



Oliver Weidinger, BSc

**Zum Einfluss geringer Normalkräfte
auf die Querkrafttragfähigkeit
von Stahlbetonbalken mit
geringer 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

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

Danken möchte ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue, der mir ermöglicht hat, eine Masterarbeit am Institut für Betonbau an der TU Graz zu verfassen.

Weiters möchte ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. Christoph Thomas Betschoga bedanken. Er hat mir das Thema meiner Masterarbeit nahegelegt und in weiterer Folge meine Masterarbeit betreut und mich in diversen Stadien meiner Arbeit fachlich unterstützt.

Den Mitarbeitern des Labors für konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz danke ich für die Zusammenarbeit bei der Versuchsvorbereitung und Versuchsdurchführung.

Mein besonderer Dank gilt meiner Familie, vor allem meinen Eltern, Gabi und Willi, die mich während meiner Studienzeit nicht nur finanziell unterstützt haben, sondern auch in allen anderen Lebensangelegenheiten immer ein offenes Ohr für mich hatten und hinter mir standen. Ebenfalls möchte ich mich bei meinen Geschwistern Ina und Robin bedanken. Vielen Dank, dass ich mich immer auf euch verlassen kann.

Meiner Freundin Genie danke ich für die Geduld und Ausdauer, die Sie mir entgegenbringt und für all die aufmunternden Worte nach anstrengenden Tagen, sowie Ihre Unterstützung in allen Lebenslagen.

Zuletzt möchte ich mich noch bei meinen Studienkollegen Anika, Birgit, Theresa, David, Elias, Florian, Markus, Ralph und Tobias bedanken. Sie standen mir unter anderem für die Versuchsherstellung und das Korrekturlesen dieser Arbeit zur Verfügung. Sie haben mich während meines ganzen Studiums begleitet und sind mitunter der Grund für eine unvergessliche Studienzeit. Für die neu gewonnenen Freundschaften bin ich sehr dankbar. Auch Philipp, meinem Diplomandenkollegen, der mit mir die Versuchsserie geplant, hergestellt und getestet hat, möchte ich danken.

Kurzfassung

Seit Jahrzehnten beschäftigt sich die Wissenschaft mit dem Querkraftproblem. Bis heute wurde noch kein allgemein gültiges mechanisches Modell zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen gefunden. Neueste Forschungsergebnisse zeigen, dass das statische System und die Belastungsart einen wesentlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken haben.

Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Auswirkung des Querkraftbewehrungsabstandes sowie einer extern aufgetragenen Drucknormalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit schubslanker Stahlbetonbalken unter Gleichlast. Dazu wurde ein Versuchsprogramm, bestehend aus insgesamt neun gering querkraftbewehrten Balken, erstellt, geprüft und ausgewertet. Es umfasst sechs Kragträger und drei Einfeldträger, deren Querkraftbewehrungsgrad zwischen 0.52 und $1.35 \cdot \rho_{w,\min}$ liegt.

Zusätzlich wurden vier der neun Träger einer Druckspannung zwischen 1.0 und 1.5 MN/m² ausgesetzt. Sie wurde extern durch ein eigens dafür konstruiertes Normalkraftgerüst aufgebracht, um zusätzliche Effekte auf die maximale Querkrafttragfähigkeit (wie z.B.: die Beeinflussung der Verdübelungswirkung oder der erhöhten Behinderung der Rissaufweitung) zu verhindern, die durch eine zentrische Vorspannung mit Spannstählen unumgänglich wären.

Durch ein umfangreiches Messprogramm wurden im Nachhinein Rissentwicklung, Kraftfluss, Verformungsverhalten, Versagensstelle sowie die maximale Querkrafttragfähigkeit analysiert. Zudem wurde ein Vergleich der im Versuch erreichten Querkrafttragfähigkeiten mit aktuell gültigen Rechenansätzen (DIN EN 1992-1-1 [5] und *fib* Model Code 2010 [8]) durchgeführt.

Hingegen der Annahme, dass sich untersuchte Einflüsse auf beide verwendeten statische Systeme ähnlich auswirken, wurden sehr unterschiedliche Ergebnisse erzielt. Bei den untersuchten Einfeldträgern hat der Querkraftbewehrungsabstand einen großen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit, wohingegen bei Kragträgern die maximalen Querkrafttragfähigkeit vom Abstand der Querkraftbewehrung bei gleichbleibendem Querkraftbewehrungsgrad nicht beeinflusst wurde. Auch der Einfluss einer extern aufgetragenen Drucknormalkraft liefert für verschiedene statische Systeme unterschiedliche Ergebnisse. Die Entwicklung des Rissbildes hatte dabei eine übergeordnete Rolle auf die Querkrafttragfähigkeit der Stahlbetonbalken.

Die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen, vor allem bei den Kragträgern lagen weit unter den im Versuch erzielten maximalen Querkrafttragfähigkeiten. Die Versuchsergebnisse dieser Arbeit unterstreichen, dass mit den aktuell gültigen Rechenansätzen die maximale Querkrafttragfähigkeit von gering querkraftbewehrten schubslanken Stahlbetonbalken unter Gleichlasten nicht zufriedenstellend genau vorhergesagt werden können.

Abstract

Influence of low compressive forces on the shear capacity of reinforced concrete beams with low shear reinforcement

For decades, researchers in the field of engineering, have been engaged with the shear problem. To this day, there is no singular generally valid and agreed upon a mechanical model that describes the shear problem, specifically in relation to reinforced concrete beams. The most up to date research shows, the support conditions and the load arrangements have significant influence on the maximum shear capacity of reinforced concrete beams.

This thesis discusses how the stirrup distance and how compressive stress affects the shear resistance of slender beams with uniform load distributions. An experimental program, using nine low transverse reinforced concrete beams, was built, tested and analysed. Of these nine beams, six were cantilever and three single supported beams, all built with a designed transverse shear reinforcement component measuring between 0.52 and $1.35 \cdot \rho_{w,\min}$.

Furthermore, four of the nine beams were exposed to compressive stress, applied by a construction built explicitly to administer compressive force externally, measuring between 1.0 and 1.5 MN/m². The external compressive force was applied by a construction, especially built for this task. The construction allowed for avoidance of additional effects on the maximum shear resistance (i.e. the influence on the dowel effect or the tendency towards increasing restriction on the expansion of cracks), which would be unavoidable when using centric preload with prestressing steel.

As a consequence of the usage of extensive and varying measurement systems, the influence of crack development, flow of force, position of failure and maximum shear capacity were able to be thoroughly analysed. Moreover, a comparison of the tested shear capacities and the present calculation approaches (DIN EN 1992-1-1 [5] and *fib* Model Code 2010 [8]) was implemented.

As a result, the initial assumption of this thesis that the investigated influences would have similar effects of both tested static systems was disproved. The distance of the transverse shear reinforcement had a large influence on the examined single span beams, whereas, the maximum shear capacity of the cantilever beams was not influenced by the distance of the stirrups for constant shear reinforcement ratios. Also, the prestressing force had a different impact on the shear capacity of the considered support conditions. The way in which the crack formation on each beam developed played a determining role on the maximum shear strength of the beam.

The calculated results particularly for cantilever beams are far beneath the tested maximum shear strengths. In conclusion, this experiment proves that the present calculation approaches for maximum shear resistance in reinforced concrete beams cannot be satisfyingly precisely predicted.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1. Ausgangslage und Motivation	1
1.2. Zielsetzung und Vorgehensweise	2
2. Grundlagen der Querkrafttragfähigkeit	3
2.1. Allgemeine Grundlagen	3
2.2. Sprengwerk bzw. Bogen mit Zugband bei gedrunenen Stahlbetonbauteilen .	4
2.3. Querkrafttragverhalten von schlanken Betonbauteilen ohne Querkraftbewehrung	5
2.3.1. Schubspannung in der ungerissenen Betondruckzone	5
2.3.2. Rissübergreifende Zugkräfte in der Rissprozesszone - Maßstabeffekt .	6
2.3.3. Rissreibung und Rissverzahnung zwischen Rissufern	7
2.3.4. Dübelwirkung der Längsbewehrung	8
2.3.5. Einfluss einer Normalkraft	8
2.4. Querkrafttragverhalten von schlanken Betonbauteilen mit Querkraftbewehrung	9
2.5. Aktuell gültige Rechenansätze	10
2.5.1. Bemessung nach DIN EN 1992-1-1	10
2.5.2. Bemessung nach <i>fib</i> Model Code 2010	14
2.5.3. Einflüsse bestimmter Parameter auf die Rechenansätze	16
3. Vorhandene Versuche – TU-Graz	21
3.1. Versuchsergebnisse ausgewählter Stahlbetonbalken	22
3.2. Stahlbetonbalken mit geringer Querkraftbewehrung	22
3.3. Zusammenfassung	24
4. Experimentelles Programm	25
4.1. Versuchsprogramm	25
4.1.1. Versuchskörper	26
4.1.2. Herstellung der Versuchskörper	29
4.1.3. Entwicklung der Betoneigenschaften	32
4.2. Messsystem	34
4.3. Versuchsaufbau	37
5. Wesentliche Versuchsergebnisse	43
5.1. Trag- und Verformungsverhalten	44
5.2. Versagensstelle und Rissbilder	49
6. Diskussion der Versuchsergebnisse	52
6.1. Einfluss des Bügelabstandes auf die Querkrafttragfähigkeit	52
6.1.1. Einfeldträger ohne Normalkraft	52
6.1.2. Kragträger ohne Normalkraft	54

6.2. Analyse des Kraftflusses und der Rissentwicklung von gering querkraftbewehrten Stahlbetonträgern mit zusätzlich einwirkender Drucknormalkraft	56
6.2.1. Einfeldträger unter Gleichlast	56
6.2.2. Kragträger unter Gleichlast	61
6.3. Vergleich der Querkrafttragfähigkeiten mit derzeit gültigen Bemessungsrichtlinien	65
6.3.1. Versuchsnachrechnung – Biegeträger unter Gleichlast ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung	66
6.3.2. Versuchsnachrechnung – Kragträger unter Gleichlast mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung	68
6.3.3. Auswertung der Versuchsnachrechnungen	73
7. Zusammenfassung	75
A. Anhang A	79
A.1. Versuchskörper, Rissbilder, Versuchsaufbau	79
B. Anhang B	89
B.1. Messergebnisse	89
C. Anhang C	122
C.1. Begleitende Versuche	122
C.2. Sonstiges	126

Abbildungsverzeichnis

2.1.	Einfluss der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit	4
2.2.	(a) Systemumlagerung in Sprengwerk und (b) Kraft-Verformungskurve von Balken unterschiedlicher Schubslankheiten [22]	4
2.3.	Anerkannte Tragmechanismen zur Querkraftabtragung [22]	5
2.4.	Schub im Zustand I und Zustand II	6
2.5.	Größe der Rissprozesszone nach Zink [29] bei (a) kleinen und (b) großen Balken	6
2.6.	Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung in der Rissprozesszone nach Hillerborg [7]	7
2.7.	Schematische Darstellung der Kraftübertragung über einen Riss bei Normalbeton (a) Kontaktfläche zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnung (b) Rissverzahnung mit Spannungen [24]	7
2.8.	(a) Risskinematik am Biegeschubriss [28], (b) Schematische Darstellung der Dübelwirkung im Längsschnitt und (c) im Querschnitt mit Versagen durch Längsrisse [10]	8
2.9.	Fachwerkanalogie nach Mörsch [28]	9
2.10.	a) Freischnitt am querkraftbewehrten Balken [29] und b) Rissneigung β_r und Druckstrebenneigung ϑ [10]	9
2.11.	Einfluss einer Drucknormalspannung und der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit für Einfeldträger unter Gleichlast ohne Querkraftbewehrung	18
2.12.	Einfluss einer Drucknormalspannung und der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit für Kragträger unter Gleichlast ohne Querkraftbewehrung .	18
2.13.	Einfluss einer Drucknormalspannung und der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit für Einfeldträger unter Gleichlast mit Querkraftbewehrung	19
2.14.	Einfluss einer Drucknormalspannung und der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit für Kragträger unter Gleichlast mit Querkraftbewehrung .	20
3.1.	Schubfeldtypen und deren Momenten- und Querkraftverläufe	21
3.2.	Vergleich Versuchsergebnisse aus [23] und [24] mit DIN EN 1992-1-1 und <i>fib</i> Model Code 2010 [27]	22
3.3.	Querschnitteigenschaften, statisches System und Belastung SV 21, SV 22 und SV 24 [27]	23
3.4.	Abmessungen, statisches System und Belastung SV 25 - SV 29 [27]	24
4.1.	Geometrie, Bewehrung, statisches System und Belastung der Versuchsserie 1	27
4.2.	Geometrie, Bewehrung, statisches System und Belastung der Versuchsserie 2	28
4.3.	Schalung (a) eines einzelnen Schalungselements und (b) der gesamten Versuchsserie	29
4.4.	(a) Herstellung der Bügel (b) Bewehrungskörbe	30
4.5.	Betonage der Versuchskörper	31
4.6.	Auswertung der Begleitversuche zur Ermittlung der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm}	33

4.7. Auswertung der Begleitversuche zur Ermittlung der mittleren Spaltzugfestigkeit (links) und des E-Moduls (rechts)	34
4.8. Prüfgerüst mit eingespanntem Balken (SV 22.01) und Messvorrichtungen	35
4.9. Messeinrichtungen am Versuchsbalken SV 22.01	36
4.10. photogrammetrisches Messsystem (links) [24] und Anwendung beim Balken SV 22.01 (rechts)	36
4.11. Gegenüberstellung der Schnittkräfte eines Kragträgers und des tatsächlich geprüften Systems	37
4.12. Versuchsaufbau der Kragträger am Beispiel von SV 30	37
4.13. Versuchsaufbau ohne Normalkraft für (a) Biegeträger und (b) Kragträger	38
4.14. Seitenansicht der Gelenkkette vor (oben) und nach der Verformung (unten)	39
4.15. Normalkraftgerüst und Funktionsweise anhand eines Kragträgers	40
4.16. Normalkraft- und Prüfgerüst am Einfeldträger (oben) und am Kragträger (unten)	40
4.17. System und Belastung der Versuchsbalken	41
4.18. Externe Schubverstärkung der schwach bewehrten Seite beim Balken SV 21.01-N1-E	42
5.1. Versuchsbalken SV 22.01: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101-103	45
5.2. Querkraft-Verformungskurven der Einfeldträger	46
5.3. Querkraft-Verformungskurven für der Kragträger	48
5.4. Endrissbilder der Einfeldträger	50
5.5. Endrissbilder der Kragträger	51
6.1. Schubverstärkung beim SV 22.01 (a) beim Versagen der Seite a und (b) beim Abbruch des Versuchs	53
6.2. Vergleich SV 22 und SV 22.01	53
6.3. Rissentwicklung der Schubversuche SV 25.01 (links oben) und SV 25.02 (rechts oben) und Kraft-Dehnungs-Diagramme der Dehnungsaufnehmer in den Messquerschnitten 1-3 an der Balkenunterseite für den Schubversuch SV 25.01 (links unten) und SV 25.02 (rechts unten)	55
6.4. Einfluss einer Drucknormalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit beim Schubfeldtyp 2	56
6.5. Vergleich der Rissbilder SV 21, SV 21.01-N1-E und SV 21.02-N1-E	57
6.6. Rissentwicklung der Schubversuche SV 21.01-N1-E (links) und SV 21.02-N1-E (rechts)	58
6.7. Kraft-Dehnungs-Diagramme der Dehnungsaufnehmer in den Messquerschnitten 4-6 an der Balkenoberseite für den Schubversuch SV 21.01-N1-E (links) und SV 21.02-N1-E (rechts)	58
6.8. Detailanalyse des Kraftflusses des Versuchsbalkens SV 21.01-N1-E mit Hilfe der Auswertung der photogrammetrischen Messung	60
6.9. Einfluss der Drucknormalkraft auf die Rissentwicklung am Vergleich der Schubversuche SV 21 und SV 21.01-N1-E	61
6.10. Einfluss einer Drucknormalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit beim Schubfeldtyp 3	62
6.11. Rissentwicklung der Schubversuche SV 28.03-N1-E (links oben) und SV 28.04-N1.5-E (rechts oben) und Kraft-Dehnungs-Diagramme der Dehnungsaufnehmer in den Messquerschnitten 1-3 an der Balkenunterseite für den Schubversuch SV 28.03-N1-E (links unten) und SV 28.04-N1.5-E (rechts unten)	63

6.12. Detailanalyse des Kraftflusses des Versuchsbalkens SV 28.03-N1-E mit Hilfe der Auswertung der photogrammetrischen Messung	64
6.13. Eingangsparameter für die Bemessung von SV 21.01-N1-E	66
6.14. Eingangsparameter für die Bemessung von SV 27.01	68
6.15. Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und -nachrechnungen für Schubfeldtyp 2	73
6.16. Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und -nachrechnungen für Schubfeldtyp 3	74
B.1. Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 21.01-N1-E	90
B.2. Versuchsbalken SV 21.01-N1-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101-103	91
B.3. Versuchsbalken SV 21.01-N1-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm	91
B.4. Versuchsbalken SV 21.01-N1-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-6	92
B.5. Versuchsbalken SV 21.01-N1-E: Rissentwicklung	93
B.6. Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 21.02-N1-E	94
B.7. Versuchsbalken SV-21.02-N1-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101-103	95
B.8. Versuchsbalken SV 21.02-N1-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm	95
B.9. Versuchsbalken SV 21.02-N1-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-6	96
B.10. Versuchsbalken SV 21.02-N1-E: Rissentwicklung	97
B.11. Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 22.01	98
B.12. Versuchsbalken SV 22.01: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101-103 .	99
B.13. Versuchsbalken SV 22.01: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-6	100
B.14. Versuchsbalken SV 22.01: Rissentwicklung	101
B.15. Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 25.01	102
B.16. Versuchsbalken SV 25.01: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101,102 .	103
B.17. Versuchsbalken SV 25.01: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4	103
B.18. Versuchsbalken SV 25.01: Rissentwicklung	104
B.19. Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 25.02	105
B.20. Versuchsbalken SV 25.02: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101,102 .	106
B.21. Versuchsbalken SV 25.02: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4	106
B.22. Versuchsbalken SV 25.02: Rissentwicklung	107
B.23. Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 27.01	108
B.24. Versuchsbalken SV 27.01: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101,102 .	109
B.25. Versuchsbalken SV 27.01: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4	109
B.26. Versuchsbalken SV 27.01: Rissentwicklung	110
B.27. Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 28.03-N1-E	111
B.28. Versuchsbalken SV 28.03-N1-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101-103	112
B.29. Versuchsbalken SV 28.03-N1-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm	112
B.30. Versuchsbalken SV 28.03-N1-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4	113
B.31. Versuchsbalken SV 28.03-N1-E: Rissentwicklung	114
B.32. Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 28.04-N1.5-E	115
B.33. Versuchsbalken SV 28.04-N1.5-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101,102	116
B.34. Versuchsbalken SV 28.04-N1.5-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm	116

B.35. Versuchsbalken SV 28.04-N1.5-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4	117
B.36. Versuchsbalken SV 28.04-N1.5-E: Rissentwicklung	118
B.37. Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 30	119
B.38. Versuchsbalken SV 30: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101,102	120
B.39. Versuchsbalken SV 30: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4	120
B.40. Versuchsbalken SV 30: Rissentwicklung	121
C.1. Skizze des Balkenquerschnittes (a) allgemein und (b) für den Einfeldträger SV 21.01-N1-E	126

Tabellenverzeichnis

2.1. Eigenschaften des Referenzbalkens	16
4.1. Querschnittseigenschaften der Versuchsbalken	26
4.2. Bedeutung der Betonbezeichnung	31
4.3. Betondruckfestigkeiten der Versuchsbalken	33
5.1. Ergebnisse der Versuchsbalken	44
6.1. Vergleich der Versuchsergebnisse mit Bemessungsnormen	65
C.1. Würfeldruckfestigkeit nach 4 Tagen	122
C.2. Würfeldruckfestigkeit nach 11 Tagen	122
C.3. Würfeldruckfestigkeit nach 15 Tagen	122
C.4. Würfeldruckfestigkeit nach 18 Tagen	122
C.5. Würfeldruckfestigkeit nach 29 Tagen	123
C.6. Würfeldruckfestigkeit nach 34 Tagen	123
C.7. Zylinderdruckfestigkeit nach 19 Tagen	123
C.8. Zylinderdruckfestigkeit nach 26 Tagen	123
C.9. Zylinderdruckfestigkeit nach 29 Tagen	123
C.10. Zylinderdruckfestigkeit nach 34 Tagen	124
C.11. Spaltzugfestigkeit nach 21 Tagen	124
C.12. Spaltzugfestigkeit nach 26 Tagen	124
C.13. Spaltzugfestigkeit nach 29 Tagen	124
C.14. Spaltzugfestigkeit nach 34 Tagen	124
C.15. Elastizitätsmodul	125

1. Einleitung

Die Komplexität des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen führte in der Vergangenheit zu mehreren unterschiedlichen Berechnungsansätzen. Neben Modellen, die auf empirischen Methoden basieren, existieren auch Alternativen, die auf physikalisch-mechanischen Modellen beruhen. Ein einheitlich anerkanntes Modell, wie es zum Beispiel für die Berechnung der Biegetragfähigkeit gibt, existiert noch nicht. Am Institut für Betonbau an der TU Graz wird zurzeit daran gearbeitet, das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonträgern besser zu verstehen. Im Rahmen dieser Arbeit werden umfassende Versuche zur Weiterentwicklung des ingenieurmäßigen Verständnisses der Querkrafttragfähigkeit durchgeführt. Dabei steht der Einfluss einer Drucknormalkraft sowie der Einfluss des Bewehrungsabstandes auf die Querkrafttragfähigkeit im Vordergrund. Weiters werden die Ergebnisse analysiert und Berechnungen aktuell gültiger Normen gegenübergestellt.

1.1. Ausgangslage und Motivation

Das Verhalten von Stahlbetonbauteilen wurde bisher hauptsächlich an Einfeldträgern unter Einzellasten analysiert. Im Eurocode 2 [4] basiert die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbalkens ohne Querkraftbewehrung auf empirisch entwickelten Formeln, welche sich auf Versuchsdatenbanken beziehen. Balken mit Querkraftbewehrung wird das mechanische Modell des Fachwerks zugrunde gelegt und die Einflüsse weiterer Mechanismen durch die variable Neigung der Druckstreben ergänzt. Signifikante Einflussgrößen wie das statische System und die Belastungsart fließen nicht in das Rechenmodell mit ein.

Die im *fib* Model Code 2010 [8] beschriebene Methode zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit beruht für nicht querkraftbewehrte Stahlbetonbalken auf der Simplified Modified Compression Field Theory (SMCFT) und für querkraftbewehrte Stahlbetonbalken auf der klassischen Druckfeldtheorie kombiniert mit der SMCFT. Diese Theorien basieren auf mechanisch-physikalischen Berechnungsansätzen. Das statische System sowie die Belastungsart werden dabei über die mittlere Längsdehnung in der Balkenachse (ε_x) berücksichtigt. Ein zugehörig einwirkendes Biegemoment hat dabei einen negativen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. [15, 22]

In einer theoretischen Arbeit zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung wurde von Tung und Tue [22] festgestellt, dass ein einwirkendes Biegemoment die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern erhöht und die Art des statischen Systems eine übergeordnete Rolle spielt. Um diese Behauptungen zu überprüfen, wurden Stahlbetonträger als Einfeld-, Durchlauf- und Kragträger ohne Querkraftbewehrung unter Einzel- bzw. Gleichlasten geprüft. Die Ergebnisse bestätigten die neuen Erkenntnisse und stimmen mit dem von Tung entwickeltem Ingenieurmodell sehr gut überein. [23]

Nun ist es das Ziel, dieses neue Berechnungsmodell weiterzuentwickeln. Dazu werden an der TU-Graz Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken mit Querkraftbewehrung durchgeführt.

1.2. Zielsetzung und Vorgehensweise

Bei Versuchen mit Trägern unter Gleichlasten und geringen Querkraftbewehrungsgraden sind wesentliche Querkrafttragfähigkeitssteigerungen im Vergleich zu nicht querkraftbewehrten Trägern zu beobachten. Die im Rahmen dieser Masterarbeit durchgeführten Versuche sollen die gewonnenen Ergebnisse bekräftigen. Daher werden einige bereits durchgeführte Versuche in einer ähnlichen Konfiguration wiederholt. Dabei soll der Einfluss von zwei verschiedenen Szenarien untersucht werden. Zum einen der Einfluss einer zusätzlich wirkenden Drucknormalkraft und zum anderen die Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der konstruktiven Ausbildung der Querkraftbewehrung.

Um eine Übersicht über das derzeitige Verständnis zum Querkraftproblem zu bekommen, werden in Kapitel 2 allgemeine Grundlagen und die Tragmechanismen beschrieben sowie auf aktuell gültige Bemessungsrichtlinien eingegangen.

In Kapitel 3 werden Ergebnisse bereits durchgeführter Versuche angeführt, um den Einfluss des statischen Systems sowie der Belastungsart zu verdeutlichen und die Sinnhaftigkeit der neuen Versuchsserie zu erläutern.

Das experimentelle Programm wird in Kapitel 4 beschrieben. Es wird auf die Versuchsserie, den Versuchsaufbau sowie die verwendeten Messsysteme eingegangen. Ebenfalls ist hier die Entwicklung der Betoneigenschaften nachzulesen.

Die wesentlichen Versuchsergebnisse wie zum Beispiel die maximale Traglast, das Versagensrissbild, die Versagensstelle und die Last-Verformungskurven werden in Kapitel 5 angeführt.

Zuletzt wird in Kapitel 6 auf den Einfluss der konstruktiven Bewehrungsführung sowie einer einwirkenden Drucknormalkraft eingegangen und ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit aktuell gültigen Bemessungsrichtlinien angestellt.

Alle Ergebnisse wurden auf Grundlage von Materialmittelwerten nachgerechnet. Anhand der Berechnungen zweier Balken können alle ermittelten Ergebnisse leicht nachvollzogen werden.

In den Anhängen sind sämtliche Pläne, welche die einzelnen Versuche, die Versuchsaufbauten sowie die Rissentwicklungen dokumentieren, zu finden. Außerdem sind die Ergebnisse aller geprüften Begleitkörper, aus jenen die Betoneigenschaften ermittelt wurden, dargestellt.

2. Grundlagen der Querkrafttragfähigkeit

2.1. Allgemeine Grundlagen

Grundsätzlich muss bei Stahlbetonbauteilen zwischen gedrunenen und schlanken Bauteilen unterschieden werden. Weiters wird für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit zwischen Stahlbetonbauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung differenziert. In diesem Kapitel wird zunächst auf die Schubslankheit von Stahlbetonbauteilen eingegangen sowie die Sprengwerkwirkung betrachtet. Dann wird das Querkrafttragverhalten von schubslanken Bauteilen ohne und anschließend mit Querkraftbewehrung beschrieben.

Schubslankheit: Die Bauteilhöhe sowie das Verhältnis der Maximalwerte von Moment und Querkraft haben einen wesentlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Mit der Schubslankheit werden diese Parameter ins Verhältnis gesetzt und eine Einteilung in schubslanke und gedrungene Bauteile ermöglicht. Die Schubslankheit eines Balkens beeinflusst die Kraftableitung im Träger signifikant. [11, 28]

Die verwendete Definition der Schubslankheit ergibt sich zu:

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

Bei gedrunenen Bauteilen besteht die Wahrscheinlichkeit der Ausbildung eines Sprengwerkes bzw. eines Druckbogens mit Zugband, während bei nicht querkraftbewehrten Bauteilen mit einer Schubslankheit von $(a/d) > 2.5$ die Sprengwerkwirkung im Allgemeinen vernachlässigbar ist. Die Bildung eines Sprengwerkes ist aus mechanischer Sicht eine Systemeigenschaft, die sowohl von der Schubslankheit, als auch vom Rissbild abhängig ist. Sie kann mit der Biegetheorie nicht beschrieben werden (siehe Abb. 2.2). [22]

Abb. 2.1 zeigt den Einfluss der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit. Stahlbetonbalken deren Schubslankheit den Wert 2.5 nicht überschreitet, haben aufgrund der Ausbildung eines Sprengwerkes sehr hohe Querkrafttragfähigkeiten. Erst ab einer Schubslankheit > 2.5 ist eine Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 [5] sinnvoll.

In der Abbildung wurden Versuchsdaten aus [9] verwendet. Alle Versuchsergebnisse wurden aus Drei- bzw. Vier-Punkt-Biegeversuchen an nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbalken ermittelt.

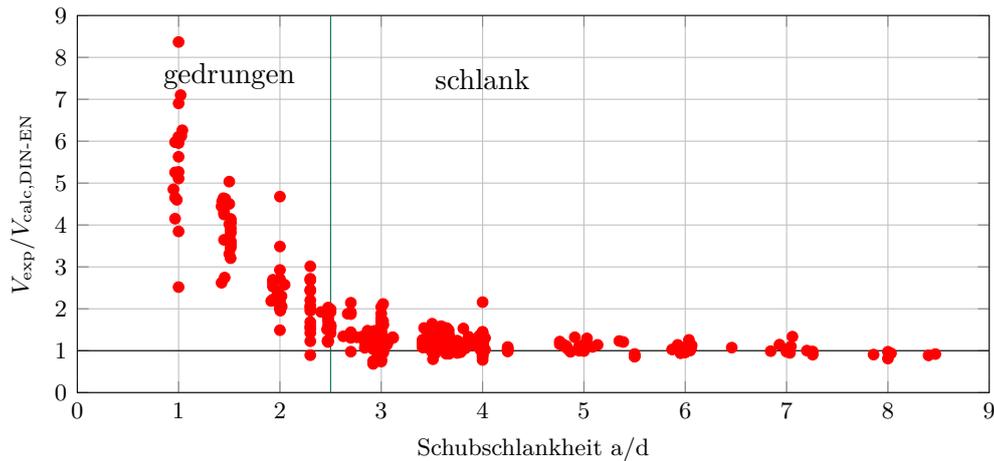


Abb. 2.1.: Einfluss der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit

2.2. Sprengwerk bzw. Bogen mit Zugband bei gedrunenen Stahlbetonbauteilen

Die Ausbildung eines Sprengwerkes bzw. eines Bogens mit Zugband kann sich entweder von Beginn an oder auch nach dem Eintreten des zum Versagen führenden Schubrisse einstellen. Dabei bildet sich eine direkte Druckstrebe aus, welche die einwirkenden Kräfte unmittelbar in das Auflager ableitet. Kommt es aufgrund der Balken- und Schrägrissgeometrie zu einer Systemumlagerung und der Ausbildung eines Sprengwerkes, sind zum Teil erhebliche Laststeigerungen über die Biegeschubrissslast hinaus zu beobachten. Bei schubslanken Stahlbetonbalken ist dieses Phänomen im Allgemeinen nicht zu beobachten, weshalb hier die Querkrafttragfähigkeit mit dem Auftreten des zum Versagen führenden Schubrisse begrenzt ist. [10]

Abb. 2.2 (b) zeigt die Kraft-Verformungskurven Balken unterschiedlicher Schubslankheiten. Wie sich erkennen lässt, ist bei dem Balken mit der geringeren Schubslankheit eine Laststeigerung nach Erreichen des Schubrisse möglich, während bei dem schubslanken Balken nur noch eine Resttragfähigkeit vorhanden ist.

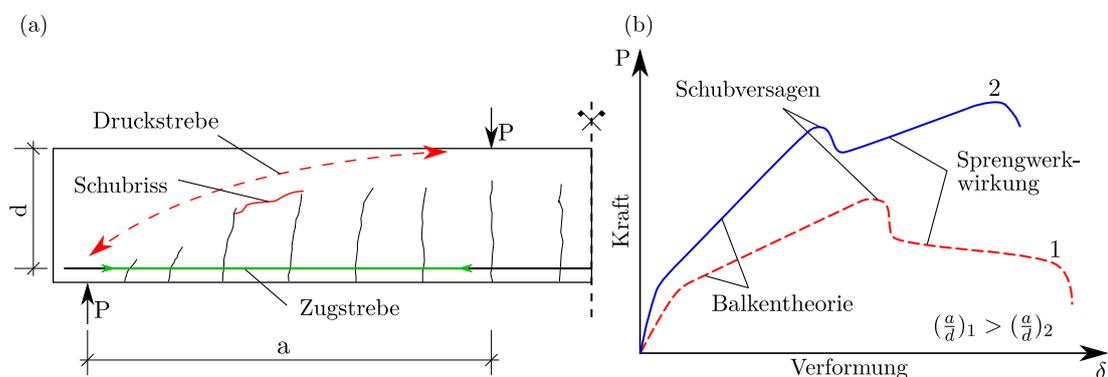


Abb. 2.2.: (a) Systemumlagerung in Sprengwerk und (b) Kraft-Verformungskurve von Balken unterschiedlicher Schubslankheiten [22]

2.3. Querkrafttragverhalten von schlanken Betonbauteilen ohne Querkraftbewehrung

Es gibt vier anerkannte Mechanismen (siehe Abb. 2.3), aus welchen sich die Querkrafttragfähigkeit schubslanker Bauteile ohne Querkraftbewehrung zusammensetzt. Eine Vielzahl an Rechenmodellen entwickelte sich, aufgrund der unterschiedlichen Auffassung der Wichtigkeit der Traganteile. Folgende Mechanismen haben einen Anteil an der Querkrafttragfähigkeit: [22]

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

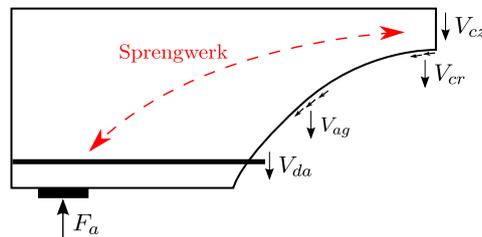


Abb. 2.3.: Anerkannte Tragmechanismen zur Querkraftabtragung [22]

Folgend werden diese kurz erläutert.

2.3.1. Schubspannung in der ungerissenen Betondruckzone

In einigen Modellen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit wird der ungerissenen Betondruckzone der Hauptanteil der Querkrafttragfähigkeit zugesprochen.

Die auftretenden Schubkräfte entsprechen der Differenz der Normalspannung zwei benachbarter Querschnitte: [12]

$$\int \tau_{xz} \cdot b \cdot dx = \int b \cdot \sigma'_x \cdot dz \quad (2.2)$$

Im ungerissenen Zustand lässt sich die Schubspannung am Querschnitt nach der elementaren Festigkeitslehre berechnen. Im Zustand II wirken unterhalb der Nulllinie im Beton keine Normalspannungen mehr, da die gesamte Zugspannung von der Längsbewehrung aufgenommen wird. Demnach ist die Schubspannung in diesem Bereich konstant (siehe Abb. 2.4).

Abb. 2.4 zeigt den Freischnitt eines Einfeldträgers unter Gleichlast inklusive Kräftegleichgewicht und Spannungsverteilung im Zustand I und II unter der Annahme des Ebenbleibens des Querschnitts.

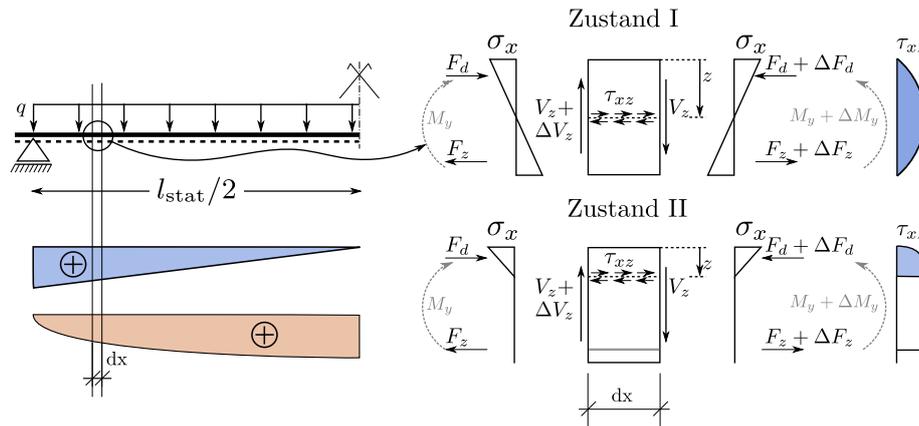


Abb. 2.4.: Schub im Zustand I und Zustand II

2.3.2. Rissübergreifende Zugkräfte in der Rissprozesszone - Maßstabeffekt

Im Bereich der Risspitze, der sogenannten Rissprozesszone, kann bei Betonbauteilen eine bestimmte Zugspannung übertragen werden. Das bedeutet, dass über den vertikalen Anteil der Zugspannung die Querkrafttragfähigkeit gesteigert wird. Die Länge der Rissprozesszone ist rein von den Materialeigenschaften abhängig. Bei Bauteilen unterschiedlicher Höhen ist die über die Rissprozesszone aufnehmbare Querkraft unter der Voraussetzung gleicher Materialeigenschaften annähernd gleich groß. Dieses Phänomen wird auch als Maßstabeffekt bezeichnet und wird in Abb. 2.5 gezeigt. Der Maßstabeffekt hat zur Folge, dass bei kleinen Bauteilen der über die Rissprozesszone übertragbare Querkraftanteil viel größer ist als bei größeren Bauteilen. [10]

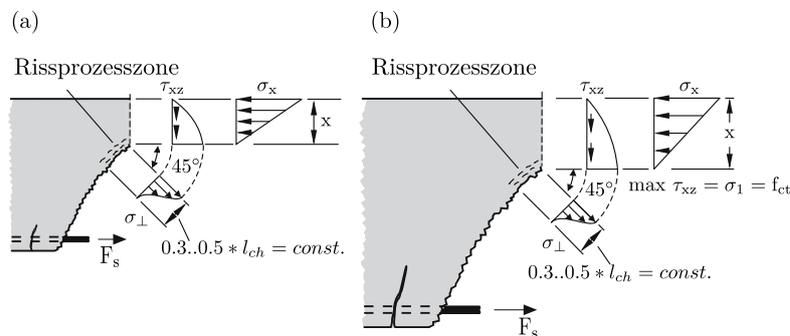


Abb. 2.5.: Größe der Rissprozesszone nach Zink [29] bei (a) kleinen und (b) großen Balken

Abb. 2.6 zeigt die Spannungs-Rissöffnungsbeziehung nach Hillerborg. Bei der Annäherung einer Zugspannung an die maximalen Zugfestigkeit des Betons f_{ct} entstehen viele Mikrorisse, über welche, durch Betonbrücken und die Verzahnung der Mikrorisse, immer noch Zugspannungen übertragen werden können. Erst nach der Vereinigung der Mikrorisse in der Rissprozesszone entsteht ein Einzelriss, über den keine Zugkräfte mehr übertragen werden können. [29]

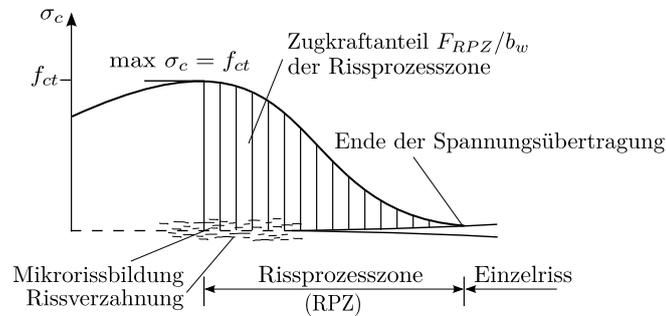


Abb. 2.6.: Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung in der Rissprozesszone nach Hillerborg [7]

2.3.3. Rissreibung und Rissverzahnung zwischen Rissuferm

Unter der Rissuferverzahnung wird die Eigenschaft der Übertragung einer Scherkraft über einen Riss hinweg bezeichnet. Der Anteil der übertragbaren Querkraft steht in engem Zusammenhang mit der Beschaffenheit der Rissoberfläche und dem Verhältnis Rissöffnung zu Rissgleitung. Global betrachtet spielen aber auch die Form und der Verlauf des Risses eine Rolle. In Abb. 2.7 wird die Kraftübertragung über einen Riss bei Normalbeton dargestellt. Die Betondruckfestigkeit hat einen wesentlichen Einfluss auf die Rissuferverzahnung. Bei Normalbeton verläuft der Riss ausschließlich durch den Zementstein, weshalb die Gesteinskörnung aus den Rissuferm ragt. Bei hochfestem Beton durchtrennt der Riss die Zuschlagskörner, wodurch sich die Rissoberfläche wesentlich glatter gestaltet. Weiters wird die Rissverzahnung von der Sieblinie und dem Größtkorndurchmesser sowie der Art der Gesteinskörnung beeinflusst. [28]

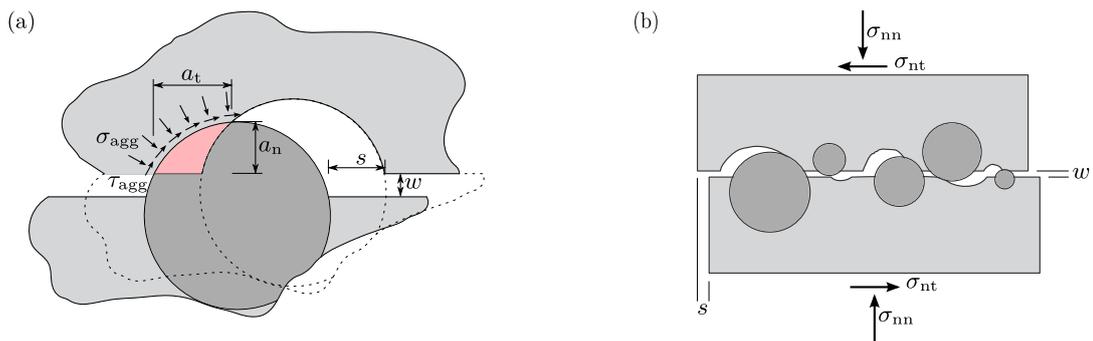


Abb. 2.7.: Schematische Darstellung der Kraftübertragung über einen Riss bei Normalbeton (a) Kontaktfläche zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnung (b) Rissverzahnung mit Spannungen [24]

2.3.4. Dübelwirkung der Längsbewehrung

Ein vertikaler Riss in Betonträgern bewirkt, unter der Voraussetzung einer Querkraftbeanspruchung, eine Relativverschiebung normal zur Balkenachse. Daraus resultiert eine verdübelnde Wirkung der Längsbewehrung zwischen den Rissufern (siehe Abb. 2.8 (a)). Der Anteil der Dübelwirkung an der Querkrafttragfähigkeit hängt von der Steifigkeit der Längsbewehrung als auch von der Geometrie und den Eigenschaften des umliegenden Betons ab. Die Kraft der Dübelwirkung $V_{d\ddot{u}}$ muss in den umliegenden Betonquerschnitt eingeleitet werden. Durch die Verankerung der Dübelkraft in Längsrichtung entsteht aufgrund der Biegung eine Betonzugspannung. Auch in Querrichtung entstehen Zugspannungen im Beton, welche die Dübelkraft hochhängen. In Abb. 2.8 (b) und (c) sind die Spannungen, welche in Längs- und Querrichtung in den Beton geleitet werden müssen, dargestellt. Werden die Betonzugspannungen zu groß, entstehen Längsrisse in der Betondeckung und die Dübelwirkung geht verloren. [10]

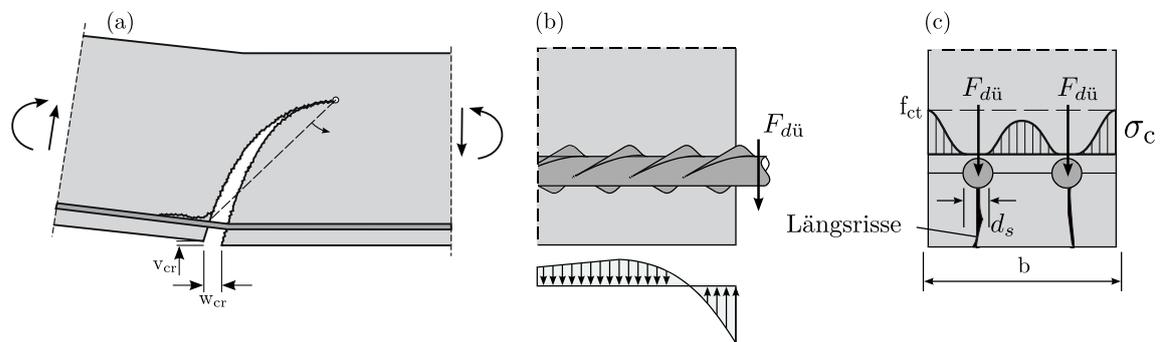


Abb. 2.8.: (a) Risskinematik am Biegeschubriss [28], (b) Schematische Darstellung der Dübelwirkung im Längsschnitt und (c) im Querschnitt mit Versagen durch Längsrisse [10]

2.3.5. Einfluss einer Normalkraft

Durch die zusätzliche Beanspruchung einer Drucknormalkraft vergrößert sich die Druckzonenhöhe und somit auch der Anteil der Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Betondruckzone. Zudem entstehen kleinere Rissbreiten. Daraus resultiert eine Steigerung des über Rissreibung bzw. Rissverzahnung aufnehmbaren Querkraftanteils. Eine einwirkende Drucknormalkraft erhöht auch die Wahrscheinlichkeit auf die Ausbildung eines Sprengwerks. Somit wirkt sich eine Drucknormalkraft positiv auf die Querkrafttragfähigkeit aus, wohingegen eine Zugkraft negativ wirkt. [10]

2.4. Querkrafttragverhalten von schlanken Betonbauteilen mit Querkraftbewehrung

Die Querkrafttragfähigkeit kann durch eine Bewehrung, welche die Risse kreuzt, maßgebend gesteigert werden. Nach Mörsch [12] stellt sich im Balken ein Tragmodell aus Zug- und Druckstreben ein (siehe Abb. 2.9). Es wird durch eine Fachwerkanalogie beschrieben und ist die zentrale Modellvorstellung der Querkrafttragfähigkeit von schlanken Betonbauteilen mit Querkraftbewehrung nach Eurocode 2 [4]. [28]

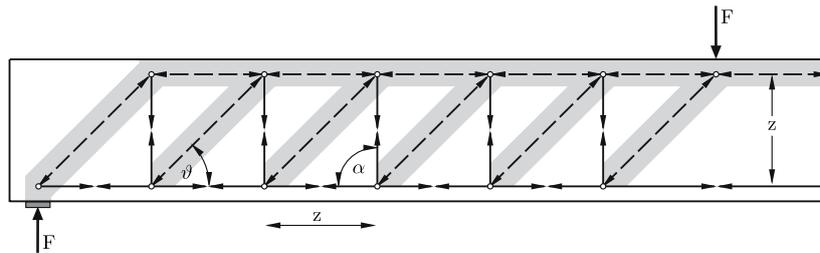


Abb. 2.9.: Fachwerkanalogie nach Mörsch [28]

Neben der Querkraftbewehrung tragen grundsätzlich die selben Mechanismen wie bei nicht querkraftbewehrten Betonbauteilen zur Abtragung der Querkraft bei. Abb. 2.10 (a) zeigt den Freischnitt eines querkraftbewehrten Stahlbetonbalkens. Zu erkennen ist, dass die Rissneigung einen wesentlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit besitzt. Die Neigung der Risse ist abhängig von der Betonzugfestigkeit sowie dem Längsdruck. Eine einwirkende Drucknormalkraft bewirkt eine geringere Neigung der Schubrisse. Dadurch verringert sich der Querkraftanteil der Rissreibungskomponente. Allerdings steigt durch den flacheren Riss zugleich der Querkraftanteil, der durch eine Bügelbewehrung aufgenommen werden kann, sodass laut Eurocode 2 [4] und fib Model Code 2010 [8] die Querkrafttragfähigkeit insgesamt steigt. Zu beachten ist, dass durch die Verzahnung der Rissufer die Betondruckstrebenneigung etwas flacher als die Rissneigung ist (siehe Abb. 2.10 (b)). [10, 14]

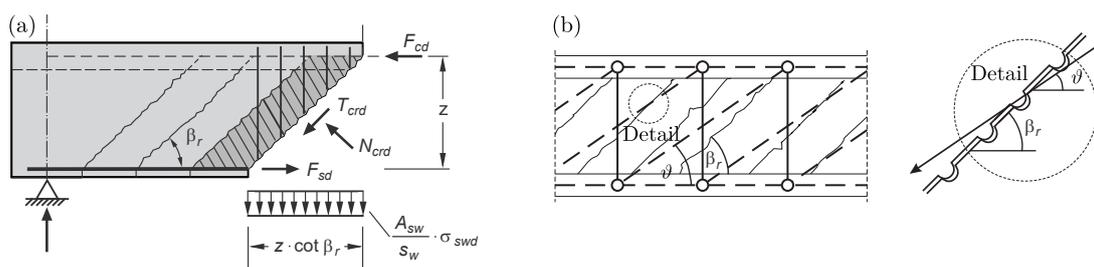


Abb. 2.10.: a) Freischnitt am querkraftbewehrten Balken [29] und b) Rissneigung β_r und Druckstrebenneigung ϑ [10]

Die Dübelwirkung der Längsbewehrung verhält sich ähnlich wie bei nicht querkraftbewehrten Querschnitten. Da bei bewehrten Balken die Querkrafttragfähigkeit viel größer ist, verringert sich der Anteil der Querkrafttragfähigkeit aufgrund der Dübelwirkung dementsprechend und wird im Normalfall vernachlässigt. [10]

2.5. Aktuell gültige Rechenansätze

Im folgenden Kapitel wird die aktuell gültige Version der Berechnungsnorm DIN EN 1992-1-1 [5] sowie des Bemessungsansatzes nach *fib* Model Code 2010 [8] zur Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von schubslanken Stahlbetonbauteilen beschrieben. Wichtig ist hier auch der Einfluss einer Drucknormalkraft auf das Tragverhalten.

Mindestquerkraftbewehrung: Das Schubversagen eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung tritt ohne einer offensichtlichen Versagensankündigung ein. Der Bruch ist spröde und steht in unmittelbarem Zusammenhang mit der Betonzugfestigkeit, welche durch Gefügestörungen und Eigenspannungen sehr variabel sein kann. Um diesen Unsicherheiten entgegenzuwirken, ist bei Balken eine Mindestquerkraftbewehrung einzulegen. Balken deren Querkraftbewehrung kleiner als die Mindestquerkraftbewehrung ist, gelten als nicht querkraftbewehrt. [28] In den Betonnormen befinden sich verschiedene Ansätze zur Berechnung der Mindestquerkraftbewehrung. In dieser Arbeit wird jener des Eurocode 2 Basisdokuments [4] verwendet:

$$\rho_{w,\min} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (2.3)$$

mit:

$\rho_{w,\min}$... erforderlicher Mindestquerkraftbewehrungsgrad

Der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad ergibt sich zu:

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \cdot b_w} \quad (2.4)$$

mit:

ρ_w ... Bewehrungsgrad der Querkraftbewehrung
 $A_{s,w}$... Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung je Länge s
 s ... Abstand der Querkraftbewehrung entlang der Balkenachse
 b_w ... Stegbreite des Bauteils

2.5.1. Bemessung nach DIN EN 1992-1-1

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 [4, 5] ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung bezieht sich auf empirisch hergeleitete Formeln, basierend auf Datensätze aus der Literatur und gilt für den Zustand II. [3]

Sie wird wie folgt bestimmt:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0.12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2.5)$$

mit:

$C_{Rd,c}$...	Vorfaktor
κ	...	Beiwert zur Berücksichtigung des Maßstabeffektes
ρ_l	...	Bewehrungsgrad der Biegezugbewehrung
f_{ck}	...	charakteristische Betondruckfestigkeit
γ_c	...	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
σ_{cp}	...	Normalspannung (negativ bei Druck)
b_w	...	Stegbreite des Bauteils in der Zugzone
d	...	statische wirksame Bauteilhöhe

Der Vorfaktor $C_{Rd,c}$ berücksichtigt den Sicherheitsindex auf der Widerstandsseite und wurde empirisch ermittelt. Sein Wert beträgt $0.15/\gamma_c$. Der Wert $f_{ck}^{1/3}$ berücksichtigt die Zugfestigkeit des Betons. [3]

Der Beiwert κ berücksichtigt den Maßstabeffekt und berechnet sich folgendermaßen:

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad \text{mit:} \quad d \text{ in mm} \quad (2.6)$$

Die Querkraftanteile der Dübelwirkung der Längsbewehrung, der ungerissenen Druckzone und der Rissreibung werden durch den Term $(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$ berücksichtigt. Der Längsbewehrungsgrad wird dabei nach Glg. (2.7) bestimmt. Der Einfluss einer Normalkraft fließt mit dem Term $0.12 \cdot \sigma_{cp}$ in die Berechnung ein. Druckspannungen sind dabei mit negativem Vorzeichen einzusetzen. [10]

Die Längsbewehrung hat einen wesentlichen Einfluss auf die Druckzonenhöhe und somit auch auf den Anteil der Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone bei Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung. Zudem hat sie Einfluss auf den Querkrafttragfähigkeitsanteil der Verdübelungswirkung. [10]

Laut Eurocode 2 [4] ergibt sich der Längsbewehrungsgrad wie folgt:

$$\rho_l = \frac{A_{s,l}}{b \cdot d} \quad (2.7)$$

mit:

ρ_l	...	Bewehrungsgrad der Biegezugbewehrung
$A_{s,l}$...	Fläche der Längsbewehrung in der Zugzone
b	...	Bauteilbreite
d	...	statisch wirksame Bauteilhöhe

Der Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit wird mit 2 Vol.-% begrenzt, um die Planung von Bauwerken mit sprödem Bruchverhalten zu verhindern. Bei hochfesten Betonen werden die zulässigen Bewehrungsgrade dadurch unterschätzt. [3]

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 [4, 5] mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

Das aktuelle Berechnungsmodell des Eurocodes mit veränderlicher Druckstrebenneigung basiert auf einem Fachwerkmodell mit anrechenbarem Betontraganteil kombiniert mit dem statischen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie. Beim Fachwerkmodell nach Mörsch [12] trägt einzig die Querkraftbewehrung zur Querkrafttragfähigkeit bei. Wie im Kap. 2.4 beschrieben, sind mehrere Mechanismen am Querkrafttragverhalten beteiligt, wodurch eine Anpassung von Mörsch's Fachwerkanalogie erforderlich ist, um eine wirtschaftliche Bemessung zu ermöglichen. Die zusätzlichen Tragmechanismen werden durch eine Anpassung des Druckstrebenneigungswinkels in der Berechnung erfasst. [10]

Für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils mit Querkraftbewehrung muss sowohl die Zugstrebe $V_{Rd,s}$ als auch die Druckstrebe $V_{Rd,max}$ nachgewiesen werden. Nachfolgende Formeln sind für Bauteile mit vertikaler Querkraftbewehrung gültig.

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \vartheta + \tan \vartheta} \quad (2.8)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \beta_r + V_{Rd,cc} \quad (2.9)$$

$$= \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \vartheta$$

mit:

$V_{Rd,max}$...	maximale Querkrafttragfähigkeit der Druckstrebe
$V_{Rd,s}$...	maximale Querkrafttragfähigkeit der Zugstrebe
b_w	...	Bauteilbreite
z	...	innerer Hebelarm
α_{cw}, ν_1	...	Abminderungsbeiwerte
f_{cd}	...	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
ϑ	...	Druckstrebenneigung
A_{sw}/s_w	...	Querkraftbewehrung pro Meter
f_{ywd}	...	Bemessungswert der Stahlfestigkeit
β_r	...	Rissneigung
$V_{Rd,cc}$...	Vertikalkomponente der Rissreibungskräfte

Der Wert α_{cw} verringert die Betondruckfestigkeit aufgrund entstehender Querzugspannungen durch die Aktivierung der Querkraftbewehrung. Der Faktor ν_1 mindert die Tragfähigkeit der Druckstreben ab. Hier liegt die Begründung ebenfalls in der Entstehung von Querzugbeanspruchungen infolge der Querkraftbewehrung sowie einer dadurch verursachten Störung des Betongefüges. [2, 3]

Der Druckstrebenwinkel muss nach DIN EN 1992-1-1 [5] folgende Grenzwerte einhalten:

$$0.58 \geq \cot \vartheta \geq \cot \vartheta_{\min} \geq 3.0 \quad (2.10)$$

Der frei wählbare Winkel der Druckstrebe muss demnach zwischen 60° und 18.4° liegen. Des Weiteren wird die Rotationsfähigkeit der Druckstrebe durch die Rissverzahnung über den Schubriss begrenzt ($\cot \vartheta \leq \cot \vartheta_{\min}$).

Der Druckstrebenwinkel $\cot \vartheta_{\min}$ berücksichtigt eine Korrektur des Tragmodells durch die einwirkende Querkraft, den Betontraganteil sowie die Rissneigung. [10]

Um die maximale Querkrafttragfähigkeit zu erhalten werden $V_{Rd,s}$ und V_{Ed} gleich gesetzt. Daraus ergibt sich:

$$\cot \vartheta_{\min} = \frac{\cot \beta_r}{1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \quad (2.11)$$

Mit der technischen Mechanik können die Hauptzugspannungen berechnet und in weiterer Folge die Rissneigung bestimmt werden, wenn die Spannung, welche durch die Normalkraft verursacht wird, bekannt ist.

Unter der Voraussetzung, dass die Rissrichtung im rechten Winkel auf die Hauptzugspannung ist, ergibt sich die nicht lineare Gleichung:

$$\cot \beta_r = \sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{f_{ct}}} \quad (2.12)$$

Diese Gleichung wird nach [14] durch eine Gerade vereinfacht zu:

$$\cot \beta_r = 1.2 - 0.2 \cdot \frac{\sigma_x}{f_{ct}} \quad (2.13)$$

Bei Stahlbetonbalken ohne Normalkraftbeanspruchung beträgt die Rissneigung in etwa 40° ($\cot 40^\circ = 1.2$). Der Einfluss einer Beanspruchung normal zur Balkenachse wird durch den Term $0.2 \cdot (\sigma_x/f_{ct})$ berücksichtigt.

Wird nun einfachheitshalber der Neigungswinkel des Risses durch die Betondruckfestigkeit ausgedrückt, ergibt sich: [14]

$$\cot \beta_r = 1.2 - 1.4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \quad (2.14)$$

mit:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \quad (N_{Ed} < 0 \text{ bei Druck})$$

Über diese Beziehung kommt man auf die in der DIN EN 1992-1-1 [5] angegebene Formel:

$$\cot \vartheta_{\min} = \frac{1.2 - 1.4 \cdot \sigma_{cp}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \quad (2.15)$$

$V_{Rd,cc}$ beschreibt den Anteil, den der Beton zur Querkrafttragfähigkeit leistet. Es handelt sich hier um den durch Rissreibung aufnehmbaren Querkraftanteil. Er wird ebenfalls durch die Anpassung des Druckstrebenwinkels berücksichtigt.

Der Betontraganteil kann folgendermaßen berechnet werden:

$$\begin{aligned}
 V_{\text{Rd,cc}} &= c \cdot 0.48 \cdot f_{\text{ck}}^{1/3} \cdot \cot \beta_r \cdot b_w \cdot z & (2.16) \\
 &= c \cdot 0.48 \cdot f_{\text{ck}}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{\text{cd}}}{f_{\text{cd}}} \right) \cdot b_w \cdot z
 \end{aligned}$$

Eine Drucknormalkraft ist in oben beschriebenen Formeln negativ einzusetzen. Wirkt eine Drucknormalkraft, nimmt der Querkraftanteil, der über Rissreibung aufgenommen werden kann, ab. Die Rissneigung ist flacher, wodurch auch die vertikale Komponente der übertragbaren Kraft abnimmt. Der Rauigkeitsbeiwert c berücksichtigt die Verzahnung der Rissoberflächen. [3, 14]

2.5.2. Bemessung nach *fib* Model Code 2010

Bemessung nach *fib* Model Code 2010 [8] ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung (LoA 2)

Das Modell zur Querkraftbemessung beruht auf der Simplified Modified Compression Field Theory [6] (SMCFT). [15]

Die Querkrafttragfähigkeit berechnet sich wie folgt:

$$V_{\text{Rd,c}} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{\text{ck}}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (2.17)$$

Der Faktor k_v setzt sich aus zwei Termen zusammen, dem Maßstabseffekt und dem Effekt der mittleren Längsdehnung in der Balkenachse. Beide Effekte sind nicht unabhängig voneinander, werden jedoch bei der SMCFT zur Vereinfachung als unabhängig betrachtet. [6]

$$\text{LoA II: } k_v = \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{\text{dg}} \cdot z} \quad (z \text{ in mm}) \quad (2.18)$$

$$k_{\text{dg}} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0.75 \quad (d_g \text{ in mm}) \quad (2.19)$$

Der Wert d_g beschreibt den Durchmesser des Größtkorns. Dieser hat einen wesentlichen Einfluss auf die über einen Riss übertragbare Querkraft. Bei hochfesten Betonen ist dieser Wert mit 0 anzusetzen, da hier der Riss durch das Gesteinskorn verläuft und nicht wie bei Normalbeton durch den Zementstein wodurch die Rissreibung wesentlich kleiner ist. [8]

Die Auswirkung einer einwirkenden Normalkraft und des Momenten-Querkraftverhältnisses wird mit dem Wert der repräsentativen Längsdehnung in der Balkenachse berücksichtigt. Rissöffnung und Rissabstand werden bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung maßgebend von der Längsbewehrung in der Zugzone beeinflusst. Dieser Zusammenhang wird ebenfalls mit dem Effekt der mittleren Längsdehnung in der Balkenachse erfasst. Um die Berechnung zu vereinfachen und an dieser Stelle einen iterativen Vorgang zu vermeiden, wird konservativ angenommen, dass in der Druckstrebe keine Kraft wirkt. [15]

Die mittlere Dehnung in der Balkenachse beträgt demnach die halbe Dehnung des Zuggurtes und berechnet sich wie folgt:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_S \cdot A_{sl}} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \left(\frac{1}{2} \pm \frac{\Delta e}{z} \right) \right) \quad (2.20)$$

Druckkräfte sind mit negativem Vorzeichen einzusetzen. Eine Drucknormalkraft verringert somit die Dehnung ε_x . Dadurch wird der Wert k_v vergrößert und die Querkrafttragfähigkeit des Betons erhöht. Ebenfalls kann aus dieser Formel eine negative Wirkung eines einwirkenden Moments auf die Querkrafttragfähigkeit abgeleitet werden.

Um die maximale Tragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung zu ermitteln, wird die einwirkende Querkraft V_{Ed} der maximal aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,c}$ gleichgesetzt, wodurch ein iterativer Rechenvorgang hervorgerufen wird.

Bemessung nach *fib* Model Code 2010 [8] mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung (LoA 3)

Das Modell zur Querkraftbemessung mit Querkraftbewehrung basiert auf der klassischen Druckfeldtheorie kombiniert mit der SMCFT [6]. Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit setzt sich aus einem Querkraftanteil des Betons und der Querkraftbewehrung zusammen. [15]

Die folgenden Formeln zeigen die Berechnung nach *fib* Model Code 2010 [8] unter der Voraussetzung einer vertikalen Querkraftbewehrung.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (2.21)$$

Die Berechnung des vom Betonquerschnitt aufnehmbaren Querkraftanteils ist nun dementsprechend aufwändiger, da die Betondruckstrebenneigung in die Berechnung einfließt. Die mittlere Längsdehnung in der Balkenachse wird analog zu Balken ohne Querkraftbewehrung nach Glg. (2.20) berechnet. Danach kann die Neigung der Betondruckstrebe bestimmt werden.

$$\vartheta_{\min} = 20^\circ + 10000\varepsilon_x \quad (2.22)$$

Die Tragfähigkeit des Betonquerschnitts bzw. der Querkraftbewehrung werden wie folgt berechnet:

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \quad (2.23)$$

mit:

$$\text{LoA III: } k_v = \frac{0.4}{1+1500\varepsilon_x} \cdot \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,\max}(\vartheta_{\min})} \right)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (2.24)$$

Wie auch beim Eurocode 2 [4] wird auch hier die maximale Querkrafttragfähigkeit durch das Versagen der Druckstrebe begrenzt:

$$V_{Rd,max} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (2.25)$$

Der Beiwert k_c reduziert die Betonfestigkeit für Betone deren Festigkeit größer 30 MN/m^2 ist und berücksichtigt das mit der Betonfestigkeit steigende spröde Versagen mit dem Faktor η_{fc} und den Einfluss auf die Dehnung in der Balkenachse mit dem Faktor k_ε . [8]

$$k_c = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc} \quad (2.26)$$

mit:

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1.2 + 55\varepsilon_1} \leq 0.65$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0.002) \cdot \cot^2 \theta$$

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3}$$

Die Bestimmung der Druckstrebenneigung hängt vom Genauigkeitsgrad der Berechnungsstufe ab. Bei Level of Approximation 3 (LoA 3) ist für die Berechnung der minimalen Druckstrebenneigung ein iterativer Rechenvorgang unumgänglich.

2.5.3. Einflüsse bestimmter Parameter auf die Rechenansätze

Mit Hilfe einer Parameterstudie wurde untersucht, welchen Einfluss die Schubslankheit, eine einwirkende Drucknormalkraft sowie die Querkraftbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern haben. Um den Einfluss der Schubslankheit zu analysieren wurde lediglich die Trägerlänge des Referenzbalkens variiert. In Tab. 2.1 sind die Material und Querschnittswerte des Referenzbalkens angegeben. Die Berechnungen wurden mit Materialmittelwerten ohne Teilsicherheitsbeiwerte durchgeführt.

Eigenschaften des Referenzbalkens	
Breite:	$b = 19 \text{ cm}$
Höhe:	$h = 45 \text{ cm}$
Längsbewehrungsgrad (nur Zugbewehrung):	$\rho_l = 0.02$
Mittelwert der Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 50 \text{ MN/m}^2$
charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit:	$f_{ck} = 46 \text{ MN/m}^2$
Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls:	$E_s = 200000 \text{ MN/m}^2$
innerer Hebelarm:	$z = 0.9 \cdot d = 36 \text{ cm}$
Stahlfestigkeit der Querkraftbewehrung:	$f_{ywm} = 550 \text{ MN/m}^2$
Größtkorndurchmesser:	$d_g = 16 \text{ mm}$

Tab. 2.1.: Eigenschaften des Referenzbalkens

Untersuchte Einflussparameter:

- Schubslankheit im Bereich $\frac{M}{V \cdot d} = 2$ bis 5
- Drucknormalspannungen $\sigma_{cp} = 0$ bis 2 MN/m^2
- Querkraftbewehrungsgrad $\rho_w = 0$ bis $2.0 \cdot \rho_{w,\min}$

Stahlbetonbalken ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

Die in den Abbildungen grau hinterlegten Bereiche kennzeichnen die Berechnung mittels *fib* Model Code 2010 (MC 10) im Bereich der Schubslankheit zwischen 2 und 5. Sowohl nach *fib* Model Code 2010, als auch nach DIN EN 1992-1-1 hat eine einwirkende Drucknormalkraft einen positiven Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Das Momenten-Querkraftverhältnis im Bemessungsquerschnitt wird bei der Berechnung nach *fib* Model Code 2010 berücksichtigt, wohingegen es bei der DIN EN 1992-1-1 vernachlässigt wird. Abb. 2.11 und 2.12 zeigen die Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der Drucknormalspannung für unterschiedliche Schubslankheiten von Krag- und Einfeldträger. Da bei Kragträgern das Verhältnis von Moment und Querkraft im Bemessungsquerschnitt mit der Schubslankheit überproportional zunimmt und beim *fib* Model Code 2010 ein zugehöriges Moment einen negativen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat, nimmt die Querkrafttragfähigkeit mit der Schubslankheit ab. Bei Einfeldträgern nimmt das Momenten-Querkraftverhältnis mit der Schubslankheit geringfügig ab, wodurch die Querkrafttragfähigkeit hier mit der Schubslankheit etwas zunimmt.

Bei den Kragträgern wird der Einfluss der Drucknormalkraft mit steigender Trägerlänge (und damit auch Schubslankheit) etwas geringer, wohingegen er bei Einfeldträgern etwas zunimmt. Eine einwirkende Drucknormalkraft hat nach DIN EN 1992-1-1 einen größeren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit als nach *fib* Model Code 2010.

Bei Einfeldträgern unter Gleichlast liefert die Bemessung nach *fib* Model Code 2010 im betrachteten Bereich höhere Querkrafttragfähigkeiten, während bei Kragträgern unter Gleichlast die Trägerlänge maßgebend ist, ob die Bemessung nach *fib* Model Code 2010 oder DIN EN 1992-1-1 höhere Querkrafttragfähigkeiten zulässt.

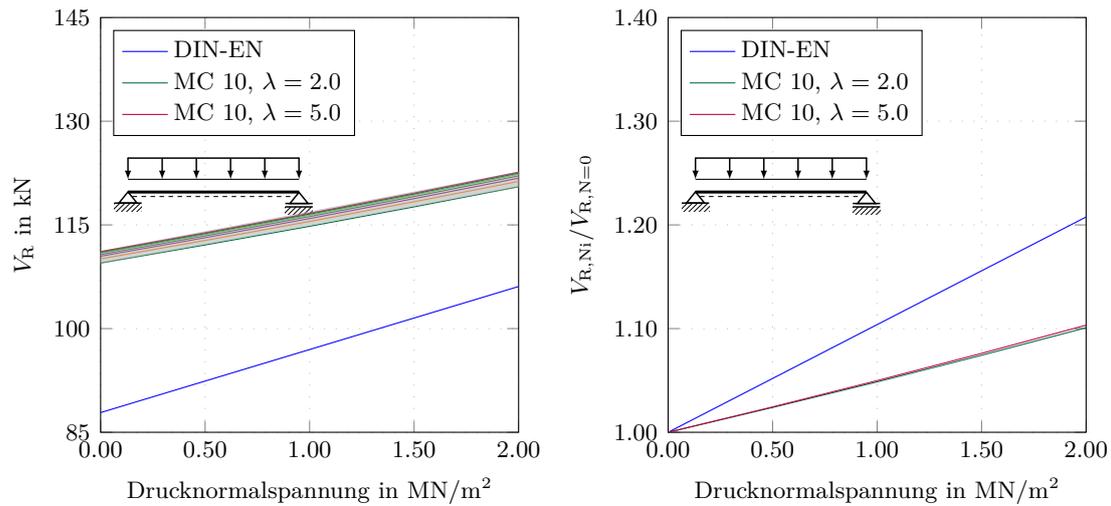


Abb. 2.11.: Einfluss einer Drucknormalspannung und der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit für Einfeldträger unter Gleichlast ohne Querkraftbewehrung

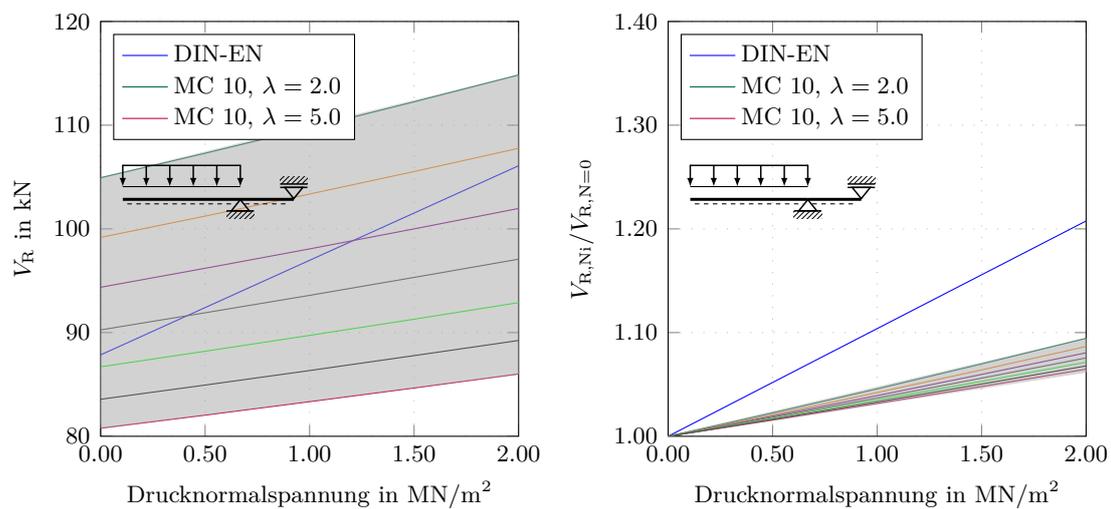


Abb. 2.12.: Einfluss einer Drucknormalspannung und der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit für Kragträger unter Gleichlast ohne Querkraftbewehrung

Stahlbetonbalken mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

Einfeldträger unter Gleichlast: Da sich das Momenten-Querkraftverhältnis im Bemessungsquerschnitt bei Einfeldträgern mit der Trägerlänge und damit der Schubschlankheit nicht signifikant ändert, sind die Querkrafttragfähigkeiten nach *fib* Model Code 2010 keiner großen Schwankungsbreite unterzogen. Schubschlanke Einfeldträger besitzen aufgrund des günstigeren Momenten-Querkraftverhältnisses nach *fib* Model Code 2010 eine höhere Tragfähigkeit als gedrungene Einfeldträger, wobei die Differenz mit zunehmenden Querkraftbewehrungsgrad zunimmt.

Die Bemessung nach *fib* Model Code 2010 liefert höhere Querkrafttragfähigkeiten als die Bemessung nach DIN EN 1992-1-1, wobei die Drucknormalkraft auf das Rechenverfahren nach

DIN EN 1992-1-1 im betrachteten Umfeld einen kleineren Einfluss hat. Eine einwirkende Drucknormalkraft hat bei gering querkräftbewehrten Stahlbetonträgern einen negativen Einfluss auf das Querkrafttragverhalten nach DIN EN 1992-1-1. Nimmt der Querkraftbewehrungsgrad etwas zu, ändert sich das jedoch und die Drucknormalkraft hat einen positiven Einfluss, der mit steigendem Querkraftbewehrungsgrad wächst. Nach *fib* Model Code 2010 hat eine einwirkende Drucknormalkraft einen positiven Einfluss auf das Querkrafttragverhalten, der mit steigendem Querkraftbewehrungsgrad abnimmt (siehe Abb. 2.13).

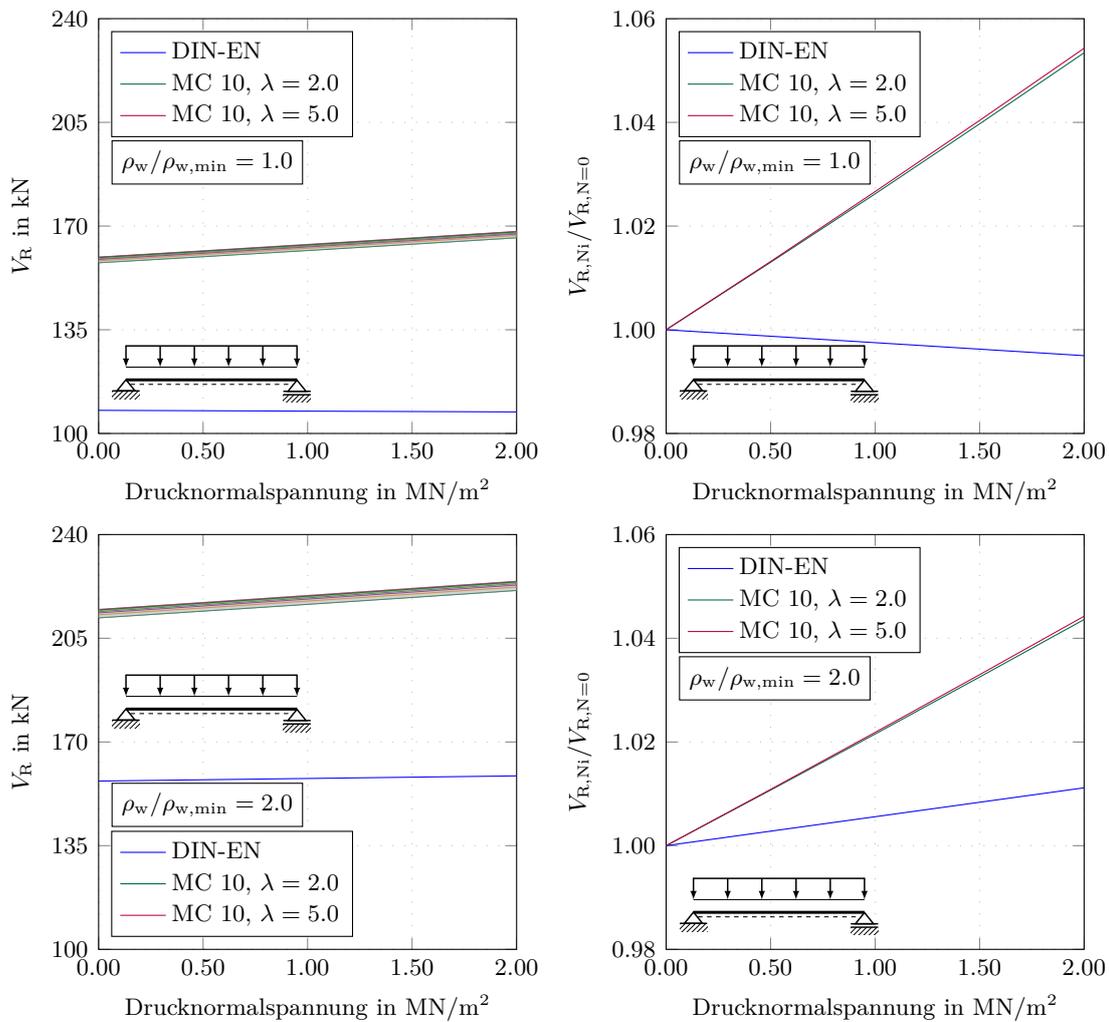


Abb. 2.13.: Einfluss einer Drucknormalspannung und der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit für Einfeldträger unter Gleichlast mit Querkraftbewehrung

Kragträger unter Gleichlast: Das Momenten-Querkraftverhältnis ändert sich bei Kragträgern unter Gleichlasten im Bemessungsquerschnitt signifikant mit der Trägerlänge und somit der Schubschlankheit. Aufgrund dessen sind die Querkrafttragfähigkeiten laut *fib* Model Code 2010 einer großen Streuung unterworfen, wobei gedrungene Kragträger größere Querkrafttragfähigkeiten besitzen als schlanke. Genau wie bei den Einfeldträgern unter Gleichlast hat eine einwirkende Drucknormalkraft laut DIN-EN 1992-1-1 einen geringeren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit als nach *fib* Model Code 2010. Auch hier hat eine Drucknormalkraft

bei geringen Querkraftbewehrungsgraden einen negativen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit, der sich bei steigendem Querkraftbewehrungsgrad jedoch in einen positiven Effekt verwandelt. Im gesamten betrachteten Raum liefert die Bemessung nach *fib* Model Code 2010 höhere Querkrafttragfähigkeiten als die Bemessung nach DIN EN 1992-1-1. Mit steigender Schubslankheit sowie steigendem Querkraftbewehrungsgrad nimmt der Einfluss der Drucknormalkraft nach *fib* Model Code 2010 ab (siehe Abb. 2.14).

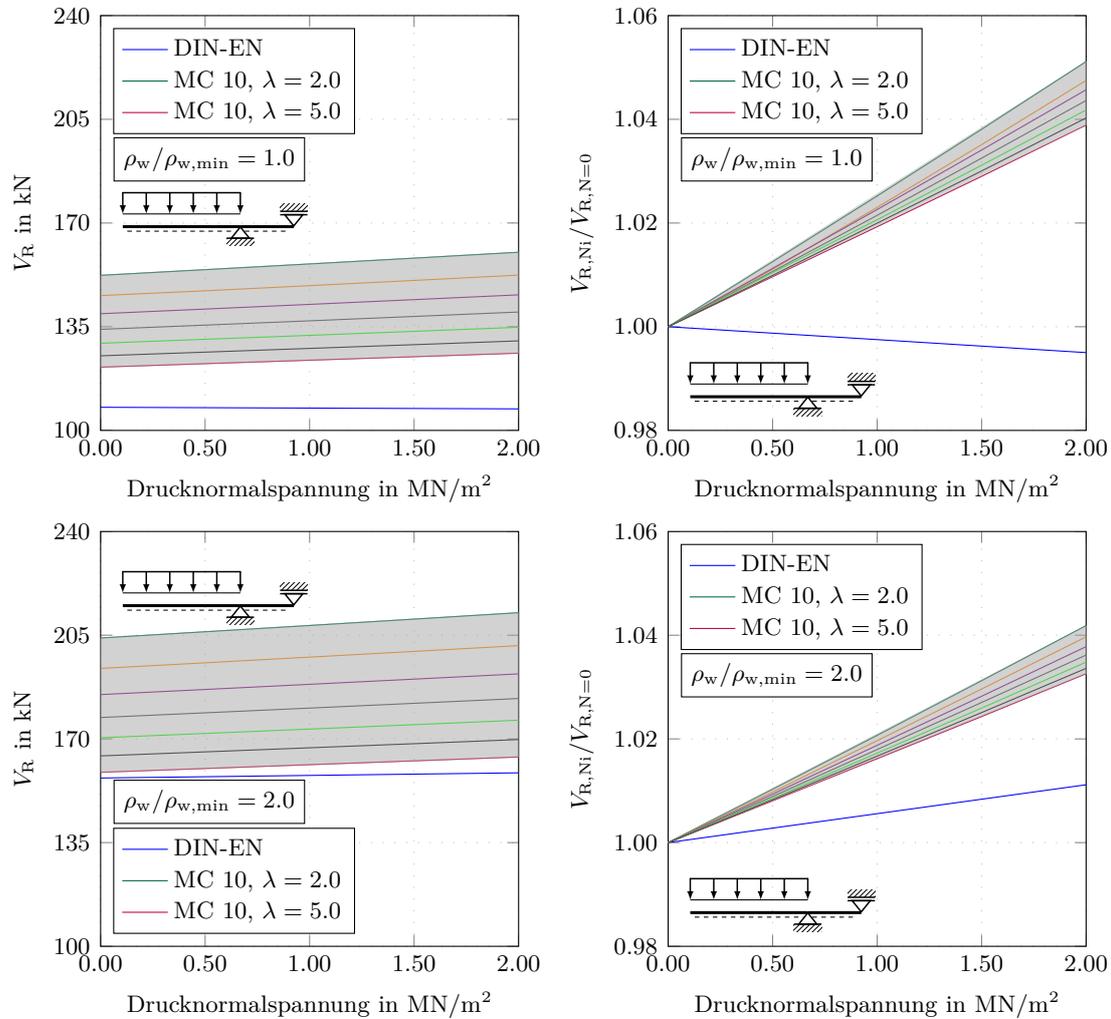


Abb. 2.14.: Einfluss einer Drucknormalspannung und der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit für Kragträger unter Gleichlast mit Querkraftbewehrung

3. Vorhandene Versuche – TU-Graz

In der Vergangenheit wurden bereits Versuche durchgeführt, um den Einfluss des statischen Systems bzw. der Belastungsart auf das Querkrafttragverhalten von schubslanken Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung zu analysieren [23, 26]. Die Auswertung dieser Versuche bestätigt, dass sowohl das statische System als auch die Belastungsart einen wesentlichen Einfluss auf die Schubrissbildung und somit die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils haben. Neue Berechnungsmodelle von Cavagnis et al. [1] und Tung und Tue [25] berücksichtigen oben erwähnte Einflüsse.

Schubfeldtypen

Um möglichst realitätsnahe Momenten- und Querkraftverläufe abzubilden, wurden in oben erwähnten Versuchsserien Schubfeldtypen (SFT) definiert. Abb. 3.1 zeigt die verwendeten statischen Systeme und deren Belastungsart sowie die zugehörigen Schnittkraftverläufe als auch den maßgebenden Bemessungsquerschnitt nach *fib* Model Code 2010 [8] und Eurocode 2 [4].

- Schubfeldtyp 1: konstanter Querkraft- und fallender/steigender Momentenverlauf (z.B.: Einfeldträger unter Einzellast oder Kragträger unter Einzellast)
- Schubfeldtyp 2: fallender Querkraft- und steigender Momentenverlauf (z.B.: Einfeldträger unter Gleichlast)
- Schubfeldtyp 3: steigender Querkraft- und Momentenverlauf (z.B.: Kragträger unter Gleichlast)

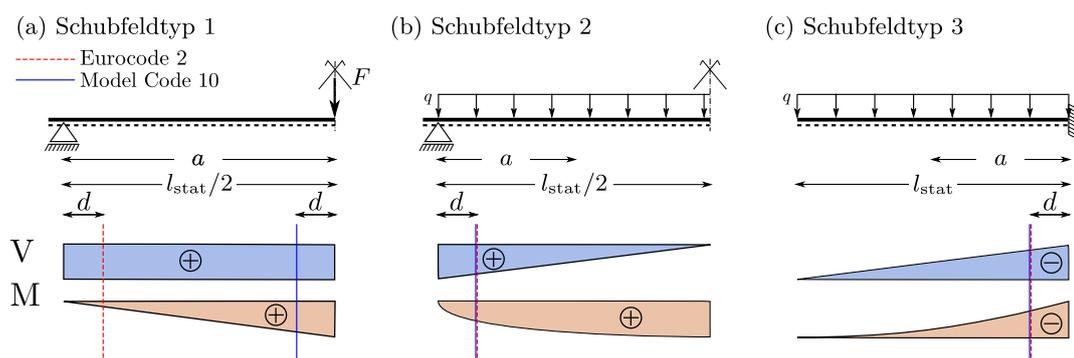


Abb. 3.1.: Schubfeldtypen und deren Momenten- und Querkraftverläufe

3.1. Versuchsergebnisse ausgewählter Stahlbetonbalken

In einem aktuellen Forschungsprojekt der TU-Graz mit der deutschen Anstalt für Wasserbau (BAW) [24] wird daran gearbeitet, den Einfluss des statischen Systems sowie unterschiedlicher Belastungsarten an querkräftbewehrten Stahlbetonbalken zu untersuchen. Die getesteten Balken besitzen unterschiedliche Längs- und Querkraftbewehrungsgrade. Insgesamt wurden 21 Balken getestet. Darunter 14 Einfeldträger, wovon 11 unter Einzellasten (SFT 1) und 3 unter einer Gleichlast (SFT 2) geprüft wurden. Bei den restlichen Versuchsbalken handelt es sich um 7 Kragträger, die unter Gleichlasten (SFT 3) getestet wurden.

In Abb. ?? werden die Versuchsergebnisse aus [23] und [24] den Bemessungsansätzen nach DIN EN 1992-1-1 [5] bzw. *fib* Model Code 2010 [8] gegenübergestellt. Alle Berechnungen wurden auf Basis von Materialmittelwerten ohne Teilsicherheitsbeiwerte durchgeführt.

Auffallend ist, dass die Balken des Schubfeldtyps 2 und 3, deren Querkraftbewehrung kleiner als die Mindestquerkraftbewehrung ist, teilweise sehr hohe Traglaststeigerungen gegenüber den Bemessungsansätzen laut DIN EN 1992-1-1 [5] bzw. *fib* Model Code 2010 [8] aufweisen. Aus diesem Grund werden die Balken mit geringer Querkraftbewehrung etwas näher betrachtet.

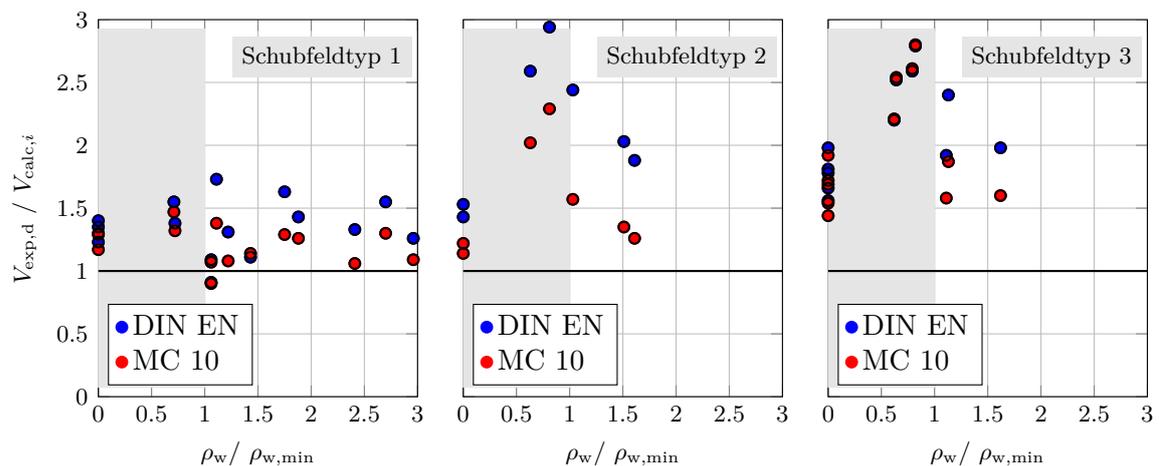


Abb. 3.2.: Vergleich Versuchsergebnisse aus [23] und [24] mit DIN EN 1992-1-1 und *fib* Model Code 2010 [27]

3.2. Stahlbetonbalken mit geringer Querkraftbewehrung

In der Versuchsserie von Tue et al. [24] wurden insgesamt 10 Balken des Schubfeldtyps 2 bzw. 3 getestet, welche einen geringen Querkraftbewehrungsgrad aufweisen. Dabei handelt es sich um:

- 3 Einfeldträger unter Gleichlasten (SV 21, SV 22, SV24) und
- 7 Kragträger unter Gleichlasten (SV25-SV29)

Schubfeldtyp 2 – Einfeldträger unter Gleichlasten (SV 21, SV 22 und SV 24): Bei Einfeldträgern unter Gleichlasten wurden bereits bei geringen Querkraftbewehrungsgraden wesentlich höhere Querkrafttragfähigkeiten festgestellt als rechnerisch zulässig sind. In Abb. 3.3 werden die Querschnittseigenschaften, das statische System sowie die Belastungsart der genannten Einfeldträger dargestellt.

Bei den Schubversuchen SV 22 und SV 24 wurden jeweils zwei unterschiedliche Querkraftbewehrungsgrade pro Träger eingebaut. Die stark bewehrte Seite b hat einen in etwa 1.5 mal höheren Bewehrungsgrad als Seite a. Die stark bewehrten Seiten besitzen einen größeren Bewehrungsdurchmesser und größere Bewehrungsabstände als die schwach bewehrten Seiten (kleinerer Bewehrungsdurchmesser und kleinere Bewehrungsabstände).

Externe Schubverstärkungen an der schwach bewehrten Seite sollten weitere Lasterhöhungen sicherstellen, um auch die zweite Seite des Trägers bis zum Bruch belasten zu können. Beide Träger versagten überraschenderweise zuerst auf der stark bewehrten Seite. Der Einfluss des Bewehrungsdurchmessers und des Bewehrungsabstandes auf die Querkrafttragfähigkeit muss daher noch weiter untersucht werden.

Beim Schubversuch SV 21 konnte die Kraft nach der Schubrissbildung auf den etwa doppelten Wert gesteigert werden, bevor das Versagen eintrat. Somit kann ein wesentlicher Einfluss einer Querkraftbewehrung kleiner der Mindestquerkraftbewehrung auf das Querkrafttragverhalten von schubslanken Stahlbetonbalken bestätigt werden. [24]

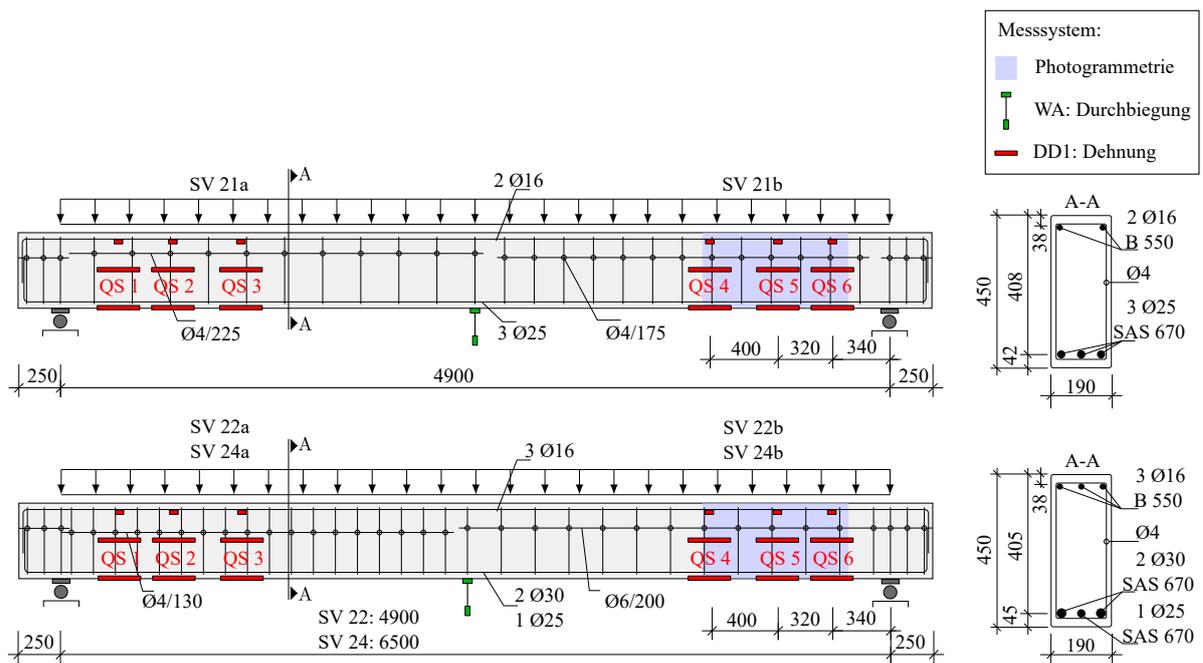


Abb. 3.3.: Querschnittseigenschaften, statisches System und Belastung SV 21, SV 22 und SV 24 [27]

Schubfeldtyp 3 – Kragträger unter Gleichlasten (SV 25 - SV 29): Aufgrund der hohen Traglaststeigerung bei Kragträgern mit geringer Querkraftbewehrung unter Gleichlasten wurde bei allen Balken die rechnerische Biegetragfähigkeit annähernd erreicht oder sogar überschritten. Die Querkrafttragfähigkeiten überschreiten die rechnerisch zulässigen Schubtraglasten

beträchtlich. Zudem wurde unter Umständen die Querkrafttragfähigkeit durch das Erreichen der Biegetragfähigkeit und einer einhergehenden Schädigung der Druckzone begrenzt. Abb. 3.3 zeigt die Querschnittseigenschaften, das statische System sowie die Belastungsart der Schubversuche SV 25 - SV 29. [24]

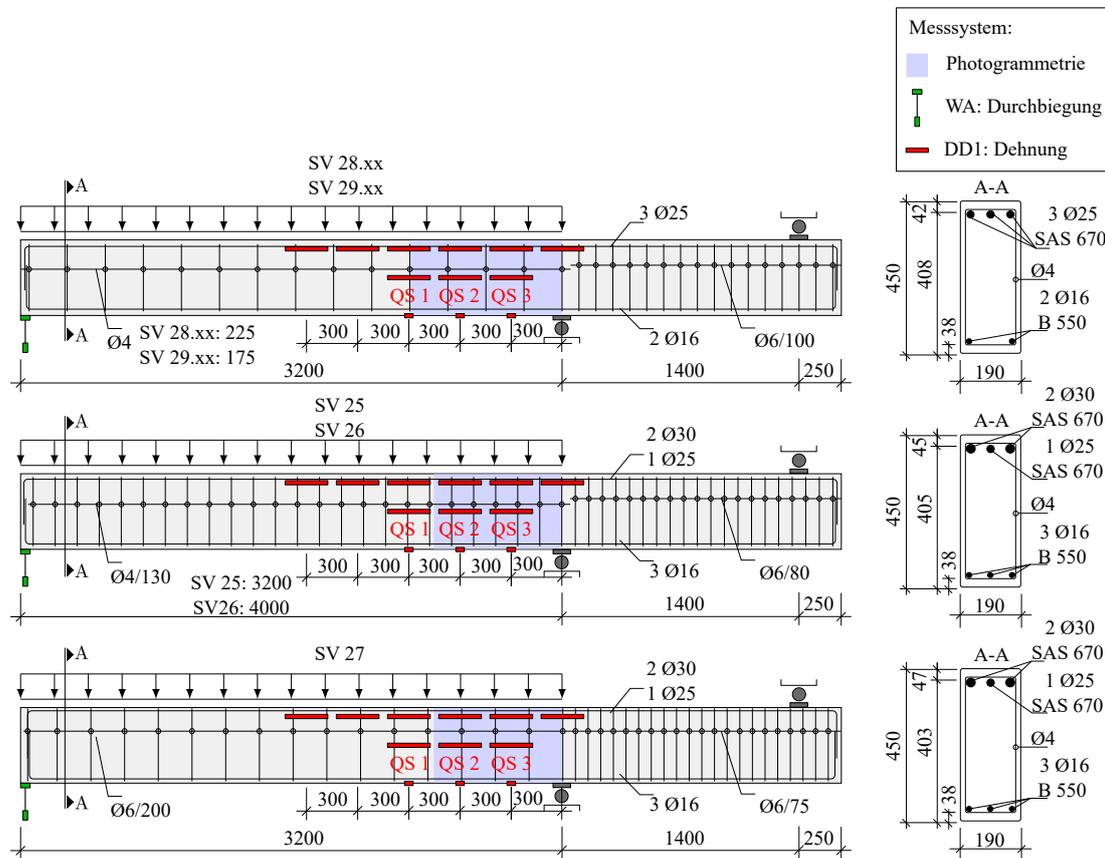


Abb. 3.4.: Abmessungen, statisches System und Belastung SV 25 - SV 29 [27]

3.3. Zusammenfassung

Aus den ausgewerteten Versuchsdaten ist ersichtlich, dass das statische System sowie die Belastungsart großen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit von schubslanken Stahlbetonbalken mit geringen Querkraftbewehrungsmengen haben. Des Weiteren wurde ein Einfluss des Querkraftbewehrungsabstandes erkannt. Dieser muss jedoch noch genauer untersucht werden. Die Tragfähigkeitssteigerung von Stahlbetonbalken mit einem Querkraftbewehrungsgrad geringer der Mindestquerkraftbewehrung steht in unmittelbarem Zusammenhang mit dem Schubfeldtyp. Bei Einfeldträgern unter Einzellasten konnte keine gesteigerte Querkrafttragfähigkeit beobachtet werden, wohingegen bei Einfeldträgern und Kragträgern unter Gleichlasten (SFT 2 und 3) eine erhebliche Steigerung festgestellt wurde. [24]

4. Experimentelles Programm

4.1. Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm setzt sich aus zwei Versuchsserien zusammen. Die erste Versuchsserie besteht aus vier Stahlbetonbalken. Im Vordergrund steht der Einfluss einer Drucknormalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit. Mit der zweiten Versuchsserie wird der Einfluss des Abstandes der Bügelbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit untersucht.

Versuchsserie 1: In der erwähnten Versuchsserie von Tue et al. [24] wurden bei den Balken SV 21 und SV 28 (siehe Abb. 3.3 und 3.4) große Traglaststeigerungen aufgrund eines geringen Querkraftbewehrungsgrades festgestellt. Um diesen Effekt auch bei einer einwirkenden Drucknormalkraft zu untersuchen, werden die Balken dieser Versuchsserie analog zu den bereits getesteten Balken hergestellt. Die Balken unterscheiden sich nach ihrem statischem System wie folgt:

- zwei Einfeldträger unter Gleichlast und Drucknormalkraft (SV 21.01-N1-E, SV 21.02-N1-E)
- zwei Kragträger unter Gleichlast und Drucknormalkraft (SV 28.03-N1-E, SV 28.04-N1.5-E)

Versuchsserie 2: Da bei den Versuchsbalken SV 22 und SV 24 (siehe Abb. 3.3) von Tue et al. [24] jeweils die stärker bewehrten Seiten zuerst versagten und daher ein Zusammenhang der Querkrafttragfähigkeit mit dem Querkraftbewehrungsabstand vermutet wird, werden im Rahmen dieser Versuchsserie fünf Balken getestet, um den Einfluss des Bügelabstandes auf die Querkrafttragfähigkeit zu untersuchen. Die Versuchsbalken unterscheiden sich nach ihrem statischen System sowie ihres Längs- und Querkraftbewehrungsgrades. Die Versuchsserie besteht aus folgenden Balken:

- ein Einfeldträger unter Gleichlast (SV 22.01)
- vier Kragträger unter Gleichlast (SV 25.01, SV 25.02, SV 27.01, SV 30)

4.1.1. Versuchskörper

Sämtliche Balken der Versuchsserie werden mit einer Breite von 19 cm und einer Höhe von 45 cm hergestellt. Da die Schubslankheit (beschrieben in Kap. 2.2) rein aus dem statischen System, der Belastungsart und der Balkengeometrie bestimmt wird, kann durch die Festlegung der Querschnittswerte sowie der Trägerlänge ihr Wert berechnet werden. Um eine Schubslankheit zwischen 3.0 und 3.5 sicherzustellen, wird die Länge der Biegebalken mit einer Stützweite von 490 cm und der Kragträger mit einer Länge von 280 cm festgelegt. In Tab. 4.1 werden die wichtigsten Querschnitteigenschaften der Versuchsbalken aufgelistet. Der Längsbewehrungsgrad wird nach Glg. (2.7) und der Querkraftbewehrungsgrad nach Glg. (2.4) bestimmt.

	Versuch #	SFT #	l_{stat} m	a/d -	b cm	h cm	ρ_l %	ρ_w %	$\rho_w/\rho_{w,\text{min}}$ -
Versuchsserie 1	SV 21.01-N1-E a	2	4.90	3.02	19	45	1.93	0.59	0.52
	SV 21.01-N1-E b	2	4.90	3.02	19	45	1.93	0.76	0.67
	SV 21.02-N1-E a	2	4.90	3.02	19	45	1.93	0.59	0.52
	SV 21.02-N1-E b	2	4.90	3.02	19	45	1.93	0.76	0.67
	SV 28.03-N1-E	3	2.80	3.46	19	45	1.93	0.59	0.54
	SV 28.04-N1.5-E	3	2.80	3.46	19	45	1.93	0.59	0.53
Versuchsserie 2	SV 22.01 a	2	4.90	3.05	19	45	2.50	0.99	0.88
	SV 22.01 b	2	4.90	3.05	19	45	2.50	1.47	1.30
	SV 25.01	3	2.80	3.47	19	45	2.48	1.02	0.95
	SV 25.02	3	2.80	3.47	19	45	2.49	0.99	0.92
	SV 27.01	3	2.80	3.47	19	45	2.48	1.47	1.35
	SV 30	3	2.80	3.48	19	45	2.48	0.66	0.60

Tab. 4.1.: Querschnitteigenschaften der Versuchsbalken

Als Querkraftbewehrung wird Baustahl der Sorte B 500A mit einem Durchmesser von 4 mm bzw. 6 mm verwendet. Somit können auch geringe Querkraftbewehrungsmengen unter der Einhaltung der maximalen Abstände zwischen den Bügeln eingehalten werden. Um ein Querkraftversagen im Bereich der simulierten Einspannung bei den Kragträgern auszuschließen, kommt hier Baustahl der Sorte B 550B mit einem Durchmesser von 8 mm als Bügelbewehrung zur Anwendung. Die Biegezugbewehrung wurde auf Grundlage der Versuchsergebnisse aus Kap. 3 unter der Berücksichtigung der Steigerung der Tragfähigkeit durch eine einwirkende Drucknormalkraft und entsprechende Sicherheiten gewählt. Durch den Einsatz hochfester Baustähle der Stahlsorten SAS 670/800 [17] bzw. SAS 950/1050 [18] als Längsbewehrung wird ein Versagen der Träger auf Biegung verhindert. Zudem wird eine hohe Druckfestigkeit des Betons gewählt und eine Druckbewehrung der Güte SAS 500 [19] eingebaut. Dies verhindert ein lokales Versagen in der Betondruckzone. Die Betondeckung in der Druckzone wird so gering als möglich gehalten, um den inneren Hebelarm und damit die Momententragfähigkeit zu vergrößern. Die Betondeckung der meisten Versuchskörper beträgt 15 mm in der Druckzone sowie den Seiten und 25 mm in der Zugzone. Abb. 4.1 und 4.2 zeigen die Balkengeometrien und -abmessungen sowie die Bewehrung und Belastungsart der Versuchsbalken.

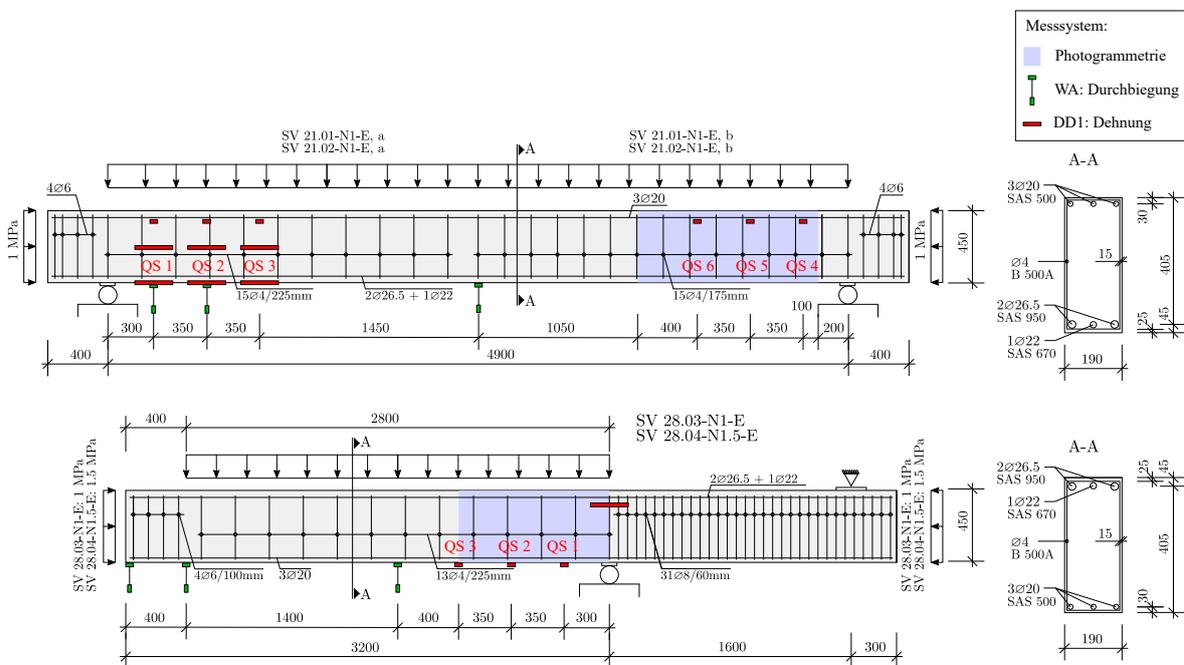


Abb. 4.1.: Geometrie, Bewehrung, statisches System und Belastung der Versuchsserie 1

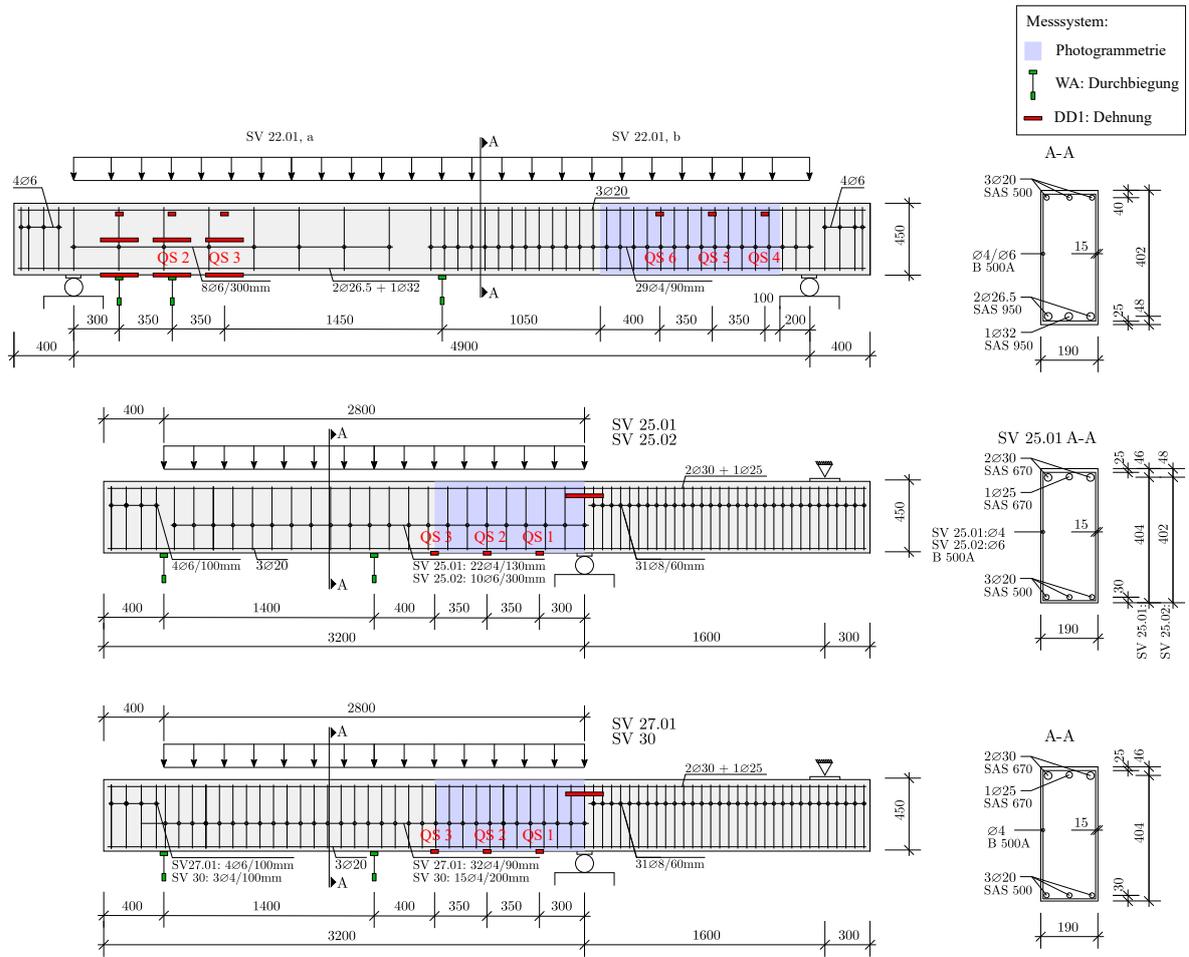


Abb. 4.2.: Geometrie, Bewehrung, statisches System und Belastung der Versuchsserie 2

4.1.2. Herstellung der Versuchskörper

Die Herstellung der neun Balken erfolgte an der TU-Graz. Die Freilufthalle des Institutes für Wasserbau am Campus Inffeldgasse wurde für die Herstellung und Lagerung der Balken zur Verfügung gestellt.

Schalung

Als Schalhaut dienten 27 mm dicke, kreuzweise vollflächig verleimte Dreischichtplatten aus Holz. Jeweils zwei Träger wurden zu einem Schalungselement zusammengefügt. Um das nachträgliche Verrücken der einzelnen Schalelemente zu ermöglichen, wurden sämtliche Schalungselemente auf einer aufgeständerten Bodenplatte aus Schaltafeln gebaut. Die äußeren Randschalungen wurden in etwa alle 50 cm von Winkeln aus Holz gegen seitliches Ausweichen gehalten. Die Innenschalung stützte sich jeweils gegen den benachbarten Balken ab. Um ein Auseinanderdrücken der Schalung durch den Betondruck beim Befüllen zu verhindern, wurden provisorische Zwingen aus Holz vor der Betonage angebracht. Die Ecken und Kanten der Schalung wurden mit Silikon ausgefugt, um ein Austreten der Feianteile des Betons aus der Schalung zu verhindern. Abb. 4.3 zeigt die für die Betonage verwendete Schalungselemente.

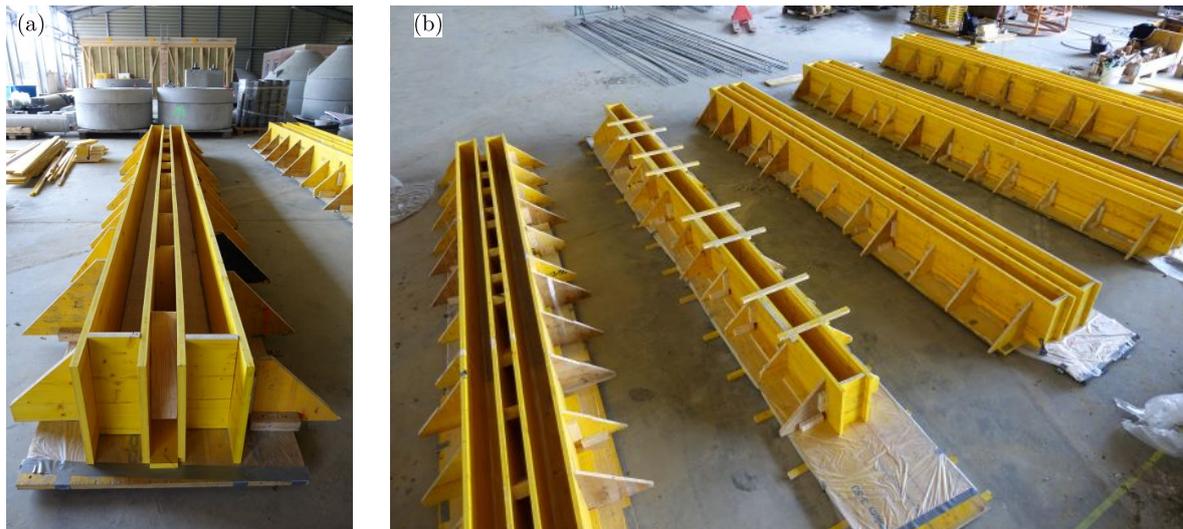


Abb. 4.3.: Schalung (a) eines einzelnen Schalungselements und (b) der gesamten Versuchsreihe

Bewehrung

Bewehrungsstahl mit einem Durchmesser von 4 bzw. 6 mm ist kein Standardmaß für Bügel, weshalb sämtliche Bügel selbst hergestellt werden mussten. Dies erfolgte mit Hilfe einer manuellen Biegevorrichtung (siehe Abb. 4.4 (a)).

Die jeweils viert äußersten Bügel der Bewehrungskörbe wurden an die Längsbewehrung angeschweißt. Somit konnte die Verankerung der Längsbewehrung über das Endauflager gesteigert und ein ungewollter Versagenseintritt bei der Versuchsdurchführung ausgeschlossen werden. Zum einfachen und sicheren Transport der erhärteten Betonbalken wurden Anker über den Auflagerpunkten der Träger eingebaut. Als Anker dienten Bügel, welche am Bewehrungskorb angeschweißt wurden. In Abb. 4.4 (b) sind die Bewehrungskörbe der Versuchsbalken zu sehen.



Abb. 4.4.: (a) Herstellung der Bügel (b) Bewehrungskörbe

Betonage

Am 24.05.2018 wurden die Betonierarbeiten durchgeführt. Betoniert wurde mittels Kran und Krankübel. Der eingebrachte Beton wurde von der Firma Rohrdorfer geliefert und entspricht einem C35/45 XC1 GK16 F52 CEM II/A-M 42.5N. Die Bedeutung der Betonbezeichnung wird in Tab. 4.2 erläutert. Dem Beton wurden der Betonzusatzstoff Fluamix C (AHWZ) zur Verbesserung der Betoneigenschaften beigegeben. Das Zusatzmittel dynamIQ flow L-05 (Verflüssiger) wurde verwendet um die Verarbeitung des Betons zu verbessern. Vor Betonierbeginn wurde mittels Ausbreitmaß die Konsistenz des gelieferten Betons kontrolliert und mit 51 cm dokumentiert. Verdichtet wurde der Beton mit einem 3 cm dicken Flaschenrüttler. Die Fotos in Abb. 4.5 zeigen den Betoniervorgang.

Beschreibung der bestellten Betonsorte	
Abkürzung	Bedeutung
C35/45	Betondruckfestigkeit
XC 1	Expositionsklasse
GK 16	Größtkorn 16 mm
F52	Konsistenzklasse 52
CEM II/A-M 42.5N	Zementart

Tab. 4.2.: Bedeutung der Betonbezeichnung

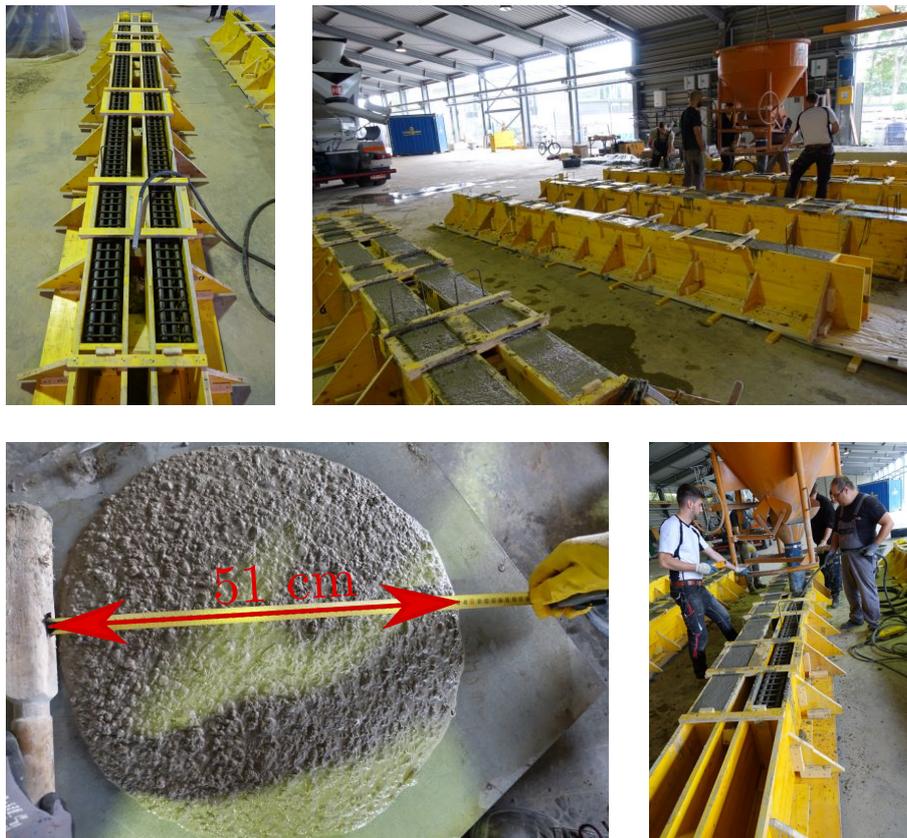


Abb. 4.5.: Betonage der Versuchskörper

4.1.3. Entwicklung der Betoneigenschaften

Neben den Versuchsbalken wurden 20 Würfel mit den Abmessungen 150 mm × 150 mm × 150 mm und acht Zylinder mit den Abmessungen 150 mm × 300 mm hergestellt. Die Begleitkörper dienen der Ermittlung der Betonfestigkeitsentwicklung sowie der Bestimmung der Spaltzugfestigkeit und des E-Moduls der Versuchskörper.

Die Ergebnisse der Prüfungen der Begleitkörper können in Anhang C nachgelesen werden.

Betondruckfestigkeit

Mit der nach 28 Tagen bestimmten Betonfestigkeit der Begleitkörper kann eine, auf dem *fib* Model Code 2010 [8] basierende, Normkurve der Entwicklung der Betondruckfestigkeit ermittelt werden.

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

mit:

- s ... von der Zementsorte abhängiger Parameter = 0.25 für 42.5N
- t ... Betonalter (inkl. Temperaturentwicklung)
- $f_{\text{cm},28}$... Druckfestigkeit nach 28 Tagen.

In Abb. 4.6 sind die Normkurven der Würfel- als auch der Zylinderdruckfestigkeit eingezeichnet. Da für die Versuchsreihe die Festigkeit der Prüfkörper nach 29 Tagen ermittelt wurde, dient dieser Wert als Grundlage der Berechnung. Es ist zu erkennen, dass die Frühfestigkeiten geringer sind, als in der Norm beschrieben wird. Die Endfestigkeiten stimmen jedoch sehr gut mit der Normkurve überein. Ein möglicher Grund der verzögerten Festigkeitsentwicklung ist die Zugabe der Zusatzmittel und Zusatzstoffe. Die rote Linie beschreibt die, für die Nachrechnung verwendeten, Betondruckfestigkeiten der Versuchsbalken. Für die nachträgliche Berechnung der Versuche wurde die mittlere Betondruckfestigkeit linear zwischen den Mittelwerten, der am jeweils selben Tag getesteten Zylinder, interpoliert. Die im Diagramm mit * gekennzeichneten Werte wurden dabei außer Acht gelassen. Hier besteht der Verdacht auf die Verfälschung der ermittelten Ergebnisse aufgrund nicht komplett planparallel geschliffener Oberflächen der zylindrischen Prüfkörper. Die Messungen der Würfel-Druckfestigkeiten dienen nur der Überprüfung einer normkonformen Festigkeitsentwicklung und werden nicht für Nachrechnungen herangezogen.

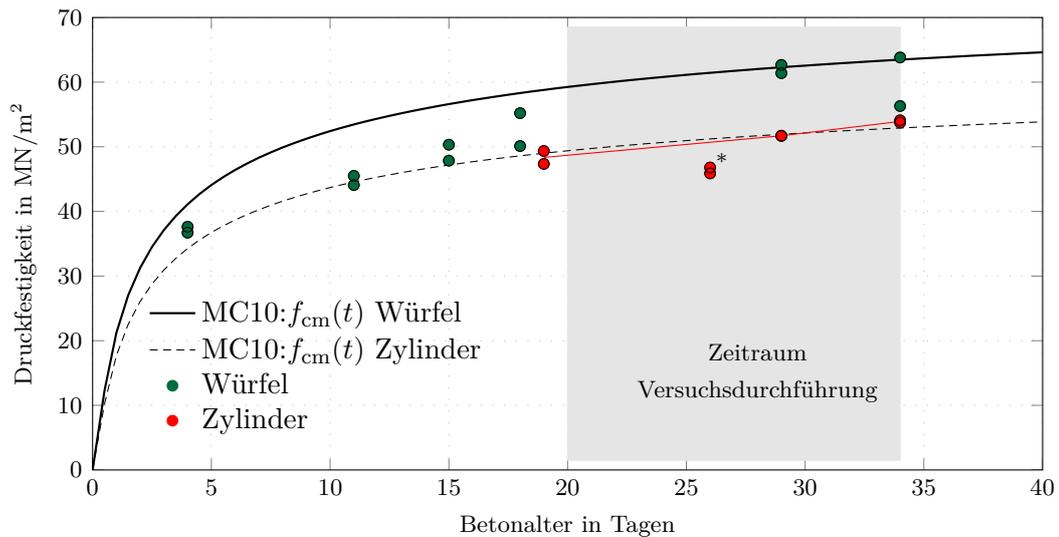


Abb. 4.6.: Auswertung der Begleitversuche zur Ermittlung der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm}

In Tab. 4.3 werden die Betondruckfestigkeiten der Versuchsbalken angegeben.

Versuchsserie 1			Versuchsserie 2		
Versuch #	SFT #	f_{cm} MN/m ²	Versuch #	SFT #	f_{cm} MN/m ²
SV 21.01-N1-E a	2	53.0	SV 22.01 a	2	53.9
SV 21.01-N1-E b	2	53.0	SV 22.01 b	2	53.9
SV 21.02-N1-E a	2	53.5	SV 25.01	3	48.7
SV 21.02-N1-E b	2	53.5	SV 25.02	3	49.0
SV 28.03-N1-E	3	51.0	SV 27.01	3	50.4
SV 28.04-N1.5-E	3	51.4	SV 30	3	50.7

Tab. 4.3.: Betondruckfestigkeiten der Versuchsbalken

Spaltzugfestigkeit

Die Spaltzugfestigkeit wurde aus Betonwürfeln ermittelt. In Abb. 4.7 links ist erkennbar, dass die aus der Glg. (4.2) berechneten Werte der Spaltzugfestigkeit laut *fib* Model Code 2010 [8] etwas höher sind, als die aus den Begleitversuchen bestimmten Werte der Spaltzugfestigkeit. Unter der Berücksichtigung der großen Streuung der Spaltzugfestigkeit liegen sie jedoch in einem akzeptablen Bereich. Die mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} wurde aus der oben beschriebenen roten Linie des Diagramms aus Abb. 4.6 bestimmt.

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

mit:

f_{ctm} ... Mittelwert der Betonzugfestigkeit

f_{ck} ... charakt. Druckfestigkeit

mit: $f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ MN/m}^2$

Elastizitätsmodul

Im rechten Diagramm in Abb. 4.7 wird der rechnerische Wert des E-Moduls nach *fib* Model Code 2010 [8] dem aus Prüfkörper bestimmten E-Modul gegenübergestellt. Es ist erkennbar, dass der E-Modul, bestimmt nach *fib* Model Code 2010, deutlich überschätzt wird. Deshalb wird bei den Nachrechnungen der maximalen Biegetragfähigkeit sowie der Druckzonenhöhe eine Anpassung des E-Moduls an die gemessenen Werte angestellt. Der Wert der Betondruckfestigkeit wurde dabei, ausgehend von den Mittelwerten der Messergebnisse, linear interpoliert. Der laut *fib* Model Code 2010 [8] errechnete Wert des E-Moduls lautet wie folgt:

$$E_{cm} = 21.5 \cdot \frac{f_{cm}^{1/3}}{10} \quad (4.3)$$

mit:

f_{cm} ... equ. Mittelwert der Betondruckfestigkeit

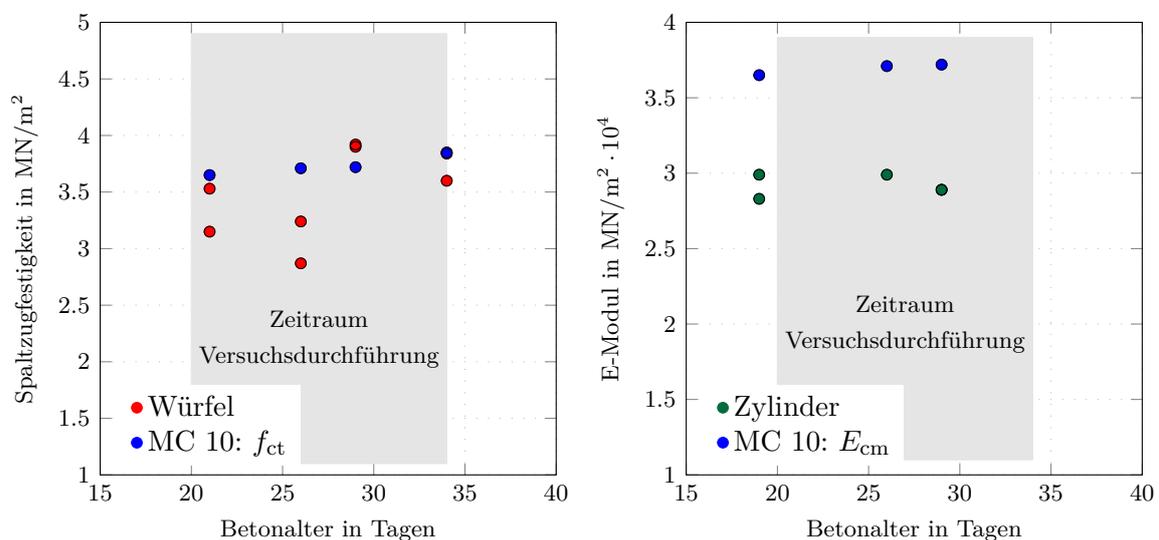


Abb. 4.7.: Auswertung der Begleitversuche zur Ermittlung der mittleren Spaltzugfestigkeit (links) und des E-Moduls (rechts)

4.2. Messsystem

Verwendete Messsysteme:

- Kraftmessdose
- Wegaufnehmer
- Dehnungsaufnehmer
- Photogrammetrisches Messsystem

Prüfgerüst

Alle Versuche wurden am Labor für konstruktiven Ingenieurbau (LKI) der TU-Graz durchgeführt. Zur vertikalen Belastung der Balken kam ein Prüfgerüst mit höhenverstellbarem Querjoch und hydraulisch mechanischer Klemmung (siehe Abb. 4.8) zur Anwendung. Das Prüfgerüst steht auf vier Säulen mit einem Abstand von 250 cm. Der servohydraulische Prüfzylinder (MTS 244.51) kann eine Kraft von 1000 kN übertragen und hat einen maximalen Kolbenweg von 250 mm. Der Prüfzylinder verfügt über eine integrierte Kraftmessdose (MTS 661.31E/F-01) sowie einen integrierten Wegmesser (MTS LVDT).



Abb. 4.8.: Prüfgerüst mit eingespanntem Balken (SV 22.01) und Messvorrichtungen

Wegaufnehmer

Die Verformung bestimmter Punkte wurde mittels induktiver Wegaufnehmer (HBM WA200 bzw. HBM WA100) gemessen. Der Nennmessweg beträgt, je nach verwendetem Modell, zwischen 0 mm und 100 mm bzw. 0 mm und 200 mm. Die Linearitätsabweichung beschreibt die größte Abweichung zwischen Anfangs- und Endpunkt und beträgt $\pm 0.20\%$.

Dehnungsaufnehmer

Die gemessenen Dehnungen wurden mittels Dehnungsaufnehmern vom Typ HBM DD1 gemessen. Sie haben eine Linearitätsabweichung von $\pm 0.05\%$ und verfügen über einen Nennmessbereich von ± 2.5 mm. Die Länge der verwendeten Dehnungsaufnehmer im Druckbereich beträgt

50 mm, wohingegen die Dehnungsaufnehmer in der Zugzone eine Länge von 250 mm haben. Dies hat den Grund, dass die gemessene Dehnung, wenn sie genau über einen Riss gemessen wird, verfälschte Messdaten liefert. Wird jedoch die gemittelte Dehnung über eine größere Distanz gemessen, liefert das Messergebnis dennoch korrekte Daten. In Abb. 4.9 wird die Lage der verwendeten Messeinrichtungen am Beispiel vom Schubversuch SV 22.01 dargestellt.

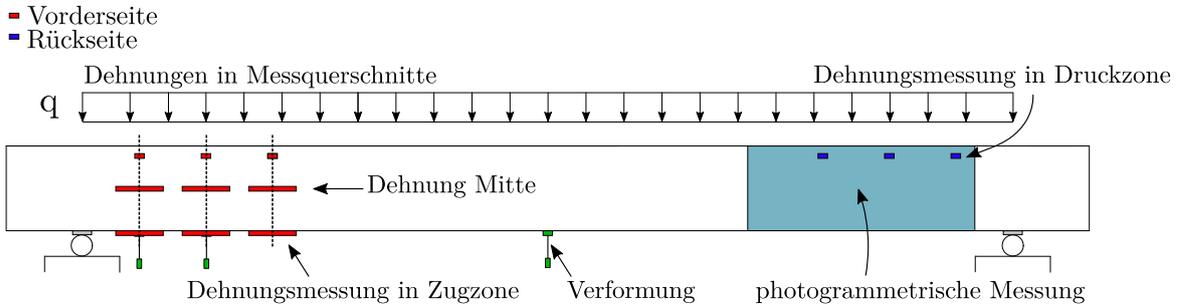


Abb. 4.9.: Messeinrichtungen am Versuchsbalken SV 22.01

Photogrammetrische Messung

Bei der photogrammetrischen Messung handelt es sich um eine berührungslose optische Messtechnik, welche mit Hilfe von zwei hochauflösenden Kameras Deformationen und Dehnungen messen kann. Für die einwandfreie Funktionsfähigkeit war es erforderlich, eine Struktur auf der Balkenoberfläche zu erzeugen. Mit Hilfe dieser Struktur ist es dem Messsystem möglich, die Verschiebung zweier beliebiger Punkte zueinander zu berechnen. Die Größe des Messfeldes beträgt beim Kragträger in etwa 100 cm × 45 cm und beim Einfeldträger 120 cm × 45 cm. Die Auswertung der Messdaten erfolgt mit dem Softwarepaket MercuryRT, welches die Untersuchung der Rissentwicklung als auch der Risskinematik ermöglicht. Die Lage und Bestandteile des photogrammetrischen Messsystems sind in Abb. 4.10 zu sehen.

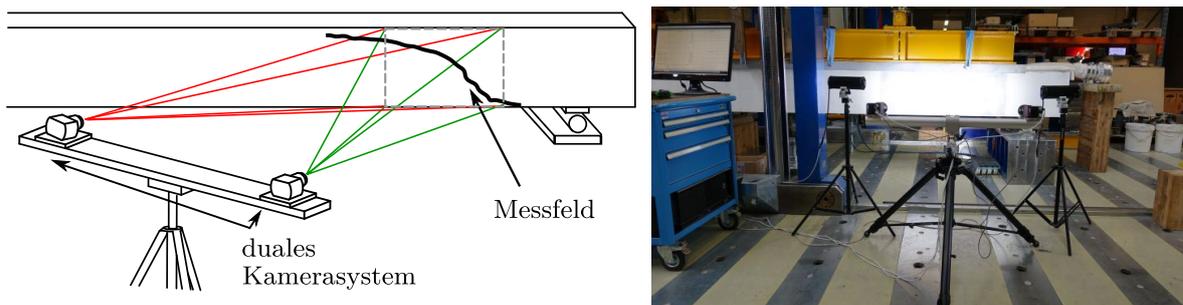


Abb. 4.10.: photogrammetrisches Messsystem (links) [24] und Anwendung beim Balken SV 22.01 (rechts)

Eine detaillierte Aufzeichnung der verwendeten Messeinrichtungen je Balken ist in Anhang A angefügt.

4.3. Versuchsaufbau

Simulation der Einspannung beim Kragträger

Da die Einspannung des Kragträgers im Versuchsaufbau sehr schwierig zu realisieren ist, wurde ein statisches System gewählt, dass die selben Schnittgrößen hervorruft. Anstatt der Einspannung wurde im Versuchsaufbau ein System mit Auflager und Gegenauflager gewählt. Ersteres wurde in Form eines Rollenlagers ausgeführt und letzteres als unverschiebliches Auflager, an welchem der Kragträger über ein Querjoch nach unten gespannt wurde (siehe Abb. 4.11 und 4.12).

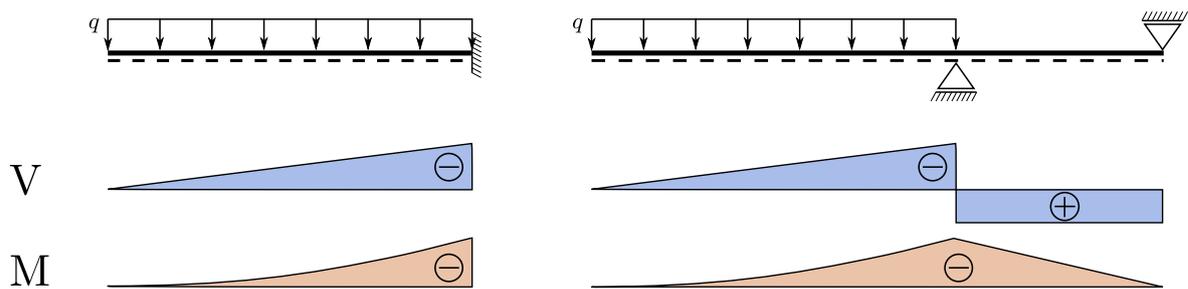


Abb. 4.11.: Gegenüberstellung der Schnittkräfte eines Kragträgers und des tatsächlich geprüften Systems

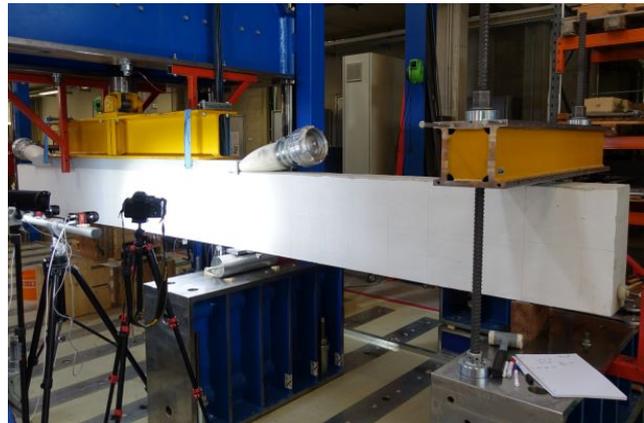


Abb. 4.12.: Versuchsaufbau der Kragträger am Beispiel von SV 30

Aufbringung der Gleichlast

Bei der Versuchsserie kommen zwei verschiedene Versuchsaufbauten (siehe Abb. 4.13) zum Einsatz. Sie unterscheiden sich nach der Art des Versuchskörpers und lassen sich somit in den Aufbau für Kragträger und den Aufbau für Einfeldträger unterscheiden. Wesentlich dabei ist die Länge der aufzubringenden Gleichlast. Beim Kragträger mit der vergleichsweise geringen Einleitungslänge von 280 cm ist zwischen dem hydraulischen Prüfzylinder und dem Betonbalken nur ein IPB 300 Stahlträgerprofil zwischengeschaltet, um die Kraft aus dem Prüfzylinder gleichmäßig über die Einleitungslänge auf den Träger zu verteilen. Aufgrund der Einleitungslänge von 490 cm beim Einfeldträger ist die Verteilung der Einzellast aus dem Prüfzylinder über zwei Zwischenschritte erforderlich. Die Einzellast wird zuerst durch einen Verteilträger (TVFA 650) auf zwei kleinere IPB 300 Stahlträger verteilt, ehe die Belastung des eigentlichen Versuchskörpers erfolgt. Alle Verteilträger sind mittels Bolzgelenken verbunden und ermöglichen so eine gleichmäßige Lastaufbringung.

Bei beiden Aufbauten wird an der Unterseite der IPB 300 Träger ein U-Profil (UNP 240) angebracht. Die Aufgabe dieses U-Profiles ist die Fixierung des sich darunter befindenden Schlauchs. Der Schlauch ist in etwa zur Hälfte mit Wasser gefüllt und garantiert eine gleichmäßige Krafteinleitung über die Länge des Trägers. Unebenheiten an der Balkenoberfläche spielen somit bei der Belastungseinleitung keine Rolle. Um dennoch den Schlauch vor Beschädigungen zu schützen, wurden die Oberflächen sämtlicher Träger vor der Versuchsdurchführung geschliffen und die Kanten von Graten befreit. Die Belastung erfolgt jeweils bis zu den Auflagerachsen.

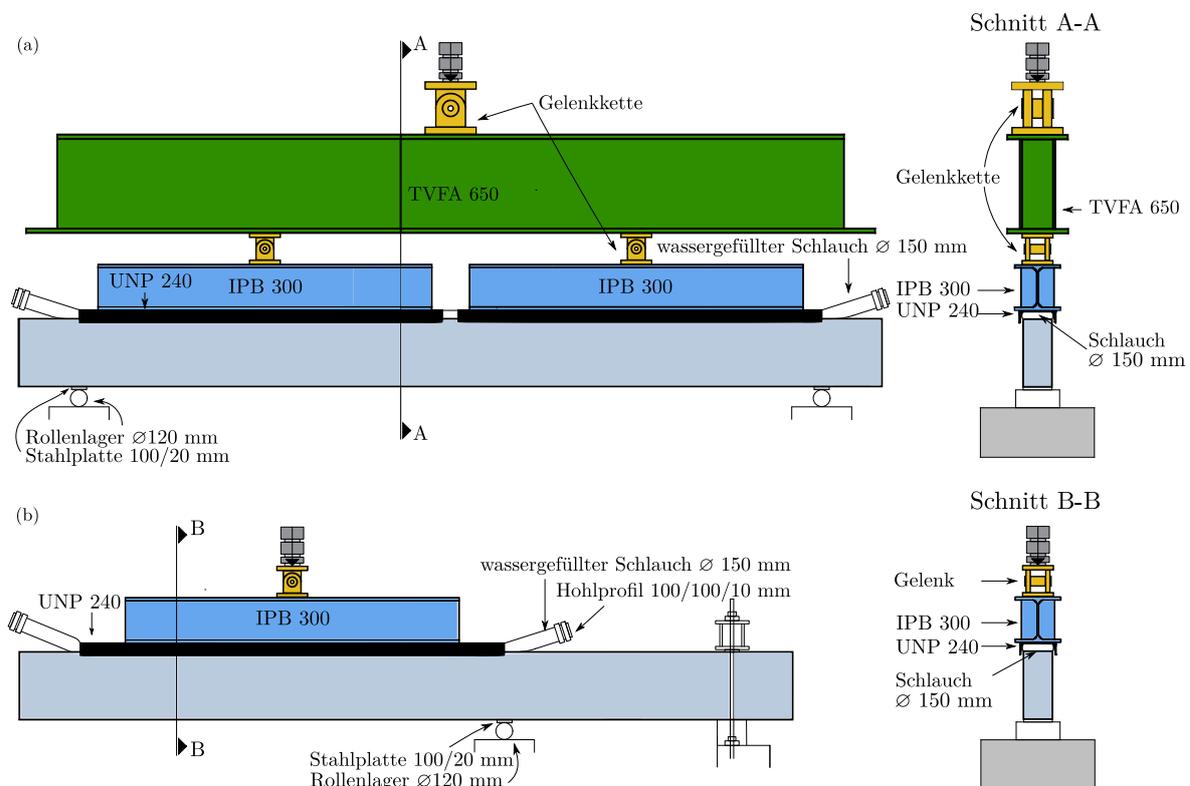


Abb. 4.13.: Versuchsaufbau ohne Normalkraft für (a) Biegeträger und (b) Kragträger

Aufbringung der Normalkraft

Die Vorspannung der Balken erfolgt extern, um zusätzliche Effekte, wie die Beeinflussung der Verdübelungswirkung oder der erhöhten Behinderung der Rissaufweitung, welche durch eine zentrische Vorspannung mit Spannstäben unumgänglich sind, zu vermeiden. Die Einleitung der Drucknormalkraft erfolgt daher über ein Normalkraftgerüst. Es besteht aus mehreren Einzelteilen, die durch Spannstäbe miteinander verbunden sind. Die Verbindung der Einzelteile mit den Spannstäben erfolgt über eine Schraubverbindung mit Kugelbundmuttern. Diese sollen eine Rotation der Einzelteile ermöglichen und eine Gelenkkette simulieren. Somit soll ein Einfluss der Normalkrafteinleitung auf das Tragverhalten des Trägers verhindert und nur die Normalkraft selbst in den Balken eingeleitet werden. Verformt sich nun der Balken aufgrund der vertikal eingeleiteten Gleichlast, ist das Normalkraftgerüst fähig diese Verformungen mitzumachen, ohne dass zusätzliche Kräfte verursacht werden. Abb. 4.14 zeigt das Funktionsprinzip der Gelenkkette.

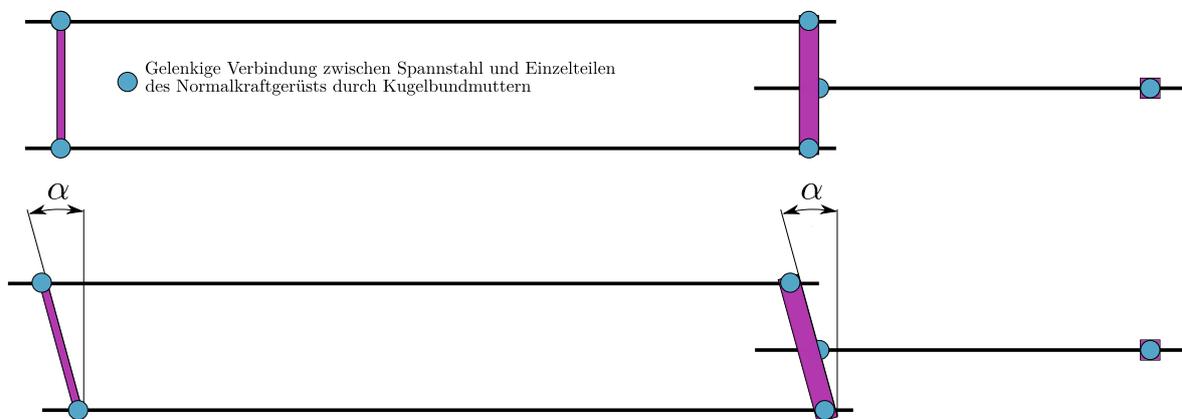


Abb. 4.14.: Seitenansicht der Gelenkkette vor (oben) und nach der Verformung (unten)

Damit die Messungen durch das Normalkraftgerüst nicht gestört werden, dürfen die Spannstäbe nicht in das Mercury-Messfeld ragen. Deshalb müssen die Spannstäbe in diesem Bereich außerhalb des Balkenquerschnitts geführt werden, dürfen jedoch nicht mit anderen Versuchseinrichtungen in Kontakt kommen. Am Ende des Normalkraftgerüsts wird durch einen hydraulischen Hohlkolbenzylinder die Vorspannkraft aufgetragen und über ein Querjoch in die Spannglieder eingeleitet. Abb. 4.15 zeigt die Funktionsweise des Normalkraftgerüsts bei einem Kragträger. In Abb. 4.16 sind Bilder des Normalkraftgerüsts, am in die Prüfmaschine eingebauten Träger, zu sehen.

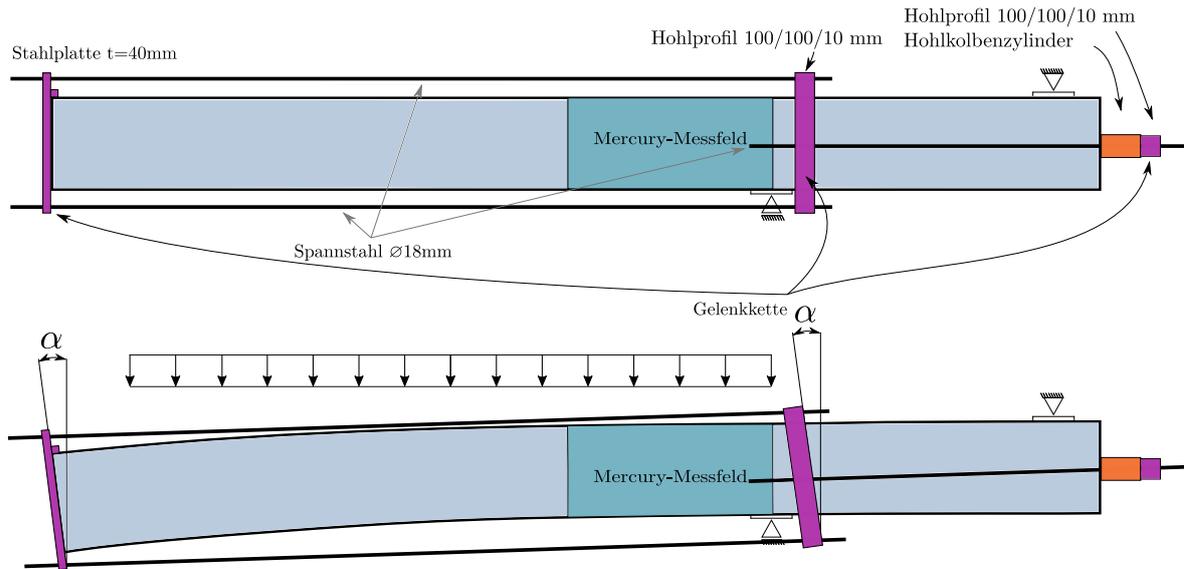


Abb. 4.15.: Normalkraftgerüst und Funktionsweise anhand eines Kragträgers



Abb. 4.16.: Normalkraft- und Prüfgerüst am Einfeldträger (oben) und am Kragträger (unten)

Eine detaillierte Aufzeichnung aller Versuchsaufbauten ist in Anhang A angefügt.

Balkenlänge

Der Überstand von 40 cm über die Rollenaufleger beim Einfeldträger ist für die Verankerung der Längsbewehrung erforderlich. Zudem garantiert der Überstand an den Balkenenden eine gleichmäßige Verteilung der aufgetragenen Drucknormalkraft im Bemessungsquerschnitt. Auch aus konstruktiven Gründen ist der Überstand notwendig, damit das Normalkraftgerüst nicht mit dem Prüfgerüst kollidiert. Der Kragträger wurde mit einer zusätzlichen Länge von 40 cm am freien Auflager und 190 cm Überstand am eingespannten Ende hergestellt. Es ergibt sich somit eine Gesamtlänge von 570 cm für die Einfeldträger und 510 cm für die Kragträger (siehe Abb. 4.17).

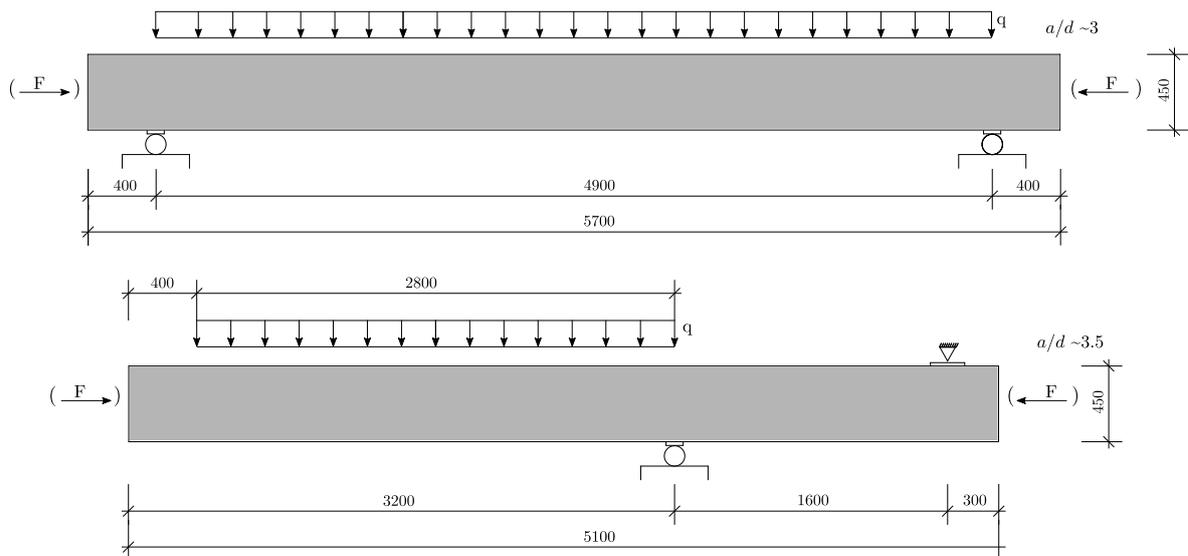


Abb. 4.17.: System und Belastung der Versuchsbalken

Externe Schubverstärkung

Um bei den Biegeträgern beide Seiten des Trägers bis zum Versagenseintritt belasten zu können, wurden im Vorhinein auf der schwach bewehrten Seite zusätzlich externe Schubverstärkungen angebracht. Die in Abb. 4.18 gezeigten Verstärkungen bestehen aus U-förmigen, an den Trägerquerschnitt angepassten Flacheisen. Das Eisen ist an der Balkenoberseite unter dem Schlauch platziert und befindet sich zwischen den Dehnungs-Messquerschnitten im Auflagerbereich. An der Unterseite wurde ein weiteres Flacheisen über angeschweißte Gewindestangen angeschraubt. Im Versagensfall fällt der Versuchsbalken in die externe Schubverstärkung und kann anschließend weiter belastet werden.

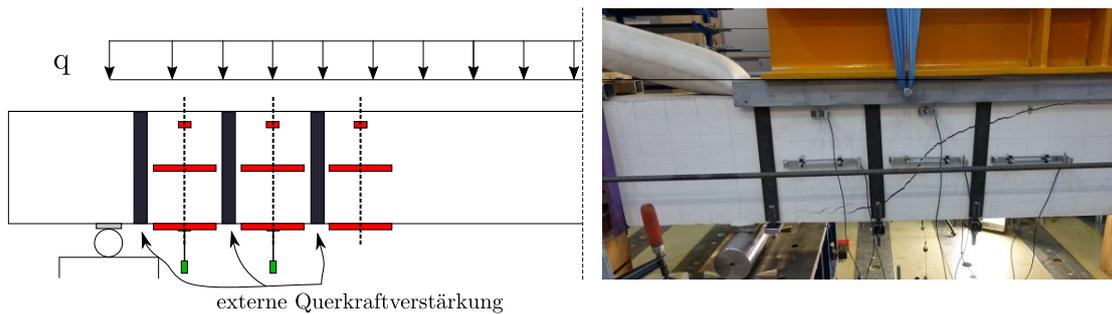


Abb. 4.18.: Externe Schubverstärkung der schwach bewehrten Seite beim Balken SV 21.01-N1-E

5. Wesentliche Versuchsergebnisse

Die wichtigsten Versuchsergebnisse sind in Tab. 5.1 zusammengefasst. P_{\max} ist die maximal gemessene Zylinderkraft der Prüfmaschine. Das Verhältnis des maximalen Biegemoments im Experiment und dem maximal aufnehmbaren Biegemoment ist angegeben, um zu zeigen, dass die Biegetragfähigkeit der Balken nicht überschritten wurde. Das maximal aufnehmbare Biegemoment wurde mit Materialmittelwerten berechnet. Die mittlere Fließgrenze der Längsbewehrung wurde mit der 1.1-fachen charakteristischen Fließgrenze angenommen. Die Querkraft am Auflager (V_{exp}) sowie die Querkraft im Bemessungsquerschnitt im Abstand d vom Auflager ($V_{\text{exp},d}$) berücksichtigen bereits das Gewicht des Aufbaues sowie das Eigengewicht des Stahlbetonbalkens. Das Eigengewicht des Balkens wurde mit 2.14 kN/m und des Aufbaus mit 0.13 kN/m angenommen. Das Eigengewicht des Überstandes des Kragträgers über die Belastungseinwirkung hinaus (40 cm) sowie das Eigengewicht des Normalkraftgerüsts wurden in der Berechnung vernachlässigt. Die Querkraft über dem Auflager entspricht der Querkraft in der Schwerachse der Auflagerrolle. Der Wert $V_{\text{exp},d}$ entspricht der Querkraft im Abstand d von der Schwerachse der Auflagerrolle entfernt.

Versuchsserie 1 – Träger unter Gleichlast und Drucknormalkraft

Bei den Einfeldträgern unter Gleichlast mit zusätzlich einwirkender Drucknormalkraft ist zu erkennen, dass die Querkrafttragfähigkeit mit steigendem Querkraftbewehrungsgrad größer wird, auch wenn der Bewehrungsgrad kleiner als die erforderliche Mindestquerkraftbewehrung nach Glg. (2.3) ist. Bei den Trägern SV 21.01-N1-E und SV 21.02-N1-E beträgt die Traglaststeigerung bei einer Erhöhung der Querkraftbewehrung von $0.52 \cdot \rho_{w,\min}$ auf $0.67 \cdot \rho_{w,\min}$ rund 12 %.

Werden die Balken SV 30 und SV 28.03-N1-E bzw. SV 28.04-N1.5-E verglichen, kann eine geringe Steigerung der Querkrafttragfähigkeit verursacht durch eine einwirkende Drucknormalkraft festgestellt werden. Die Steigerung der Drucknormalkraft von 1.0 auf 1.5 MN/m² bei den Kragträgern SV 28.03-N1-E bzw. SV 28.04-N1.5-E hat keine Auswirkung auf die Querkrafttragfähigkeit.

Ein Vergleich der Einfeldträger mit den Kragträgern zeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit der Kragträger höher als jene der Einfeldträger ist, obwohl die Schubslankheit der Einfeldträger ($a/d \approx 3.0$) geringer als jene der Kragträger ($a/d \approx 3.5$) ist.

Versuchsserie 2 – Träger unter Gleichlast ohne Drucknormalkraft

Auch bei den Trägern ohne der zusätzlichen Belastung durch eine Drucknormalkraft kann erkannt werden, dass die Querkrafttragfähigkeit mit steigendem Querkraftbewehrungsgrad zunimmt. Dies trifft auch auf die Kragträger zu, bei denen $\rho_w \leq \rho_{w,\min}$ ist, womit der Einfluss eines Querkraftbewehrungsgrades kleiner des Mindestquerkraftbewehrungsgrades auf das Querkrafttragverhalten gegeben ist.

	Versuch #	SFT #	ρ_l ‰	$\rho_w/\rho_{w,\min}$ -	σ_{cp} MN/m ²	P_{\max} kN	M_{\exp}/M_{\max} -	V_{\exp} kN	$V_{\exp,d}$ kN
Versuchsserie 1	SV 21.01-N1-E a	2	1.93	0.52	-1.0	311	0.38	161	135
	SV 21.02-N1-E a	2	1.93	0.52	-1.0	314	0.37	163	136
	SV 21.01-N1-E b	2	1.93	0.67	-1.0	369	0.45	190	159
	SV 21.02-N1-E b	2	1.93	0.67	-1.0	332	0.41	172	144
	SV 28.03-N1-E	3	1.93	0.54	-1.0	204	0.58	210	180
	SV 28.04-N1.5-E	3	1.93	0.53	-1.5	208	0.60	214	183
Versuchsserie 2	SV 22.01 a	2	2.50	0.88	-	422	0.48	217	181
	SV 22.01 b	2	2.50	1.30	-	498*	0.57	-	-
	SV 25.01	3	2.48	0.95	-	221	0.64	227	195
	SV 25.02	3	2.49	0.92	-	235	0.68	241	207
	SV 27.01	3	2.48	1.35	-	302	0.87	308	264
	SV 30	3	2.48	0.60	-	185	0.54	191	164

* Die Traglast konnte aufgrund des Versagens der Seite a, trotz der externen Querkraftbewehrung, nicht weiter gesteigert werden.

Tab. 5.1.: Ergebnisse der Versuchsbalken

5.1. Trag- und Verformungsverhalten

Bei allen getesteten Balken wurde das Versagen durch einen Schubriss hervorgerufen. Um die Traglast bei den Biegebalken an beiden Seiten zu ermitteln, wurden an der schwach bewehrten Seite a externe Schubverstärkungen angebracht. Der Bereich in dem die externen Schubverstärkungen aktiviert wurden, ist in den Querkraft-Verformungskurven grau hinterlegt. Die Verformung wurde bei den Kragträgern an der Unterseite der Balken am Ende der Gleichlast aufgezeichnet. Bei den Biegeträgern wurde die Verformung an der Unterseite der Balken in Feldmitte gemessen. Die Querkraft entspricht der Querkraft am Auflager inklusive Aufbaulasten und dem Eigengewicht des Stahlbetonträgers. Aus Gründen der Lesbarkeit wird das Verhältnis $\rho_w/\rho_{w,\min}$ durch χ ersetzt. Des Weiteren wird in den Diagrammen das statische System, die Belastungsart und die Schubschlankheit angegeben, sowie die Versagensstelle schematisch gekennzeichnet (siehe Abb. 5.2 und 5.3). Folgende Symbole wurden für den Versagenseintritt verwendet:

- Versagenseintritt durch einen Schubriss – Kennzeichnung mit „○“
- Abbruch durch das totale Versagen der Seite a trotz externer Schubverstärkungen – Kennzeichnung mit „△“

Werden die Steifigkeiten der Einfeldträger verglichen, ist festzustellen, dass der Einfeldträger SV 22.01 nach der Erstrissbildung eine höhere Steifigkeit entwickelte, als die Einfeldträger mit zusätzlicher Druckbeanspruchung. Der Steifigkeitsabfall der Stahlbetonbalken aufgrund der Entwicklung von Biegerissen ist theoretisch von der Drucknormalkraft abhängig. Eine zusätzlich wirkende Drucknormalkraft bewirkt nach Glg. (5.1) ein größeres Rissmoment und einen einhergehend späteren Steifigkeitsverlust. Im Versuch kann jedoch nur bei SV 21.02-N1-E ein größeres Rissmoment als bei SV 22.01 erreicht werden, wohingegen SV 21.01-N1-E im ungerissenen Zustand ein ähnliches Verhalten wie SV 22.01 aufweist. Dies kann mit der großen Streuung der Zugfestigkeit des Betons begründet werden.

$$f_{ctm} = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \quad (\text{N für Druck negativ}) \quad (5.1)$$

Bei allen Biegebalken trat das Querkraftversagen zuerst an der schwach bewehrten Seite a ein.

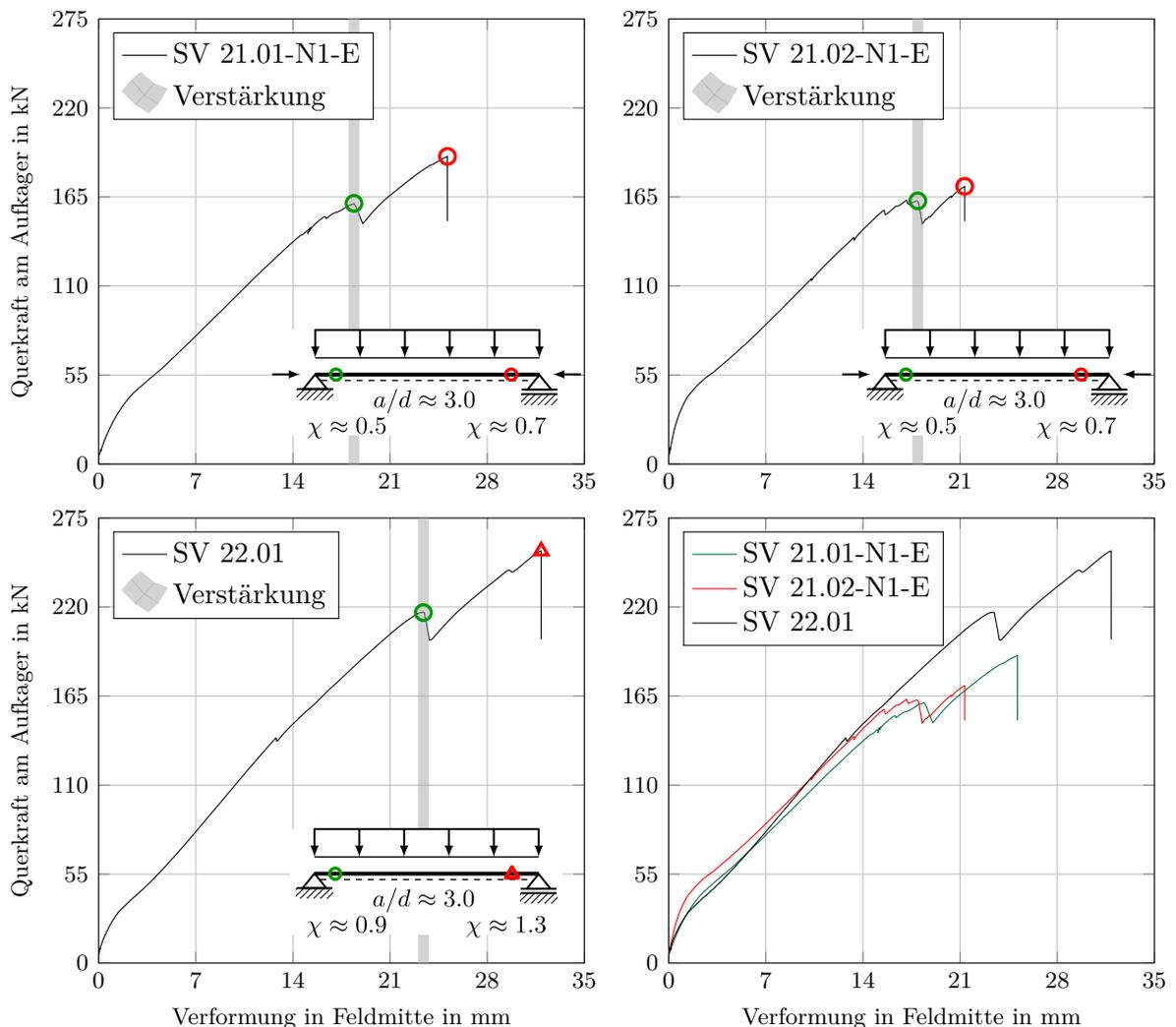


Abb. 5.2.: Querkraft-Verformungskurven der Einfeldträger

Schubfeldtyp 3 – Kragträger unter Gleichlast

Die Querkraft-Verformungskurven der Kragträger unter Gleichlast sind in Abb. 5.3 dargestellt. Der Steifigkeitsabfall nach der Überschreitung des Rissmoments ist bei den Kragträgern nicht so ausgeprägt wie bei den Einfeldträgern. Dies liegt daran, dass das Rissmoment bedingt durch das statische System sowie die Belastungsart im Vergleich zu den Einfeldträgern nur in einem sehr kleinem auflagernahen Bereich überschritten wird.

Die Entstehung bzw. Aufweitung von Schubrisen ist wie bei den Einfeldbalken nur durch eine detaillierte Auswertung der Dehnungsmessungen und der Mercury-Messaufnahmen eindeutig erkennbar.

Auffallend ist, dass bei allen Trägern ein entstehender Schubriss nicht unmittelbar zum Versagen führt und eine teils sehr große Laststeigerung möglich ist. Das bedeutet, dass ein Querkraftbewehrungsgrad, auch wenn dieser kleiner als der Mindestquerkraftbewehrungsgrad ist, einen wesentlichen Einfluss auf das Querkrafttragverhalten hat. Bei allen Trägern nimmt die Steifigkeit nach dem Entstehen der ersten Schubrisse leicht ab. Eine plastische Verformung bzw. Versagensankündigung kann jedoch nicht beobachtet werden.

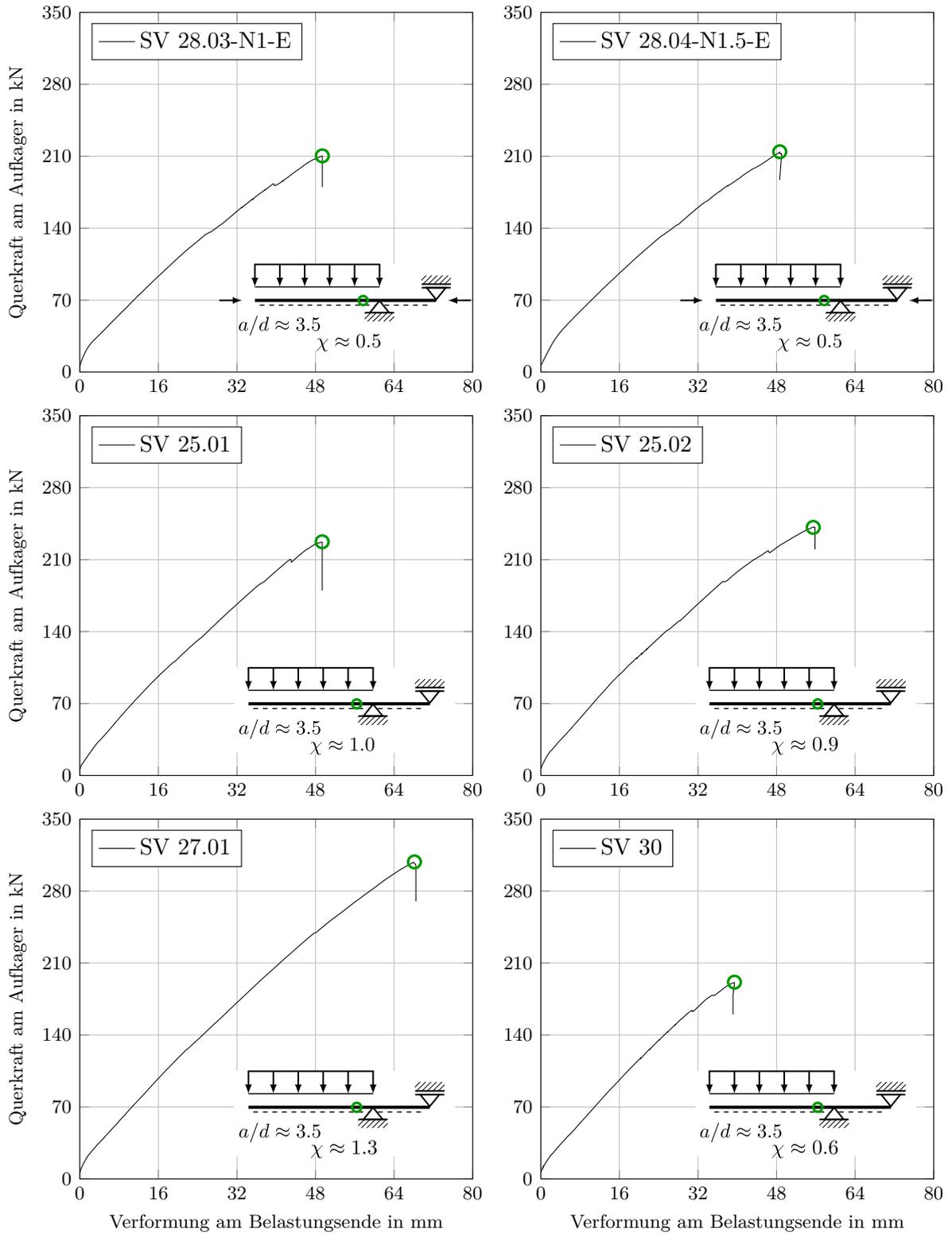


Abb. 5.3.: Querkraft-Verformungskurven für der Kragträger

5.2. Versagensstelle und Rissbilder

In Abb. 5.4 und 5.5 werden die Rissbilder zum Zeitpunkt des Versagens dargestellt. Die Rissbilder wurden mit Hilfe von Fotoaufnahmen nachgezeichnet. Im Bereich der photogrammetrischen Messung zeigt eine Grafik der Hauptzugdehnungen das Rissbild kurz vor dem Versagenseintritt. Die Lage des zum Versagen führenden Schubrisses wird durch den Abstand vom Auflager bis zu jenem Punkt, an dem der Schubriss die Balkenmitte erreicht, definiert. Die in den Abbildungen eingezeichneten rechnerischen Druckzonenhöhen wurden zum Zeitpunkt der angegebenen Zylinderkraft P berechnet.

Schubfeldtyp 2 – Einfeldträger unter Gleichlast

Bei den Einfeldbalken entwickelte sich der erste Schubriss aus einem Biegeriss neben dem Auflager. Er wuchs in die Druckzone hinein, konnte jedoch von der Querkraftbewehrung gebremst werden. Bei weiterer Laststeigerung bildete sich der zum Versagen führende Schubriss aus dem äußersten Biegeriss. Er verwuchs mit dem nächsten Biegeriss, drang tief in die rechnerische Druckzone Richtung Balkenmitte vor und führte letztendlich zum Versagen.

Beim Biegebalken SV 22.01,a zeigt das Rissbild, trotz der unterschiedlichen Querkraftbewehrungsgrade, keine Unterschiede gegenüber den anderen Biegeträgern. Jedoch soll hier angemerkt werden, dass aufgrund des großen Bügelabstandes von 300 mm nur ein Bügel den Schubriss kreuzte und dadurch eventuell die Traglast begrenzt wurde. Der zum Versagen führende Schubriss bildete sich bei allen Trägern im Abstand $1.3 \cdot d - 1.6 \cdot d$ vom Auflager entfernt.

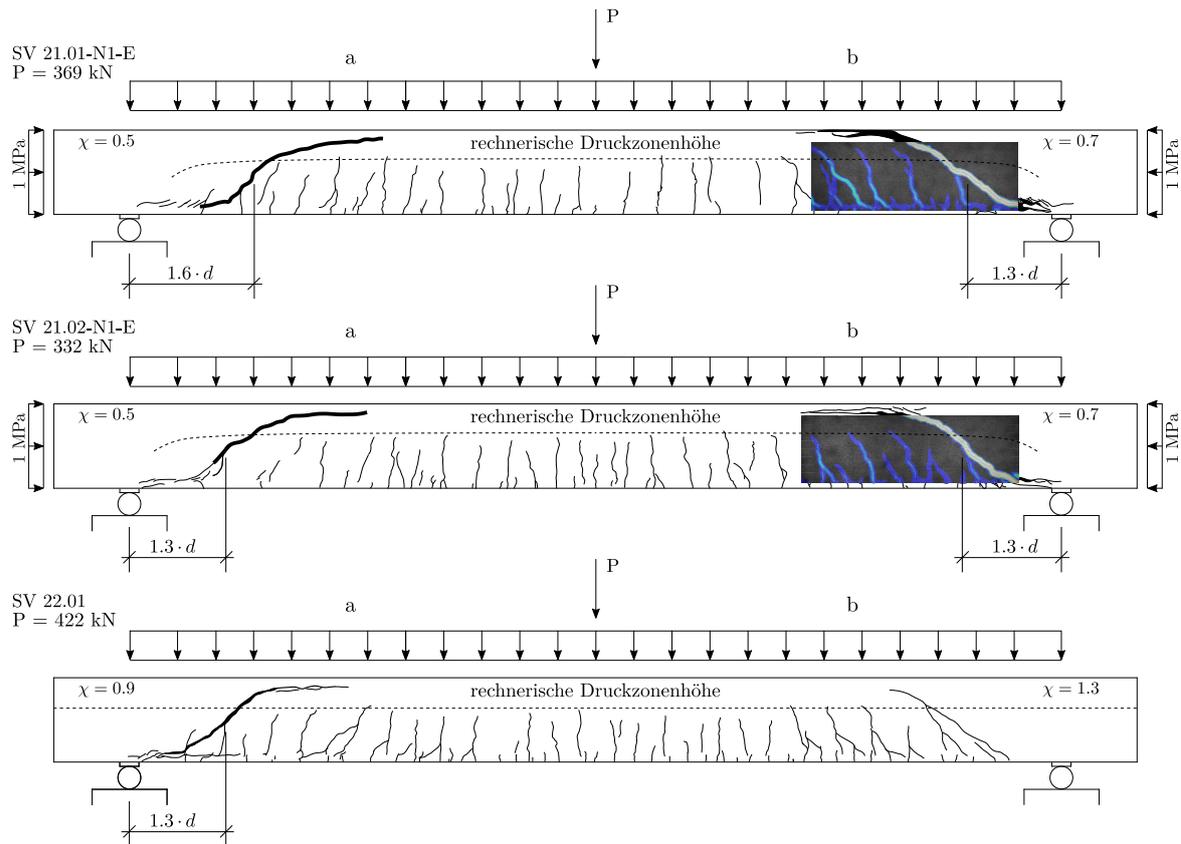


Abb. 5.4.: Endrissbilder der Einfeldträger

Schubfeldtyp 3 – Kragträger unter Gleichlast

Bei den Kragträgern entwickelten sich die Schubrisse ebenfalls aus bereits vorhandenen Biegerissen. Der Einfluss einer geringen Querkraftbewehrung ist klar zu erkennen. Beim Erreichen der Druckzone drehten sich diese deutlich Richtung Auflager und wuchsen tief in die Druckzone hinein, ehe der zweite bzw. dritte Schubriss letztendlich zum Versagen führte. Bei allen Kragträgern war eine Rissaufweitung vor dem Versagen zu beobachten. Der zum Versagen führende Schubriss konnte beim Kragträger SV 25.02 durch die gleichzeitige Aufweitung zweier Risse nicht bestimmt werden. Im Rissbild zum Zeitpunkt des Versagens ist daher die Lage beider Schubrisse eingezeichnet. Ein unterschiedliches Verhalten der Kragträger unter einer Drucknormalkraft ist auf den ersten Blick nicht zu erkennen. Ein Einfluss der unterschiedlichen Bewehrungsgrade auf das Rissbild ist ebenfalls nicht ersichtlich. Der zum Versagen führende Schubriss befindet sich im Abstand $0.9 \cdot d - 1.9 \cdot d$ vom Auflager entfernt.

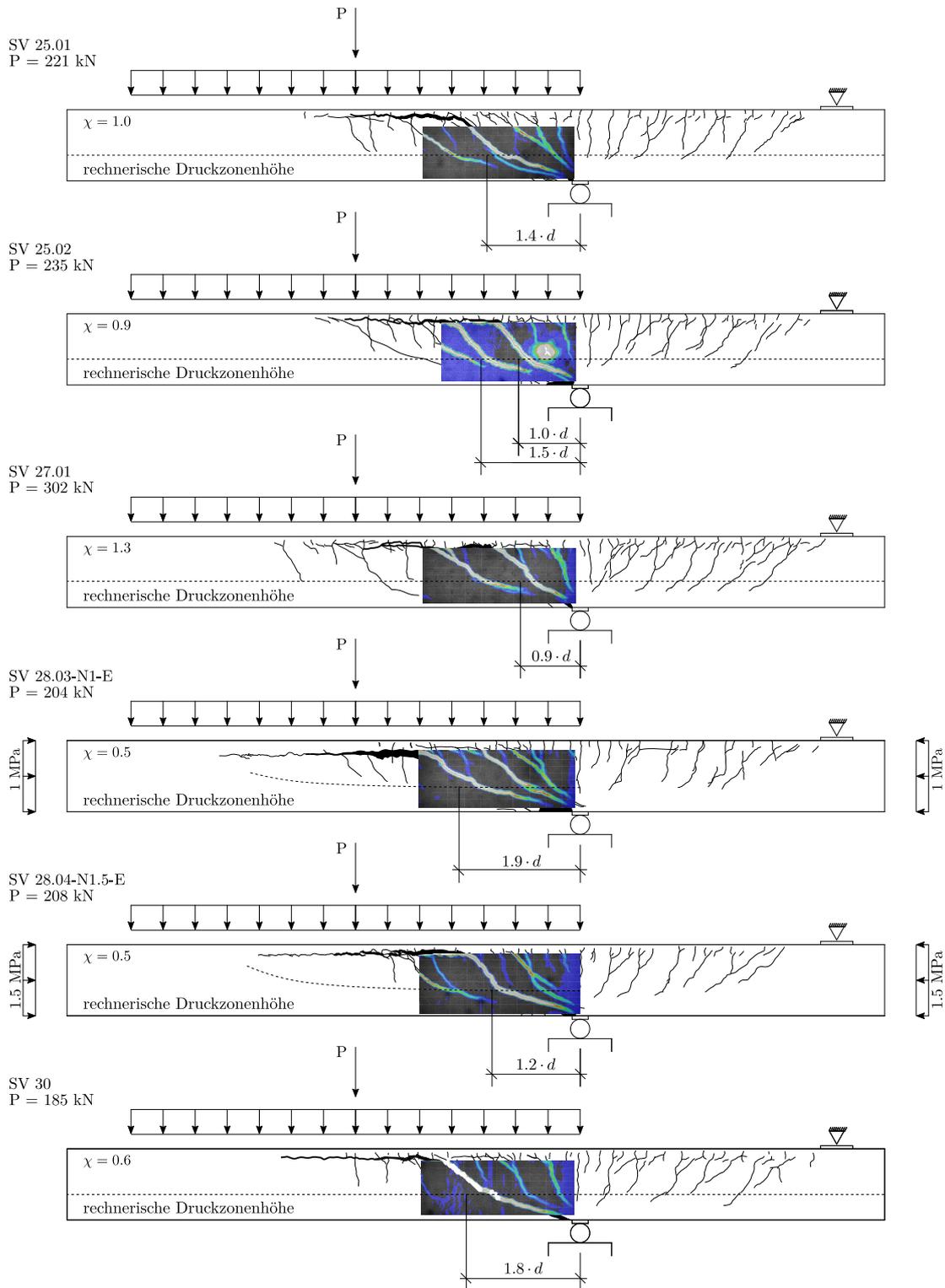


Abb. 5.5.: Endrissbilder der Kragträger

6. Diskussion der Versuchsergebnisse

In diesem Kapitel wird der Einfluss des Bügelabstandes der Querkraftbewehrung sowie einer Drucknormalkraft auf das Querkrafttragverhalten bzw. den Kraftfluss im Träger analysiert und ein Bezug zu bereits vorhandenen Versuchsdaten aus Kap. 3 hergestellt. Des Weiteren wird ein Vergleich mit aktuell gültigen Rechenansätzen durchgeführt.

6.1. Einfluss des Bügelabstandes auf die Querkrafttragfähigkeit

In weiterer Folge wird der Einfluss des Abstandes der Querkraftbewehrung bei gleicher Querkraftbewehrungsmenge bei Einfeldbalken und anschließend bei Kragträgern untersucht. Ebenfalls wird, durch die Auswertung der photogrammetrischen Messung bei den Kragträgern, die Entwicklung der Rissbilder ausgewertet.

6.1.1. Einfeldträger ohne Normalkraft

Die Biegebalken SV 22 und SV 24 der Versuchsreihe aus Kap. 3 versagten an der stark bewehrten Seite. Um den Einfluss des Bewehrungsabstandes auf die Querkrafttragfähigkeit zu untersuchen, wurde ein Biegebalken (SV 22.01) äquivalent zum Schubversuch SV 22 hergestellt und getestet. Allerdings wurde diesmal der größere Bewehrungsgrad mit kleinen Stabdurchmessern und kleinen Abständen der Querkraftbewehrung ($\varnothing 4 \text{ mm}/90 \text{ mm}$, $\rho_w/\rho_{w,\min} = 1.30$) und der geringere Bewehrungsgrad mit großen Bügeldurchmessern und großen Abständen der Bügel ($\varnothing 6 \text{ mm}/300 \text{ mm}$, $\rho_w/\rho_{w,\min} = 0.88$) ausgeführt. Der Biegebalken versagte, wie angenommen, an der schwach bewehrten Seite. Ein Versagen der zweiten Seite konnte nicht herbeigeführt werden. In Abb. 6.1 sind Fotos der schwach bewehrten Seite a des Schubversuchs SV 22.01 abgebildet. Das linke Foto zeigt den schubkritischen Bereich des Trägers unmittelbar nach dem Bruch bei einer Zylinderkraft von 422 kN. Zu diesem Zeitpunkt wurden die externen Schubverstärkungen aktiviert und die Prüflast konnte weiter gesteigert werden. Im zweiten Foto ist das totale Versagen des Balkens zu sehen. Der Abstand zwischen den Verstärkungen bzw. zwischen dem Auflager und der ersten Verstärkung waren zu groß gewählt, wodurch die Prüflast nicht weiter erhöht werden konnte. Deshalb musste der Versuch bei einer Zylinderkraft von 498 kN abgebrochen werden.

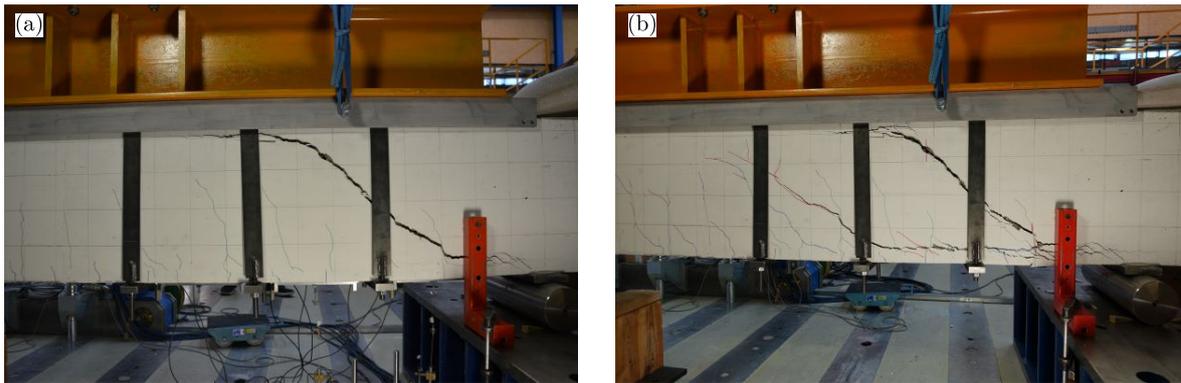


Abb. 6.1.: Schubverstärkung beim SV 22.01 (a) beim Versagen der Seite a und (b) beim Abbruch des Versuchs

Der Einfluss der konstruktiven Ausführung der Querkraftbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit konnte daher nicht untersucht werden. Durch einen Vergleich der erreichten Zylinderkräfte an der Seite a der Träger ($\chi \approx 1$) kann dennoch festgestellt werden, dass der Bügelabstand eine signifikante Auswirkung auf die Querkrafttragfähigkeit hat. Abb. 6.2 zeigt die Bewehrungsskizzen der Schubversuche SV 22 und SV 22.01 sowie die Versagensrissbilder bei der angegebene Belastung P . Um den Einfluss des Bügelabstandes auf die Querkrafttragfähigkeit beurteilen zu können, müssen noch weitere Versuche angestellt werden.

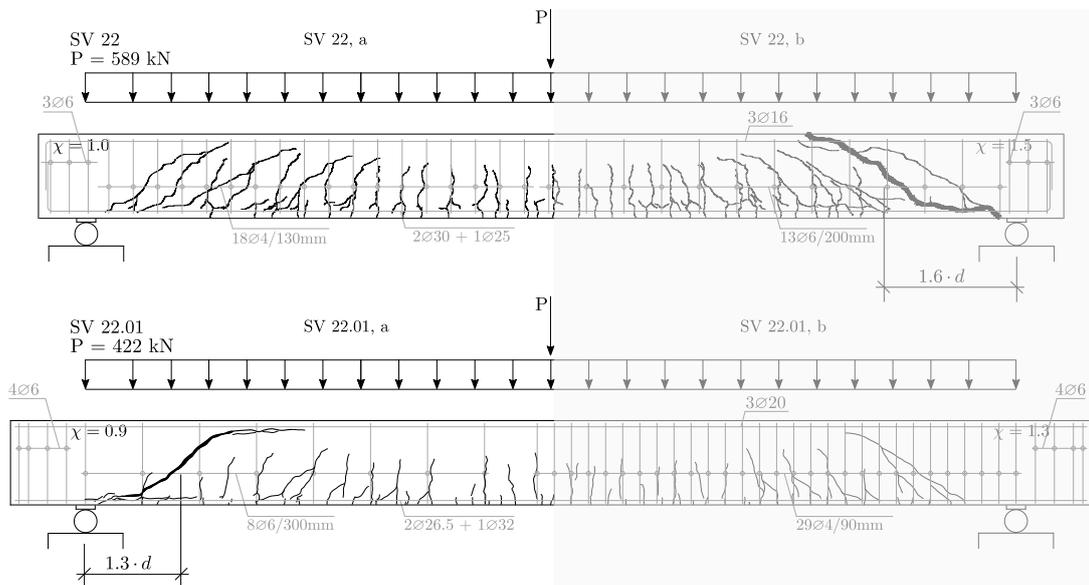


Abb. 6.2.: Vergleich SV 22 und SV 22.01

6.1.2. Kragträger ohne Normalkraft

Die beiden Kragträger SV 25.01 und SV 25.02 wurden mit gleichen Querschnittseigenschaften hergestellt. Sie unterscheiden sich nur aufgrund der Wahl der Querkraftbewehrung, wobei insgesamt in etwa die gleiche Querkraftbewehrungsmenge eingebaut wurde. Beim Träger SV 25.01 wurde alle 130 mm ein Bügel mit 4 mm Durchmesser ($\rho_w/\rho_{w,\min} = 0.95$) eingebaut, wohingegen beim Schubversuch SV 25.02 Bügel mit 6 mm Durchmesser alle 300 mm ($\rho_w/\rho_{w,\min} = 0.92$) eingebaut wurden. Aufgrund bereits durchgeführter Versuche (siehe Kap. 3) wird ein Einfluss des Abstandes der Querkraftbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit vermutet. Dies kann jedoch für die Kragträger SV 25.01 und SV 25.02 nicht bestätigt werden. Die Balken erzielten im Experiment eine Querkrafttragfähigkeit im Abstand d vom Auflager von 195 kN (SV 25.01) und 207 kN (SV 25.02). Die Traglast der Balken kann nach der Bildung des ersten Schubrisses beim Balken SV 25.01 um den Faktor 1.69 und beim Balken SV 25.02 um den Faktor 1.62 gesteigert werden.

Abb. 6.3 zeigt die Rissentwicklung der Schubversuche SV 25.01 und SV 25.02. Es sind die Messquerschnitte im Abstand von 30 cm (MQ 1), 65 cm (MQ2) und 100 cm (MQ3) vom Auflager sowie die Bewehrung und die rechnerische Nulllinie eingezeichnet. Die Zylinderkraft P wird ebenfalls angegeben. Weiters zeigt Abb. 6.3 die Ergebnisse lokaler Messungen der Betondruckdehnungen an der Balkenunterseite in den Messquerschnitten 1-3. Mit Hilfe von Unstetigkeiten in den lokalen Betondruckmessungen in Kombination mit der Auswertung der Hauptzugdehnungen der photogrammetrischen Messung kann die Entstehung von Schubrisen gut erkannt werden, auch wenn diese in den Last-Verformungskurven nicht ersichtlich sind. Aufgrund der Auswertung dieser Messdaten wurden die Laststufen der Rissbilder gewählt. Die ersten 2 Rissbilder zeigen die Entwicklung der ersten Risse. Das dritte Bild zeigt die Entstehung des zum Versagen führenden Schubrisses, es ist in Abb. 6.3 durch rote Schriftfarbe gekennzeichnet. Die weiteren Bilder wurden so ausgewählt, dass sie jeweils die Entstehung bzw. Aufweitung eines Schubrisses zeigen. In den Diagrammen ist zu erkennen, dass bei den gewählten Laststufen (gekennzeichnet durch die strichlierten Linien) Unstetigkeiten aufgrund der genannten Ereignisse in der Entwicklung der Kraft-Dehnungslinien vorhanden sind. Die Betondruckdehnungen verlaufen bis zur Entwicklung des ersten Schubrisses annähernd linear. In den Diagrammen ist die Last zum Zeitpunkt der Entstehung des ersten Schubrisses mit einer rot strichlierten Linie gekennzeichnet. Bei etwa 80 kN Zylinderkraft kam es beim Versuch SV 25.01 zu einem von außen einwirkenden Kontakt mit den Dehnungsaufnehmern, welcher durch die violett strichlierte Linie gekennzeichnet ist.

Im Gegensatz zu den Einfeldträgern ist bei den getesteten Kragträgern kein Einfluss des Abstandes der Querkraftbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit zu beobachten. Um für alle Querkraftbewehrungsgrade genaue Aussagen treffen zu können, muss der Einfluss des Bewehrungsabstandes noch genauer untersucht werden.

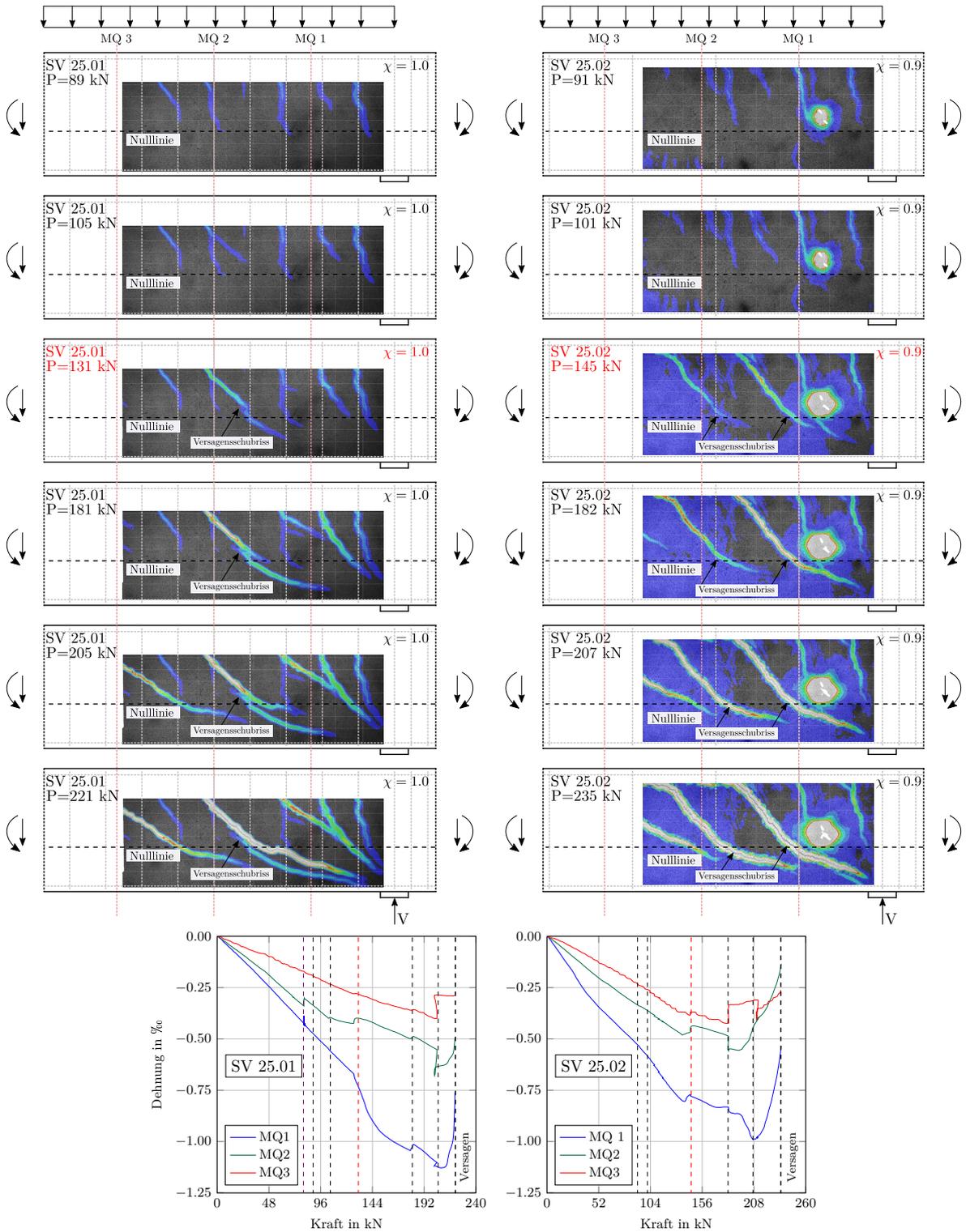


Abb. 6.3.: Rissentwicklung der Schubversuche SV 25.01 (links oben) und SV 25.02 (rechts oben) und Kraft-Dehnungs-Diagramme der Dehnungsaufnehmer in den Messquerschnitten 1-3 an der Balkenunterseite für den Schubversuch SV 25.01 (links unten) und SV 25.02 (rechts unten)

6.2. Analyse des Kraftflusses und der Rissentwicklung von gering querkräftbewehrten Stahlbetonträgern mit zusätzlich einwirkender Drucknormalkraft

In diesem Abschnitt wird diskutiert, welche Auswirkungen eine einwirkende Drucknormalkraft auf gering querkräftbewehrte Stahlbetonträger hat. Auf die Entwicklung des Rissbildes wird dabei besonderes Augenmerk gelegt. Mit Hilfe der photogrammetrischen Messaufnahmen wird der Kraftfluss für je einen Einfeldträger und einen Kragträger unter Gleichlast und zusätzlich einwirkender Drucknormalkraft im Detail ausgewertet.

6.2.1. Einfeldträger unter Gleichlast

In der in Kap. 3 beschriebenen Versuchsserie wurden bereits Einfeldträger unter Gleichlast getestet. Um den Einfluss einer Drucknormalkraft auf das Querkrafttragverhalten zu analysieren, wurden im Rahmen dieser Masterarbeit zwei Biegeträger mit den selben Querschnitteigenschaften geprüft. Die Zieldruckfestigkeit der neuen Balken war die gleiche wie bei den Balken der Versuchsserie aus Kap. 3. Sie wurde jedoch um einige MN/m^2 überschritten, wodurch sich die Betondruckfestigkeiten der Versuchsserien unterscheiden. In Abb. 6.4 werden die Versuchsergebnisse der gegenüberzustellenden Balken gezeigt.

Bei den betrachteten Balken wird die Querkrafttragfähigkeit durch die extern aufgebrachte Drucknormalkraft signifikant vermindert. Obwohl die Betondruckfestigkeit der Balken mit einwirkender Drucknormalkraft wesentlich höher ist, liegt die Reduktion der Tragfähigkeit im Durchschnitt bei 34 % bei einer eingelegten Querkraftbewehrung von $\varnothing 4 \text{ mm}/225 \text{ mm}$ und bei 35 %, wenn als Querkraftbewehrung $\varnothing 4 \text{ mm}/175 \text{ mm}$ eingelegt wird.

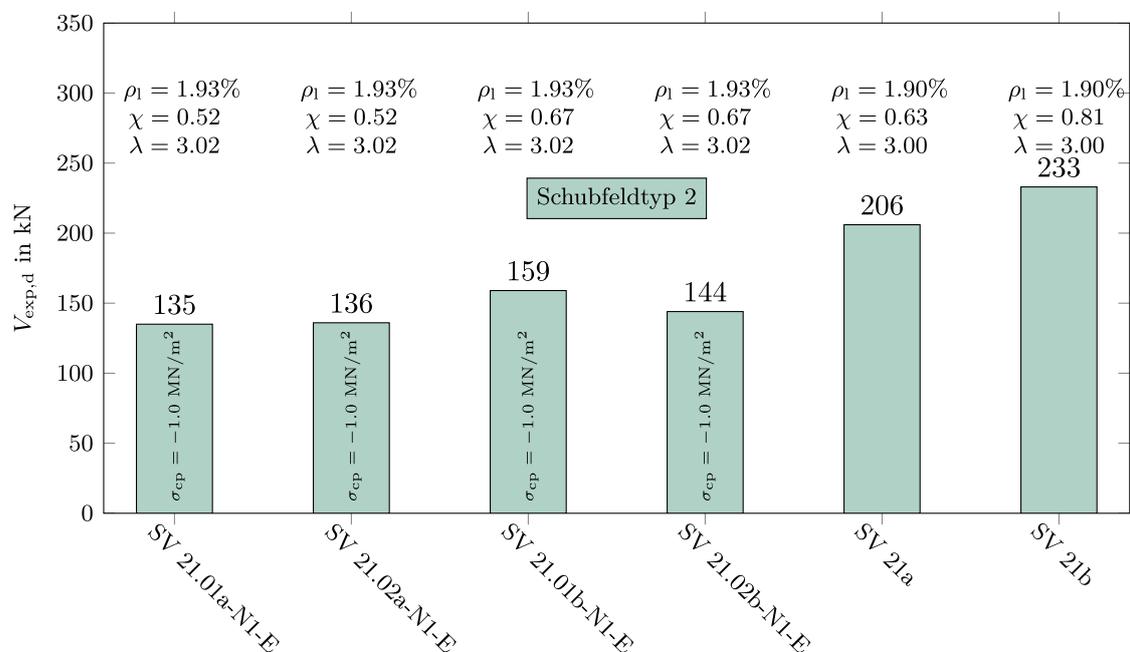


Abb. 6.4.: Einfluss einer Drucknormalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit beim Schubfeldtyp 2

Die Rissbilder (siehe Abb. 6.5) und das Tragverhalten der Versuche SV 21 und SV 21.01-N1-E bzw. SV 21.02-N1-E sind sehr unterschiedlich. Beim Schubversuch SV 21 konnte die Traglast nach der Schubrissbildung noch erheblich gesteigert werden. Bei den Versuchen mit einer Drucknormalkraft konnte nach der Schubrissbildung eine Traglaststeigerung beobachtet werden, jedoch war diese wesentlich geringer. Auch die Lage des zum Versagen führenden Schubrisses ist unterschiedlich. Der zum Versagen führende Schubriss liegt beim Versuch ohne Drucknormalkraft ca. eineinhalb Mal so weit vom Auflager entfernt ($2.1 - 2.3 \cdot d$) als bei den mit Druckbeanspruchung geprüften Trägern ($1.3 - 1.6 \cdot d$). Wird jedoch der äußerste und damit erste Schubriss der Biegeträger betrachtet, kann festgestellt werden, dass sich bei einer einwirkenden Drucknormalkraft dieser Schubriss Richtung Feldmitte verlagert.

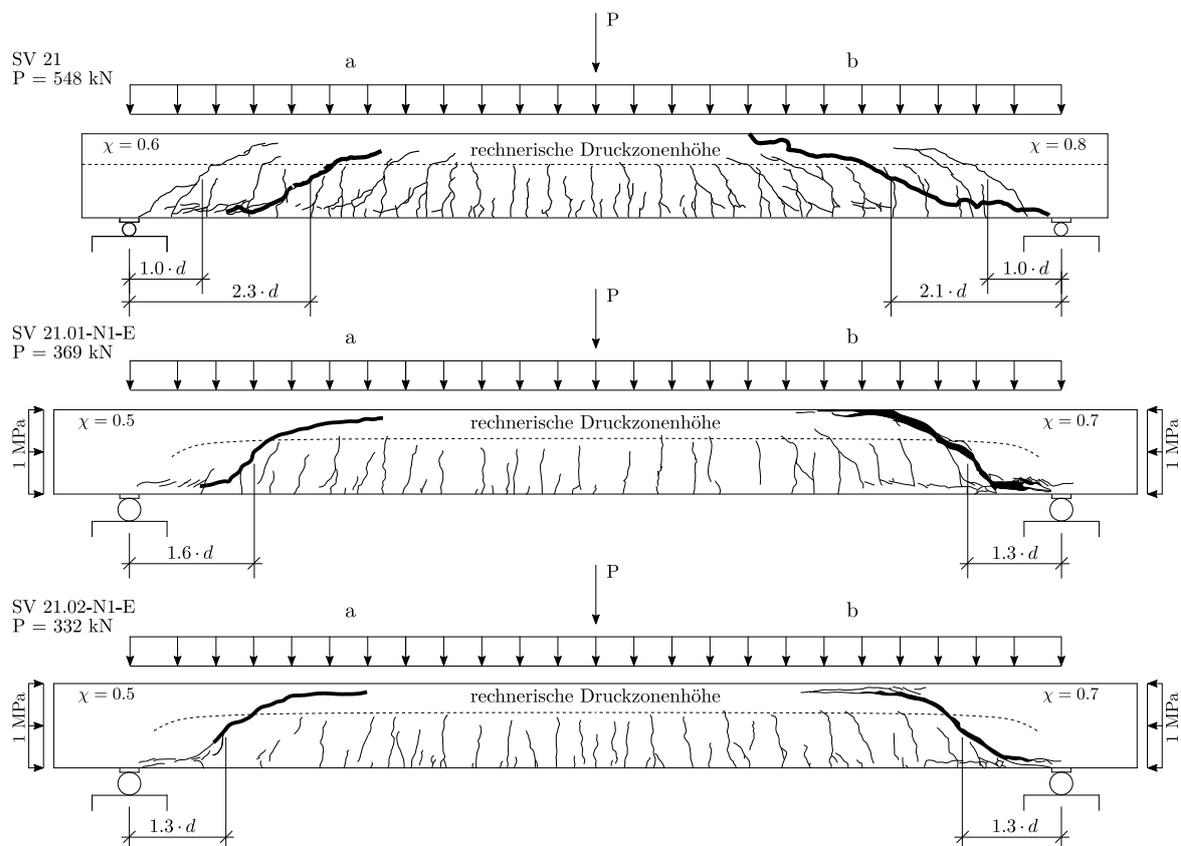


Abb. 6.5.: Vergleich der Rissbilder SV 21, SV 21.01-N1-E und SV 21.02-N1-E

Abb. 6.6 zeigt die Entwicklung der Rissbilder der Schubversuche SV 21.01-N1-E,b und 21.02-N1-E,b. Die ersten zwei Bilder zeigen die Entwicklung des zum Versagen führenden Schubrisses. Er entwickelt sich aus einem auflagernahen Biegeriss bei einer Zylinderkraft von 295 kN bzw. 303 kN. Das entspricht einer Querkraft am Auflager (inklusive Eigengewicht und Aufbauast) von 153 kN bzw. 157 kN. Beim Schubversuch SV 21,b (aus der in Kap. 3 beschriebenen Versuchsserie) hat sich der erste Schubriss bei einer Querkraft am Auflager von 151 kN entwickelt. Das bedeutet, dass die einwirkende Drucknormalkraft auf die Höhe der Querkraft, bei welcher der erste Schubriss entsteht, keinen Einfluss hat.

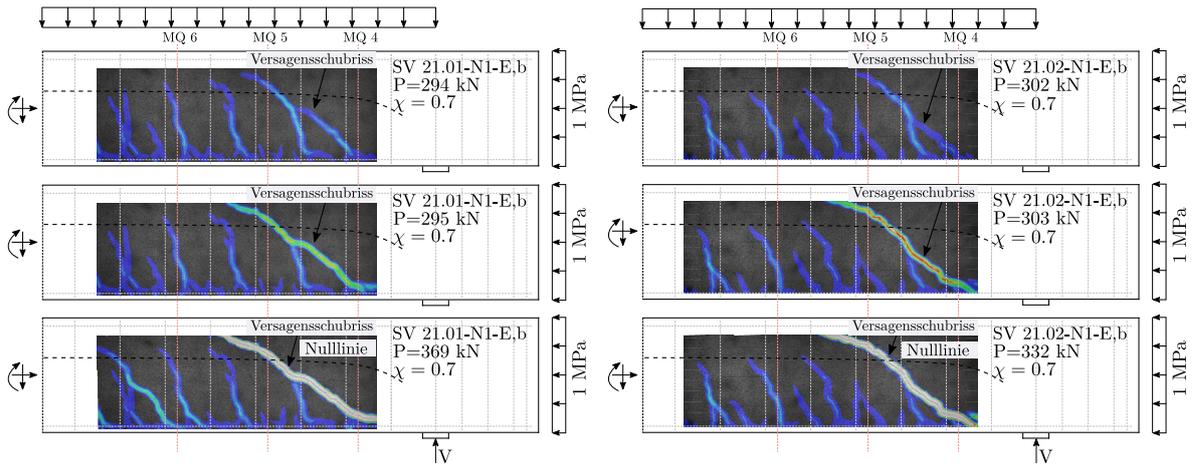


Abb. 6.6.: Rissentwicklung der Schubversuche SV 21.01-N1-E (links) und SV 21.02-N1-E (rechts)

In Abb. 6.7 werden die Druckdehnungen in den Messquerschnitten 4-6 an der Balkenoberseite gezeigt. Es sind annähernd lineare Dehnungsentwicklungen bis zum Auftreten des ersten Schubrisses an der schwach bewehrten Seite a (violett strichlierte Linie) erkennbar. Der erste Schubriss an der schwach bewehrten Seite a wurde aus Dehnungsmessungen (siehe Anhang B) sowie aufgrund von Fotoaufnahmen ermittelt. Der erste Biegeschubriss an der stark bewehrten Seite b ist durch die erste schwarz strichlierte Linie gekennzeichnet. Die rot strichlierte Linie zeigt das Versagen der schwach bewehrten Seite a. Nach der Entwicklung des ersten Schubrisses folgen die Druckdehnungen in den Querschnitten 4-6 keinem eindeutig nachvollziehbaren Schema.

In Anhang B sind alle durchgeführten Dehnungsmessungen angefügt.

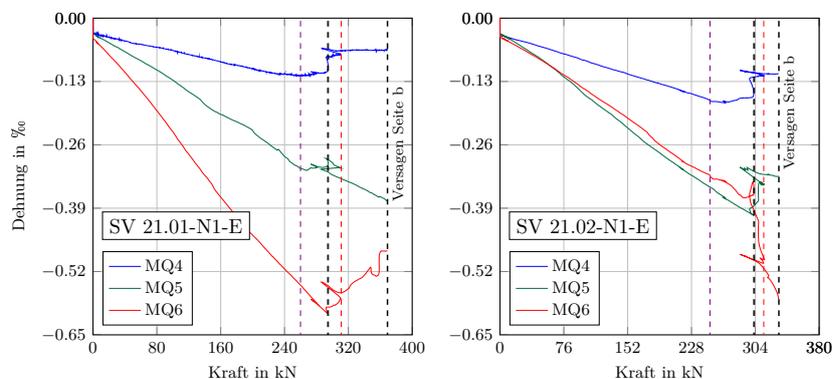


Abb. 6.7.: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Dehnungsaufnehmer in den Messquerschnitten 4-6 an der Balkenoberseite für den Schubversuch SV 21.01-N1-E (links) und SV 21.02-N1-E (rechts)

Das Tragverhalten der Träger mit bzw. ohne zusätzlicher Druckbeanspruchung ist nach der Entwicklung des ersten Schubrisses sehr unterschiedlich. Während beim SV 21,b die Last beim Querkraftversagen um den Faktor 1.79 höher ist als bei der Erstschrubrissbildung, beträgt dieser Faktor beim SV 21.01-N1-E,b und SV 21.02-N1-E,b lediglich 1.21 bzw. 1.12. Dies weist auf einen negativen Einfluss der Druckspannung auf die Querkrafttragfähigkeit hin.

Um den Kraftfluss im Träger zu analysieren, wird mit dem Softwarepaket MercuryRT für den Schubversuch SV 21.01-N1-E eine detaillierte Auswertung der photogrammetrischen Messaufnahmen durchgeführt. Die Lage der Messungen und deren Ergebnisse sind in Abb. 6.8 dargestellt. Bei einer Zylinderkraft von etwa 295 kN (erste schwarz strichlierte Linie) dringt der zum Versagen führende Schubriss weit in die rechnerisch ermittelte Druckzone vor und führt zu einer Lastumlagerung im System. Zu diesem Zeitpunkt setzt das Fließen der Bügelbewehrung nach Sigrist [16] ein und es bilden sich Druckstreben im Bereich des Schubrisses aus.

Die Dehnungsmessungen A4 und A5 werden über einen Biegeriss geführt. Dadurch steigen mit der Entwicklung des Biegerisses auch die Zugdehnungen. Bei der Bildung der Schubrisse wird der Biegeriss überdrückt und die Dehnungen nehmen ab. Es bildet sich eine Druckstebe aus. Dass nach der Bildung des zum Versagen führenden Schubrisses ein Großteil der Querkraft direkt ins Auflager geleitet wird, zeigen die Dehnungsmessungen A1-A3. Ein weiterer Teil der Querkraft muss durch die Bügelbewehrung nach oben gehängt werden. Sie können rein rechnerisch rund ein Viertel der maximalen Querkraft aufnehmen. Durch andere Tragmechanismen wie Rissverzahnung und Dübelwirkung kann ein weiterer Teil der Querkraft aufgenommen werden. Dass die ungerissene Betondruckzone einen bedeutenden Teil zum Querkraftwiderstand leistet ist unwahrscheinlich, da der zum Versagen führende Schubriss weit in die Betondruckzone wächst.

Die Ausschläge aller Messdaten bei einer Zylinderkraft von etwa 311 kN sind auf das Versagen der schwach bewehrten Seite a zurückzuführen.

Nach Sigrist [16] kann die Bügelspannung unter der Vereinfachung des ideal plastischen Verbundgesetzes wie folgt ermittelt werden:

$$w \approx \frac{\sigma_s^2 \cdot \varnothing}{2.4 \cdot E_s \cdot f_c^{2/3}} \quad (6.1)$$

Für den Biegebalken SV21.01-N1-E ergibt sich für eine mittlere Stahlspannung von $\sigma_s = 500 \text{ MN/m}^2$ eine Rissbreite von $w = 0.179 \text{ mm}$, bei welcher der Bewehrungsstahl der Bügelbewehrung nach Sigrist [16] zu fließen beginnt. Das bedeutet, dass die Bügel zum Zeitpunkt des Querkraftversagens bereits ins Fließen gekommen sind.

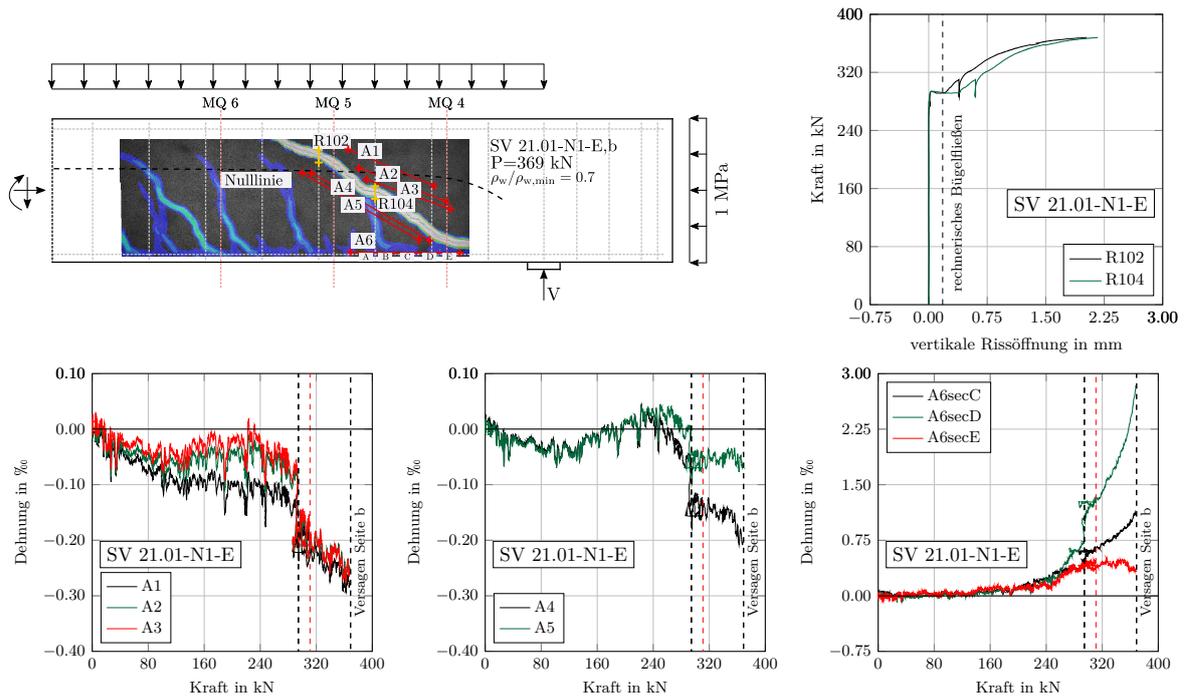


Abb. 6.8.: Detailanalyse des Kraftflusses des Versuchsbalkens SV 21.01-N1-E mit Hilfe der Auswertung der photogrammetrischen Messung

Zum Effekt der externen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit der getesteten Einfeldträger unter Gleichlast

Ein Vergleich der Traglast des Schubversuchs SV 21 aus Kap. 3 mit den Traglasten der Schubversuche SV 21.01-N1-E und SV 21.02-N1-E zeigt, dass der ohne Drucknormalkraft getestete Balken eine höhere Querkrafttragfähigkeit aufweist. Nachfolgend wird versucht eine Erklärung für diesen Effekt zu finden. Die Schubversuche SV 21 und SV 21.01-E werden deshalb genauer untersucht.

Durch die geringe Drucknormalkraft wurde der Zeitpunkt der Entwicklung des ersten Schubrisse nicht beeinflusst. Es kann jedoch festgestellt werden, dass sich durch die Drucknormalkraft bei den Schubversuch SV 21.01-N1-E und SV 21.02-N1-E der erste Schubriss näher am Auflager entwickelte als beim Schubversuch SV 21. Durch einen auflagnahen Erstschubriss ist die Ausbildung einer Druckstrebe ins Auflager und einhergehendem stabilem Rissbild wahrscheinlicher. Beim Schubversuch SV 21 trat genau dieser Effekt auf und eine weitere Laststeigerung war möglich. Das Querkraftversagen trat erst mit der Entwicklung eines weiteren Schubrisse an einer Stelle mit weniger Querkraftbeanspruchung ein. Beim Schubversuch SV 21.01-N1-E konnte sich aufgrund der Lage des Erstschubrisse kein stabiles Rissbild entwickeln, wodurch die Rissentwicklung des zum Versagen führenden Schubrisse schneller voranschritt als beim Schubversuch SV 21. Abb. 6.9 zeigt Freischnitte der Einfeldträger SV 21 und SV 21.01-N1-E sowie die Lage der Erstschubrisse und der Versagensschubrisse.

Eine weitere Begründung der geringeren Querkrafttragfähigkeit der Einfeldbalken unter zusätzlicher Beanspruchung durch eine Drucknormalkraft liegt in der Art und Weise der Aufbringung der Drucknormalkraft. Es wird vermutet, dass durch die Krafteinleitung der extern aufgetragenen Drucknormalkraft mittels Normalkraftgerüst die Schubrissbildung gefördert

wird. Abb. 6.9(b) zeigt die Schemaskizze des vermuteten Prinzips. Die eingeleitete Druckkraft wird in die Druckzone geleitet. Um das innere Kräftegleichgewicht an dieser Stelle zu erfüllen, muss eine Zugkraft wirken, welche die Rissaufweitung begünstigt. Diese Zugkraft wandert mit der Risspitze und sorgt für eine schnellere Rissentwicklung. Mit Hilfe der Auswertung der Oberflächenspannungen der photogrammetrischen Messung konnte diese Theorie jedoch nicht bestätigt werden.

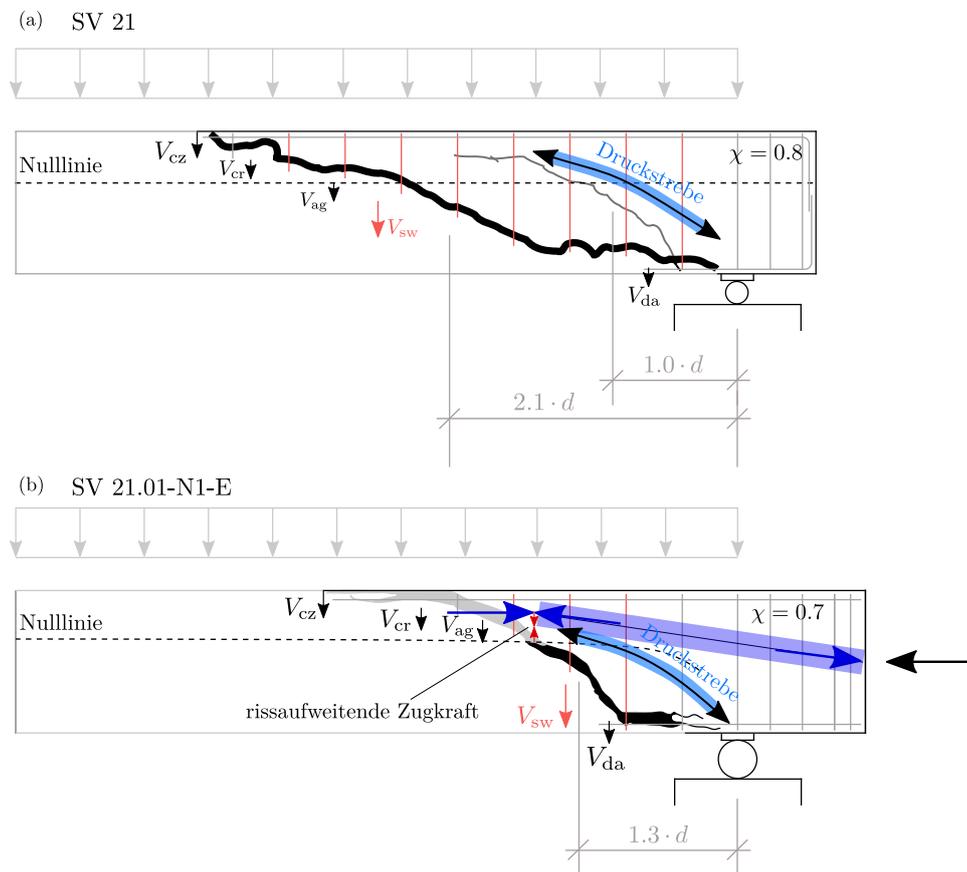


Abb. 6.9.: Einfluss der Drucknormalkraft auf die Rissentwicklung am Vergleich der Schubversuche SV 21 und SV 21.01-N1-E

6.2.2. Kragträger unter Gleichlast

Werden die Kragträger SV 28.03-N1-E und SV 28.04-N1.5-E mit dem Kragträger SV 30 verglichen, kann festgestellt werden, dass die Traglasten der Träger mit zusätzlicher Beanspruchung durch eine Drucknormalkraft im Versuch höher sind, als bei dem Träger ohne Drucknormalkraft, obwohl dieser einen geringfügig höheren Querkraft- und Längsbewehrungsgrad besitzt (siehe Abb. 6.10). Daraus kann auf eine positive Wirkung einer Drucknormalkraft auf die Tragfähigkeit geschlossen werden.

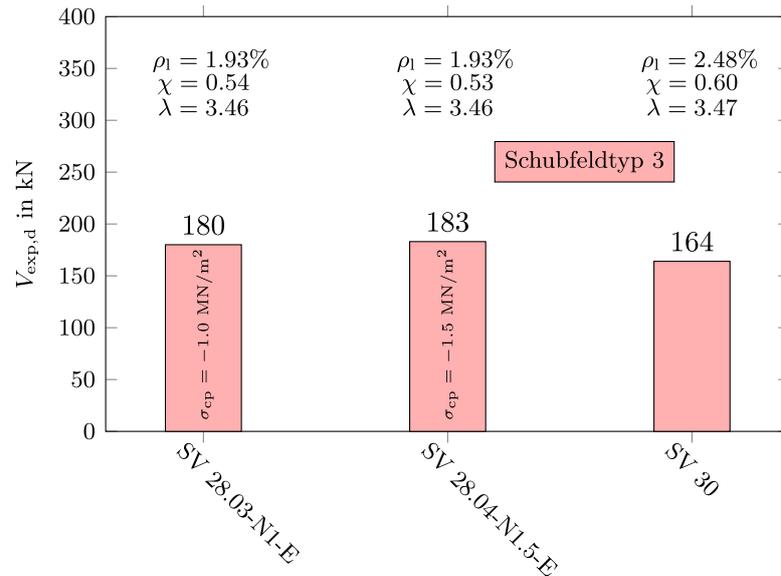


Abb. 6.10.: Einfluss einer Drucknormalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit beim Schubfeldtyp 3

In Abb. 6.11 sind die Rissentwicklung der Balken SV 28.03-N1-E und SV 30 sowie die Dehnungsmessungen in der Druckzone (an der Unterseite der Balken) in den Messquerschnitten 1-3 dargestellt. In den ersten zwei Bildern ist jeweils die Entwicklung der ersten Schubrisse zu erkennen, welche sich aus bereits vorhandenen Biegerissen entwickeln. Die Aufnahme mit den ersten klar erkennbaren Schubrisse ist mit roter Schrift gekennzeichnet. Die Bilder wurden so gewählt, dass sie die Rissentwicklung jeweils vor bzw. nach der Umlagerung des Kraftflusses im Balken zeigen. Dies kann durch die Kennzeichnung der Laststufen der Rissbilder in den Kraft-Dehnungs-Diagrammen gut erkannt werden.

Beim Schubversuch SV 28.03-N1-E tritt der erste Schubriss später als beim Schubversuch SV 30 ein. Dies kann mit dem höheren Längsbewehrungsgrad des Balkens SV 30 erklärt werden. In Abb. 6.11 sind Schubrisse in unmittelbarer Auflagernähe ($< 0.7 \cdot d$) zu erkennen. Diese führen jedoch zu keinem Versagen, da die Kraft durch Druckstreben direkt ins Auflager geleitet wird. In den Kraft-Dehnungs-Diagrammen ist die Entwicklung der auflagernahen Schubrisse nicht zu erkennen. Die Druckdehnungen folgen bis zur Schubrissbildung einem annähernd linearen Verlauf. Mit der Entstehung weiterer Schubrisse bzw. der Aufweitung bestehender Schubrisse ändern sich die Druckdehnungen sprunghaft und nehmen vor dem Versagen ab. Beim Schubversuch SV 28.03-N1-E entwickelt sich der erste relevante Schubriss bei einer Zylinderkraft von 130 kN (im Abstand von $1.6 \cdot d$ vom Auflager). Die Entwicklung dieses Schubrisses und der damit verbundenen Kraftumlagerung ist im Kraft-Dehnungs-Diagramm durch Unstetigkeitsstellen der auflagernahen Druckmessungen gut erkennbar. Da sich beim Schubversuch SV 30 der erste Schubriss deutlich später bei einer Zylinderkraft von 158 kN (im Abstand von $1.1 \cdot d$ vom Auflager) entwickelt, sind die Ausschläge der Dehnungsmessungen durch die Kraftumlagerung bedeutend größer. Durch die Kraftumlagerung stellt sich ein stabiles Rissbild ein und die Traglast kann gesteigert werden, wodurch der zum Versagen führende Schubriss entsteht. Dass die Entstehung des zum Versagen führenden Schubrisses nicht unmittelbar zum Versagen führt, ist auf die Aktivierung der Querkraftbewehrung und der damit verbundenen Kraftumlagerung zurückzuführen. Dies bestätigt, dass die Querkraftbewehrung einen Einfluss auf das Querkrafttragverhalten hat, auch wenn sie, wie in diesem Fall nur $0.5 \cdot \rho_{w,min}$ bzw. $0.6 \cdot \rho_{w,min}$ beträgt.

Der Faktor der Laststeigerung von der Entwicklung des ersten Schubrisses bis zum Versagen beträgt 1.57 beim Schubversuch SV 28.03-N1-E und 1.51 beim Träger SV 28.04-N1.5-E. Beim Schubversuch SV 30 ohne Durcknormalkraft beträgt dieser Faktor 1.17.

Auch mit Hilfe der photogrammetrischen Messungen kann nicht eindeutig herausgefunden werden ob und welchen Einfluss die Drucknormalkraft auf den Kraftfluss im Träger sowie die Rissentwicklung hat.

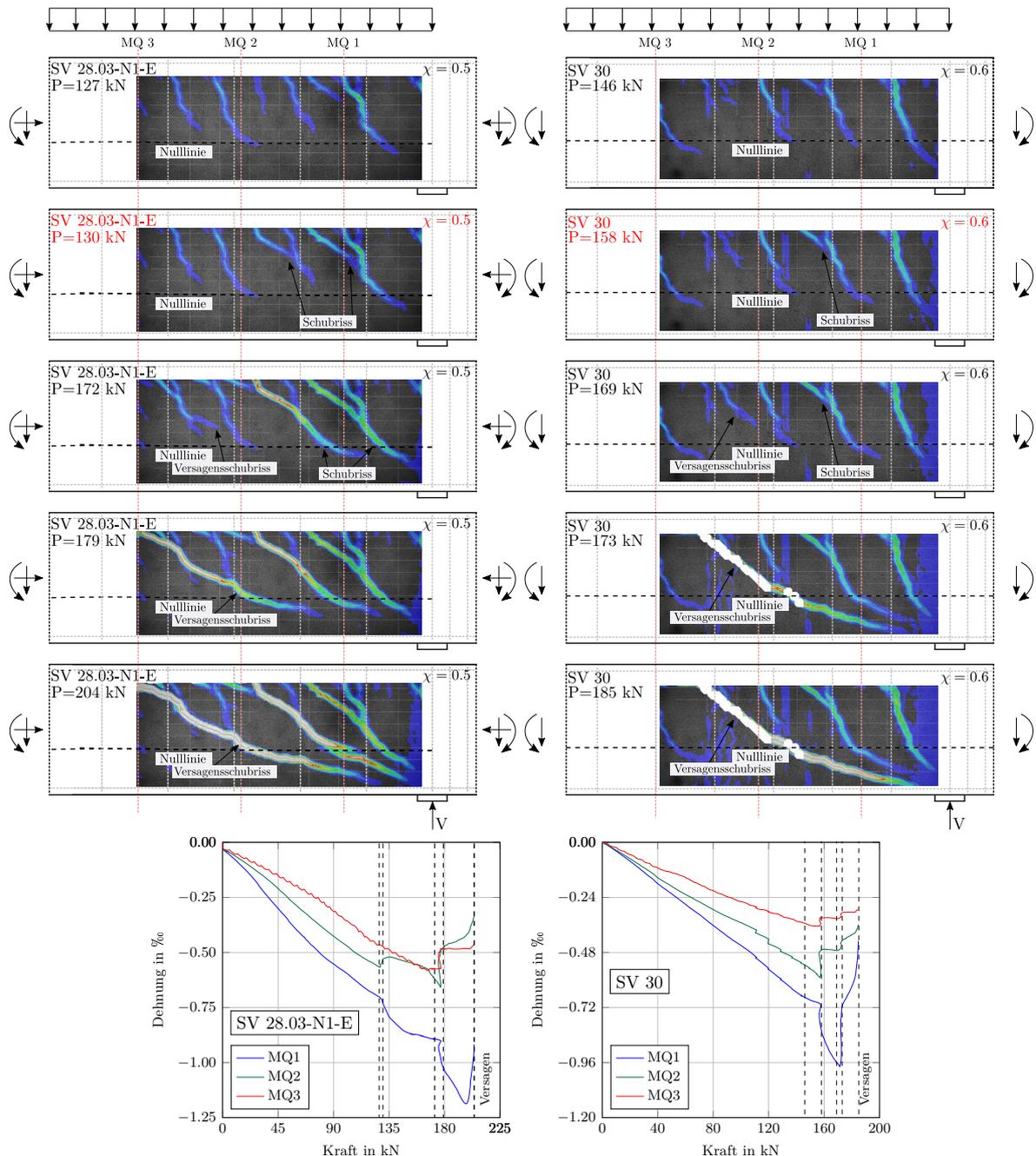


Abb. 6.11.: Rissentwicklung der Schubversuche SV 28.03-N1-E (links oben) und SV 28.04-N1.5-E (rechts oben) und Kraft-Dehnungs-Diagramme der Dehnungsaufnehmer in den Messquerschnitten 1-3 an der Balkenunterseite für den Schubversuch SV 28.03-N1-E (links unten) und SV 28.04-N1.5-E (rechts unten)

Mit Hilfe des photogrammetrischen Messsystems wird das Tragverhalten von SV 28.03-N1-E genauer untersucht (siehe Abb. 6.12). In den Diagrammen ist ersichtlich, dass nach dem Aufbringen der Druckspannung alle Dehnungsmessungen einer Druckdehnung ausgesetzt sind. Die Dehnungsmessungen werden stark von den Biegerissen beeinflusst. Durch Spannungsumlagerungen im Träger werden einige Biegerisse bei der Bildung weiterer Biege- oder Schubrisse wieder überdrückt. Die Sprünge in den Messungen A4, A5, A6 und A8 bei einer Zylinderkraft von etwa 45 kN sind auf solche Biegerisse zurückzuführen. Auch die stetige Zunahme der Dehnungen der Messungen A1-A3 werden durch einen Biegeriss verursacht. Bei einer Zylinderkraft von 130 kN treten die ersten Schubrisse auf. Diese Schubrisse entstehen nahe des Auflagers, wodurch hier ganz besonders die in diesem Bereich gemessenen Dehnungen beeinflusst werden. Die Druckdehnungen der Messungen A4-A8 nehmen sprunghaft zu, was auf eine Kraftumlagerung im Träger und die Entstehung von Druckstreben Richtung Auflager hindeutet. Die Dehnungsmessungen A1-A3 werden durch die ersten Schubrisse nur geringfügig beeinflusst. Durch die Ausbildung eines stabilen Rissbilds und der direkten Ableitung der Druckkräfte ins Auflager ist eine weitere Traglaststeigerung möglich. Bei einer Zylinderkraft von 179 kN entsteht der zum Versagen führende Schubriss. Dadurch kommt es zu einer weiteren Lastumlagerung im Träger. Der die Dehnungsmessungen A1-A3 kreuzende Biegeriss wird überdrückt und es entsteht eine Richtung Auflager geneigte Druckstrebe. Die sich bei der Entwicklung der ersten Schubrisse gebildeten Druckstreben werden etwas entlastet, was durch den Rückgang der Druckdehnungen der Messungen A4-A8 zu erkennen ist. Das der Kragträger nicht bereits beim Auftreten des zum Versagen führenden Schubrisses versagt hat, lag an der Aktivierung der Bügelbewehrung, welche eine weitere Traglaststeigerung ermöglicht hat. Bei einer Zylinderkraft von 204 kN kommt es zum Versagen des Balkens.

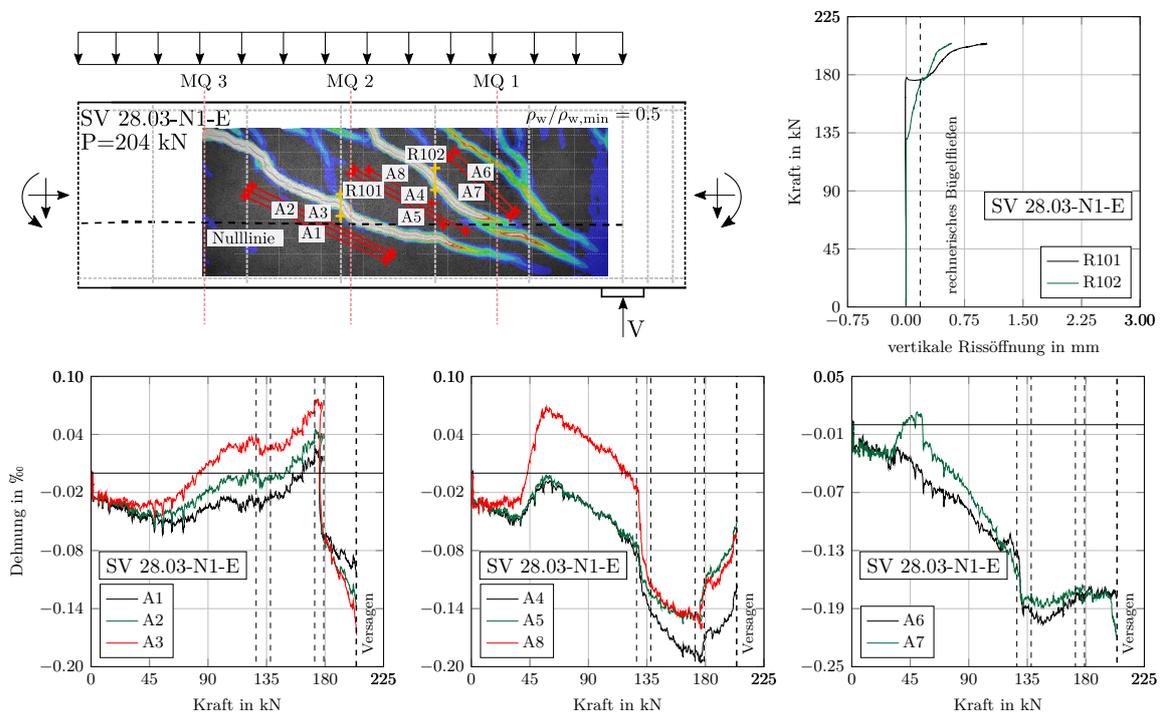


Abb. 6.12.: Detailanalyse des Kraftflusses des Versuchsbalkens SV 28.03-N1-E mit Hilfe der Auswertung der photogrammetrischen Messung

Nach Glg. (6.1) beginnt das Fließen der Querkraftbewehrung bei einer Rissbreite von $w = 0.183$ mm. In Abb. 6.12 rechts oben sieht man, dass die Querkraftbewehrung vor dem Schubversagen ins Fließen gekommen ist. In Abb. 6.12 sind die Laststufen der in Abb. 6.11 gewählten Bilder der Rissentwicklung des Schubversuchs SV 28.03-N1-E mit strichlierten Linien dargestellt um zu zeigen, dass die Auswertung der Dehnungsmessungen mittels photogrammetrischer Messung mit den Aufzeichnungen der Dehnungsaufnehmer kompatibel sind.

6.3. Vergleich der Querkrafttragfähigkeiten mit derzeit gültigen Bemessungsrichtlinien

Im folgenden Abschnitt wird ein Bezug zu aktuell gültigen Rechenansätzen hergestellt sowie die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit ausgewählter Balken auf der Basis von Materialmittelwerten ohne Teilsicherheitsbeiwerte gezeigt. Zuletzt werden die Versuchsergebnisse mit den Bemessungsergebnissen verglichen und mittels Diagrammen veranschaulicht und analysiert.

In Tab. 6.1 werden die, in den Schubversuchen erreichten, Querkrafttragfähigkeiten den nach DIN EN 1992-1-1 [5] und *fib* Model Code 2010 [8] berechneten Querkrafttragfähigkeiten gegenübergestellt. Alle nach Norm berechneten Querkrafttragfähigkeiten wurden auf der Basis von Materialmittelwerten ohne Teilsicherheitsbeiwerte berechnet. Balken deren Querkraftbewehrungsgrad $\rho_w/\rho_{w,\min} \leq 1.0$ ist, gelten laut Norm als unbewehrt. Eine Querkraftbewehrung kleiner der erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung spielt demnach in der Berechnung keine Rolle.

Alle Balken erzielten eine größere Tragfähigkeit als nach DIN EN 1992-1-1 [5] bzw. *fib* Model Code 2010 [8] berechnet wurde.

	Versuch #	SFT #	f_{cm} MN/m ²	a/d -	ρ_l ‰	$\rho_w/\rho_{w,\min}$ -	σ_{cp} MN/m ²	$V_{exp,d}$ kN	$V_{exp,d}/V_{calc,i}$	
									MC 10	DIN EN
Versuchsserie 1	SV 21.01-N1-E a	2	53.0	3.02	1.93	0.52	-1.0	135	1.14	1.37
	SV 21.02-N1-E a	2	53.5	3.02	1.93	0.52	-1.0	136	1.14	1.38
	SV 21.01-N1-E b	2	53.0	3.02	1.93	0.67	-1.0	159	1.34	1.61
	SV 21.02-N1-E b	2	53.5	3.02	1.93	0.67	-1.0	144	1.21	1.45
	SV 28.03-N1-E	3	51.0	3.46	1.93	0.54	-1.0	180	1.90	1.85
	SV 28.04-N1.5-E	3	51.4	3.46	1.93	0.53	-1.5	183	1.90	1.79
Versuchsserie 2	SV 22.01 a	2	53.9	3.05	2.50	0.88	-	181	1.50	1.86
	SV 22.01 b*	2	53.9	3.05	2.50	1.30	-	-	-	-
	SV 25.01	3	48.7	3.47	2.48	0.95	-	195	2.01	2.06
	SV 25.02	3	49.0	3.47	2.49	0.92	-	207	2.14	2.19
	SV 27.01	3	50.4	3.47	2.48	1.35	-	264	1.63	2.08
	SV 30	3	50.7	3.48	2.48	0.60	-	164	1.67	1.71

* Die Traglast konnte aufgrund des Versagens der Seite a trotz der externen Querkraftverstärkung nicht weiter gesteigert werden.

Tab. 6.1.: Vergleich der Versuchsergebnisse mit Bemessungsnormen

Zur Nachvollziehbarkeit der Berechnungen werden nachfolgend die Bemessung eines Einfeldträgers sowie eines Kragträgers beispielhaft gezeigt. Die Berechnungen aller Versuchsbalken erfolgen analog zu den in diesem Kapitel gezeigten Rechenschritten. Eine genaue Beschreibung der Rechenverfahren befindet sich in Kap. 2.5.

Die Differenz zwischen mittlerer und charakteristischer Druckfestigkeit beträgt nach Eurocode 2 [4] 8 MN/m^2 . Da die Streuung der Betondruckfestigkeit bei der Herstellung unter Laborbedingungen geringer ist, kann nach Reineck und Kuchma [13] die Druckfestigkeit mit $f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ MN/m}^2$ berechnet werden. Diese Beziehung wurde bei den angestellten Berechnungen verwendet.

6.3.1. Versuchsnachrechnung – Biegeträger unter Gleichlast ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

Anhand des Schubversuchs SV 21.01-N1-E wird die Bemessung ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung gezeigt. In Tab. 6.13 werden die Eingangsparameter der Berechnung aufgelistet.

Eigenschaften:		Seite a	Seite b	
Eingangswerte	Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 53.0 \text{ MN/m}^2$		
	E-Modul Stahl:	$E_{sm} = 200000 \text{ MN/m}^2$		
	Breite:	$b_w = 19 \text{ cm}$		
	statische Nutzhöhe:	$d = 40.5 \text{ cm}$		
	innerer Hebelarm:	$z = 0.9 \cdot d = 36.5 \text{ cm}$		
	Größtkorn:	$k_{dg} = 16 \text{ mm}$		
	Stützweite des Balkens:	$l_{stat} = 490 \text{ cm}$		
	Schubfeldtyp:	2		
	Zugbewehrung:	$A_{s1} = 14.83 \text{ cm}^2$		
	Querkraft-/Mindestquerkraftbewehrungsgrad:	$\rho_w / \rho_{wmin} = 0.52$	$\rho_w / \rho_{wmin} = 0.67$	
	Druckormalkraft:	$N = 85.5 \text{ kN} = 1.0 \text{ MN/m}^2$		

Abb. 6.13.: Eingangsparameter für die Bemessung von SV 21.01-N1-E

Versuchsbalken SV 21.01-N1-E – Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 [4, 5]

$$V_{Rm,c} = \left[C_{Rm,c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0.12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.2)$$

$$= \left[0.15 \cdot 1.70 \cdot (100 \cdot 1.93 \cdot 10^{-2} \cdot 49)^{1/3} + 0.12 \cdot 1.0 \right] \cdot 0.19 \cdot 0.405 = 98.63 \text{ kN}$$

mit:

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

$$\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0 = 1 + \sqrt{200/405} = 1.70$$

$$\rho_1 = A_{s,1} / (b \cdot d) = 14.83 / (0.19 \cdot 0.405) = 1.93 \cdot 10^{-2}$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 = 53 - 4 = 49 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = -85.5 / (0.19 \cdot 0.45) = -1.0 \text{ MN/m}^2$$

Die Begrenzung der Biegezugbewehrung ($\rho_1 \leq 2\%$ (siehe Kap. 2.5.1)) soll vermeiden, dass zu hohe Längsbewehrungsgrade verwendet werden, um die Querkrafttragfähigkeit zu steigern, wodurch im Falle eines Biegeversagens die Betondruckzone spröde versagt. Da ein Biegeversagen hier jedoch von vornherein ausgeschlossen ist, wird die Begrenzung der Biegezugbewehrung vernachlässigt.

Versuchsbalken SV 21.01-N1-E – Bemessung nach *fib* Model Code 2010 – LoA II [8]

Da für die Bestimmung der maximalen Tragfähigkeit V_{Ed} und $V_{Rm,c}$ gleich gesetzt werden, ergibt sich ein iterativer Rechenprozess. In der folgenden Nachrechnung des Versuchs SV 21.01-N1-E werden die Ergebnisse ausgewiesen. Als Startwert für V_{Ed} wird der Wert 118.59 kN herangezogen.

Durch die Vorgabe des statischen Systems kann in weiterer Folge das einwirkende Moment berechnet werden. Die Werte V_{Ed} , $V_{Rd,c}$ und M_{Ed} beziehen sich auf den Bemessungsquerschnitt, welcher sich im Abstand d vom Auflager befindet.

Einfachheitshalber wird der Wert q eingeführt, welcher die Gleichlast zum Versagenseintritt darstellt. Über ihn wird die Beziehung zwischen Moment und Querkraft hergestellt. Mit dem gewählten Startwert von $V_{Ed} = 118.59$ kN ergibt sich für q der Wert 57.99 kN/m.

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot l_{stat}}{2} - q \cdot d = \frac{57.99 \cdot 4.90}{2} - 57.99 \cdot 0.405 = 118.59 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot d}{2} \cdot (l_{stat} - d) = \frac{57.99 \cdot 0.405}{2} \cdot (4.90 - 0.405) = 52.78 \text{ kNm}$$

Die Längsdehnung in der Balkenachse berechnet sich zu:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{2 \cdot E_S \cdot A_{sl}} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + \frac{N_{Ed}}{2} \right) & (6.3) \\ &= \frac{1}{2 \cdot 200000 \cdot 14.83 \cdot 10^{-4}} \cdot \left(\frac{52.78}{0.365} + 118.59 - \frac{85.5}{2} \right) = 0.372 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Mit dem Wert der Längsdehnung ε_x kann der Faktor k_v berechnet werden:

$$\begin{aligned} k_v &= \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} & (6.4) \\ &= \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot 0.372 \cdot 10^{-3}} \cdot \frac{1300}{1000 + 1 \cdot 365} = 0.245 \end{aligned}$$

mit:

$$k_{dg} = 32 / (16 + d_g) = 32 / (16 + 16) = 1 \geq 0.75$$

Nun sind alle Faktoren bestimmt und die Querkrafttragfähigkeit des Bauteils kann ermittelt werden:

$$V_{Rm,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \tag{6.5}$$

$$= 0.245 \cdot \frac{\sqrt{49.0}}{1.0} \cdot 0.365 \cdot 0.19 \cdot 10^3 = 118.59 \text{ kN}$$

mit:

$$\gamma_c = 1.0$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 = 53 - 4 = 49 \text{ MN/m}^2$$

Sind die Werte V_{Ed} und $V_{md,c}$ ident, ist die maximale Querkrafttragfähigkeit des Bauteils gefunden:

$$V_{Ed} = V_{Rm,c} = 118.59 \text{ kN} \quad \checkmark$$

6.3.2. Versuchsnachrechnung – Kragträger unter Gleichlast mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

Anhand vom Schubversuch SV 27.01 wird die Bemessung von Stahlbetonbauteilen mit erforderlicher Querkraftbewehrung gezeigt.

Eigenschaften:		
Eingangswerte	Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 50.4 \text{ MN/m}^2$
	E-Modul Stahl:	$E_{sm} = 200000 \text{ MN/m}^2$
	Breite:	$b_w = 19 \text{ cm}$
	statische Nutzhöhe:	$d = 40.4 \text{ cm}$
	innerer Hebelarm:	$z = 0.9 \cdot d = 36.4 \text{ cm}$
	Größtkorn:	$k_{dg} = 16 \text{ mm}$
	Stützweite des Balkens:	$l_{stat} = 280 \text{ cm}$
	Schubfeldtyp:	3
	Zugbewehrung:	$A_{sl} = 19.05 \text{ cm}^2$
	Querkraftbewehrung:	$a_{sw} = 2.79 \text{ cm}^2/\text{m}$
	Querkraft-/Mindestquerkraftbewehrungsgrad:	$\rho_w/\rho_{wmin} = 1.35$
	Mittelwert der Streckgrenze des Stahls der Querkraftbewehrung:	$f_{ywm} = f_{ywk} \cdot 1.1 = 550 \text{ MN/m}^2$

Abb. 6.14.: Eingangsparameter für die Bemessung von SV 27.01

Versuchsbalken SV 27.02 – Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 [4, 5]

Um die maximale Querkrafttragfähigkeit eines Betonbauteils mit Querkraftbewehrung zu bestimmen, muss der geringste zulässige Wert für die Neigung der Druckstrebe gewählt werden.

Dazu ist es erforderlich, den Anteil des Betonquerschnitts am Querkrafttragverhalten zu bestimmen und anschließend die einwirkende Querkraft V_{Ed} dem Anteil der Querkraftbewehrung an der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,s}$ gleichzusetzen.

Der Anteil der Querkraftbewehrung an der Querkrafttragfähigkeit wird folgendermaßen bestimmt:

$$V_{Rm,s} = a_{sw} \cdot f_{ywm} \cdot z \cdot \cot \vartheta \quad (6.6)$$

Der Anteil des Betons am Querkrafttragverhalten wird wie folgt bestimmt:

$$V_{Rm,cc} = c \cdot 0.48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cm}} \right) \cdot b_w \cdot z \quad (6.7)$$

$$= 0.5 \cdot 0.48 \cdot 46.4^{1/3} \cdot (1 + 0.0) \cdot 0.19 \cdot 0.364 \cdot 10^3 = 59.58 \text{ kN}$$

mit:

$$c = 0.5$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 = 50.4 - 4 = 46.4 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{cp} = 0.0 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{für eine Druckspannung: } \sigma_{cp} < 0)$$

Der minimale Neigungswinkel ϑ wird durch nachfolgende Gleichung ermittelt. Der größtmögliche Wert dieser Gleichung ergibt den kleinsten Druckstrebenwinkel und ist somit der gesuchte Wert.

$$0.58 \geq \cot \vartheta \geq \frac{1.2 - 1.4 \cdot \sigma_{cp}/f_{cm}}{1 - V_{Rm,cc}/V_{Ed}} \geq 3.0 \quad (6.8)$$

Setzt man nun V_{Ed} und $V_{Rd,s}$ gleich, ergibt sich folgende Gleichung:

$$\cot(\vartheta) = \frac{1.2 - 1.4 \cdot \sigma_{cp}/f_{cm}}{1 - V_{Rm,cc}/(a_{sw} \cdot z \cdot f_{ywm} \cdot \cot \vartheta)} \quad (6.9)$$

$$= \frac{1.2 - 1.4 \cdot 0/50.4}{1 - 59.58 \cdot 10^{-3}/(2.79 \cdot 10^{-4} \cdot 0.364 \cdot 550 \cdot \cot(\vartheta))}$$

Diese Gleichung ist geschlossen nach ϑ lösbar und ergibt den Wert 23.80° .

$$18.43^\circ \leq 23.80^\circ \leq \vartheta \leq 59.89^\circ \quad \checkmark \quad (6.10)$$

$$\text{gewählt: } \vartheta = 23.80^\circ$$

Mit der gewählten Neigung der Betondruckstrebe kann nun die maximale Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rm,max}$ sowie die Querkrafttragfähigkeit der Zugstrebe $V_{Rm,s}$ bestimmt werden.

$$\begin{aligned}
 V_{Rm,max} &= \frac{b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cm}}{\cot \vartheta + \tan \vartheta} & (6.11) \\
 &= \frac{0.19 \cdot 0.364 \cdot 0.75 \cdot 1.0 \cdot 50.4}{\cot(23.80^\circ) + \tan(23.80^\circ)} \cdot 10^3 = 964 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

mit:

$$\begin{aligned}
 \nu_1 &= 0.75 \cdot \nu_2 \\
 \nu_2 &= (1.1 - f_{ck}/500) \leq 1.0 = (1.1 - 46.4/500) \leq 1.0 \rightarrow 1.0 \\
 \alpha_{cw} &= 1.0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{Rm,s} &= a_{sw} \cdot f_{ywm} \cdot z \cdot \cot \vartheta & (6.12) \\
 &= 2.79 \cdot 10^{-4} \cdot 550 \cdot 0.364 \cdot \cot(23.80^\circ) \cdot 10^3 = 126.59 \text{ MN/m}^2
 \end{aligned}$$

Versuchsbalken SV 27.02 – Bemessung nach *fib* Model Code 2010 – LoA III [8]

Wie auch bei der Berechnung von Stahlbetonbauteilen ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung wird für die Ermittlung der maximalen Tragfähigkeit der Wert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} dem Wert des Querkraftwiderstandes V_{Rd} gleich gesetzt. Da nun eine Querkraftbewehrung vorhanden ist, setzt sich die Querkrafttragfähigkeit aus 2 Werten zusammen, dem Anteil der Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$ und dem Anteil des Betons $V_{Rd,c}$. Wie beim Eurocode 2 muss die maximale Tragfähigkeit der Druckstrebe überprüft werden. Beim *fib* Model Code 2010 spielt sie jedoch eine wichtigere Rolle, da sie indirekt in der Berechnung des Betonanteils am Querkrafttragverhalten berücksichtigt wird. Durch die Beziehungen der einzelnen Terme untereinander und der in jedem Term vorkommenden Druckstrebenneigung ist ein iterativer Rechenprozess unumgänglich.

Auch hier wird einfachheitshalber die Beziehung zwischen Querkraft und Moment über den Faktor q angegeben. Durch die iterative Berechnung wurde eine zum Versagen führende Gleichlast von $q = 67.58 \text{ kN/m}$ ermittelt. Dieser Wert dient anschließend als Startwert für die Bemessung.

Zu Beginn werden das einwirkende Moment sowie die einwirkende Querkraft berechnet. Der Bemessungsquerschnitt auf den sich diese Werte beziehen, liegt im Abstand d vom Auflager.

$$V_{\text{Ed}} = q \cdot (l_{\text{stat}} - d) = 67.58 \cdot (2.80 - 0.404) = 161.92 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Ed}} = \frac{q \cdot (l_{\text{stat}} - d)^2}{2} = \frac{67.58 \cdot (2.80 - 0.404)^2}{2} = 193.98 \text{ kNm}$$

Mit den Eingangswerten kann die Längsdehnung in der Balkenachse bestimmt werden.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_S \cdot A_{\text{sl}}} \cdot \left(\frac{M_{\text{Ed}}}{z} + V_{\text{Ed}} + \frac{N_{\text{Ed}}}{2} \right) \quad (6.13)$$

$$= \frac{1}{2 \cdot 200000 \cdot 19.05 \cdot 10^{-4}} \cdot \left(\frac{193.98}{0.364} + 161.92 + 0 \right) = 0.913 \text{ ‰}$$

mit:

$$N_{\text{Ed}} = 0 \quad (N_{\text{Ed}} \text{ als Druckkraft negativ})$$

Ist die mittlere Längsdehnung in der Balkenachse bekannt, kann die minimal zulässige Neigung der Betondruckstrebe ermittelt werden.

$$\vartheta_{\text{min}} = 20^\circ + 10000\varepsilon_x \quad (6.14)$$

$$= 20^\circ + 10000 \cdot 0.913 \cdot 10^{-3} = 29.13^\circ$$

Weiters wird die maximale Tragfähigkeit der Druckstrebe berechnet.

$$\begin{aligned}
 V_{Rm,max}(\theta_{min}) &= k_c \cdot \frac{f_{cm}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin \theta \cos \theta & (6.15) \\
 &= 0.49 \cdot \frac{50.40}{1.0} \cdot 0.19 \cdot 0.364 \cdot \sin(29.13^\circ) \cos(29.13^\circ) \cdot 10^3 = 724.85 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

mit:

$$\begin{aligned}
 \gamma_c &= 1.0 \\
 k_c &= k_\varepsilon \cdot \eta_{fc} = 0.566 \cdot 0.865 = 0.475 \\
 k_\varepsilon &= 1/(1.2 + 55\varepsilon_1) \leq 0.65 = 1/(1.2 + 55 \cdot 0.0103) \leq 0.65 = 0.566 \leq 0.65 \\
 \varepsilon_1 &= \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0.002) \cdot \cot^2 \theta \\
 &= 0.913 \cdot 10^{-3} + (0.913 \cdot 10^{-3} + 0.02) \cdot \cot(29.13^\circ)^2 = 0.0103 \\
 \eta_{fc} &= (30/f_{ck})^{1/3} \leq 1 = (30/46.4)^{1/3} \leq 1 = 0.865 \leq 1 \\
 f_{ck} &= f_{cm} - 4 = 50.4 - 4 = 46.40 \text{ MN/m}^2
 \end{aligned}$$

Im Anschluss wird der Beiwert k_v berechnet.

$$\begin{aligned}
 k_v &= \frac{0.4}{1 + 1500\varepsilon_x} \cdot \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rm,max}(\theta_{min})}\right) & (6.16) \\
 &= \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot 0.913 \cdot 10^{-3}} \cdot \left(1 - \frac{161.92}{724.85}\right) = 0.131
 \end{aligned}$$

Nun sind alle Werte bestimmt, um die Querkrafttragfähigkeit des Kragträgers zu ermitteln.

$$\begin{aligned}
 V_{Rm,c} &= k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z & (6.17) \\
 &= 0.131 \cdot \frac{\sqrt{46.4}}{1.0} \cdot 0.19 \cdot 0.364 = 61.92 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{Rm,s} &= a_{sw} \cdot z \cdot f_{ywm} \cdot \cot \theta & (6.18) \\
 &= 2.79 \cdot 10^{-4} \cdot 0.364 \cdot 550 \cdot \cot(29.13^\circ) \cdot 10^3 = 100.22 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Entspricht nun der Startwert der Querkraft der Summe der Querkraftwiderstände, ist die maximale Tragfähigkeit des Bauteils erreicht.

$$V_{Rm} = V_{Rm,c} + V_{Rm,s} = V_{Ed} = 61.92 + 100.22 = 161.92 \text{ kN} \quad \checkmark$$

6.3.3. Auswertung der Versuchsnachrechnungen

In Abb. 6.15 und 6.16 werden die Versuchsergebnisse, gegliedert nach Schubfeldtypen, dargestellt. Die im Versuch erreichten Querkrafttragfähigkeiten werden den rechnerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeiten nach *fib* Model Code 2010 [8] und DIN EN 1992-1-1 [5] gegenübergestellt. Es wird dabei klar, dass vor allem die Bemessung für Kragträger unter Gleichlast sehr konservativ ist. Um auf einen Blick alle relevanten Einflussgrößen ablesen zu können, wird der Längsbewehrungsgrad (nur Zugbewehrung berücksichtigt) ρ_l , das Verhältnis der Querkraftbewehrung zur Mindestquerkraftbewehrung χ ($= \rho_w/\rho_{w,min}$), der Abstand der Querkraftbewehrung s sowie die Größe der einwirkenden Druckspannung σ_{cp} angegeben.

Schubfeldtyp 2: Die Querkrafttragfähigkeiten der Einfeldträger unter Gleichlast waren bei allen Versuchen größer als die rechnerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeiten nach DIN EN 1992-1-1 und *fib* Model Code 2010. Auffallend ist, dass eine einwirkende Drucknormalkraft die Genauigkeit der Berechnungsverfahren erhöht, obwohl eine Drucknormalkraft einen positiven Einfluss auf die Rechenansätze hat. Das bedeutet, dass der Einfluss der Drucknormalkraft in den Rechenansätzen nicht richtig erfasst wird. Die maximale Querkrafttragfähigkeit wird nach DIN EN 1992-1-1 um den Faktor 1.37 – 1.86 und nach *fib* Model Code 2010 um den Faktor 1.14 – 1.50 unterschätzt.

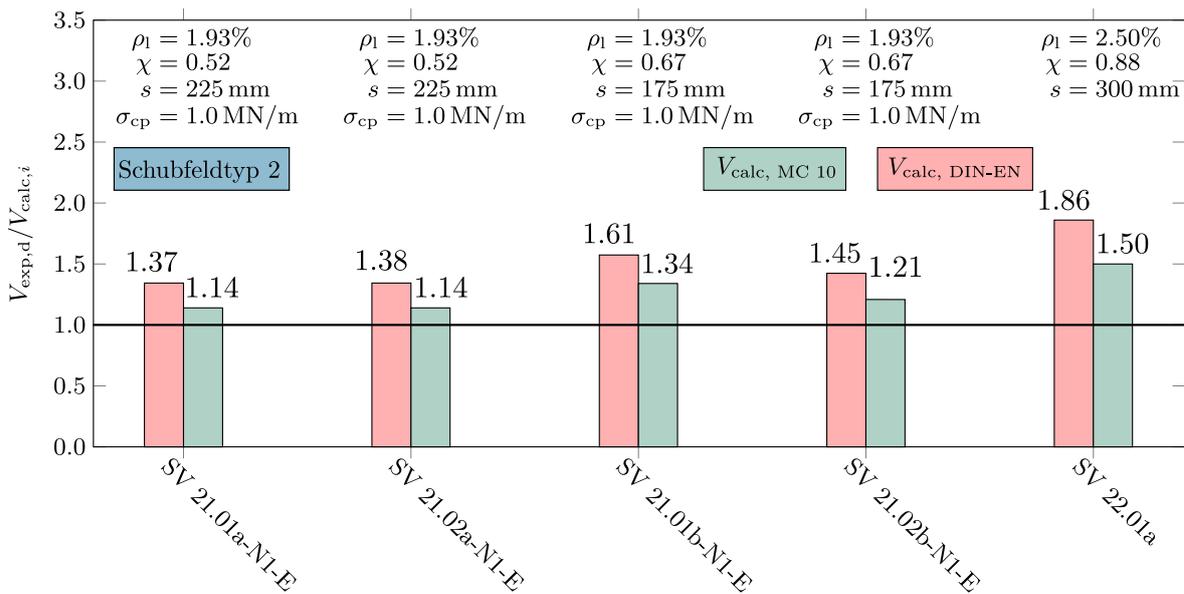


Abb. 6.15.: Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und -nachrechnungen für Schubfeldtyp 2

Schubfeldtyp 3: Die im Versuch erreichten Querkrafttragfähigkeiten der Kragträger unter Gleichlast werden mit den oben genannten Rechenansätzen deutlich unterschätzt. Weder die Rechenansätze der Kragträger mit noch der Träger ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung liefern zufriedenstellende Ergebnisse. Die maximale Querkrafttragfähigkeit wird nach DIN EN 1992-1-1 um den Faktor 1.71 – 2.19 und nach *fib* Model Code 2010 um 1.63 – 2.14 unterschätzt.

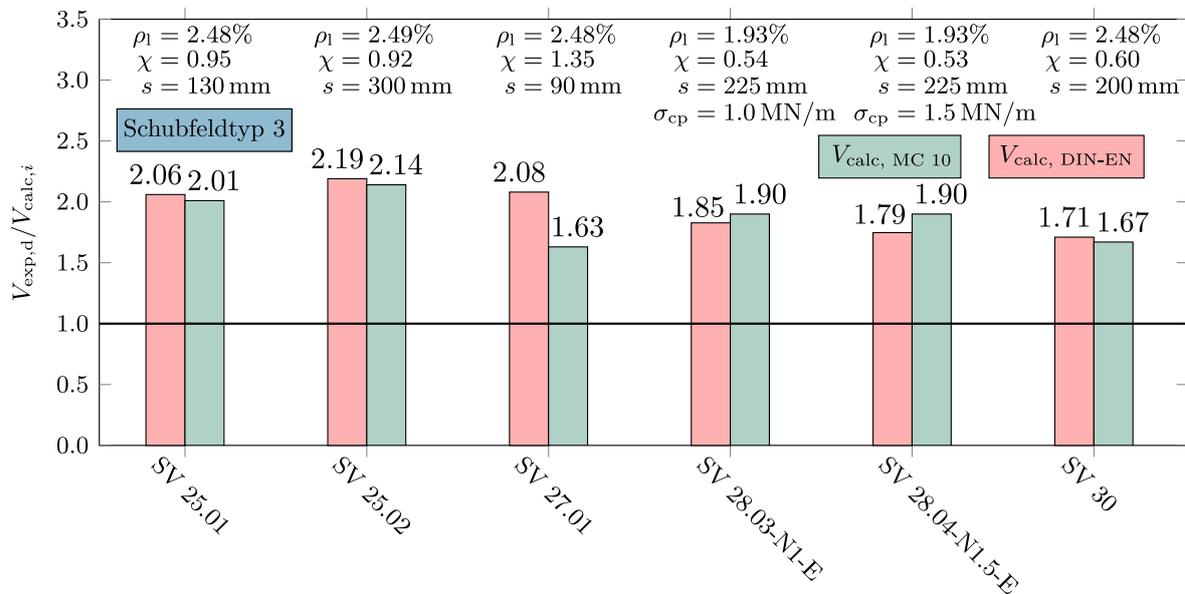


Abb. 6.16.: Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und -nachrechnungen für Schubfeldtyp 3

Da bei der Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken nach *fib* Model Code 2010 das Momenten-Querkraftverhältnis eine bedeutende Rolle einnimmt und daher die Querkrafttragfähigkeit entscheidend von der Trägerlänge abhängt, wohingegen dieser Effekt bei der Berechnung nach DIN EN 1992-1-1 keine Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat, kann nicht global gesagt werden, dass einer der Rechenansätze bessere Ergebnisse als der andere liefert.

Bezogen auf die Versuchsreihe und den betrachteten Trägerquerschnitt kann allerdings festgestellt werden, dass für Einfeldträger unter Gleichlast bei einer Schubslankheit von etwa 3.0 sowohl mit als auch ohne Drucknormalkraft die Berechnung nach *fib* Model Code 2010 bessere Ergebnisse liefert. Bei Kragträgern mit einer Schubslankheit von etwa 3.5 liefert der Ansatz nach *fib* Model Code 2010 nur bessere Ergebnisse, wenn die Träger keiner zusätzlichen Beanspruchung durch eine Drucknormalkraft ausgesetzt sind.

7. Zusammenfassung

In einem aktuellen Forschungsprojekt wurde festgestellt, dass das statische System sowie die Belastungsart einen signifikanten Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit von schubslanken Stahlbetonbalken haben. Im Rahmen dieser Arbeit wird der Einfluss der konstruktiven Ausführung der Querkraftbewehrung sowie einer extern aufgetragenen Drucknormalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit von gering querkraftbewehrten, schubslanken Stahlbetonträgern unter Gleichlast behandelt. Dazu wurde eine Versuchsserie, welche neun Stahlbetonträger umfasst, hergestellt, geprüft und ausgewertet. Um auch den Einfluss des statischen System zu erfassen, kamen Einfeld- und Kragträger zum Einsatz.

Bei allen getesteten Balken wurde das Versagen durch einen Schubriss hervorgerufen.

Die Versuchsergebnisse, der im Rahmen dieser Arbeit erstellten und getesteten Balken, bestätigen, dass sowohl bei Einfeldträgern als auch bei Kragträgern die Querkrafttragfähigkeit mit steigendem Querkraftbewehrungsgrad zunimmt, auch wenn dieser kleiner als der Mindestquerkraftbewehrungsgrad nach Eurocode 2 [4] ist.

Bereits durch eine geringe Querkraftbewehrung kann die Querkrafttragfähigkeit vor allem bei Kragträgern deutlich gesteigert werden. Dies kann durch die Traglaststeigerung nach dem Auftreten des ersten Schubrisses erkannt werden. Selbiges Phänomen ist auch bei den getesteten Einfeldträgern zu beobachten, jedoch ist hier die Traglaststeigerung geringer.

Der Abstand der Querkraftbewehrung, bei gleichbleibendem Querkraftbewehrungsgrad ($\approx 1.0 \cdot \rho_{w,\min}$), hat nur bei Einfeldträgern einen signifikanten Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Die Höhe dieses Einflusses konnte jedoch nicht ermittelt werden und muss noch genauer untersucht werden.

Der Einfluss einer Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern unter Gleichlast wurde anhand von vier Schubversuchen analysiert. Dazu wurden jeweils zwei Einfeld- bzw. Kragträger einer Drucknormalspannung ausgesetzt. Um eine zentrische Vorspannung und die damit verbundenen Effekte auf die Querkrafttragfähigkeit durch die Spannstäbe zu verhindern, wurde ein Normalkraftgerüst entworfen, welches die Drucknormalspannung mit Hilfe eines Kolbenzylinders über eine Verteilerplatte in den Träger einleitete. Um den Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit auszuwerten, wurden die Versuchsergebnisse der unter zusätzlicher Drucknormalspannung getesteten Träger mit Trägern verglichen, die äquivalente bzw. sehr ähnliche Querschnittseigenschaften aufwiesen, im Versuch jedoch keiner Druckbeanspruchung ausgesetzt wurden.

Es wurde festgestellt, dass bei den betrachteten Einfeldträgern durch die einwirkende Drucknormalspannung der erste Schubriss Richtung Feldmitte verschoben wurde. Die Laststufe bei der sich der erste Schubriss entwickelte, unterschied sich bei Trägern mit bzw. ohne Druckbeanspruchung nicht. Die Einfeldträger unter einer einwirkenden Drucknormalspannung ($\sigma_{cp} = 1.0 \text{ MN/m}^2$) hatten im Versuch eine um 35 % geringere Querkrafttragfähigkeit. Begründet wird dies mit dem größeren Abstand des ersten Schubrisses zum Auflager. Dadurch kann sich nach der Erstschubrissbildung kein stabiles Rissbild einstellen und es kommt zum Schubversagen. Unter Umständen hängt es auch mit der Art und Weise der Aufbringung der

Drucknormalspannung zusammen. Anzumerken ist, dass die Querkrafttragfähigkeiten der unter Druckbeanspruchung getesteten Träger immer noch über den Berechnungsergebnissen laut DIN EN 1992-1-1 [5] und *fib* Model Code 2010 [8] liegen. Die Entwicklung eines stabilen Rissbilds nach der Entstehung des ersten Schubrisses und damit verbundenen signifikanten Traglaststeigerung hängt unmittelbar mit der Lage des ersten Schubrisses zusammen.

Bei den Kragträgern, welche einer Drucknormalspannung von 1.0 bzw. 1.5 MN/m² ausgesetzt wurden, konnte eine geringe Steigerung der Querkrafttragfähigkeit gegenüber dem Träger ohne Druckbeanspruchung beobachtet werden.

Das Rissbild sowie der damit verbundene Kraftfluss im Träger haben einen entscheidenden Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit, welcher jedoch auch mit Hilfe der Auswertung der photogrammetrischen Messdaten im schubkritischen Bereich nicht bestimmt werden konnte.

Trotz der höheren Schubschlankheiten der Kragträger, erreichten sie im Vergleich zu den Einfeldträgern im Versuch höhere Querkrafttragfähigkeiten. Dies trifft auf die Versuche unter Gleichlast sowohl mit als auch ohne Drucknormalspannung zu. Demnach bestätigen die Versuche, dass das statische System einen signifikanten Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit von schubschlanken Stahlbetonträgern hat.

Alle getesteten Balken erreichten im Versuch eine höhere maximale Querkrafttragfähigkeit als nach *fib* Model Code 2010 [8] und DIN EN 1992-1-1 [5] berechnet wurde. Vor allem bei den Kragträgern konnte die maximale Querkrafttragfähigkeit mit den genannten Berechnungsansätzen nicht ausreichend genau vorhergesagt werden. Die Abweichung der Bemessungsergebnisse von den Versuchsergebnissen der Kragträger lag bei der DIN EN 1992-1-1 zwischen 71 % – 119 % und beim *fib* Model Code 2010 zwischen 63 % – 114 %. Bei den Einfeldträgern werden die Querkrafttragfähigkeiten nach DIN EN 1992-1-1 um 37 % – 86 % und nach *fib* Model Code 2010 um 14 % – 50 % unterschätzt. Durch die unterschiedlichen Berechnungsansätze der Richtlinien werden diverse Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit unterschiedlich berücksichtigt. Daher kann nicht gesagt werden, dass einer der Bemessungsansätze bessere oder sicherere Ergebnisse liefert als der andere.

Literaturverzeichnis

- [1] Cavagnis, F./ Fernandez-Ruiz, M./ Muttoni, A.: "A mechanical model for failures in shear of members without transverse reinforcement based on development of a critical shear crack". in: *Engineering Structures* 157 (2018), S. 300-315
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Erläuterungen zu DIN 1045-1*. Heft 525, Beuth Verlag GmbH Berlin-Wien-Zürich, Berlin 2003
- [3] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. Heft 600, Beuth Verlag GmbH Berlin-Wien-Zürich, Berlin 2012
- [4] Eurocode 2 Basisdokument, ÖNORM EN 1992-1-1/: 2015-02-15, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [5] Eurocode 2 mit nationalem Anhang Deutschland, DIN EN 1992-1-1/NA: 2013-04, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [6] Evan, C./ Bentz, C./ Vecchio, Frank J./ Collins, Michael P.: "Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements", in: *ACI Structural Journal* 103 (2006), Nr. 4, S. 614-624
- [7] Hillerborg, A./ Wittmann F. H. (Hrsg.): "Analysis of one Single Crack", in: *Fracture mechanics of concrete*, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam 1993
- [8] International federation for structural concrete: *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Ernst & Sohn, Lausanne 2013
- [9] Kölbl, L.: *Einfluss der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonteilen*, Masterarbeit, TU-Graz, Graz 2011
- [10] König, G./ Tue, N. V./ Schenk, G.: *Grundlagen des Stahlbetonbaus*, Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden 2008
- [11] Leonhardt, F./ Walther, R.: *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 151, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1962
- [12] Mörsch, E.: *Der Eisenbetonbau - Seine Theorie und Anwendung*, Wittwer, Stuttgart 1908
- [13] Reineck, K. H./ Kuchma, D.A./ Fitik, B.: *Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile*, Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 597, Beuth Verlag GmbH Berlin-Wien-Zürich, Berlin 2012
- [14] Reineck, K. H.: "Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung", in: *Bauingenieur* 76 (2001), S. 168-179

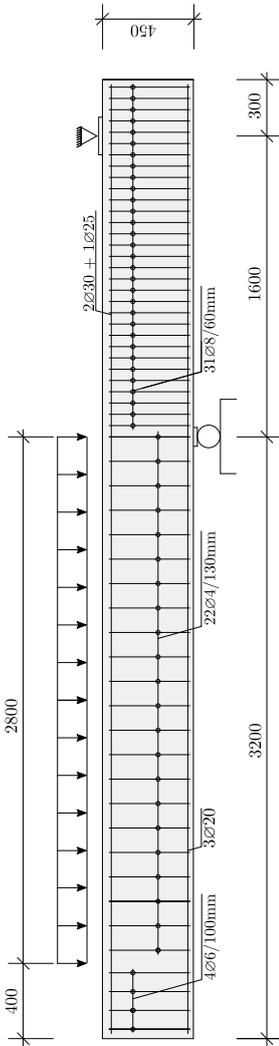
- [15] Sigrist, V./ Benz, E./ Fernandez-Ruiz, M./ Foster, S./ Muttoni, A.: “Background to the *fib* Model Code 2010 shear provisions - part I: beams and slabs“, in: *Structural Concrete* 14 (2013), Nr. 3, S. 195-203
- [16] Sigrist, V.: *Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern*, Dissertation, ETH Zürich, Zürich 1995
- [17] Stahlwerk Annahütte: *Hochfester Bewehrungsstahl SAS 670/800 mit Gewinderippen*, Deutsches Institut für Bautechnik, Zulassung: Z-1.1-267, Berlin 2016
- [18] Stahlwerk Annahütte: *Warmgewalzter, aus der Walzhitze wärmebehandelter, gereckter und angelassener Spannstahl St 950/1050 mit Gewinderippen*, Deutsches Institut für Bautechnik, Zulassung: Z-12.4-71, Berlin 2016
- [19] Stahlwerk Annahütte: *Betonstahl B500B mit Gewinderippen - SAS 500*, Deutsches Institut für Bautechnik, Zulassung: Z-1.1-58, Berlin 2015
- [20] Stahlwerk Annahütte, Katalog: SAS 670/800, <http://www.annahuette.com/cdn/uploads/sas-670-800-katalog-o18-75mm.pdf>, Zugriff: 2018-03-28
- [21] 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
- [22] Tue, N. V./ Theiler, W./ Tung, N. D.: “Schubverhalten von Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung“, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014), Heft 10, S. 666-677
- [23] Tue, N. V./ Ehmann, W./ Tung, N. D.: “Schubversuche an Stahlbetonbalken unterschiedlicher M/V-Kombinationen“, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Heft 7, S. 446-457
- [24] Tue, N. V./ Tung, N. D./ Betschoga, C. T.: *Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken mit (geringer) Querkraftbewehrung*, Technischer Bericht, TU Graz - Institut für Betonbau 2018
- [25] Tung, N. D./ Tue, N. V.: “A new approach to shear design of slender reinforced concrete members without transverse reinforcement“, in: *Engineering Structures* 107 (2016), S. 180-194
- [26] Tung, N. D./ Tue, N. V.: “Effect of support and load arrangement on the shear response of reinforced concrete beams without transverse reinforcement“, in: *Engineering Structures* 111 (2016), S. 370-382
- [27] Tue, N. V./ Tung, N. D./ Betschoga, C. T./ Ehmann, R.: *Einfluss geringer Querkraftbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unterschiedlicher M/V-Kombinationen*, Paper (noch nicht veröffentlicht), TU Graz - Institut für Betonbau 2018
- [28] Zilch, K./ Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Heidelberg 2010
- [29] Zink, M.: *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*, Dissertation, Leipzig 2000

A. Anhang A

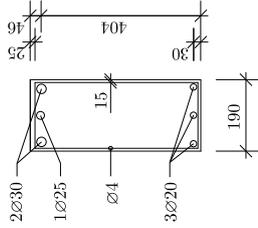
A.1. Versuchskörper, Rissbilder, Versuchsaufbau

Diese Seite wurde absichtlich freigelassen!

M 1:40 / QS: M 1:20



Querschnitt

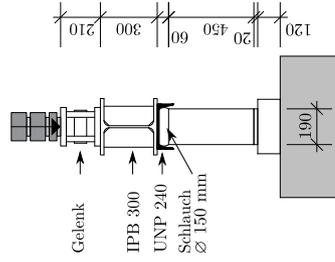


Druckbewehrung:
3ø20 SAS 500

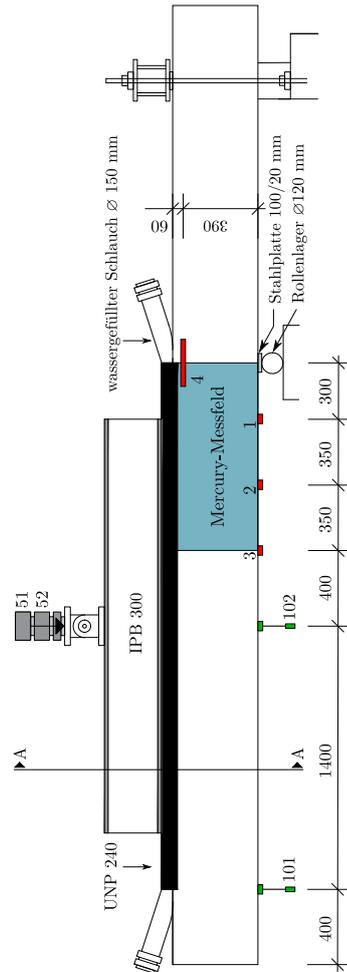
Zugbewehrung:
2ø30 SAS 670
1ø25 SAS 670

Bügelbewehrung:
ø4/130mm B 500A

Schnitt A-A



■ Vorderseite

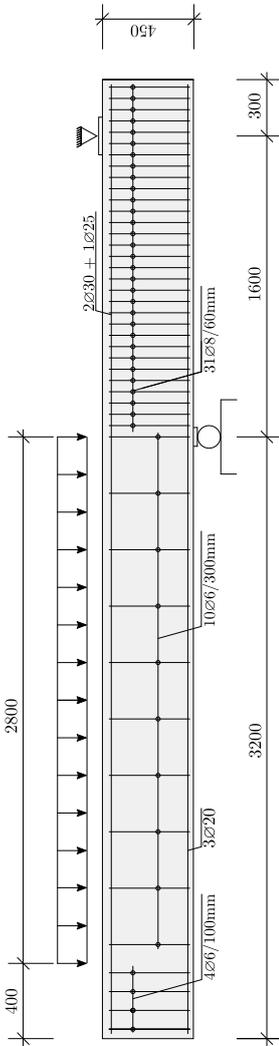


Übersicht Messinstrumente

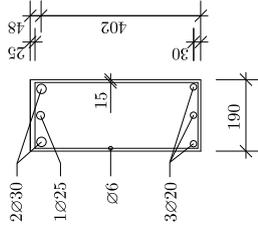
Kanal Nr.	Messgröße	Gerät
1-3	Dehnung in %	HBM DDI, MB 50mm
4	Dehnung in %	HBM DDI, MB 250mm
51	Kraft in KN	MTS 661.31F-01
52	Weg in mm	MTS LVDT
101-102	Weg in mm	HBM WA200
	Optisch-div.	Mercury - System

SV 25.01 - Versuchsaufbau, Rissbild, Messtechnik

M 1:40 / QS: M 1:20



Querschnitt

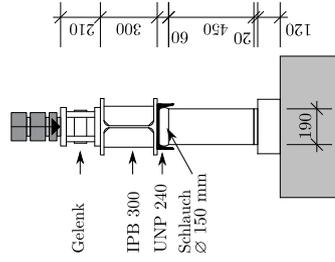


Druckbewehrung:
3ø20 SAS 500

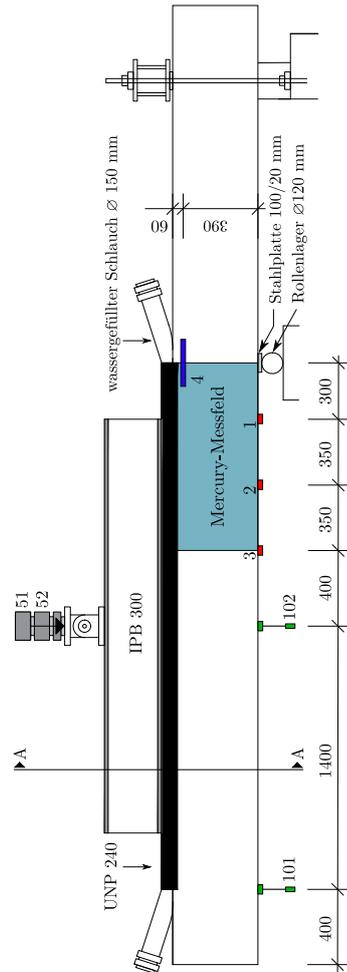
Zugbewehrung:
2ø30 SAS 670
1ø25 SAS 670

Bügelbewehrung:
ø6/300mm B 500A

Schnitt A-A



■ Vorderseite
■ Rückseite

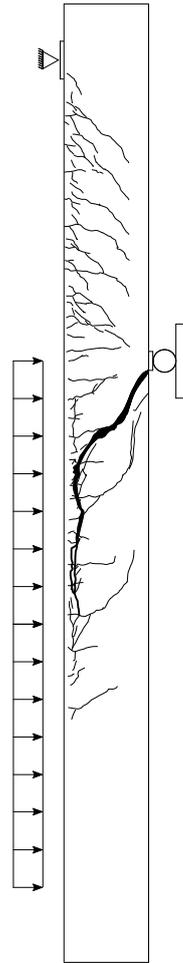
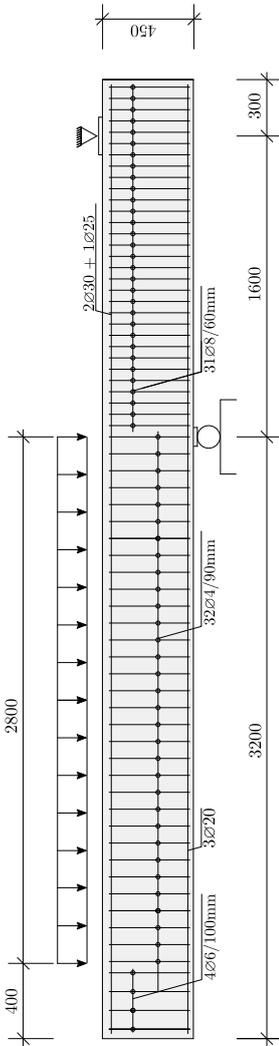


Übersicht Messinstrumente

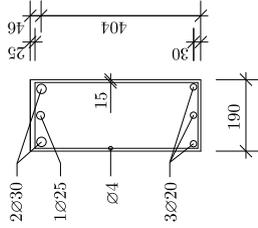
Kanal Nr.	Messgröße	Gerät
1-3	Dehnung in %	HBM DDI, MB 50mm
4	Dehnung in %	HBM DDI, MB 250mm
51	Kraft in KN	MTS 661.31F-01
52	Weg in mm	MTS LVDT
101-102	Weg in mm	HBM WA200
	Optisch-div.	Mercury - System

SV 25.02 - Versuchsaufbau, Rissbild, Messtechnik

M 1:40 / QS: M 1:20



Querschnitt

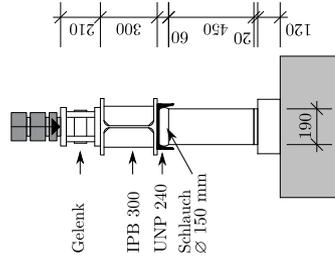


Druckbewehrung:
3ø20 SAS 500

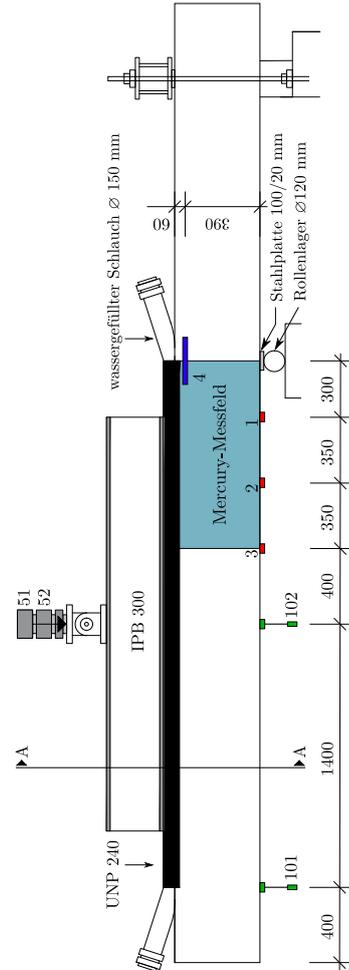
Zugbewehrung:
2ø30 SAS 670
1ø25 SAS 670

Bügelbewehrung:
ø4/90mm B 500A

Schnitt A-A



■ Vorderseite
■ Rückseite

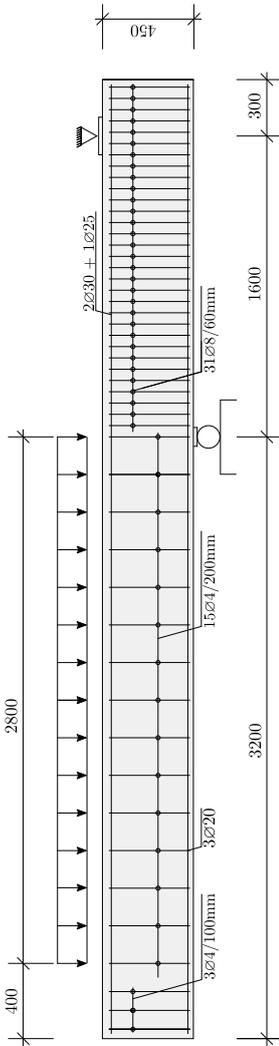


Übersicht Messinstrumente

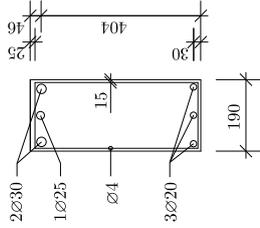
Kanal Nr.	Messgröße	Gerät
1-3	Dehnung in %	HBM DDI, MB 50mm
4	Dehnung in %	HBM DDI, MB 250mm
51	Kraft in KN	MTS 661.31F-01
52	Weg in mm	MTS LVDT
101-102	Weg in mm	HBM WA200
	Optisch-div.	Mercury - System

SV 27.01 - Versuchsaufbau, Rissbild, Messtechnik

M 1:40 / QS: M 1:20



Querschnitt



Druckbewehrung:

3Ø20 SAS 500

Zugbewehrung:

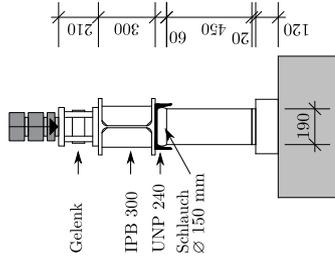
2Ø30 SAS 670

1Ø25 SAS 670

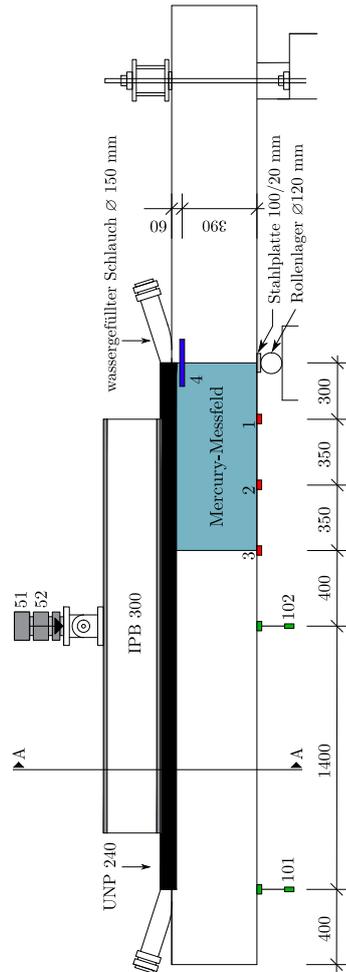
Bügelbewehrung:

Ø4/200mm B 500A

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 661.31F-01
52	Weg in mm	MTS LVDT
101-102	Weg in mm	HBM WA200
	Optisch-div.	Mercury - System

SV 30 - Versuchsaufbau, Rissbild, Messtechnik

B. Anhang B

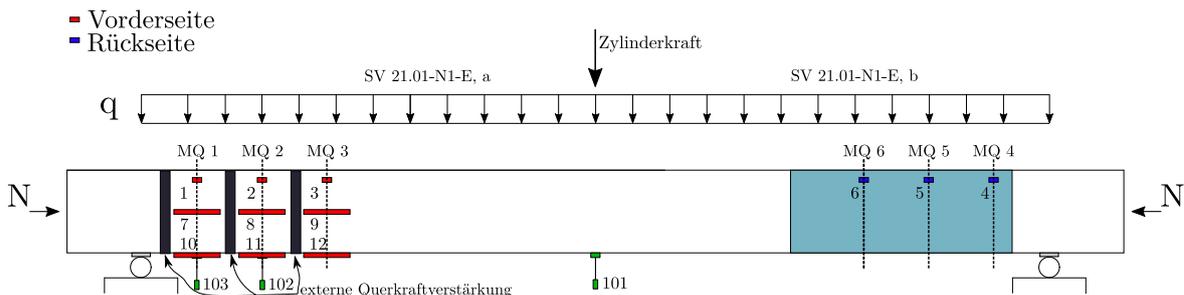
B.1. Messergebnisse

Diese Seite wurde absichtlich freigelassen!

Versuchsbalken SV 21.01-N1-E

Eigenschaften:		Seite a	Seite b
Beton	Herstellungsdatum:	24.05.2018	
	Prüfdatum:	25.06.2018	
	Betonalter:	32 Tage	
	Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 53.0 \text{ MN/m}^2$	
	Spaltzugfestigkeit:	$f_{csp} = 3.51 \text{ MN/m}^2$	
	E-Modul:	$E_{cm} = 29304 \text{ MN/m}^2$	
Querschnitt	statische Nutzhöhe:	$d = 40.5 \text{ cm}$	
	Stützweite des Balkens:	$l_{stat} = 490 \text{ cm}$	
	Schub schlankheit:	$M/(V \cdot d) = 3.02$	
	Längsbewehrungsgrad:	$\rho_l = 1.93 \%$	
	Schubbewehrungsgrad:	$\rho_w = 0.59 \%$	$\rho_w = 0.76 \%$
	Schub-/Mindestschubbewehrungsgrad:	$\rho_w/\rho_{wmin} = 0.52$	$\rho_w/\rho_{wmin} = 0.67$
Belastung	Schubfeldtyp:	2	
	Eigengewicht Balken:	$G_B = 2.14 \text{ kN/m}$	
	Eigengewicht Schlauch:	$G_S = 0.13 \text{ kN/m}$	
	Drucknormalkraft:	$N = 85.5 \text{ kN} = 1.0 \text{ MN/m}^2$	
	maximale Zylinderkraft:	$P_a = 311 \text{ kN}$	$P_b = 369 \text{ kN}$
maximale Belastung			
Querkraft am Auflager:		$V_{A,a} = 161 \text{ kN}$	$V_{A,b} = 190 \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d vom Auflager:		$V_{d,a} = 135 \text{ kN}$	$V_{d,b} = 159 \text{ kN}$

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



Kanal Nr.	Messgröße	Gerät
1-6	Dehnung in ‰	HBM DD1, MB 50mm
7-12	Dehnung in ‰	HBM DD1, MB 250mm
51	Kraft in kN	MTS 661.31F-01
52	Weg in mm	MTS LVDT
101-103	Weg in mm	HBM WA100
	Optisch, div.	Mercury - System

Abb. B.1.: Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 21.01-N1-E

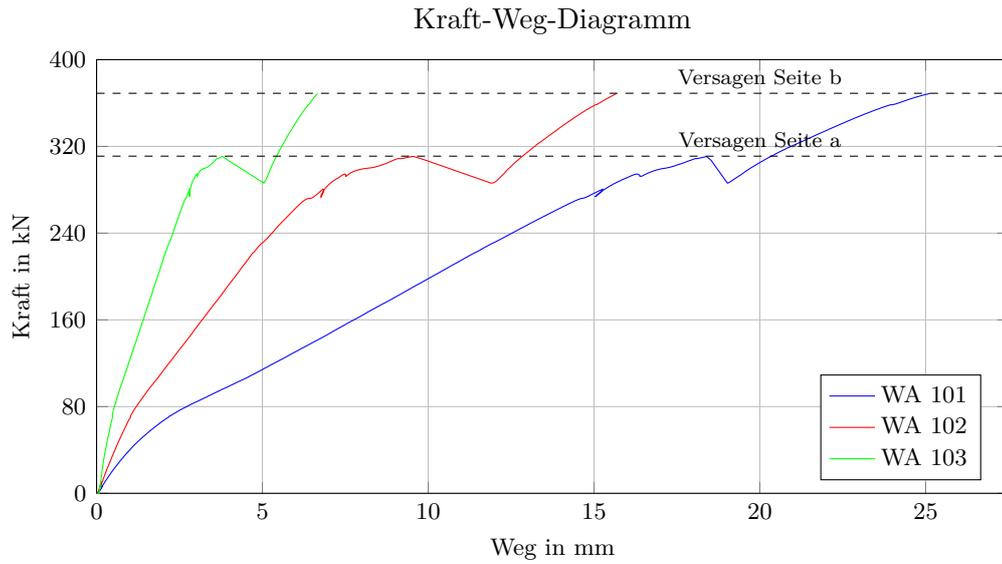


Abb. B.2.: Versuchsbalken SV 21.01-N1-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101-103

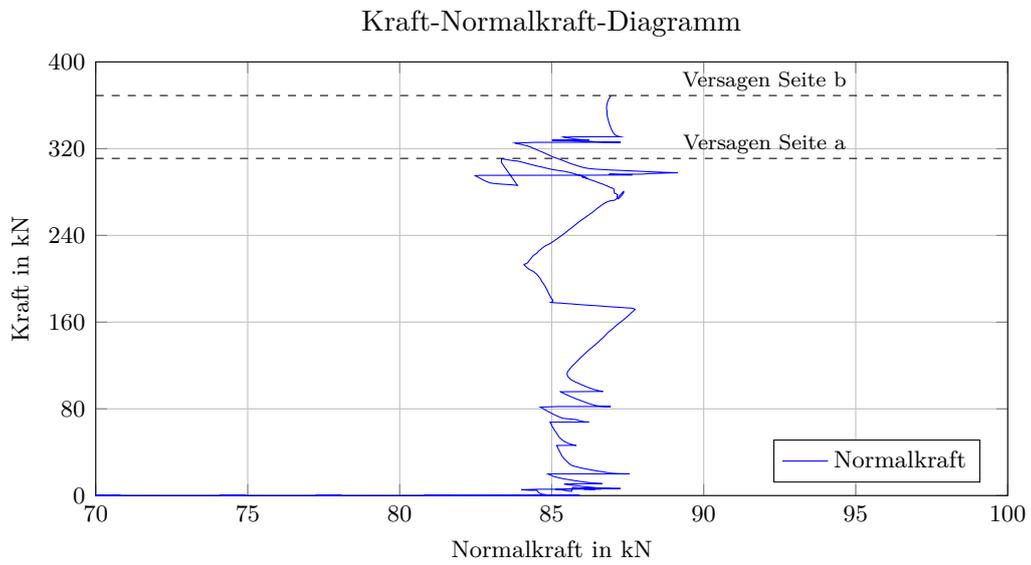


Abb. B.3.: Versuchsbalken SV 21.01-N1-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm

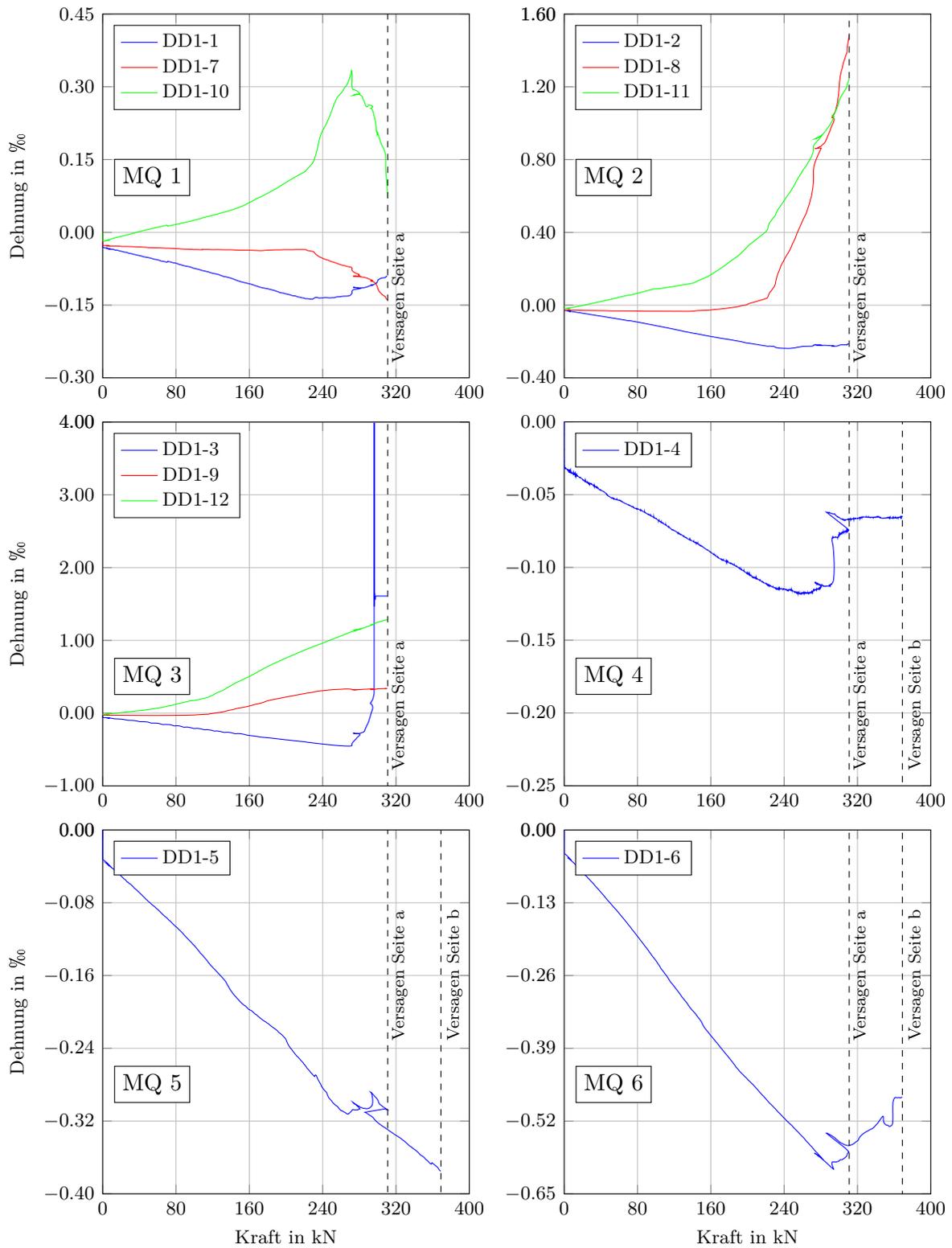


Abb. B.4.: Versuchsbalken SV 21.01-N1-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-6

Rissentwicklung SV 21.01-N1-E

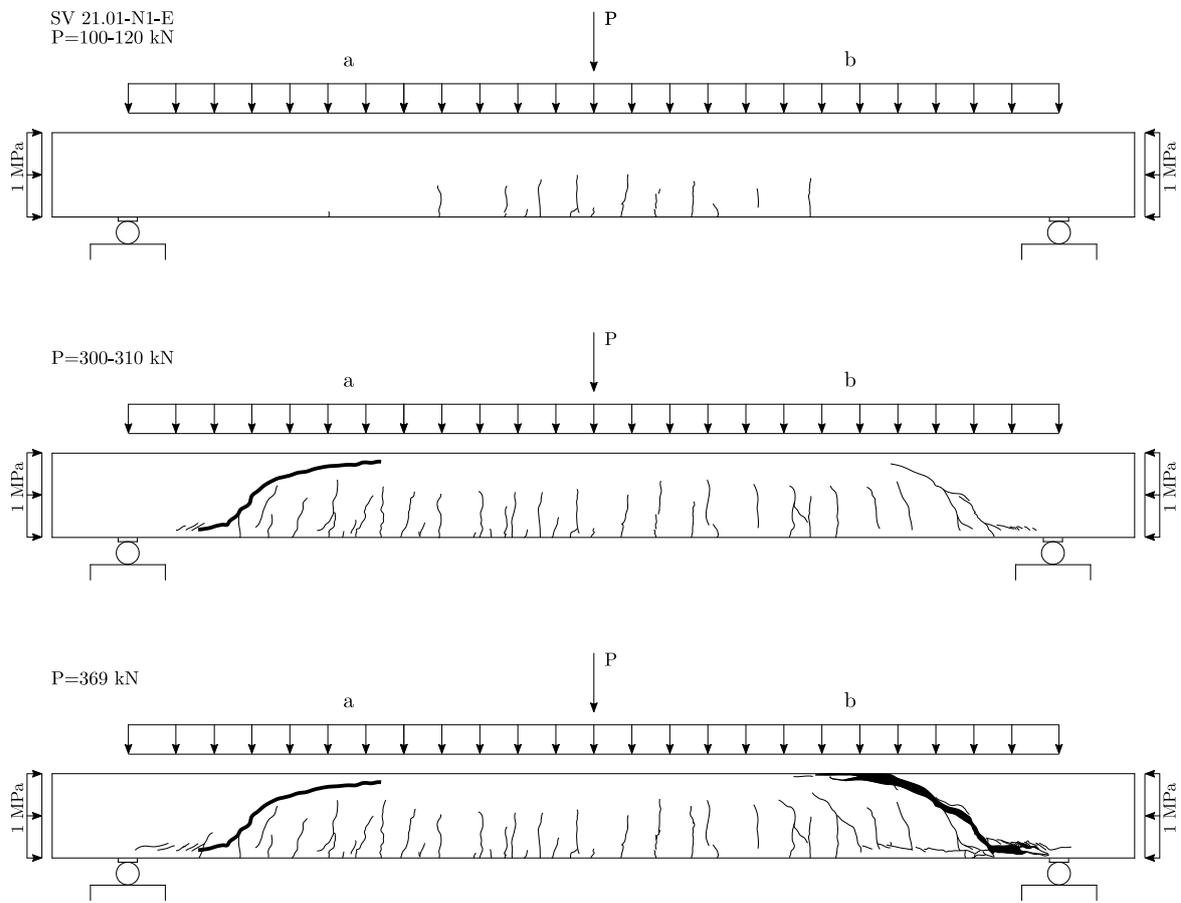


Abb. B.5.: Versuchsbalken SV 21.01-N1-E: Rissentwicklung

Versuchsbalken SV 21.02-N1-E

Eigenschaften:		Seite a	Seite b	
Beton	Herstellungsdatum:	24.05.2018		
	Prüfdatum:	26.06.2018		
	Betonalter:	33 Tage		
	Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 53.5 \text{ MN/m}^2$		
	Spaltzugfestigkeit:	$f_{csp} = 3.51 \text{ MN/m}^2$		
	E-Modul:	$E_{cm} = 29304 \text{ MN/m}^2$		
Querschnitt	statische Nutzhöhe:	$d = 40.5 \text{ cm}$		
	Stützweite des Balkens:	$l_{stat} = 490 \text{ cm}$		
	Schubslankheit:	$M/(V \cdot d) = 3.02$		
	Längsbewehrungsgrad:	$\rho_l = 1.93 \%$		
	Schubbewehrungsgrad:	$\rho_w = 0.59 \%$	$\rho_w = 0.76 \%$	
	Schub-/Mindestschubbewehrungsgrad:	$\rho_w/\rho_{wmin} = 0.52$	$\rho_w/\rho_{wmin} = 0.67$	
Belastung	Schubfeldtyp:	2		
	Eigengewicht Balken:	$G_B = 2.14 \text{ kN/m}$		
	Eigengewicht Schlauch:	$G_S = 0.13 \text{ kN/m}$		
	Drucknormalkraft:	$N = 85.5 \text{ kN} = 1.0 \text{ MN/m}^2$		
	maximale Zylinderkraft:	$P_a = 314 \text{ kN}$	$P_b = 332 \text{ kN}$	
maximale Belastung				
Querkraft am Auflager:		$V_{A,a} = 163 \text{ kN}$	$V_{A,b} = 172 \text{ kN}$	
Querkraft im Abstand d vom Auflager:		$V_{d,a} = 136 \text{ kN}$	$V_{d,b} = 144 \text{ kN}$	

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

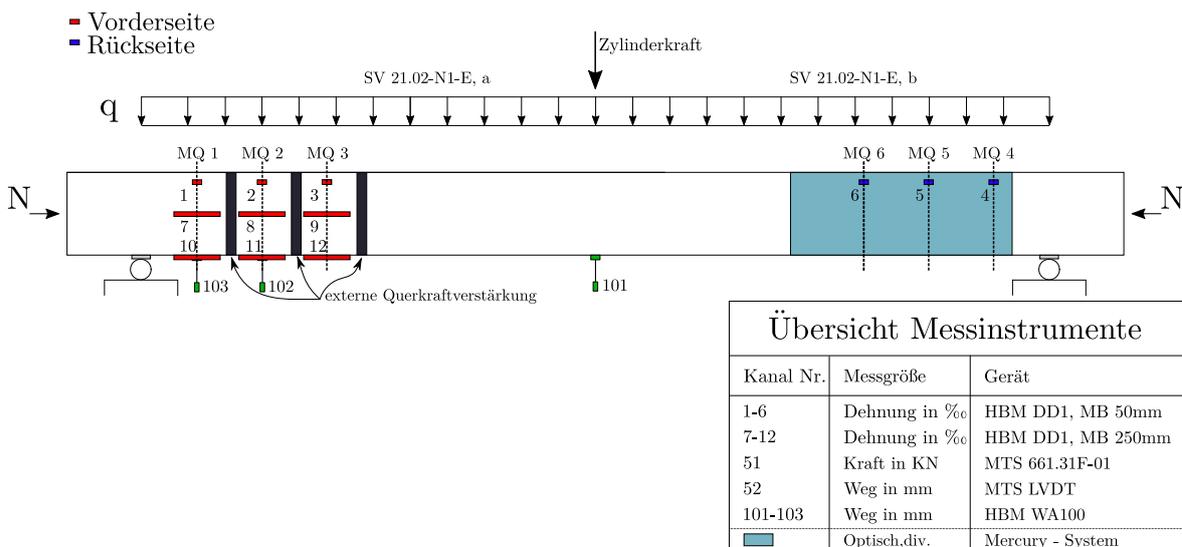


Abb. B.6.: Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 21.02-N1-E

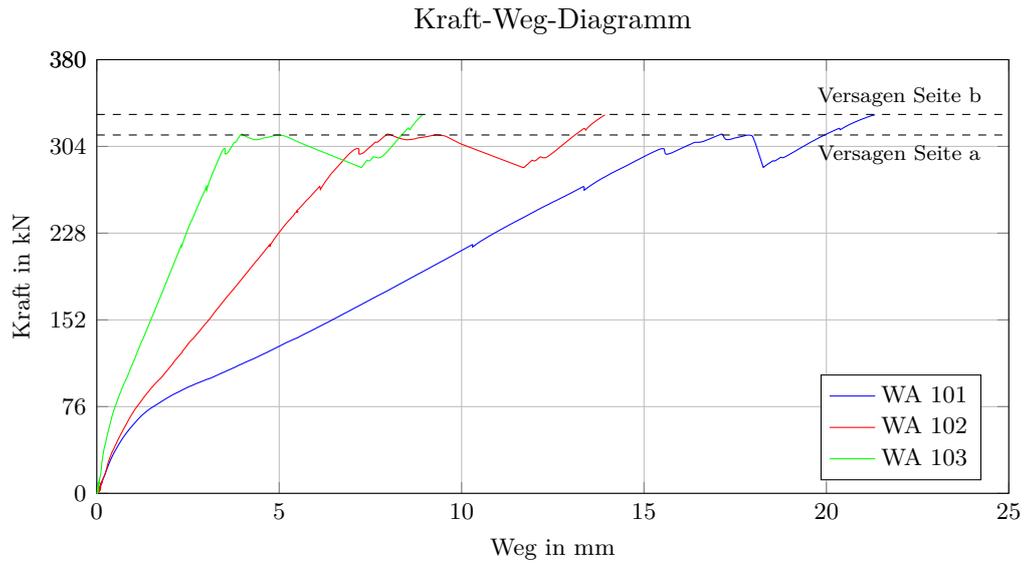


Abb. B.7.: Versuchsbalken SV-21.02-N1-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101-103

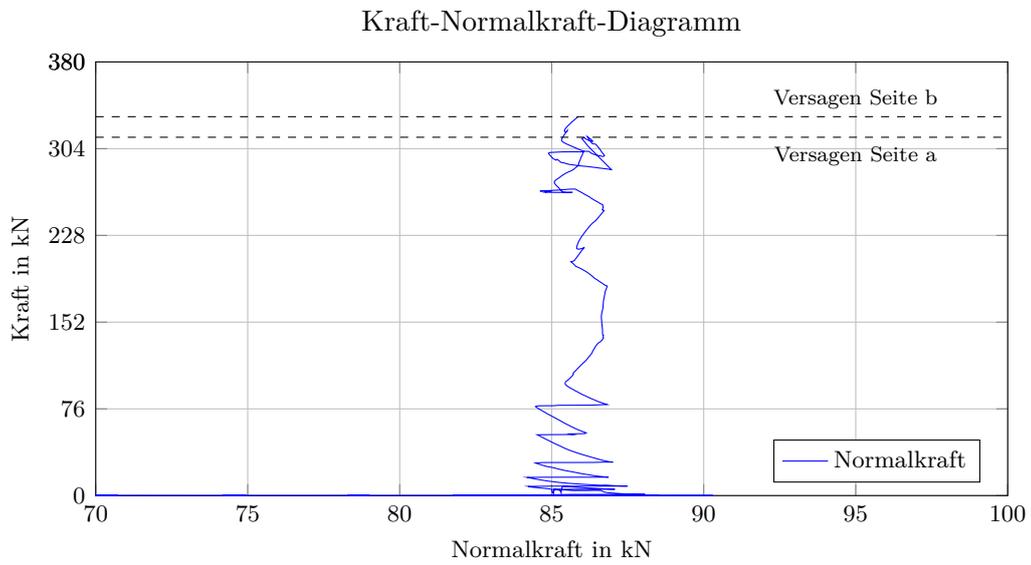


Abb. B.8.: Versuchsbalken SV 21.02-N1-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm

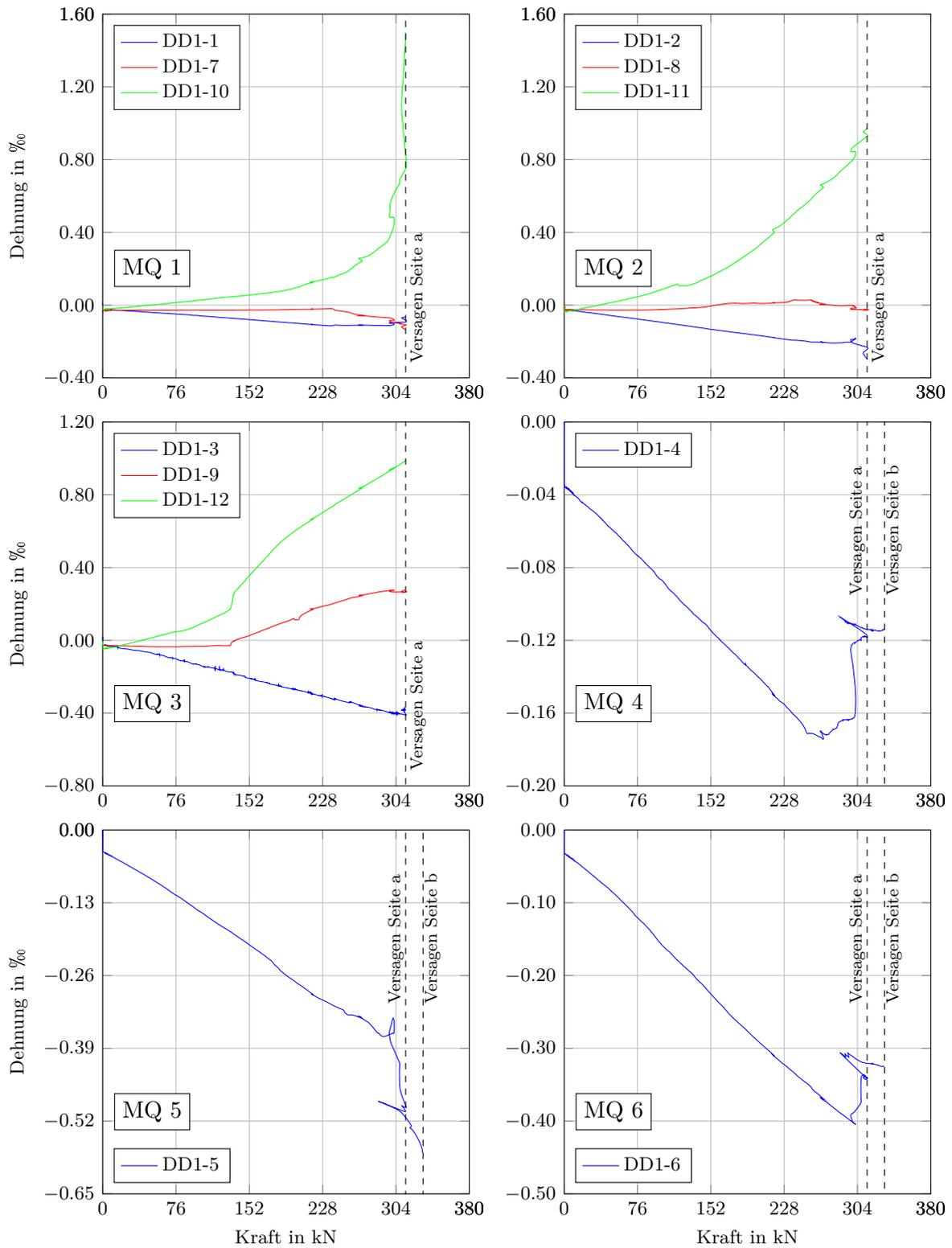


Abb. B.9.: Versuchsbalken SV 21.02-N1-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-6

Rissentwicklung SV 21.02-N1-E

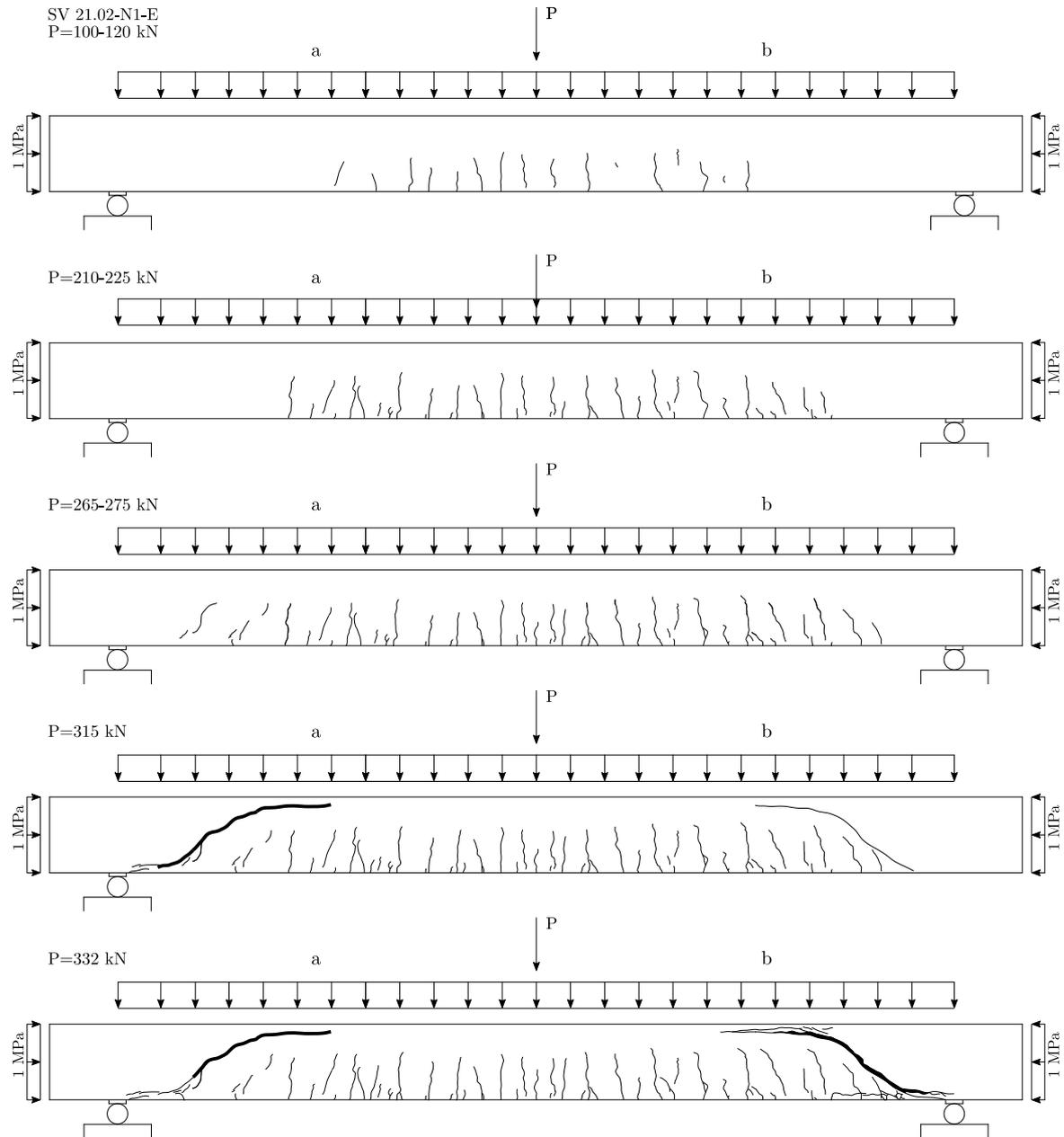


Abb. B.10.: Versuchsbalken SV 21.02-N1-E: Rissentwicklung

Versuchsbalken SV 22.01

Eigenschaften:		Seite a	Seite b
Beton	Herstellungsdatum:	24.05.2018	
	Prüfdatum:	27.06.2018	
	Betonalter:	34 Tage	
	Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 53.9 \text{ MN/m}^2$	
	Spaltzugfestigkeit:	$f_{csp} = 3.51 \text{ MN/m}^2$	
	E-Modul:	$E_{cm} = 29304 \text{ MN/m}^2$	
Querschnitt	statische Nutzhöhe:	$d = 40.2 \text{ cm}$	
	Stützweite des Balkens:	$l_{stat} = 490 \text{ cm}$	
	Schubslankheit:	$M/(V \cdot d) = 3.05$	
	Längsbewehrungsgrad:	$\rho_l = 2.50 \%$	
	Schubbewehrungsgrad:	$\rho_w = 0.99 \%$	$\rho_w = 1.47 \%$
	Schub-/Mindestschubbewehrungsgrad:	$\rho_w/\rho_{wmin} = 0.88$	$\rho_w/\rho_{wmin} = 1.30$
Belastung	Schubfeldtyp:	2	
	Eigengewicht Balken:	$G_B = 2.14 \text{ kN/m}$	
	Eigengewicht Schlauch:	$G_S = 0.13 \text{ kN/m}$	
	maximale Zylinderkraft:	$P_a = 422 \text{ kN}$	$P_b = 498^* \text{ kN}$
maximale Belastung			
Querkraft am Auflager:		$V_{A,a} = 217 \text{ kN}$	$V_{A,b} = 208^* \text{ kN}$
Querkraft im Abstand d vom Auflager:		$V_{d,a} = 181 \text{ kN}$	$V_{d,b} = 249^* \text{ kN}$

* Abbruch des Versuchs, da keine weitere Laststeigerung nach Versagen der Seite a möglich war.

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

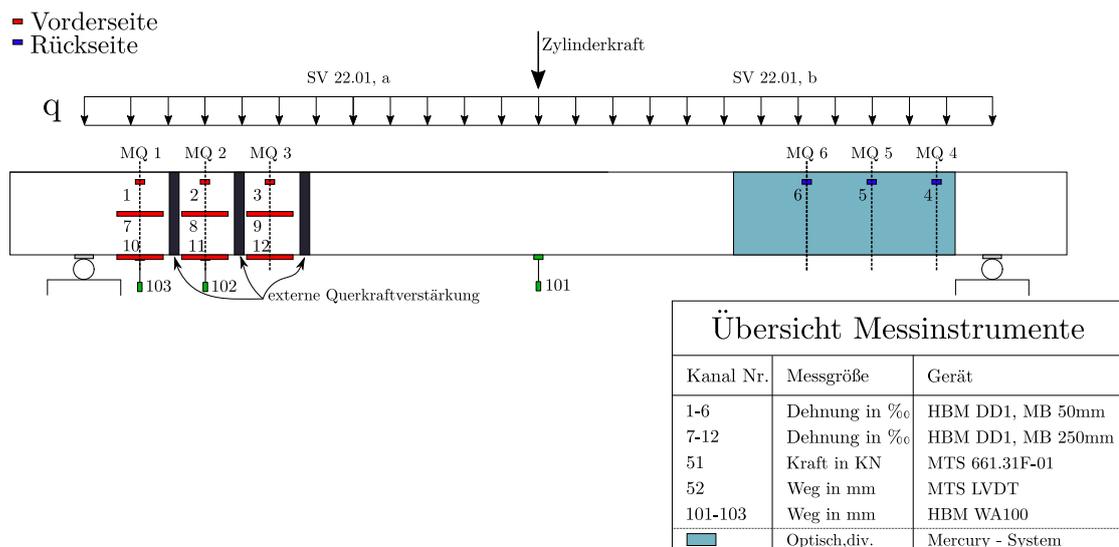


Abb. B.11.: Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 22.01

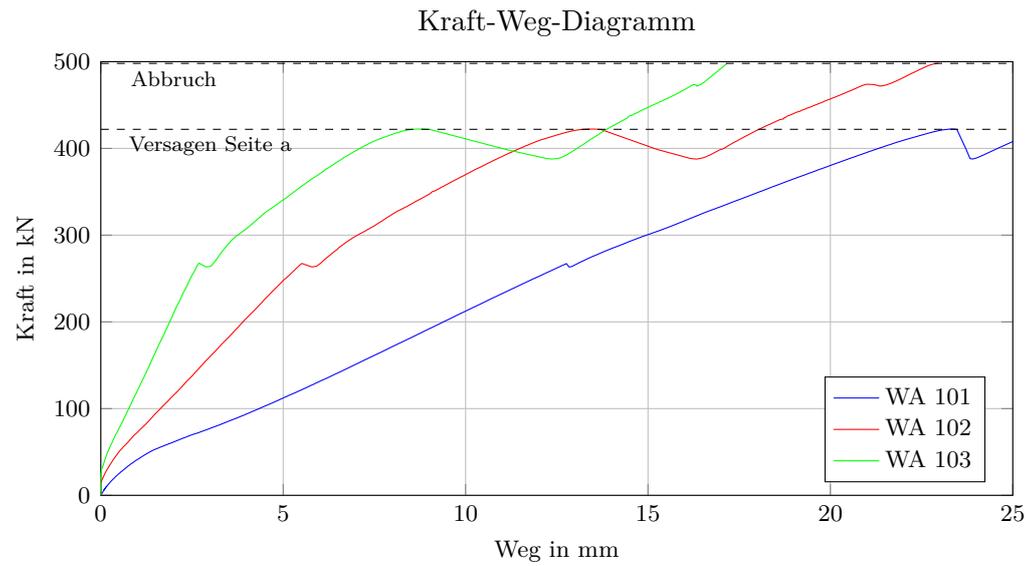


Abb. B.12.: Versuchsbalke SV 22.01: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101-103

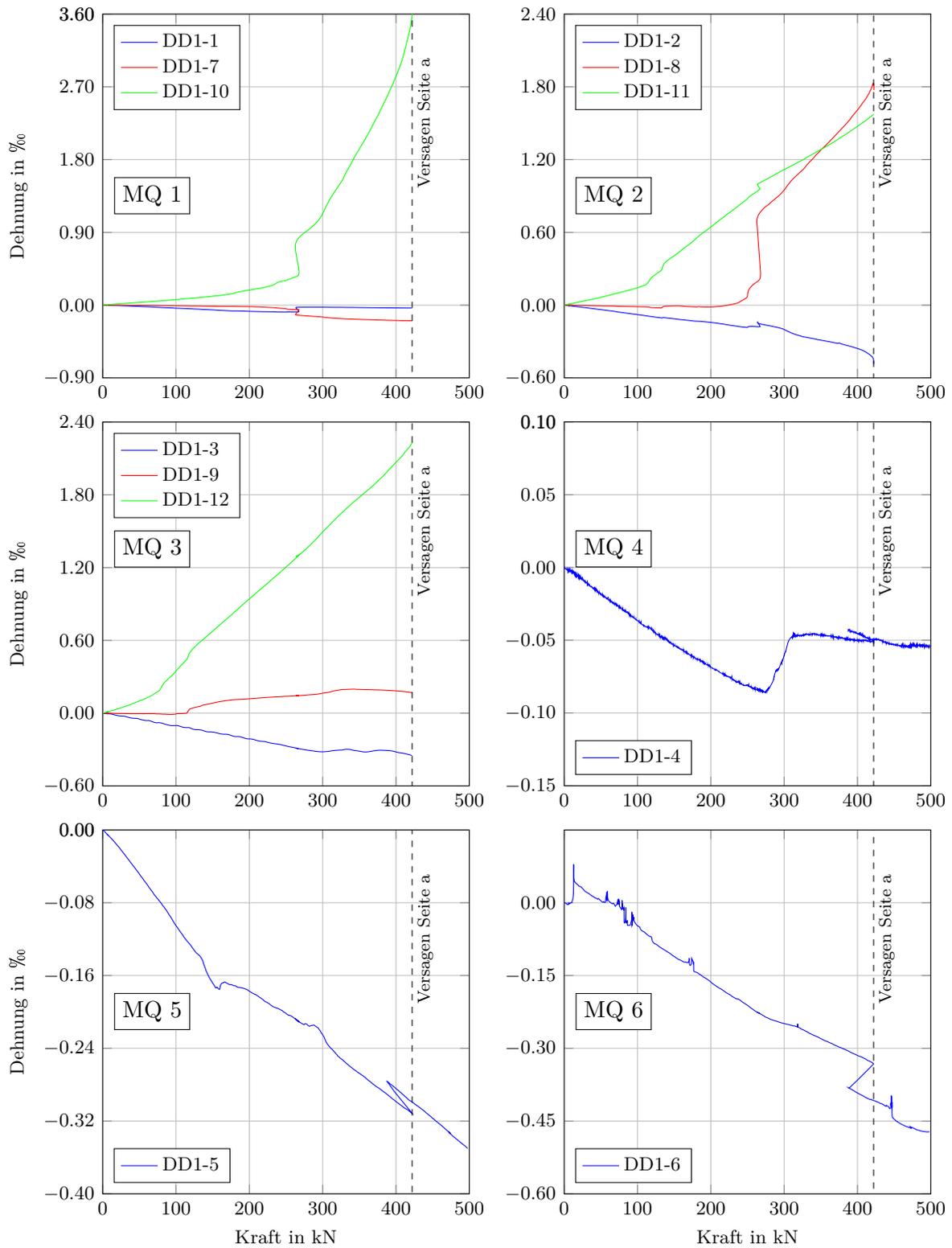


Abb. B.13.: Versuchsbalken SV 22.01: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-6

Rissentwicklung SV 22.01

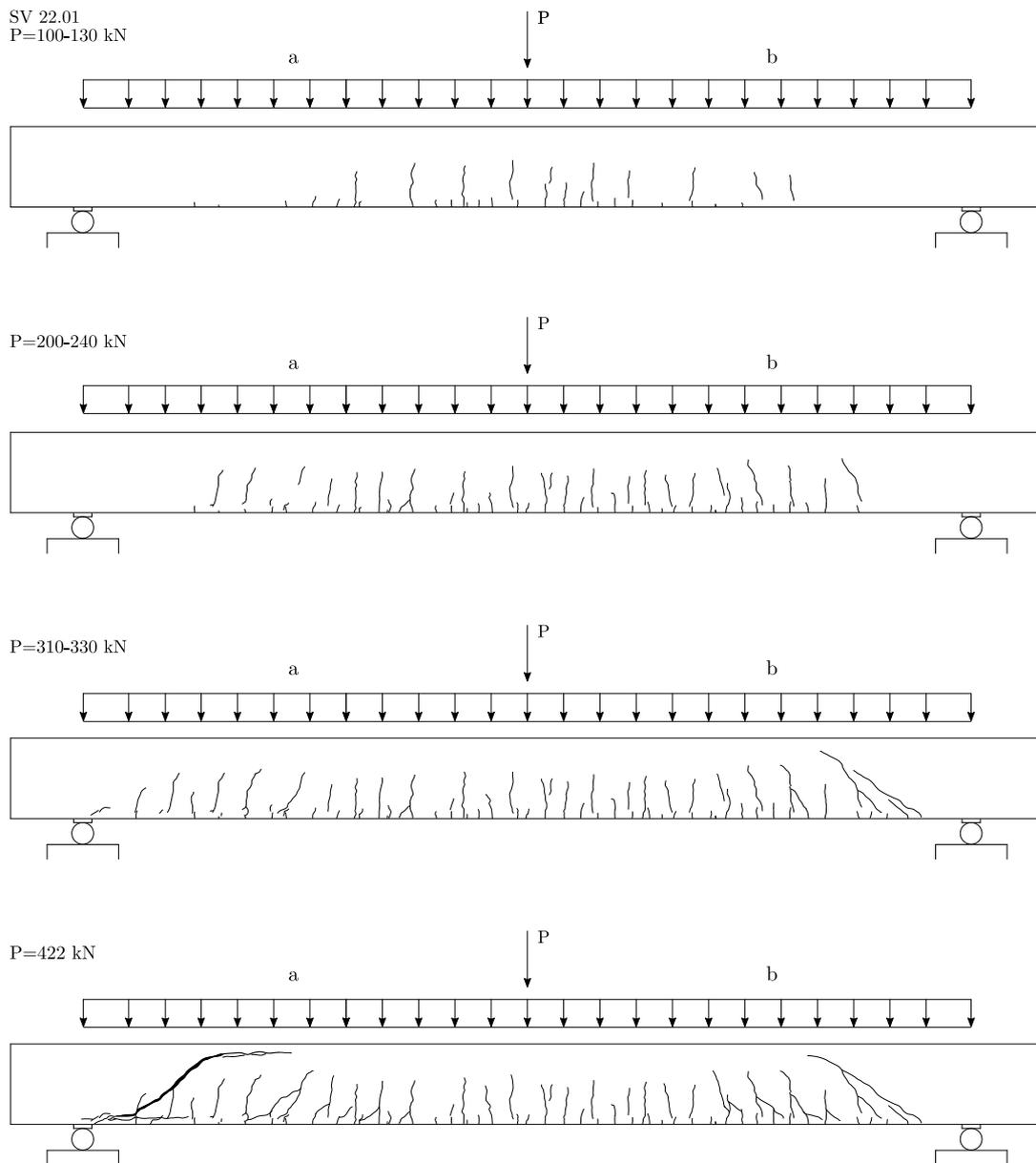


Abb. B.14.: Versuchsbalken SV 22.01: Rissentwicklung

Versuchsbalken SV 25.01

Eigenschaften		
Beton	Herstellungsdatum:	24.05.2018
	Prüfdatum:	13.06.2018
	Betonalter:	20 Tage
	Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 48.7 \text{ MN/m}^2$
	Spaltzugfestigkeit:	$f_{csp} = 3.51 \text{ MN/m}^2$
	E-Modul:	$E_{cm} = 29304 \text{ MN/m}^2$
Querschnitt	statische Nutzhöhe:	$d = 40.4 \text{ cm}$
	Stützweite des Balkens:	$l_{stat} = 280 \text{ cm}$
	Schubslankheit:	$M/(V \cdot d) = 3.47$
	Längsbewehrungsgrad:	$\rho_l = 2.48 \%$
	Schubbewehrungsgrad:	$\rho_w = 1.02 \%$
	Schub-/Mindestschubbewehrungsgrad:	$\rho_w/\rho_{wmin} = 0.95$
Belastung	Schubfeldtyp:	3
	Eigengewicht Balken:	$G_B = 2.14 \text{ kN/m}$
	Eigengewicht Schlauch:	$G_S = 0.13 \text{ kN/m}$
	maximale Zylinderkraft:	$P_a = 221 \text{ kN}$
maximale Belastung		
	Querkraft am Auflager:	$V_A = 227 \text{ kN}$
	Querkraft im Abstand d vom Auflager:	$V_d = 195 \text{ kN}$

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

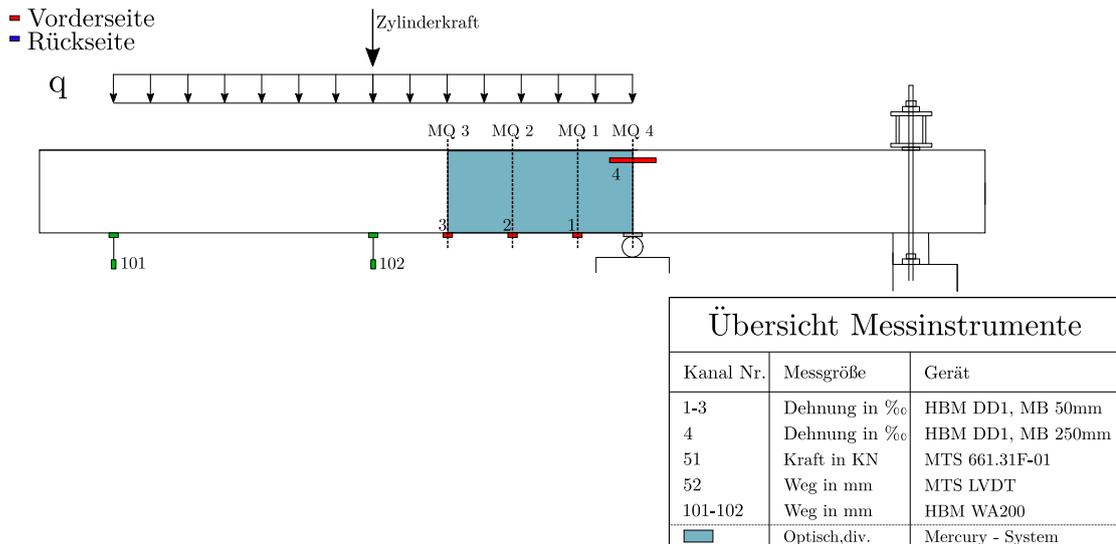


Abb. B.15.: Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 25.01

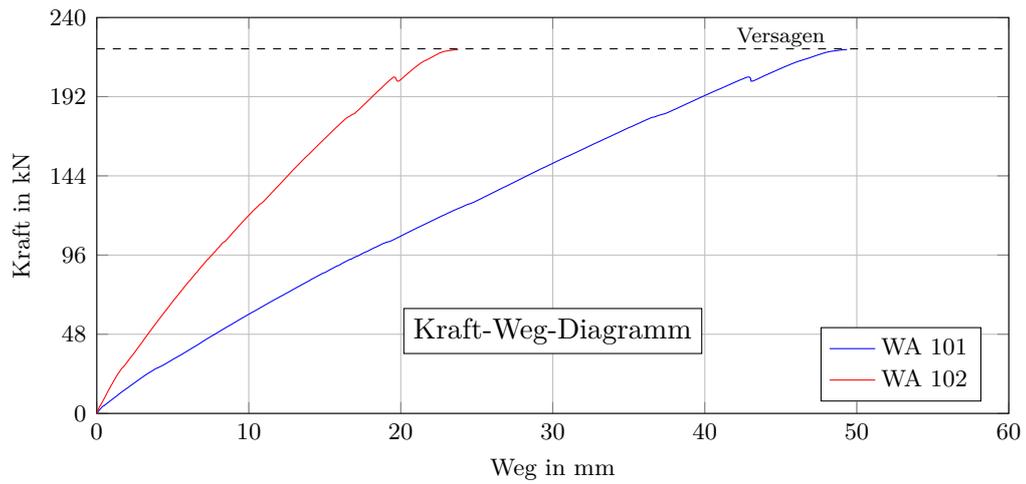


Abb. B.16.: Versuchsbalken SV 25.01: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101,102

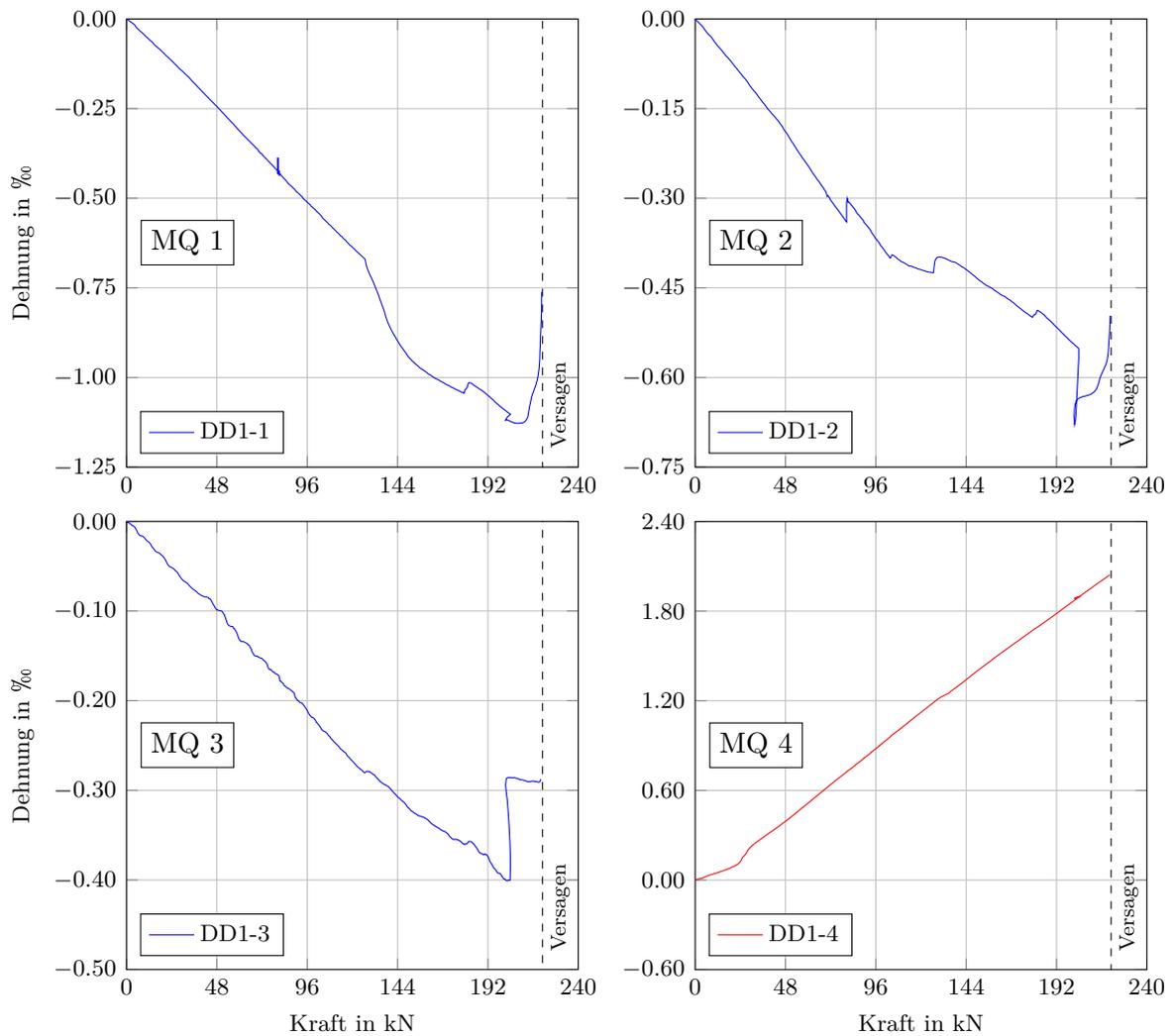
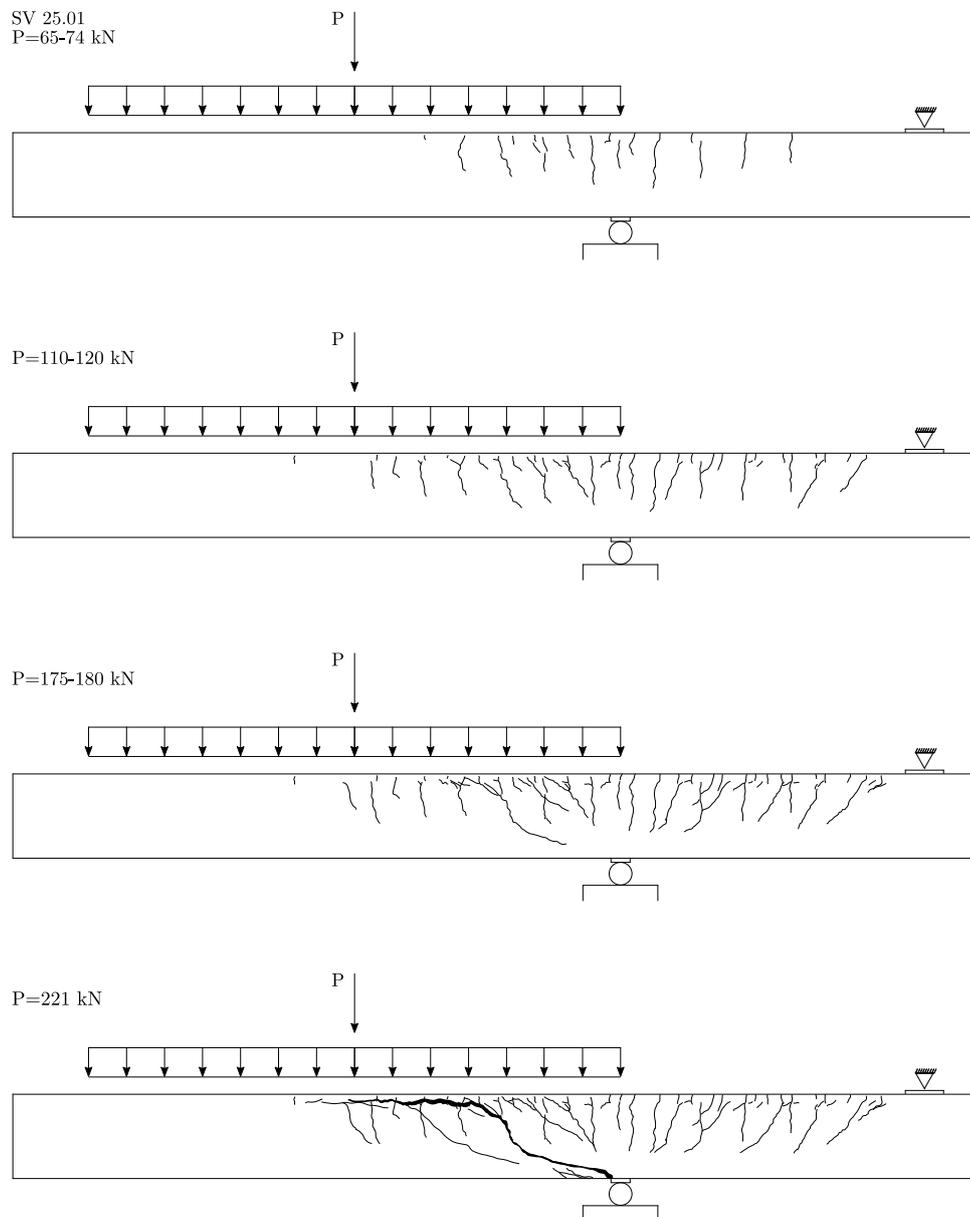


Abb. B.17.: Versuchsbalken SV 25.01: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4

Rissentwicklung SV25.01

**Abb. B.18.:** Versuchsbalken SV 25.01: Rissentwicklung

Versuchsbalken SV 25.02

Eigenschaften		
Beton	Herstellungsdatum:	24.05.2018
	Prüfdatum:	14.06.2018
	Betonalter:	21 Tage
	Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 49.0 \text{ MN/m}^2$
	Spaltzugfestigkeit:	$f_{csp} = 3.51 \text{ MN/m}^2$
	E-Modul:	$E_{cm} = 29304 \text{ MN/m}^2$
Querschnitt	statische Nutzhöhe:	$d = 40.2 \text{ cm}$
	Stützweite des Balkens:	$l_{stat} = 280 \text{ cm}$
	Schubslankheit:	$M/(V \cdot d) = 3.48$
	Längsbewehrungsgrad:	$\rho_l = 2.49 \%$
	Schubbewehrungsgrad:	$\rho_w = 0.99 \%$
	Schub-/Mindestschubbewehrungsgrad:	$\rho_w/\rho_{wmin} = 0.92$
Belastung	Schubfeldtyp:	3
	Eigengewicht Balken:	$G_B = 2.14 \text{ kN/m}$
	Eigengewicht Schlauch:	$G_S = 0.13 \text{ kN/m}$
	maximale Zylinderkraft:	$P_a = 235 \text{ kN}$
maximale Belastung		
	Querkraft am Auflager:	$V_A = 241 \text{ kN}$
	Querkraft im Abstand d vom Auflager:	$V_d = 207 \text{ kN}$

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

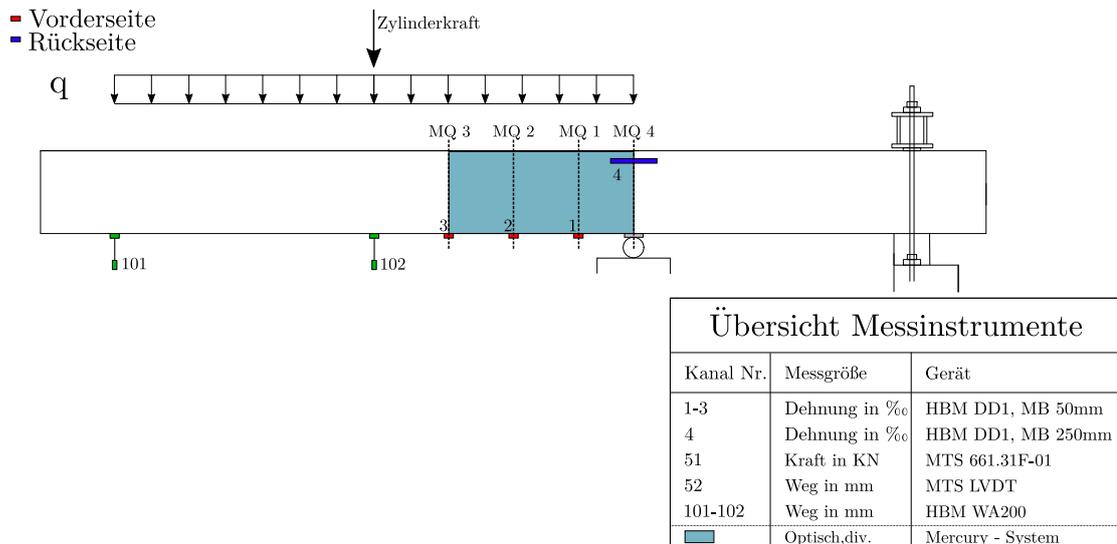


Abb. B.19.: Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 25.02

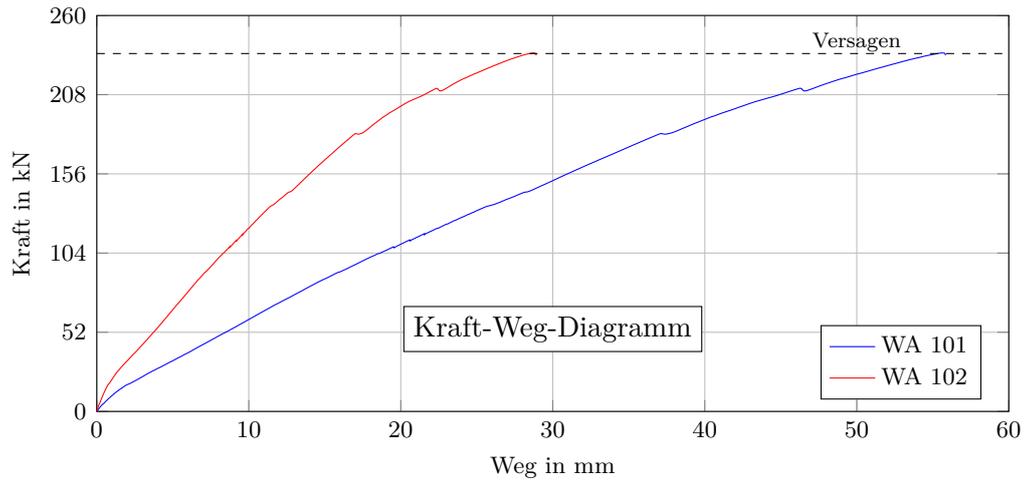


Abb. B.20.: Versuchsbalken SV 25.02: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101,102

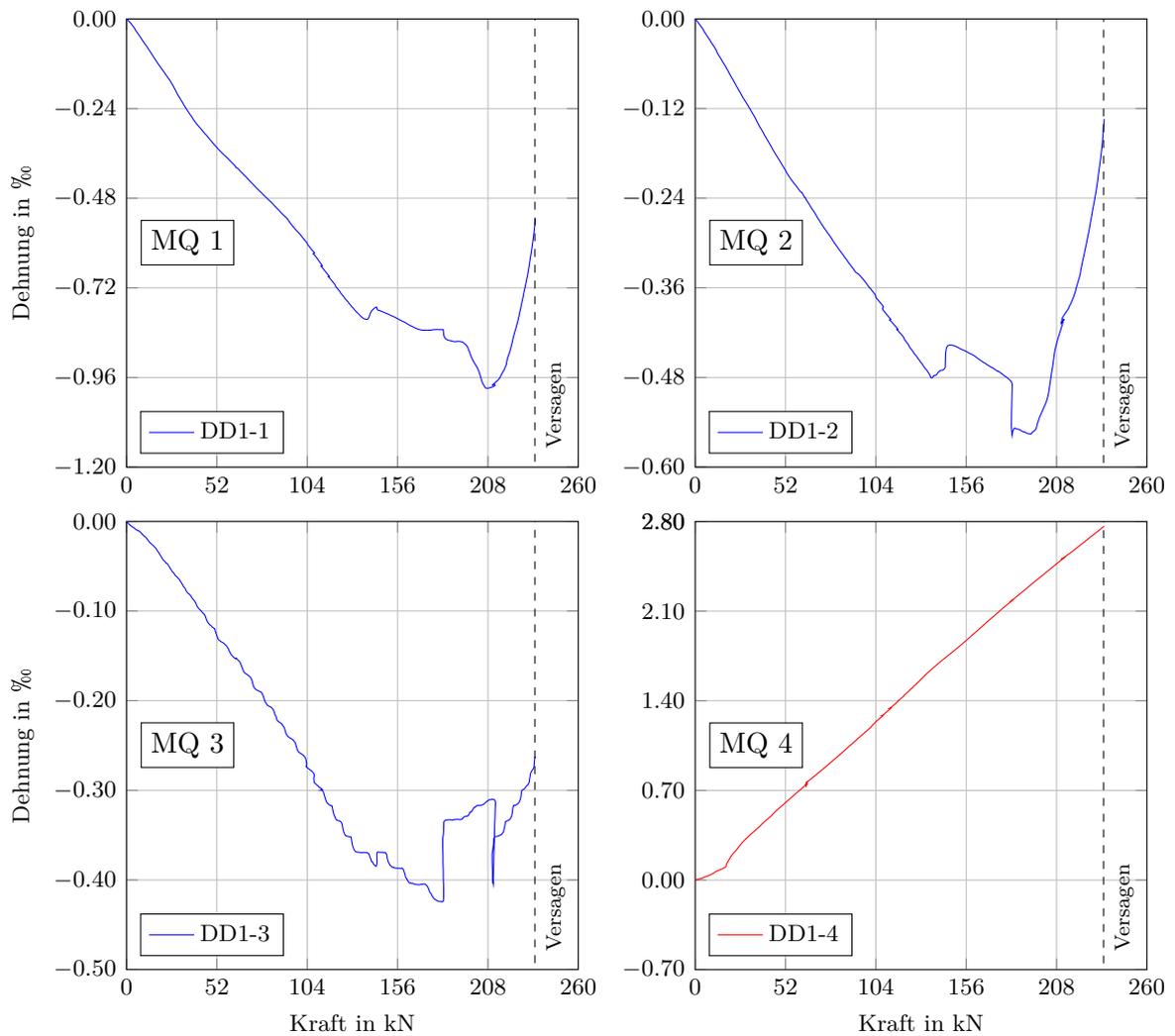


Abb. B.21.: Versuchsbalken SV 25.02: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4

Rissentwicklung SV 25.02

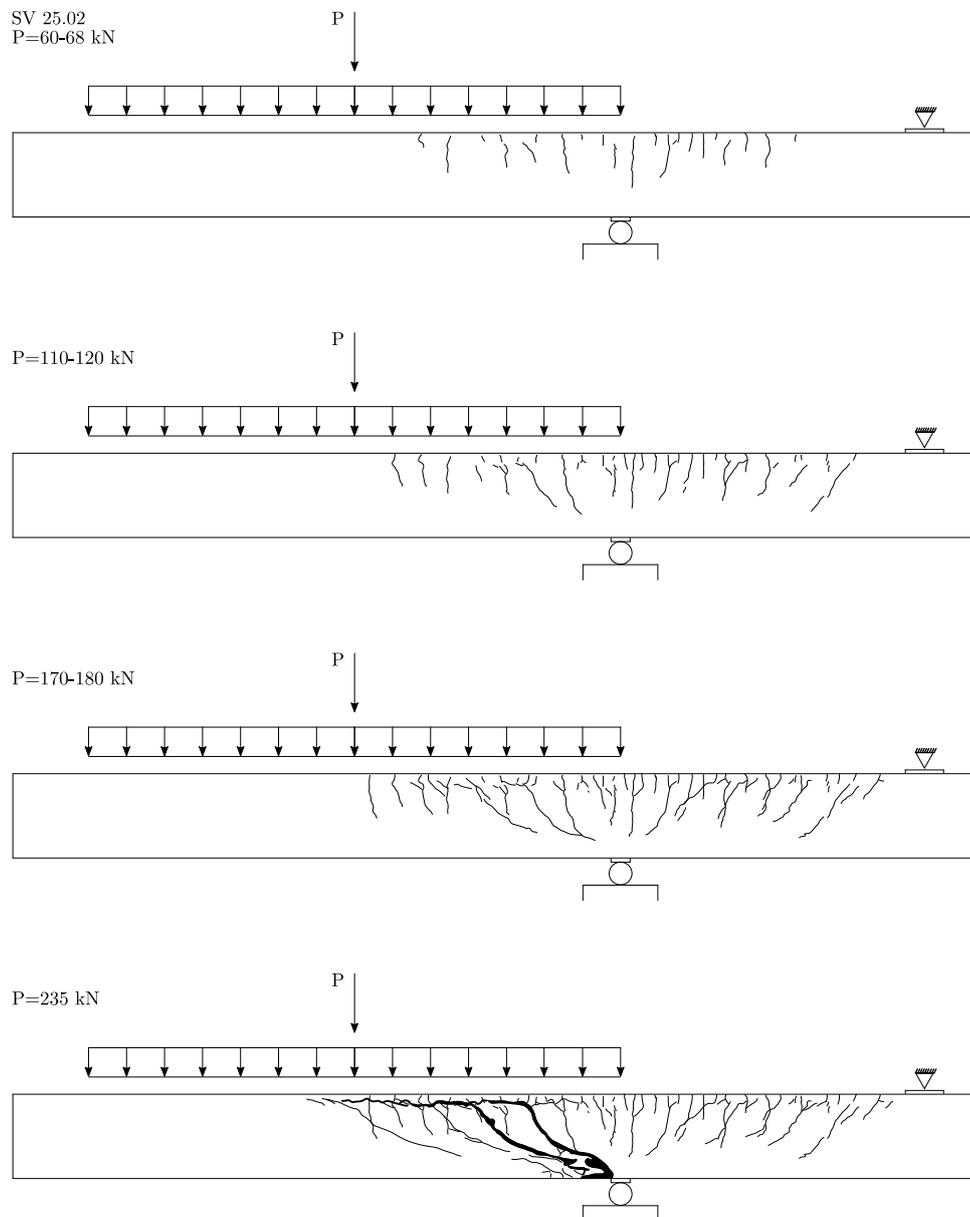


Abb. B.22.: Versuchsbalken SV 25.02: Rissentwicklung

Versuchsbalken SV 27.01

Eigenschaften		
Beton	Herstellungsdatum:	24.05.2018
	Prüfdatum:	18.06.2018
	Betonalter:	25 Tage
	Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 50.4 \text{ MN/m}^2$
	Spaltzugfestigkeit:	$f_{csp} = 3.51 \text{ MN/m}^2$
	E-Modul:	$E_{cm} = 29304 \text{ MN/m}^2$
Querschnitt	statische Nutzhöhe:	$d = 40.4 \text{ cm}$
	Stützweite des Balkens:	$l_{stat} = 280 \text{ cm}$
	Schubslankheit:	$M/(V \cdot d) = 3.47$
	Längsbewehrungsgrad:	$\rho_l = 2.48 \%$
	Schubbewehrungsgrad:	$\rho_w = 1.47 \%$
	Schub-/Mindestschubbewehrungsgrad:	$\rho_w/\rho_{wmin} = 1.35$
Belastung	Schubfeldtyp:	3
	Eigengewicht Balken:	$G_B = 2.14 \text{ kN/m}$
	Eigengewicht Schlauch:	$G_S = 0.13 \text{ kN/m}$
	maximale Zylinderkraft:	$P_a = 302 \text{ kN}$
maximale Belastung		
	Querkraft am Auflager:	$V_A = 308 \text{ kN}$
	Querkraft im Abstand d vom Auflager:	$V_d = 264 \text{ kN}$

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

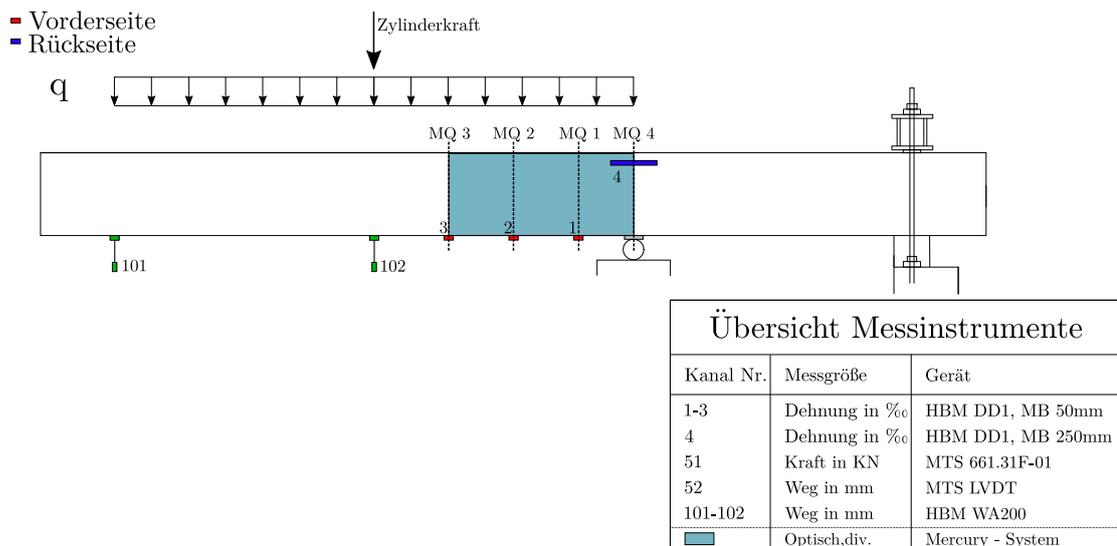


Abb. B.23.: Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 27.01

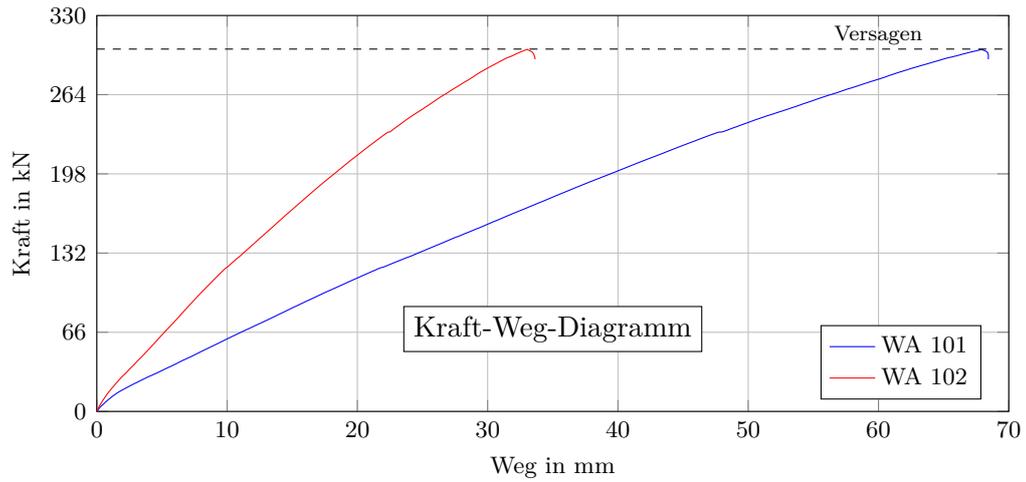


Abb. B.24.: Versuchsbalken SV 27.01: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101,102

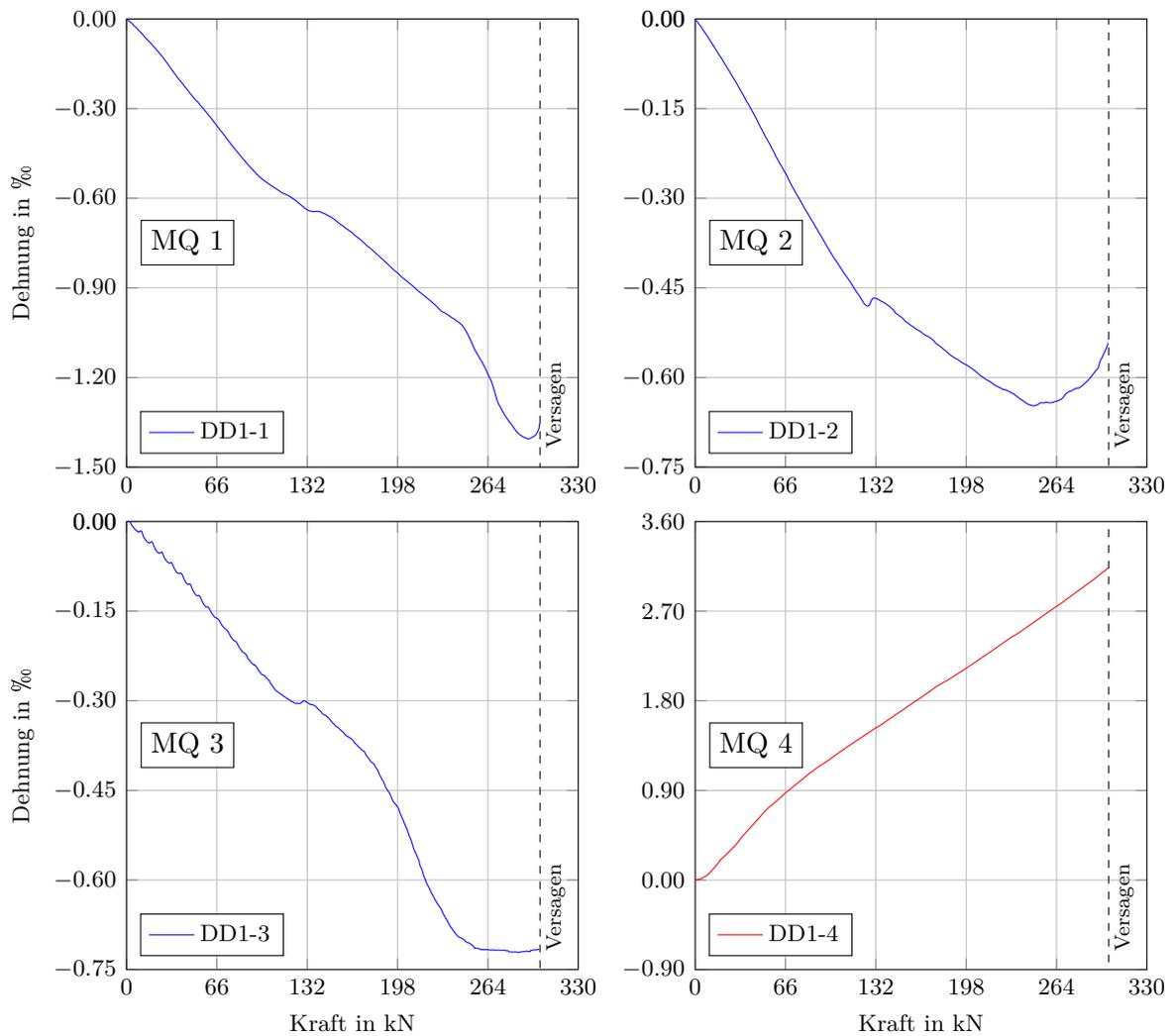


Abb. B.25.: Versuchsbalken SV 27.01: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4

Rissentwicklung SV 27.01

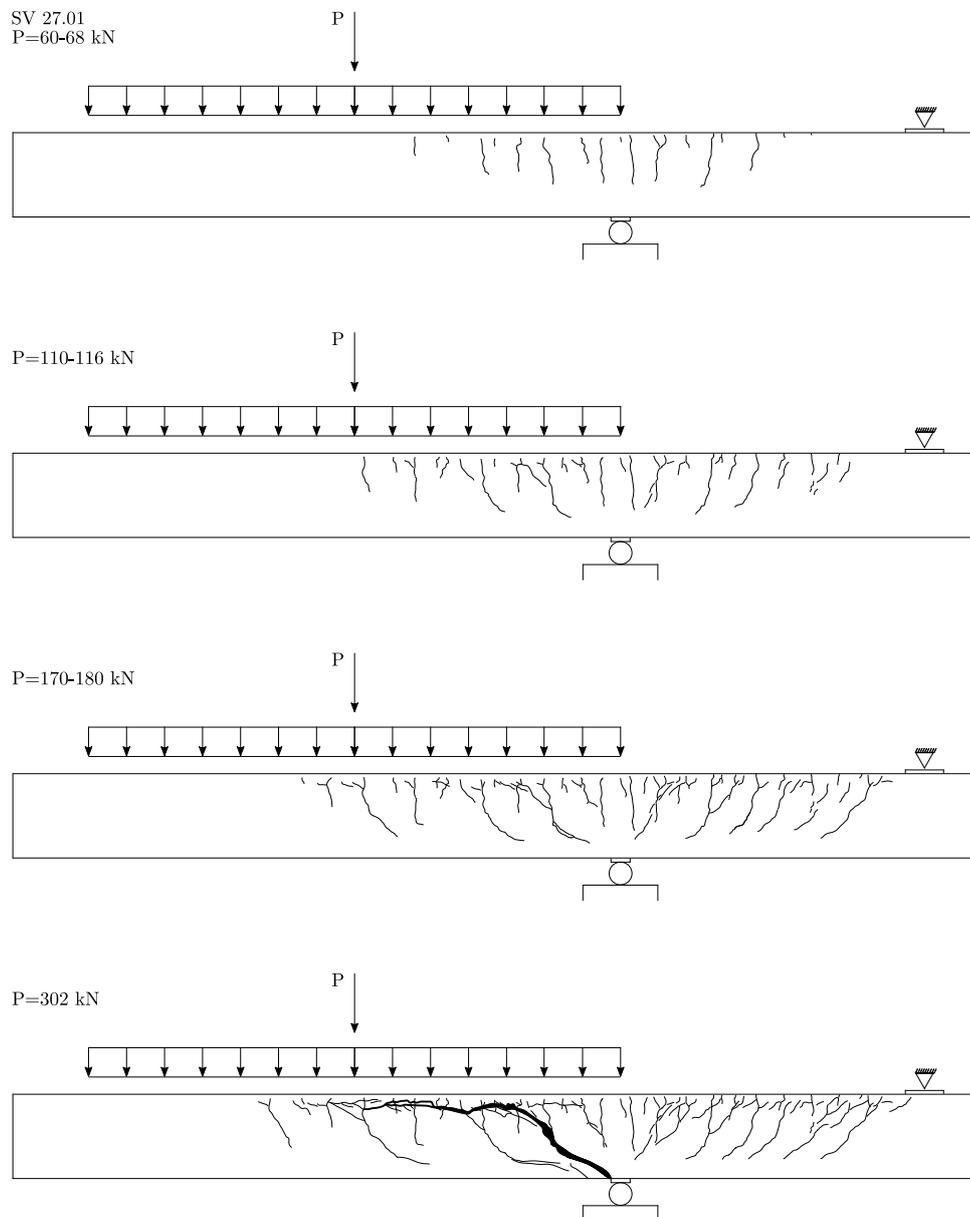


Abb. B.26.: Versuchsbalken SV 27.01: Rissentwicklung

Versuchsbalken SV 28.03-N1-E

Eigenschaften		
Beton	Herstellungsdatum:	24.05.2018
	Prüfdatum:	20.06.2018
	Betonalter:	27 Tage
	Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 51.0 \text{ MN/m}^2$
	Spaltzugfestigkeit:	$f_{csp} = 3.51 \text{ MN/m}^2$
	E-Modul:	$E_{cm} = 29304 \text{ MN/m}^2$
Querschnitt	statische Nutzhöhe:	$d = 40.5 \text{ cm}$
	Stützweite des Balkens:	$l_{stat} = 280 \text{ cm}$
	Schubslankheit:	$M/(V \cdot d) = 3.46$
	Längsbewehrungsgrad:	$\rho_l = 1.93 \%$
	Schubbewehrungsgrad:	$\rho_w = 0.59 \%$
	Schub-/Mindestschubbewehrungsgrad:	$\rho_w/\rho_{wmin} = 0.54$
Belastung	Schubfeldtyp:	3
	Eigengewicht Balken:	$G_B = 2.14 \text{ kN/m}$
	Eigengewicht Schlauch:	$G_S = 0.13 \text{ kN/m}$
	Drucknormalkraft:	$N = 85.5 \text{ kN} = 1.0 \text{ MN/m}^2$
	maximale Zylinderkraft:	$P_a = 204 \text{ kN}$
maximale Belastung		
	Querkraft am Auflager:	$V_A = 210 \text{ kN}$
	Querkraft im Abstand d vom Auflager:	$V_d = 180 \text{ kN}$

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

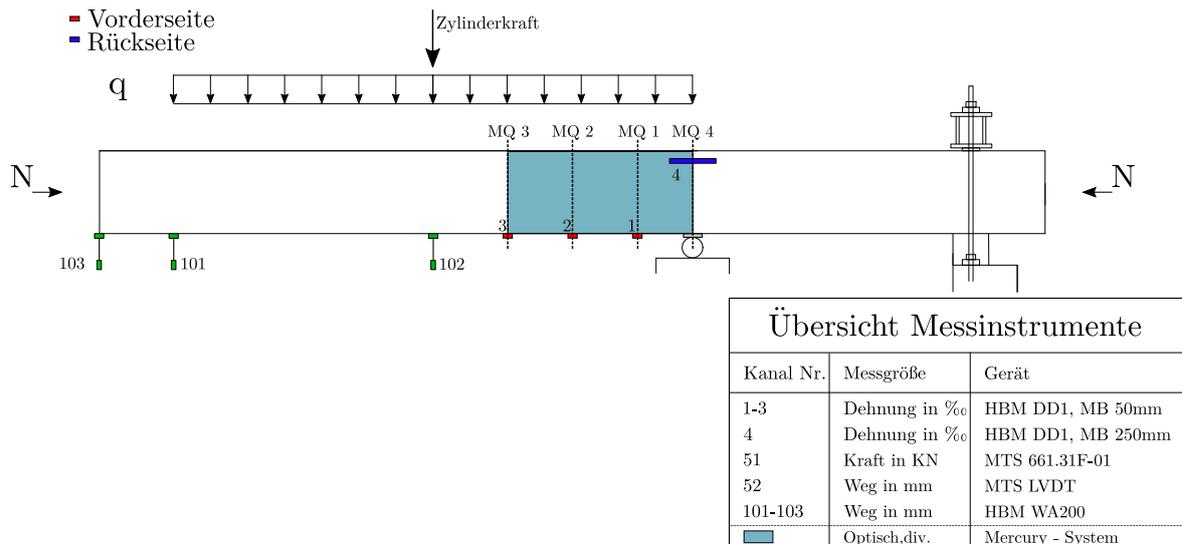


Abb. B.27.: Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 28.03-N1-E

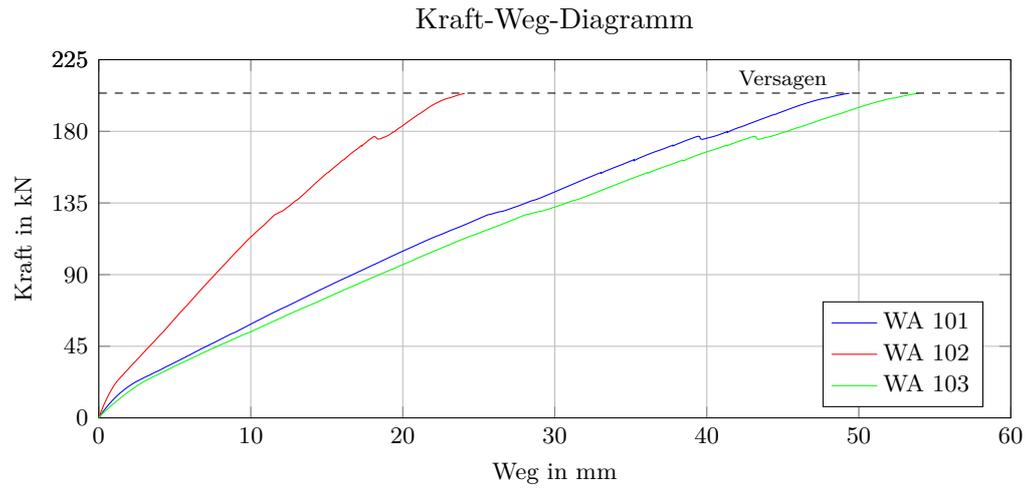


Abb. B.28.: Versuchsbalken SV 28.03-N1-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101-103

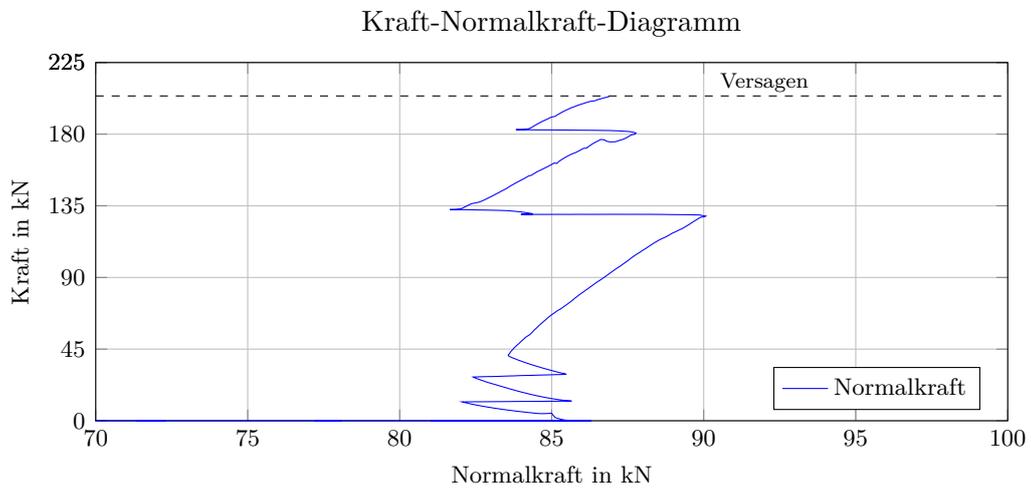


Abb. B.29.: Versuchsbalken SV 28.03-N1-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm

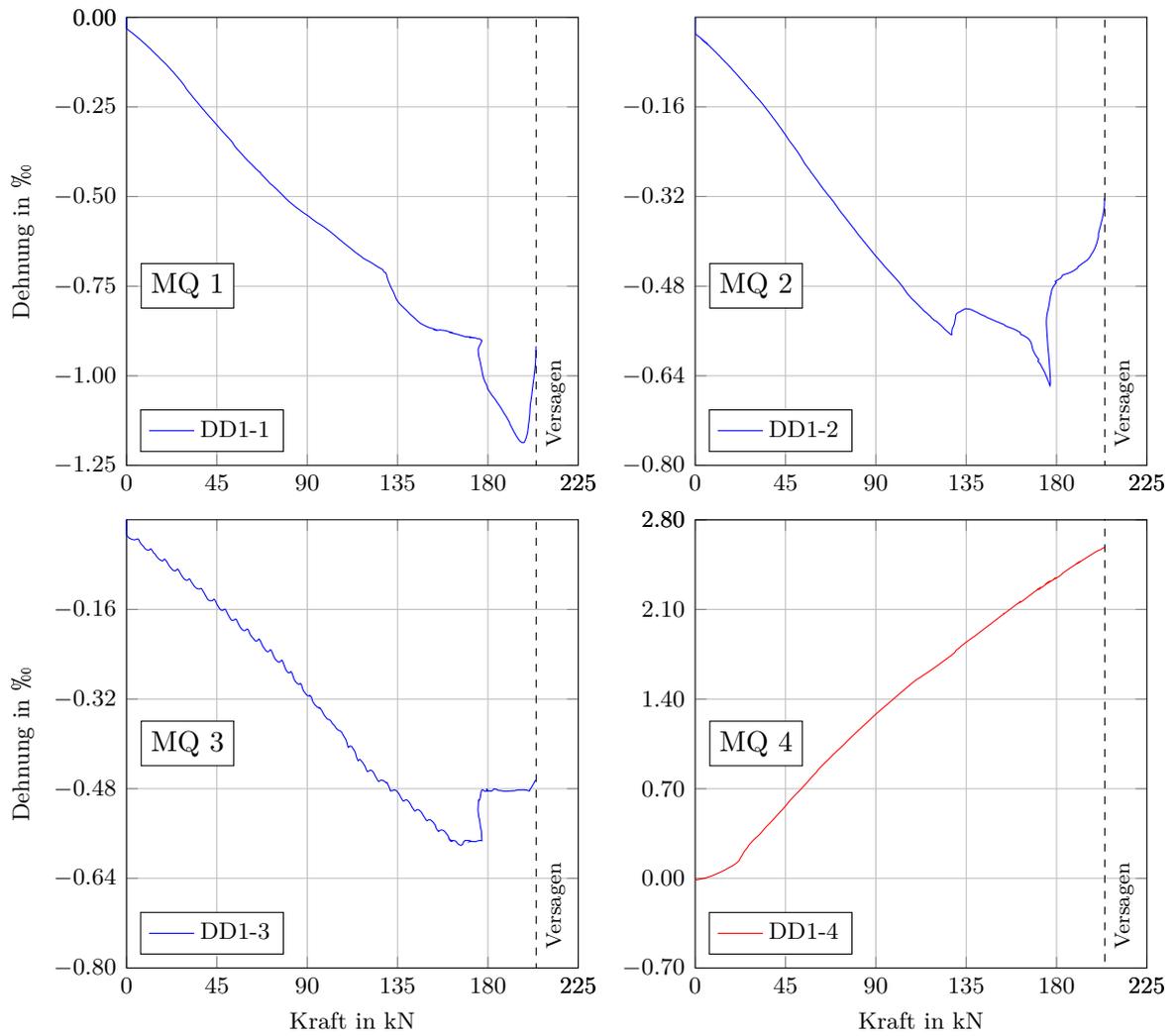


Abb. B.30.: Versuchs balken SV 28.03-N1-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4

Rissentwicklung SV 28.03-N1-E

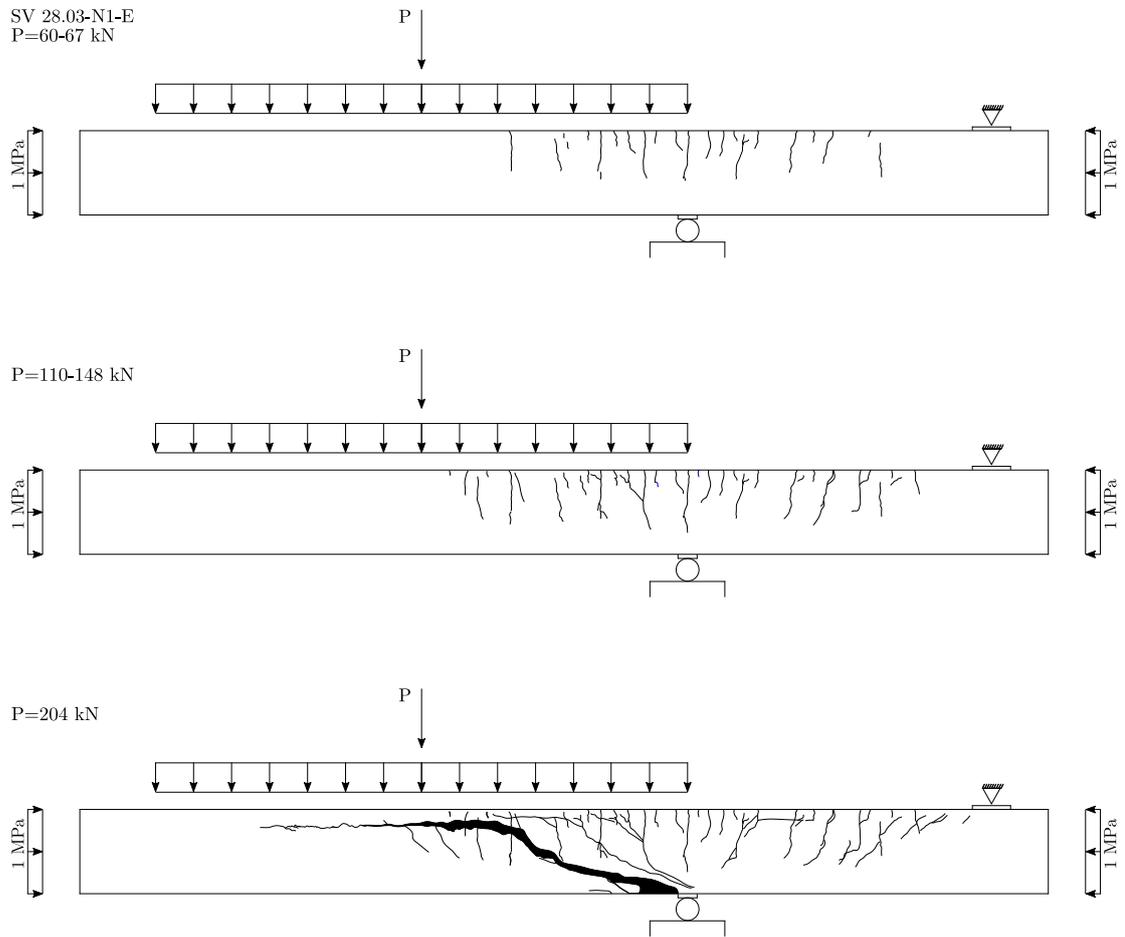


Abb. B.31.: Versuchsbalken SV28.03-N1-E: Rissentwicklung

Versuchsbalken SV 28.04-N1.5-E

Eigenschaften		
Beton	Herstellungsdatum:	24.05.2018
	Prüfdatum:	21.06.2018
	Betonalter:	28 Tage
	Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 51.4 \text{ MN/m}^2$
	Spaltzugfestigkeit:	$f_{csp} = 3.51 \text{ MN/m}^2$
	E-Modul:	$E_{cm} = 29304 \text{ MN/m}^2$
Querschnitt	statische Nutzhöhe:	$d = 40.5 \text{ cm}$
	Stützweite des Balkens:	$l_{stat} = 280 \text{ cm}$
	Schubslankheit:	$M/(V \cdot d) = 3.46$
	Längsbewehrungsgrad:	$\rho_l = 1.93 \%$
	Schubbewehrungsgrad:	$\rho_w = 0.59 \%$
	Schub-/Mindestschubbewehrungsgrad:	$\rho_w/\rho_{wmin} = 0.53$
Belastung	Schubfeldtyp:	3
	Eigengewicht Balken:	$G_B = 2.14 \text{ kN/m}$
	Eigengewicht Schlauch:	$G_S = 0.13 \text{ kN/m}$
	Drucknormalkraft:	$N = 128 \text{ kN} = 1.5 \text{ MN/m}^2$
	maximale Zylinderkraft:	$P_a = 208 \text{ kN}$
maximale Belastung		
	Querkraft am Auflager:	$V_A = 214 \text{ kN}$
	Querkraft im Abstand d vom Auflager:	$V_d = 183 \text{ kN}$

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

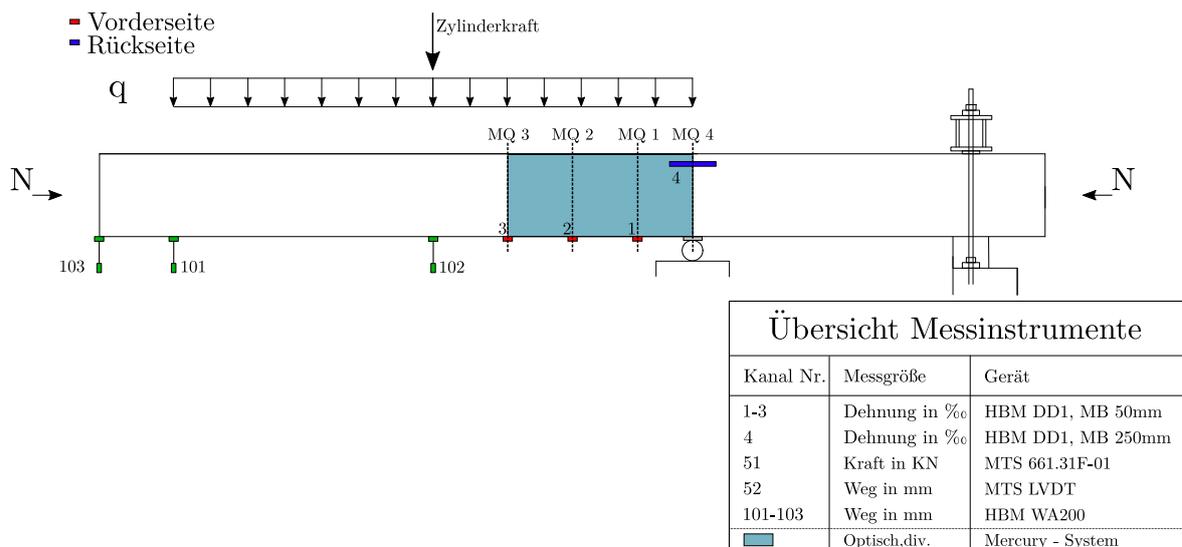


Abb. B.32.: Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 28.04-N1.5-E

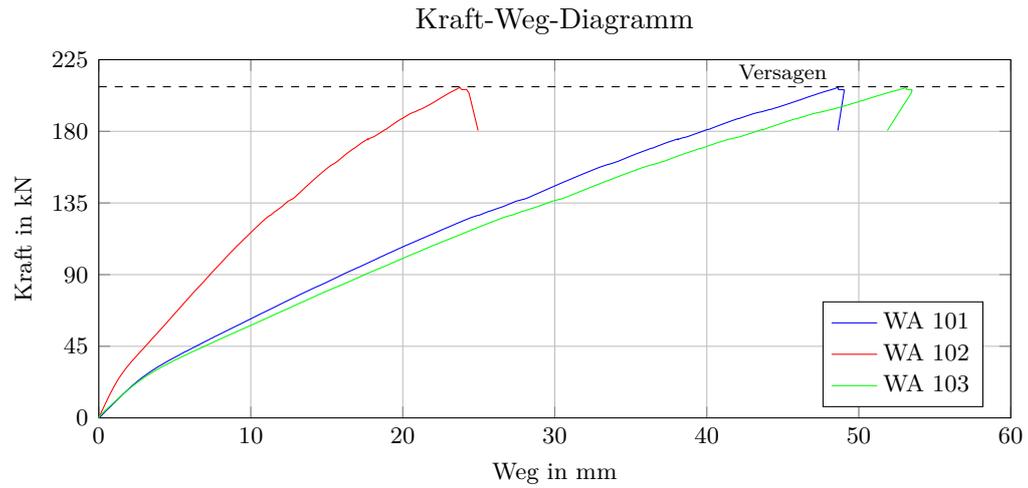


Abb. B.33.: Versuchs balken SV 28.04-N1.5-E: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101,102

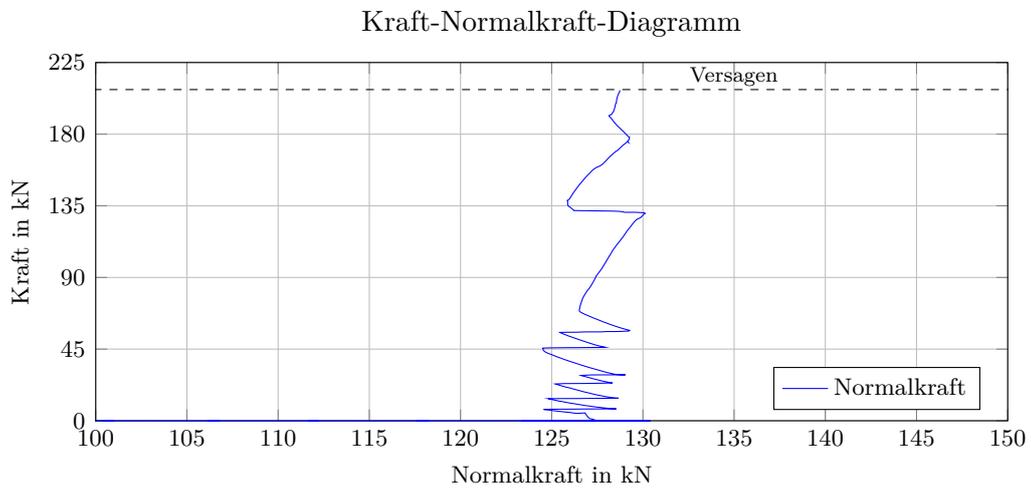


Abb. B.34.: Versuchs balken SV 28.04-N1.5-E: Kraft-Normalkraft-Diagramm

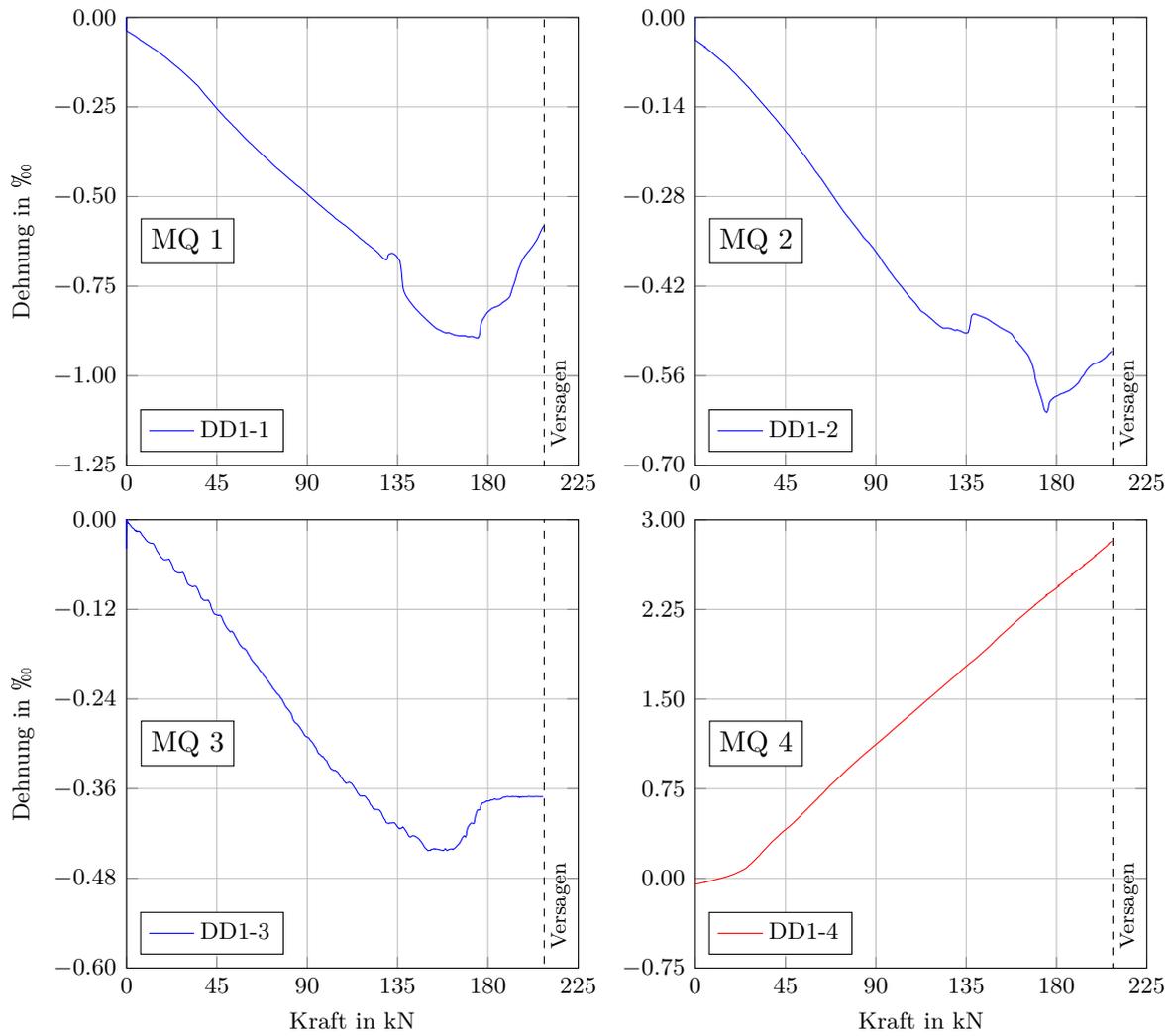


Abb. B.35.: Versuchsbalken SV 28.04-N1.5-E: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4

Rissentwicklung SV 28.04-N1.5-E

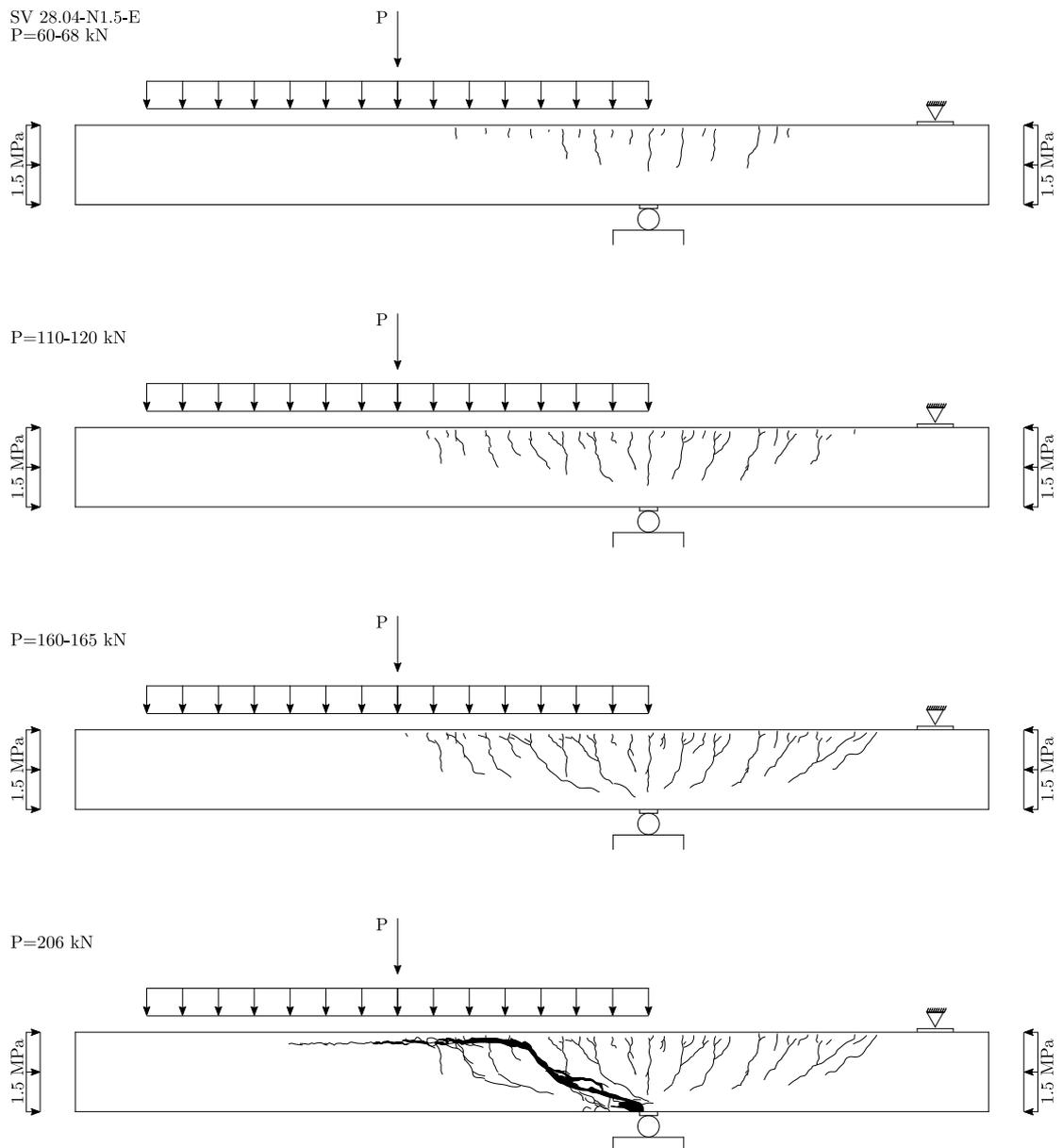


Abb. B.36.: Versuchsbalken SV 28.04-N1.5-E: Rissentwicklung

Versuchsbalken SV 30

Eigenschaften		
Beton	Herstellungsdatum:	24.05.2018
	Prüfdatum:	19.06.2018
	Betonalter:	26 Tage
	Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 50.7 \text{ MN/m}^2$
	Spaltzugfestigkeit:	$f_{csp} = 3.51 \text{ MN/m}^2$
	E-Modul:	$E_{cm} = 29304 \text{ MN/m}^2$
Querschnitt	statische Nutzhöhe:	$d = 40.4 \text{ cm}$
	Stützweite des Balkens:	$l_{stat} = 280 \text{ cm}$
	Schubslankheit:	$M/(V \cdot d) = 3.47$
	Längsbewehrungsgrad:	$\rho_l = 2.48 \%$
	Schubbewehrungsgrad:	$\rho_w = 0.66 \%$
	Schub-/Mindestschubbewehrungsgrad:	$\rho_w/\rho_{wmin} = 0.60$
Belastung	Schubfeldtyp:	3
	Eigengewicht Balken:	$G_B = 2.14 \text{ kN/m}$
	Eigengewicht Schlauch:	$G_S = 0.13 \text{ kN/m}$
	maximale Zylinderkraft:	$P_a = 185 \text{ kN}$
maximale Belastung		
	Querkraft am Auflager:	$V_A = 191 \text{ kN}$
	Querkraft im Abstand d vom Auflager:	$V_d = 164 \text{ kN}$

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

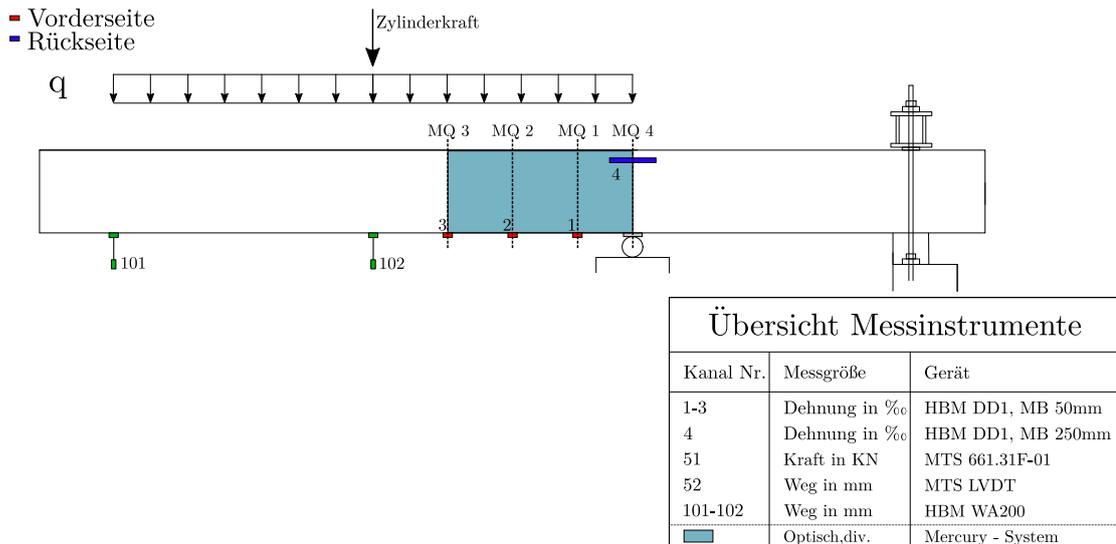


Abb. B.37.: Übersicht der Messeinrichtungen beim Balken SV 30

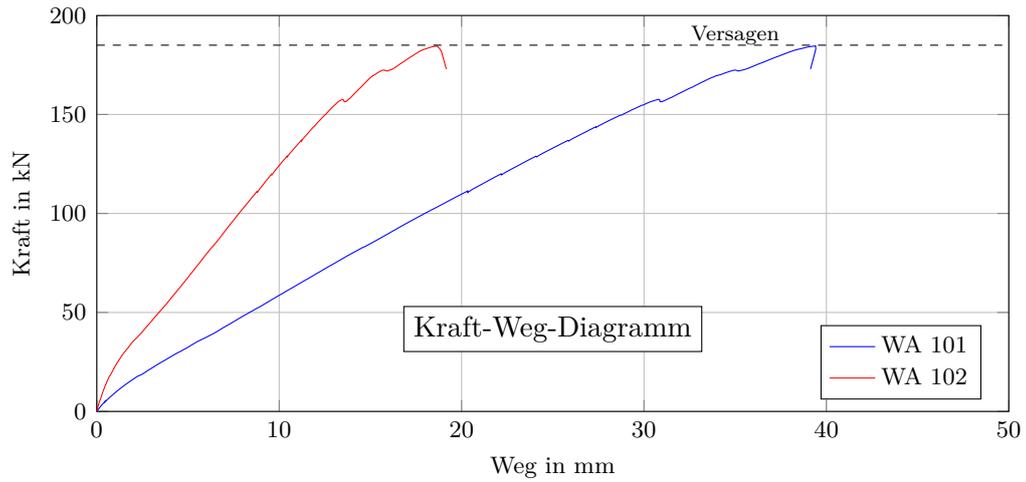


Abb. B.38.: Versuchsbalken SV 30: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 101,102

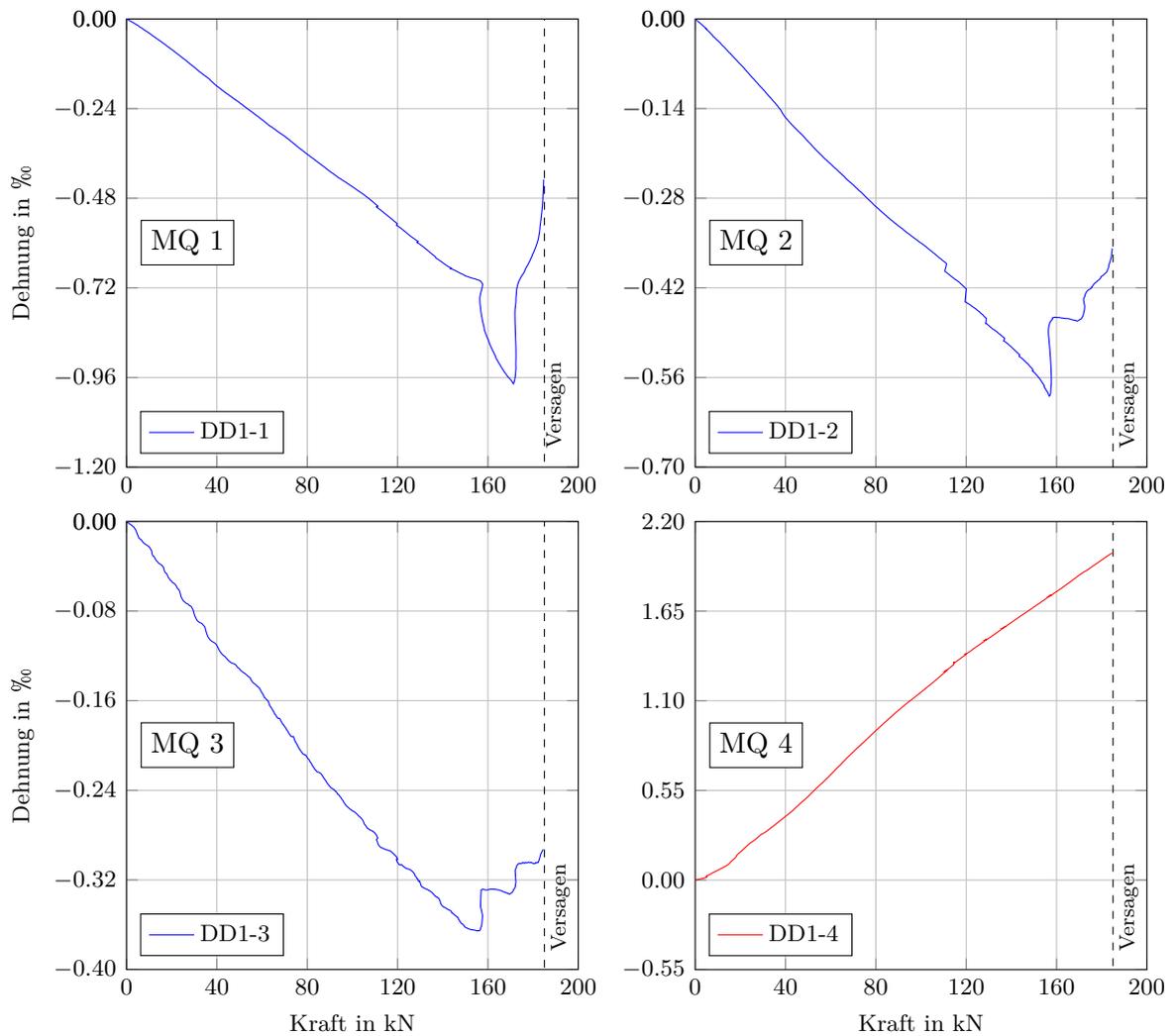


Abb. B.39.: Versuchsbalken SV 30: Kraft-Dehnungs-Diagramme der Messquerschnitte 1-4

Rissentwicklung SV 30

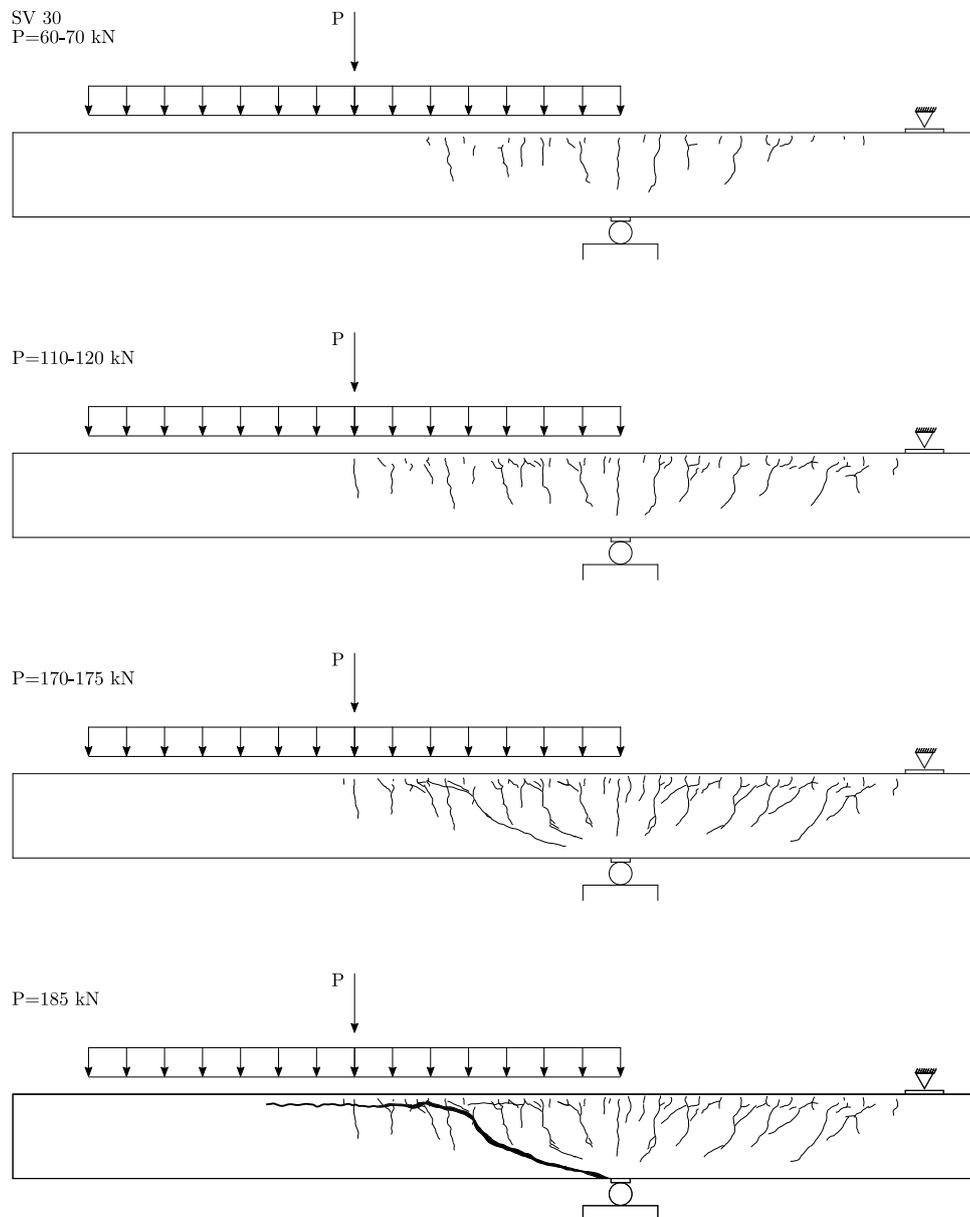


Abb. B.40.: Versuchsbalken SV 30: Rissentwicklung

C. Anhang C

C.1. Begleitende Versuche

Würfeldruckfestigkeit

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Tiefe mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
28.05.2018	4	1	149.3	150.3	22440	844.3	37.63
28.05.2018	4	2	150.1	150.1	22530	827.5	36.71
						MW	37.17

Tab. C.1.: Würfeldruckfestigkeit nach 4 Tagen

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Tiefe mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
04.06.2018	11	1	148.8	150.0	22320	983.3	44.08
04.06.2018	11	2	149.8	145.6	21811	992.7	45.50
						MW	44.79

Tab. C.2.: Würfeldruckfestigkeit nach 11 Tagen

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Tiefe mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
08.06.2018	15	1	150.2	149.6	22470	1074.7	47.85
08.06.2018	15	2	150.0	146.9	22035	1108.3	50.32
						MW	49.09

Tab. C.3.: Würfeldruckfestigkeit nach 15 Tagen

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Tiefe mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
11.06.2018	18	1	149.9	148.9	22320	1231.8	55.20
11.06.2018	18	2	149.8	148.6	22260	1114.8	50.11
						MW	52.66

Tab. C.4.: Würfeldruckfestigkeit nach 18 Tagen

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Tiefe mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
22.06.2018	29	1	149.6	149.1	22293	1396.9	62.66
22.06.2018	29	2	147.5	149.7	22078	1355.0	61.39
						MW	62.03

Tab. C.5.: Würfeldruckfestigkeit nach 29 Tagen

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Tiefe mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
27.06.2018	34	1	149.8	147.1	22030	1240.3	56.30
27.06.2018	34	2	148.6	149.8	22245	1419.5	63.81
						MW	60.06

Tab. C.6.: Würfeldruckfestigkeit nach 34 Tagen

Zylinderdruckfestigkeit

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Durchmesser mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
12.06.2018	19	1	150	300	17671	871.9	49.34
12.06.2018	19	2	150	300	17671	836.7	47.35
						MW	48.35

Tab. C.7.: Zylinderdruckfestigkeit nach 19 Tagen

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Durchmesser mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
19.06.2018	26	1	150	300	17671	826.8	46.79
19.06.2018	26	2	150	300	17671	810.7	45.88
						MW	46.34

Tab. C.8.: Zylinderdruckfestigkeit nach 26 Tagen

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Durchmesser mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
22.06.2018	29	1	150	300	17671	913.3	51.68
22.06.2018	29	2	150	300	17671	913.8	51.71
						MW	51.70

Tab. C.9.: Zylinderdruckfestigkeit nach 29 Tagen

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Durchmesser mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
27.06.2018	34	1	150	295	17671	955.8	554.09
27.06.2018	34	2	150	294	17671	949.3	53.74
						MW	53.92

Tab. C.10.: Zylinderdruckfestigkeit nach 34 Tagen

Spaltzugfestigkeit

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Tiefe mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
14.06.2018	21	1	149.3	149.6	22334	110.5	3.15
14.06.2018	21	2	149.2	149.8	22376	123.7	3.53
						MW	3.34

Tab. C.11.: Spaltzugfestigkeit nach 21 Tagen

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Tiefe mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
19.06.2018	26	1	149.6	148.4	22211	113	3.24
19.06.2018	26	2	149.5	146.1	21842	198.5	2.87
						MW	3.05

Tab. C.12.: Spaltzugfestigkeit nach 26 Tagen

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Tiefe mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
22.06.2018	29	1	147.5	150.0	22121	135.5	3.90
22.06.2018	29	2	148.6	149.9	22268	137.2	3.92
						MW	3.91

Tab. C.13.: Spaltzugfestigkeit nach 29 Tagen

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Tiefe mm	Höhe mm	Fläche mm ²	Kraft kN	Spannung MN/m ²
27.06.2018	34	1	148.3	149.6	21752	133.9	3.84
27.06.2018	34	2	145.7	149.25	22189	123.1	3.60
						MW	3.72

Tab. C.14.: Spaltzugfestigkeit nach 34 Tagen

Elastizitätsmodul

Datum dd.mm.yyyy	Alter dd	Probe #	Durchmesser mm	Höhe mm	Fläche mm ²	E-Modul MN/m ²
12.06.2018	19	1	150	300	17671	28259
12.06.2018	19	2	150	300	17671	29865
				Tagesmittelwert		29062
19.06.2018	26	3	150	300	17671	29932
				Tagesmittelwert		29932
22.06.2018	29	4	150	300	17671	28906
22.06.2018	29	5	150	300	17671	28931
				Tagesmittelwert		28918
Mittelwert der Tagesmittelwerte						29304

Tab. C.15.: Elastizitätsmodul

C.2. Sonstiges

Die statisch wirksame Bauteilhöhe d der Balken wurde wie folgt berechnet:

$$d = h - c_{\text{zug}} - \frac{d_{A,\text{max}}}{2} - d_{\text{bü}} \cdot 1.1 \quad (\text{C.1})$$

mit:

- h ... Balkenhöhe
- c_{zug} ... Betondeckung in der Zugzone
- $d_{A,\text{max}}$... maximaler Durchmesser der Zugbewehrung
- $d_{\text{bü}}$... Durchmesser der Bügelbewehrung

Der maximale Durchmesser $d_{A,\text{max}}$ berücksichtigt den zusätzlichen Platzbedarf des Gewindes und wird nur für die Berechnung der statischen Nutzhöhe verwendet. Die Werte der maximalen Durchmesser der Biegebewehrung wurden den Produktkatalogen [20, 21] der verwendeten Bewehrungsstähle entnommen. Der Bügeldurchmesser wurde für die Berechnung der statischen Nutzhöhe mit dem Faktor 1.1 multipliziert. In Abb. C.1 werden die Querschnittswerte am Beispiel des Einfeldträgers SV 21.01-N1-E erläutert.

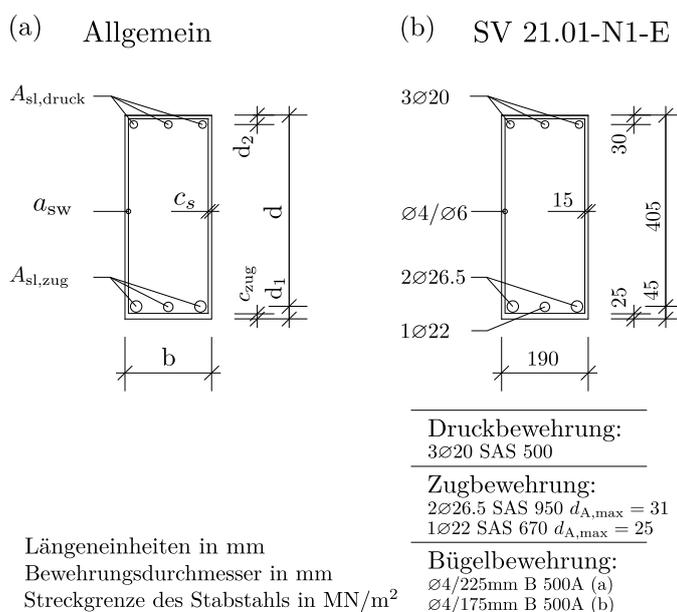


Abb. C.1.: Skizze des Balkenquerschnittes (a) allgemein und (b) für den Einfeldträger SV 21.01-N1-E