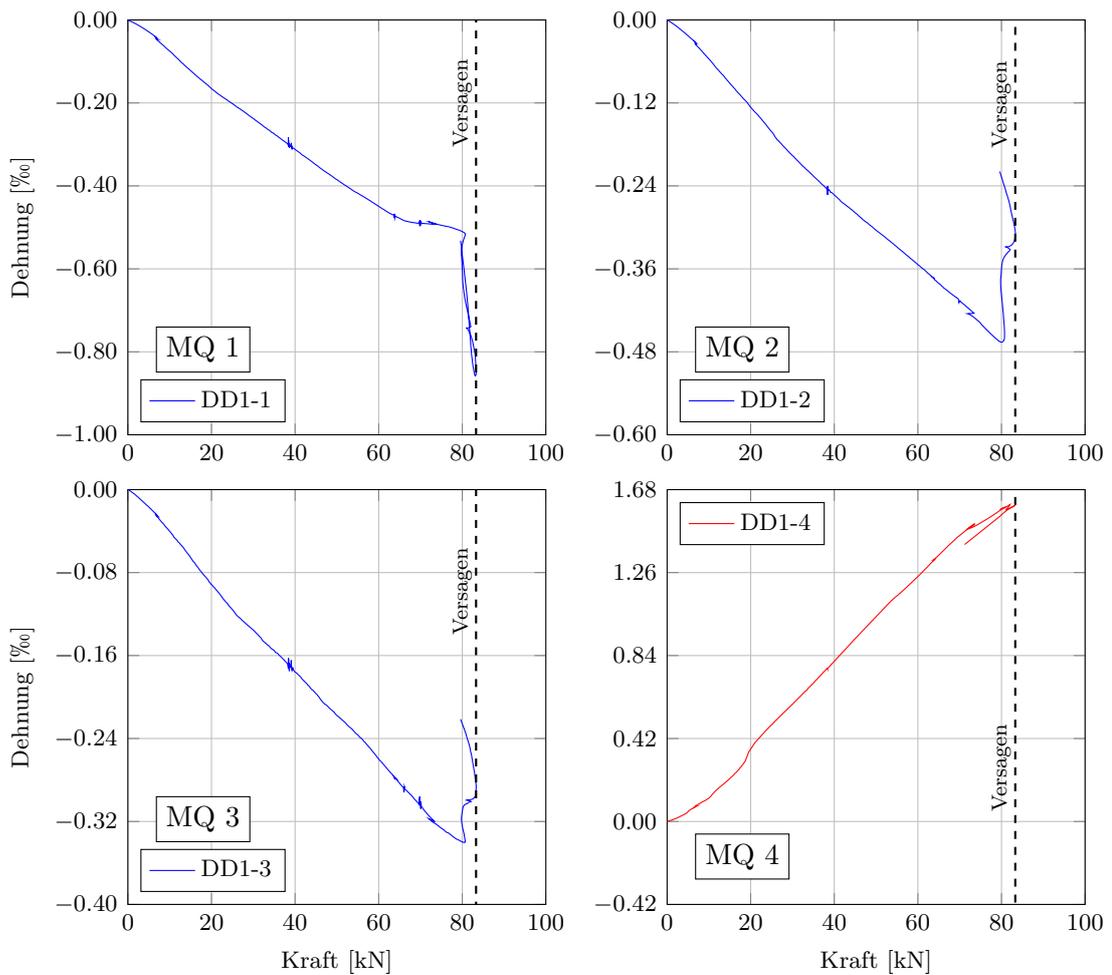


Abb. C.29.: Versuchsbalken SV-5-N0: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4

Rissentwicklung SV-5-N0

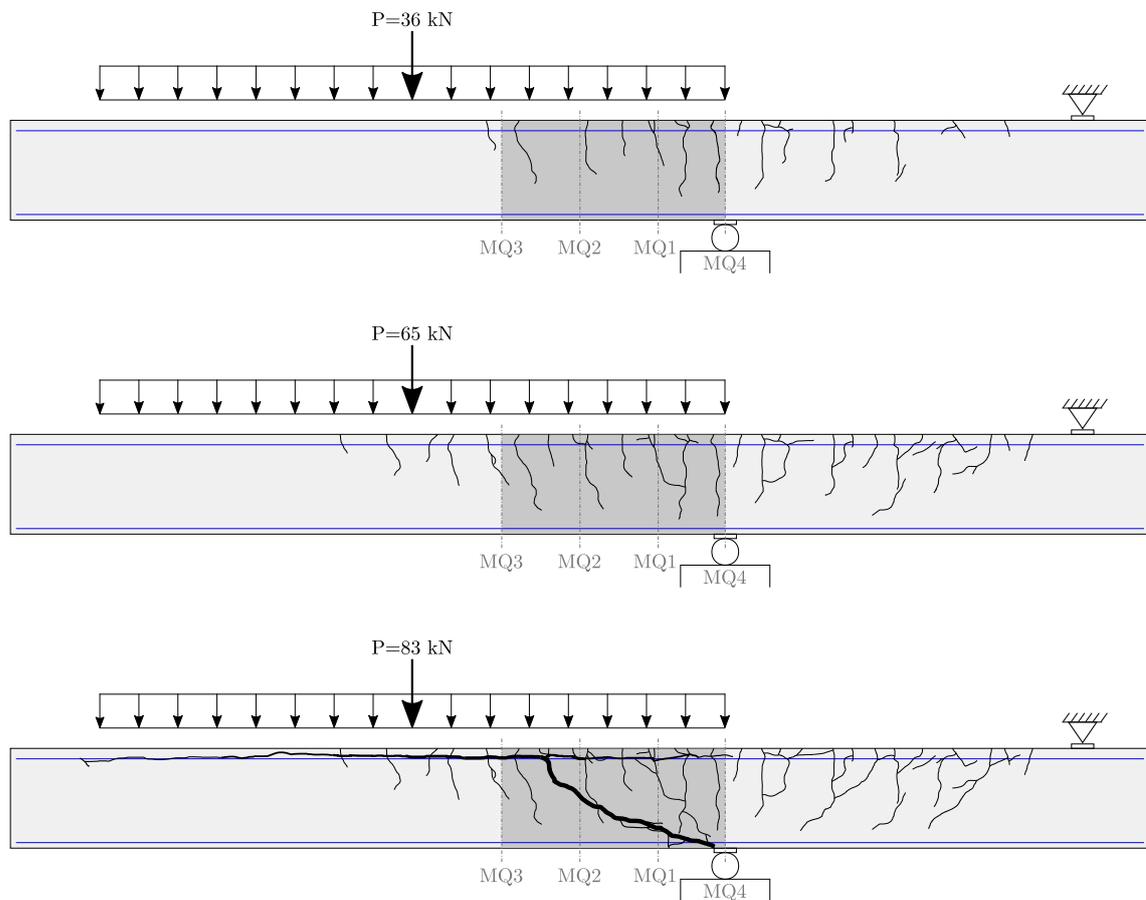


Abb. C.30.: Versuchsbalken SV-5-N0: Rissentwicklung

D. Begleitende Versuche

D.1. Festigkeitseigenschaften Beton

Würfeldruckfestigkeit

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	149.6	152.0	22739	178.2	7.8
2	149.8	153.7	23017	189.8	8.2
3	149.3	153.9	22962	205.2	8.9
				MW	8.3

Tab. D.1.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 2 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	152.0	150.1	22815	419.5	18.4
2	151.2	150.9	22816	404.7	17.7
				MW	18.1

Tab. D.2.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 8 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	149.8	153.3	22964	539.8	23.5
2*	149.4	153.5	22933	570.7	24.9
				MW	24.2

* Normlagerung

Tab. D.3.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung bzw. Normlagerung (Probenalter 16 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	149.9	151.3	22680	631.2	27.8

Tab. D.4.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 28 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	149.7	152.8	22874	766.7	33.5

Tab. D.5.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 57 Tage)

Zylinderdruckfestigkeit

Probe	Höhe [mm]	DM [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1*	294	150	17671	635.9	36.0
2	297	150	17671	501.5	28.4

* M1-Mischung

Tab. D.6.: Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 45 Tage)

Probe	Höhe [mm]	DM [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	300	150	17671	516.5	29.2
2	300	150	17671	521.0	29.5
				MW	29.4

Tab. D.7.: Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 57 Tage)

Probe	Höhe [mm]	DM [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	300	150	17671	537.3	30.4
2	300	150	17671	513.1	29.0
				MW	29.7
3*	300	150	17671	650.3	36.8
4*	300	150	17671	641.4	36.3
				MW*	36.6

* M1-Mischung

Tab. D.8.: Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 66 Tage)

Spaltzugfestigkeit

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	152.0	149.9	22785	107.9	3.0
2	152.6	149.3	22783	91.3	2.6
3	149.3	149.9	22380	75.6	2.2
				MW	2.6

Tab. D.9.: Messwerte der Spaltzugfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 57 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	149.6	149.5	22365	91.7	2.6
2	149.3	149.2	22276	90.9	2.6
				MW	2.6

Tab. D.10.: Messwerte der Spaltzugfestigkeit bei Bauteillagerung (Probenalter 66 Tage)

E-Modul

Probe	Höhe [mm]	DM [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	E-Modul [MPa]
1	299	150	17671	500.8	24581

Tab. D.11.: Messwerte des Elastizitätsmoduls bei Bauteillagerung (Probenalter 78 Tage)**Zylinderdruckfestigkeit der Kernbohrungen****L/d=2.0**

Versuchsbalken	Höhe × DM [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
SV-2-N0.5-E	140×68	3632	90.2	24.9
SV-2-N1.0-E	140×68	3632	108.7	29.9
SV-2-N1.5-E	140×68	3632	123.4	34.0
SV-2-N0 (1)	140×68	3632	101.8	28.0
SV-2-N0 (2)	140×68	3632	96.6	26.6
SV-5-N0.5-E	140×68	3632	139.3	38.4
SV-5.1-N1.5-E	140×68	3632	117.4	32.3
SV-5.2-N1.5-E	140×68	3632	77.7	21.4*
SV-5-N0	140×68	3632	92.6	25.5
			MW	29.9**

* Bohrprobe nicht planparallel, deshalb keine gerade Aufstandsfläche

** Mittelwert ohne SV-5.2-N1.5-E (*)

Tab. D.12.: Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit der Kernbohrungen mit L/d=2.0 (Probenalter 78 Tage)**L/d=1.0**

Versuchsbalken	Höhe × DM [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
SV-2-N0.5-E	70×68	3632	115.8	31.9
SV-2-N1.0-E	70×68	3632	128.9	35.5
SV-2-N1.5-E	70×68	3632	134.3	37.0
SV-2-N0	70×68	3632	114.8	31.6
SV-5.2-N1.5-E	70×68	3632	119.3	32.9
			MW	33.8

Tab. D.13.: Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit der Kernbohrungen mit L/d=1.0 (Probenalter 78 Tage)

Spaltzugfestigkeit der Kernbohrungen

Versuchsbalken	Höhe [mm]	DM [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
SV-2-N0.5-E (1)	173.7	98.7	17144	58.2	2.2
SV-2-N0.5-E (2)	173.6	97.8	16978	63.6	2.4
SV-2-N1.0-E (1)	174.0	98.5	17139	60.4	2.2
SV-2-N1.0-E (2)	173.5	98.5	17090	71.3	2.7
SV-2-N1.5-E (1)	170.0	98.0	16660	79.9	3.1
SV-2-N1.5-E (2)	170.2	98.2	16714	69.1	2.6
SV-2-N0 (1)	172.6	98.1	16932	59.0	2.2
SV-2-N0 (2)	173.7	98.1	17040	66.6	2.5
SV-5-N0.5-E (1)	171.7	98.0	16827	77.5	2.9
SV-5-N0.5-E (2)	170.6	98.3	16770	74.6	2.8
SV-5.1-N1.5-E (1)	170.3	98.0	16689	66.3	2.5
SV-5.1-N1.5-E (2)	169.8	98.0	16640	72.5	2.8
SV-5-N0 (1)	172.9	98.2	16979	67.1	2.5
SV-5-N0 (2)	172.4	98.6	16999	59.0	2.2
				MW	2.5

Tab. D.14.: Messwerte der Spaltzugfestigkeit der Kernbohrungen (Probenalter 67 Tage)

Versuchsbalken	Höhe [mm]	DM [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
SV-5.2-N1.5-E (1)	170.4	97.5	16614	56.7	2.2
SV-5.2-N1.5-E (2)	169.6	97.5	16536	64.3	2.5
				MW	2.4

Tab. D.15.: Messwerte der Spaltzugfestigkeit der Kernbohrungen (Probenalter 78 Tage)