



Gernot Lechner, BSc

**Experimentelle Untersuchung zur
Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten
Bauteilen mit unterschiedlichen
M/V-Kombinationen**

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.

7.11.2017

Datum

Lechner Jeno

Unterschrift

Danksagung

In erster Linie möchte ich mich bei den Unternehmen bedanken, welche mir die benötigten Materialien für die Herstellung der Versuchsbalken zur Verfügung gestellt haben.

Herrn Dr.- Ing. Andre Weber (Schöck Bauteile GmbH) danke ich für die kostenlose Bereitstellung und Lieferung der GFK-Bewehrungsstäbe.

Bei der Alpenländischen Veredelungs-Industrie Gesellschaft m.b.H möchte ich mich für die kostenfreie Zurverfügungstellung des Betonstahls bedanken.

Des Weiteren danke ich der Doka Österreich GmbH für die unentgeltliche Bereitstellung der Schalungsplatten.

Ein weiterer Dank gilt den Mitarbeitern des Labors für konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz. Insbesondere möchte ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. Josef Linder und Herrn Ing. Uwe Fülöp bedanken, die mir in der Herstellungsphase der Balken beratend zur Seite gestanden sind und anschließend für eine reibungsfreie Durchführung der Versuchsserie gesorgt haben.

Herzlich Bedanken möchte ich mich bei meiner ganzen Familie, vor allem meinen Eltern Marianna und Erwin, die mich während des gesamten Studiums in jeglicher Hinsicht bestmöglich unterstützt haben. Ohne eure Hilfe hätte ich die vielen tollen Erfahrungen in der Studienzeit nicht sammeln können.

Meiner Freundin Sara danke ich besonders für ihre Unterstützung in allen Lebenslagen und ihre große Nachsicht dafür, dass ich während dem Verfassen dieser Arbeit häufig zu wenig Zeit für sie hatte.

Abschließend bedanke ich mich bei allen Kollegen die mich während meiner Studienzeit begleitet haben. Ich bin sehr froh über all die Freundschaften die sich daraus ergeben haben.

Kurzfassung

Faserverstärkter Kunststoff (FVK) ist ein moderner Werkstoff der vielseitig eingesetzt werden kann. Aufgrund seiner hohen Zugfestigkeit eignet er sich als Bewehrungsmaterial von Betonbauteilen. Im Gegensatz zu Stahl korrodiert faserverstärkter Kunststoff nicht, was Reparatur- und Instandsetzungsarbeiten reduziert und somit die „Life-Cycle-Costs“ senkt.

Neben der hohen Zugfestigkeit weist FVK einen geringeren E-Modul als Stahl auf, wodurch FVK-bewehrte Bauteile in der Regel ein weicherer Verformungsverhalten und eine geringere Querkrafttragfähigkeit als ähnliche Stahlbetonbauteile mit gleichem Bewehrungsgrad und ähnlicher Biegetragfähigkeit besitzen. Für eine verbreitete Anwendung von Faserverbundkunststoff in der Praxis ist das Trag- und Verformungsverhalten von FVK-bewehrten Bauteilen umfassend zu untersuchen. Vorhandene Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen sind jedoch noch selten, weshalb die bisherigen Bemessungsansätze aus entsprechenden Formeln für Stahlbetonbauteile modifiziert wurden.

Ferner ist es bekannt, dass sich die Querkrafttragfähigkeit von Betonbauteilen sowohl aus Querschnitts- als auch aus Systemeigenschaften zusammensetzt. Als Systemeigenschaften können die Schubslankheit, das statische System und die Belastungsart genannt werden. Bisherige Schubversuche an FVK-bewehrten Bauteilen wurden ausschließlich an Einfeldbalken unter Einzellasten durchgeführt. Die tatsächliche Belastungssituation in der Praxis kann mit derartigen Versuchen nur bedingt wiedergegeben werden. Aus diesem Grund sind weitere Untersuchungen zum Einfluss des statischen Systems und der Belastungsart auf das Querkrafttragverhalten von FVK-bewehrten Bauteilen notwendig.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein experimentelles Versuchsprogramm an Betonbalken mit glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK) als Längsbewehrung und ohne Querkraftbewehrung entwickelt, bearbeitet und ausgewertet, um den aktuellen Stand der Technik zu beleuchten und Schwächen, insbesondere im Hinblick auf die Systemeigenschaften aufzudecken.

Abstract

Fiber-reinforced polymer (FRP) is a modern material with a wide range of applications. Due to its high tensile strength it is suitable as reinforcement material for concrete members. In contrast to steel, fiber-reinforced polymer does not corrode, which reduces repair and maintenance work and thus reduces the "life cycle costs".

In addition to the high tensile strength, FRP has a lower modulus of elasticity than steel, whereby FRP-reinforced members generally have a softer deformation behavior and a lower shear resistance than similar reinforced concrete members with the same reinforcement ratio or similar flexural strength. For a widespread use of fiber-reinforced polymer in practice, the load bearing and deformation behavior of FRP-reinforced concrete members has to be comprehensively examined. However, existing studies on the shear resistance of FRP-reinforced concrete members are still rare, which is why the existing design approaches have been modified from the corresponding formulas for steel-reinforced concrete members.

Furthermore, it is known that the shear resistance of concrete members is composed of both cross-section and system properties. As system properties, the slenderness, the structural system and the load type can be mentioned. Previous shear tests on FRP-reinforced concrete members were carried out exclusively on simply supported beams with one-point loads. The actual load situation in practice can only be reproduced to a limited extent with such attempts. For this reason, further investigations are necessary on the influence of the structural system and the load type on the shear resistance of FRP-reinforced concrete elements.

Within the scope of this work, an experimental program was developed on concrete beams with glass fiber reinforced plastic (GFRP) as longitudinal reinforcement and without shear reinforcement, processed and evaluated in order to illuminate the current state of the art and to uncover weaknesses, in particular with regard to the system properties.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1. Ausgangslage und Motivation	1
1.2. Zielsetzung und Vorgehensweise	2
2. Verhalten von Bauteilen mit FVK als Bewehrung	3
2.1. Materialeigenschaften	3
2.2. Verbundverhalten von FVK-bewehrten Bauteilen	4
2.2.1. Wirkung des Verbundes	4
2.2.2. Allgemeines Verhalten eines Zugstabs	5
2.2.3. Versagensmechanismen bei Verbundversagen	7
2.2.4. Verbundmodell für GFK-Stäbe	9
2.3. Tragverhalten von FVK-bewehrten Bauteilen unter Biegebeanspruchung	9
2.3.1. Bemessungsvorschlag zur Ermittlung des "Ausgeglichenen Bewehrungsgrads"	12
2.3.2. Ermittlung der Momententragfähigkeit	14
2.4. Gebrauchstauglichkeitsverhalten von FVK-bewehrten Bauteilen	16
2.4.1. Rissentwicklung in GFK-bewehrten Balken	16
2.4.2. Berechnung der Rissbreite	17
2.4.3. Verformungsverhalten von FVK-bewehrten Bauteilen	18
3. Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen ohne Querkraftbewehrung	19
3.1. Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen ohne Querkraftbewehrung	19
3.1.1. Querkrafttragfähigkeit der Druckzone	19
3.1.2. Rissverzahnung	20
3.1.3. Dübelwirkung der Längsbewehrung	21
3.1.4. Rissübergreifende Zugkräfte in der Rissprozesszone	22
3.1.5. Sprengwerkwirkung	23
3.2. Durchgeführte Versuche zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen	24
3.3. Bemessungsansätze	26
3.3.1. Bemessung nach ACI 440.1R-15	26
3.3.2. Bemessung nach CAN/CSA-S806-12	27
3.3.3. Bemessung nach Zulassung Z-1.6-238 (Schöck ComBAR)	29
3.3.4. Vergleich der Bemessungsansätze	29
3.4. Unterteilung von Bauteilen in Schubfeldtypen	32
4. Experimentelles Programm	34
4.1. Schubversuche an FVK-bewehrten Balken	34
4.1.1. Geometrie der Balken	34
4.1.2. Werkstoffe	36
4.1.3. Herstellung	38

4.1.4. Versuchs- und Messtechnik	40
4.2. Versuchsergebnisse	43
4.2.1. Einfeldbalken unter Einzellasten	43
4.2.2. Einfeldbalken unter Streckenlast	46
4.2.3. Kragbalken unter Streckenlast	47
5. Vergleich/Diskussion	49
5.1. Rissbilder nach dem Versagen	49
5.1.1. Entstehung des Schubrisses am Einfeldbalken unter Einzellasten . .	53
5.1.2. Entstehung des Schubrisses am Einfeldbalken unter Streckenlast . .	54
5.1.3. Entstehung des Schubrisses am Kragbalken unter Streckenlast	55
5.2. Querkrafttragfähigkeit	56
6. Zusammenfassung	59
A. Versuchsdurchführung	62
A.1. Bewehrungspläne, Versuchs- und Messtechnik	62
B. Versuchsergebnisse	72
C. Begleitende Versuche	104
C.1. Festigkeitseigenschaften Beton	104
D. Versuche	107

Abbildungsverzeichnis

2.1.	Spannungs-Dehnungs-Diagramm von Glas-, Karbon- und Aramidfaserverstärktem Kunststoff im Vergleich zu Stahl [2]	4
2.2.	Zusammenhang zwischen den Verbundanteilen und dem Stabschlupf [6]	4
2.3.	Idealisierter Dehnungsverlauf entlang eines Risses	6
2.4.	Schematische Kraft-Verformungs-Kurve eines betonstahl- und GFK-stabbewehrten Zugstabs [6]	7
2.5.	(a) Lokale Zerstörung und Abrieb der Stabrippen bzw. (b) abscheren der „weichen“ Stabrippen von GFK-Stabkern [6]	8
2.6.	Abscheren der Betonkonsole in Ebene der Stahlrippen [6]	8
2.7.	Räumlicher Spannungszustand und Sprenggrissbildung durch Ringzugspannungen [8]	9
2.8.	Dehnungsverteilung eines "ausgeglichenen" GFK- und Stahlbetonquerschnittes [2]	10
2.9.	(a) Spannung in der Bewehrung und (b) Momententragfähigkeit in Abhängigkeit zum Längsbewehrungsgrad	11
2.10.	Vergleich der Dehnungsebene zwischen GFK- und Stahlbewehrung	11
2.11.	Beispielhaftes Spannungsniveau in der Bewehrung im Verhältnis zum Längsbewehrungsgrad bei $\varepsilon_c=3,5\%$ nach fib bulletin 40 [2]	12
2.12.	Einfluss der Zylinderdruckfestigkeit des Betons und der Materialeigenschaften der FVK-Bewehrung auf ρ_{fb} nach fib bulletin 40 [2]	13
2.13.	Vereinfachter Spannungsblock für FVK-Bauteile nach fib bulletin 40 [2]	14
2.14.	Dehnungs- und Spannungsverteilung mit Parabel-Rechteck-Funktion	15
2.15.	Rissbilder von Versuchsbalken mit GFK- bzw. Stahl-Bewehrung [6]	17
2.16.	Vergleich der Biegesteifigkeit von Stahl-, GFK- und CFK- bewehrten Bauteilen	18
3.1.	Anerkannte Tragmechanismen zur Querkraftabtragung [12]	19
3.2.	Bezogene Druckzonenhöhe ξ für FVK-bewehrten Beton und Stahlbeton	20
3.3.	Kraftübertragung am Riss über Rissverzahnung [2]	20
3.4.	Spannungsübertragung von σ und τ im Riss zufolge dem Modell von (a) Walraven und (b) Gambarova für $f_{c,cube} = 33,4$ MPa und $D_{max} = 32$ mm	21
3.5.	Mechanismen der Dübelwirkung [8]	22
3.6.	(a) Dübelwirkung - idealisierte Darstellung [8] und Modell eines elastisch gebetteten Stabs [17]	22
3.7.	Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung der Rissprozesszone nach (a) Model Code 10 [9] und nach (b) Hillerborg [18]	23
3.8.	(a) Systemumlagerung in Sprengwerk, (b) Kraft-Verformungs-Kurve von Balken unterschiedlicher Schubschlankheiten [12]	24
3.9.	Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_1 auf die normierte Querkrafttragfähigkeit	25
3.10.	Einfluss des Schubschlankheit a/d auf die Querkrafttragfähigkeit anhand der Versuchsserien von Jang et. al und Alam et al.	25

3.11. Einfluss der statischen Nutzhöhe auf die Querkrafttragfähigkeit anhand Versuchsdaten aus dem Anhang D sowie des Versuchsbalkens SV-1 - siehe Kapitel 4.1.1	26
3.12. Vergleich der Querkrafttragfähigkeit zwischen Versuchen und der berechneten Querkrafttragfähigkeit nach ACI-440.1R-15, CSA-S806-12 und Z-1.6-238 (Schöck ComBAR)	31
3.13. Schubfeldtyp 1 bis 3 mit Querkraft- und Momentenverlauf	33
4.1. Querschnitt mit niedrigem und hohem Längsbewehrungsgrad der Kragarme	35
4.2. Statisches System und Belastung der Versuchsbalken	35
4.3. Zeitliche Entwicklung der Betondruckfestigkeit	36
4.4. Würfeldruckpresse im LKI	37
4.5. Beispielhafte Spannungs-Dehnungs-Kurve von Schöck ComBAR und BSt 550	38
4.6. GFK-Bewehrung Schöck ComBAR	38
4.7. Herstellung der Schalung	39
4.8. Herstellung der Bewehrungskörbe	39
4.9. Kontrolle der Konsistenzklasse mit dem Ausbreitmaß	40
4.10. Betonage der Versuchsbalken und Begleitkörper	40
4.11. Schubversuch am 1MN-Prüfgerüst mit konventioneller Messtechnik und digitalem Bildkorrelationssystem	41
4.12. Aufbringung der Gleichlast über einen teilweise mit Wasser befüllten Feuer- wehrschauch	42
4.13. Kraft-Weg-Diagramm SV-1	44
4.14. Übersicht Kanalnummern	44
4.15. Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 1 und 2	44
4.16. Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 5 und 6	45
4.17. Kraft-Dehnungs-Diagramm mit der Betondehnung (a) und Dehnungsebene MQ6 (b) des SV-1	45
4.18. Kraft-Weg-Diagramm SV-2	46
4.19. Kraft-Weg-Diagramm SV-3, SV-4 und SV-5	48
4.20. Kraft-Dehnungs-Diagramme mit der Betondehnung (a) und Dehnungsebene MQ2 (b) des SV-3	48
4.21. Rechtes Auflager des Kragbalkens mit Unterlagskantholz	48
5.1. Auswertung der Rissöffnung der Kragbalken anhand des digitalen Bildkor- relationssystems (Mercury)	49
5.2. Vergleich der Rissöffnung der Kragbalken	50
5.3. Rissbilder der Balken SV-1 und SV-2	51
5.4. Rissbilder der Balken SV-3 bis SV-5	52
5.5. Versuchsbalken SV-1 mit zwei Schubrisen - Ansicht Vorderseite	53
5.6. Entstehung des 2. Schubrisses bei Versuchsbalken SV-1	53
5.7. Schubriss bei Versuchsbalken SV-2 - Ansicht Vorderseite	54
5.8. Entstehung des Schubrisses bei Versuchsbalken SV-2	54
5.9. Schubriss bei Versuchsbalken SV-4 - Ansicht Vorderseite	55
5.10. Entstehung des Schubrisses bei Versuchsbalken SV-4	55
5.11. Vergleich der Balken mit $\rho_f = 0,90\%$	56
5.12. Vergleich der Querkraft und des Biegemoments bei Versagenslast der Balken SV-1, SV-2 und SV-3	57
5.13. Vergleich der Kragbalken	57

B.1. Versuchsbalken SV-1: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 21, 22 und 23	72
B.2. Versuchsbalken SV-1: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 1-3 bis zum Auftreten des 1. Schubrisses	73
B.3. Versuchsbalken SV-1: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 4-6	74
B.4. Versuchsbalken SV-1: Dehnungsebenen Messquerschnitte 1-3 bis zum Auftreten des 1. Schubrisses	75
B.5. Versuchsbalken SV-1: Dehnungsebenen Messquerschnitte 4-6	76
B.6. Versuchsbalken SV-2: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 21, 22 und 23	79
B.7. Versuchsbalken SV-2: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 1-3	80
B.8. Versuchsbalken SV-2: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 4-6	81
B.9. Versuchsbalken SV-2: Dehnungsebenen Messquerschnitte 1-3	82
B.10. Versuchsbalken SV-2: Dehnungsebenen Messquerschnitte 4-6	83
B.11. Versuchsbalken SV-3: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 21 und 22	86
B.12. Versuchsbalken SV-3: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 1-3	87
B.13. Versuchsbalken SV-3: Kraft-Dehnungs-Diagramm DD1-14	88
B.14. Versuchsbalken SV-3: Dehnungsebenen Messquerschnitte 1-3	89
B.15. Versuchsbalken SV-4: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 21 und 22	92
B.16. Versuchsbalken SV-4: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 1-3	93
B.17. Versuchsbalken SV-4: Kraft-Dehnungs-Diagramm DD1-14	94
B.18. Versuchsbalken SV-4: Dehnungsebenen Messquerschnitte 1-3	95
B.19. Versuchsbalken SV-5: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 21 und 22	98
B.20. Versuchsbalken SV-5: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 1-3	99
B.21. Versuchsbalken SV-5: Kraft-Dehnungs-Diagramm DD1-14	100
B.22. Versuchsbalken SV-5: Dehnungsebenen Messquerschnitte 1-3	101

Tabellenverzeichnis

2.1. Typische Materialeigenschaften von Stahl- und FVK-Bewehrung [2]	3
3.1. Gliederung der Versuchskörper nach Testmethode, a/d -Verhältnis, Längsbe- wehrungsgrad und Faserart	24
3.2. Berechnete Querkrafttragfähigkeiten der Versuchsbalken anhand der Bemessungsansätze nach ACI 440.1R-15, CSA-S806-12 und Zulassung Z-1.6-238 .	30
4.1. Festigkeitskennwerte des verwendeten Betons zum Prüfzeitpunkt der Balken	36
5.1. Gegenüberstellung der Querkrafttragfähigkeit aus den Versuchen mit den berechneten Querkrafttragfähigkeiten	56
C.1. Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit (Probenalter 68 Tage)	104
C.2. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit (Probenalter 68 Tage)	104
C.3. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit (Probenalter 52 Tage)	104
C.4. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit (Probenalter 21 Tage)	105
C.5. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit (Probenalter 14 Tage)	105
C.6. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit (Probenalter 7 Tage)	105
C.7. Messwerte der Würfeldruckfestigkeit (Probenalter 5 Tage)	105
C.8. Messwerte der Spaltzugfestigkeit (Probenalter 68 Tage)	106
C.9. Messwerte des E-Moduls (Probe 1-3 Probenalter 60 Tage / Probe 4-6 Probenalter 62 Tage)	106

1. Einleitung

Faserverstärkter Kunststoff (FVK) wird auch als Faserverbundkunststoff bezeichnet und zählt zu einer Untergruppe der Verbundwerkstoffe. Diese moderne Werkstoffklasse verfügt über sehr vielseitige Einsatzmöglichkeiten, da durch Kombination verschiedener Komponenten maßgeschneiderte Werkstoffeigenschaften erzielt werden können. [1] Im Bauwesen findet faserverstärkter Kunststoff unter anderem als Bewehrungsmaterial von Betonbauteilen Anwendung und stellt somit eine Alternative zu Betonstahl dar. Im Rahmen der gegenständlichen Arbeit wurden FVK-bewehrte Betonbalken hergestellt und hinsichtlich ihrer Querkrafttragfähigkeit unter realistischen Lager- und Belastungssituationen experimentell untersucht.

1.1. Ausgangslage und Motivation

Die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonkonstruktionen wird durch Korrosion des Betonstahls entscheidend negativ beeinflusst. Stahlbetonbauteile in Umgebungen mit hohen Expositionsklassen wie Meerwasser oder Parkhäuser müssen durch geeignete Maßnahmen wie höhere Betondeckung oder Spezialbeschichtungen geschützt werden. Dies wirkt sich negativ auf die sogenannten „Life-Cycle-Costs“ der Bauwerke aus. Schäden durch Korrosion des Betonstahls erfordern aufwändige Reparatur und Instandsetzungsarbeiten, insbesondere bei Infrastruktureinrichtungen. Im Gegensatz zu Stahl korrodiert Faserverbundkunststoff nicht. Daher bietet der Einsatz von FVK-Bewehrung, insbesondere bei erdberührten Bauteilen und im Industriebereich, neue Möglichkeiten zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit. [2]

Bei hohen Anforderungen hinsichtlich des Brandschutzes sollten FVK-bewehrte Bauteile nicht oder nur mit zusätzlichen Schutzmaßnahmen eingesetzt werden. Es kommt bereits bei Temperaturen ab etwa 70°C zu deutlichen Entfestigungen der Kunststoffmatrix, was zu einer Reduktion der Steifigkeit und Festigkeit der FVK-Bewehrung führt. Darüber hinaus verringert sich die Verbundfestigkeit zwischen FVK-Bewehrung und Beton stark. Dies kann unmittelbar zu einem Bauteilversagen führen. Demzufolge ist der Brandschutz bei Bauteilen mit FVK-Bewehrung gegenüber Betonstahl ein bedeutenderes Thema. [3]

Da der E-Modul von FVK geringer als der E-Modul von Stahl ist, weisen FVK-bewehrte Bauteile in der Regel ein weiches Verformungsverhalten und eine geringere Querkrafttragfähigkeit als ähnliche Stahlbetonbauteile mit gleichem Bewehrungsgrad und ähnlicher Biegetragfähigkeit auf. Für eine verbreitete Anwendung von Faserverbundkunststoff auf dem Gebiet Bauingenieurwesen sind Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von FVK-bewehrten Bauteilen notwendig. Vorhandene Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen sind jedoch noch selten. Aus der Literatur sind ca. 180 Schubversuche an Einfeldbalken unter Einzellasten vorhanden. Als Folge wurden die Bemessungsformeln für FVK-bewehrte Bauteile in Nordamerika aus entsprechenden Formeln für Stahlbetonbauteile modifiziert. In Europa gibt es noch keine übergeordneten

Bemessungsrichtlinien, die Bemessung für Bauteile mit bestimmter GFK-Bewehrung erfolgt mithilfe einer entsprechenden bauaufsichtlichen Zulassung, z.B. [4].

Weiterhin ist es bekannt, dass die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ein Mix aus System- und Querschnitteigenschaften ist. Als Systemeigenschaften können die Schubslankheit, das statische System und die Belastungsart genannt werden. Die durchgeführten Schubversuche mit Einfeldträgern unter Einzellasten stellen im Bezug zur realen Situation im Bauwerk eine starke Vereinfachung des statischen Systems dar. Diese Belastungssituation ist in der Praxis nur sehr selten anzutreffen. Aus diesem Grund sind weitere Untersuchungen zum Einfluss des statischen Systems und der Belastungsart auf das Querkrafttragverhalten von FVK-bewehrten Bauteilen notwendig. Hierfür wurde im Rahmen dieser Arbeit ein experimentelles Versuchsprogramm an Betonbalken mit glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK) als Längsbewehrung und ohne Querkraftbewehrung entwickelt.

1.2. Zielsetzung und Vorgehensweise

Das Ziel dieser Arbeit ist es, den aktuellen Stand der Technik zur Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen darzustellen und anhand der durchgeführten Versuchsserie den Einfluss der Lager- und Belastungssituation auf die Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen zu untersuchen. Dadurch können eventuell vorhandene Schwächen in den gültigen Bemessungsvorschlägen aufgezeigt und diskutiert werden.

In der vorliegenden Arbeit wird zunächst in Kapitel 2 das Verhalten von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung beschrieben. Dabei sollen die wesentlichen Unterschiede der Materialeigenschaften zu Betonstahl aufgezeigt sowie deren Einfluss auf die Biege- und Querkraftbemessung erläutert werden.

In Kapitel 3 werden Berechnungsansätze aus gegenwärtigen Regelwerken zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit angeführt und deren Zusammensetzung, insbesondere im Hinblick auf den Einfluss des M/V-Verhältnisses, erläutert. Betrachtet man die gängigsten in der Praxis vorhandenen Belastungs- und Lagersituationen, so können Bauteile aufgrund ihres M/V-Verhältnisses nach [5] in drei unterschiedliche Schubfeldtypen eingeteilt werden.

Danach werden in Kapitel 4 die fünf Balken der Versuchsserie dargestellt. Der Versuchsaufbau einschließlich der verwendeten Messtechnik wird angeführt und abschließend werden die wesentlichen Versuchsergebnisse erläutert.

Des Weiteren werden in Kapitel 5 die Versuchsergebnisse mit berechneten Querkrafttragfähigkeiten gegenwärtiger Bemessungsansätze verglichen. Das Rissbild und die Entwicklung des Schubrisses wird analysiert und der Einfluss der Systemeigenschaften auf die Querkrafttragfähigkeit wird beurteilt.

In Kapitel 6 werden abschließend alle wesentlichen Erkenntnisse dieser Arbeit zusammengefasst.

Der Anhang umfasst alle Pläne für die Versuchsdurchführung und die Messdaten der gegenständlichen Versuchsserie. Des Weiteren wurden Messdaten bisheriger Versuche aus der Literatur erhoben und in einer Tabelle zusammengeführt.

2. Verhalten von Bauteilen mit FVK als Bewehrung

In diesem Kapitel wird das grundlegende Verhalten von Bauteilen mit FVK-Bewehrung erläutert. Dazu wird zunächst das Materialverhalten von Faserverbundkunststoff beschrieben und die Unterschiede zu Betonstahl aufgezeigt. Danach wird auf das Verbundverhalten und auf das Tragverhalten von FVK-bewehrten Bauteilen unter Biegebeanspruchung eingegangen. Abschließend werden die Unterschiede von FVK-bewehrten Bauteilen und Stahlbetonbauteilen hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit, insbesondere im Hinblick auf die Rissbildung, beschrieben.

2.1. Materialeigenschaften

Bei der Herstellung von FVK-Bewehrungsstäben werden hochfeste Fasern gebündelt und mit einem Kunstharz imprägniert. Für FVK-Bewehrung werden im Allgemeinen Glas-, Karbon-, Aramid- und Basaltfasern eingesetzt, welche durch eine hohe Zugfestigkeit und Dehnsteifigkeit charakterisiert sind. Das Kunstharz besitzt einen niedrigen E-Modul und dient primär als Schutz der Fasern bei der Herstellung und Verarbeitung. Zur Verbesserung der Verbundeigenschaften wird die Oberfläche der Stäbe nachbehandelt. Dazu wird entweder eine Profilierung in den Kunstharz geschnitten oder eine Sandschicht aufgebracht. Durch die verschiedenen Ausgangsmaterialien für FVK-Bewehrung ergeben sich auch unterschiedliche Materialeigenschaften, welche in Abb. 2.1 dargestellt sind und in Tab. 2.1 angeführt sind. [2]

Abgesehen von der höheren Zugfestigkeit und des geringeren E-Moduls von FVK-Bewehrung im Vergleich zu Stahl liegt der wesentlichste Unterschied im spröden Bruchverhalten von Faserverbundkunststoff. Beim Erreichen der Streckgrenze beginnt Stahl zu fließen, wodurch bei minimaler Steigerung der Spannung ein erheblicher Dehnungszuwachs erreicht wird. Dies sorgt im Stahlbetonbau für die nötige Duktilität und Schadensvorankündigung. Da zum jetzigen Entwicklungsstand den FVK-Materialien diese wichtige Eigenschaft fehlt, sind die Einsatzmöglichkeiten derzeit noch begrenzt.

Eigenschaft	Material			
	Stahl	GFK	CFK	AFK
E-Modul (GPa) (in Faserrichtung)	200	35-60	100-230	40-125
Zugfestigkeit (MPa) (in Faserrichtung)	450-1000	450-1600	600-3500	1000-2500
Bruchdehnung (%)	5-20	1,2-3,7	0,5-1,7	1,9-4,4

Tab. 2.1.: Typische Materialeigenschaften von Stahl- und FVK-Bewehrung [2]

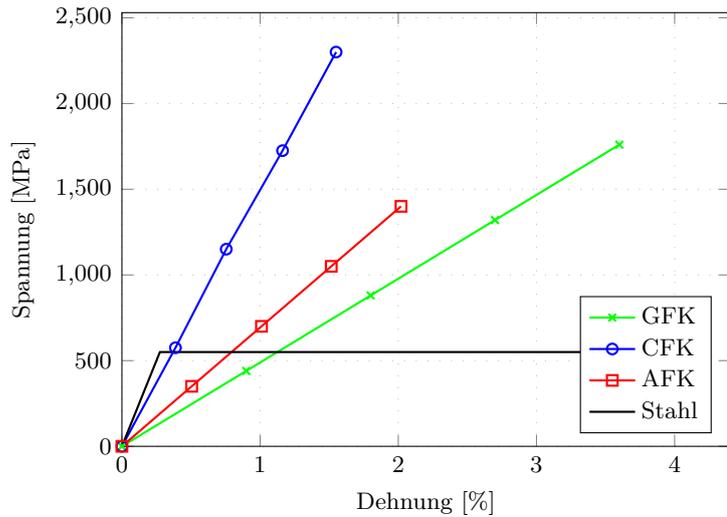


Abb. 2.1.: Spannungs-Dehnungs-Diagramm von Glas-, Karbon- und Aramidfaserverstärktem Kunststoff im Vergleich zu Stahl [2]

2.2. Verbundverhalten von FVK-bewehrten Bauteilen

Ein kontinuierlicher Verbund zwischen Bewehrung und Beton ist die Grundvoraussetzung für eine funktionierende bewehrte Betonkonstruktion. Da der Beton nur begrenzt Zugkräfte aufnehmen kann, werden diese vom Bewehrungsmaterial aufgenommen. Um eine Kraftübertragung zwischen Beton und Bewehrung zu gewährleisten ist ein guter Verbund notwendig.

2.2.1. Wirkung des Verbundes

Analog zum Stahlbeton gibt es bei Betonkonstruktionen mit FVK-Bewehrung verschiedene Verbundmechanismen. In Abhängigkeit von der Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrung kann zwischen Haftverbund, Formverbund und Reibungsverbund unterschieden werden. Abb. 2.2 zeigt die Abhängigkeit der einzelnen Verbundanteile zur Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstab und Beton.

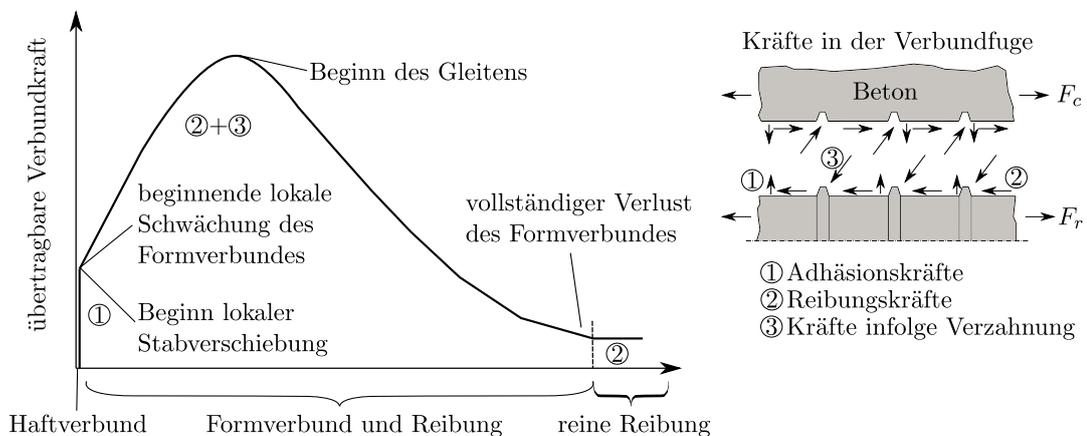


Abb. 2.2.: Zusammenhang zwischen den Verbundanteilen und dem Stabschlupf [6]

Haftverbund

Der Verbundanteil, welcher durch Haftverbund übertragen wird, beruht auf einer Klebewirkung zwischen Zementstein und Bewehrungsstab, ist in seiner Größenordnung jedoch gering. Die entstehenden Adhäsions- und Kapillarkräfte hängen hauptsächlich von der Rauigkeit und Sauberkeit der Staboberfläche ab. Entstehen erste Relativverschiebungen zwischen Beton und Bewehrung verliert der Haftverbund seine Wirksamkeit.

Formverbund

Der größte Verbundanteil kann über Formverbund übertragen werden. Durch eine profilierte Staboberfläche entsteht ein mechanischer Verbund zwischen Beton und Bewehrung welcher als Verdübelung oder Verzahnung bezeichnet wird. Die Form und Steifigkeit der Profilierung hat maßgebenden Einfluss auf die übertragbaren Verbundspannungen. Beim Betonstahl wird die Profilierung durch aufgewalzte Rippen erreicht. Bei FVK-Bewehrungsstäben gibt es unterschiedliche Arten der Oberflächenprofilierung, weshalb die Verbundeigenschaften zum Teil sehr verschieden zum Betonstahl sein können.

Reibungsverbund

Reibungsverbund wirkt auch nachdem die Relativverschiebungen zu groß für Formverbund werden. Die Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung beeinflusst die Größe der übertragbaren Verbundspannungen, welche allerdings ebenso eher gering ausfallen. Der Anteil aus Reibungsverbund verschlechtert sich mit der Zeit durch zunehmende Verbundzerstörung.

2.2.2. Allgemeines Verhalten eines Zugstabs

Anhand eines zentrisch bewehrten Zugstabs kann die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und deren Einfluss auf die Steifigkeit beschrieben werden. Durch eine Kraftübertragung von der Bewehrung in den Beton zwischen den Rissen ist die effektive Steifigkeit des Zugstabs größer als die Steifigkeit des Bewehrungsstabs ohne Beton. Abb. 2.3 zeigt den idealisierten Dehnungsverlauf in einem Bewehrungsstab unter Zug, in einem zentrisch bewehrten Zugstab am Einzelriss und bei abgeschlossener Rissbildung. Vergleicht man die mittlere Stahldehnung für eine gegebene Zugkraft "N" mit dem nackten Bewehrungsstab, so ist die Erhöhung der Steifigkeit augenscheinlich.

Nachfolgend wird dieser Einfluss auf das Verformungsverhalten eines zentrisch bewehrten Zugstabs erklärt und die Unterschiede zwischen Betonstahl und FVK-Bewehrung in Abb. 2.4 dargestellt.

Bereich 1

Die Zugfestigkeit des Betons wurde noch nicht überschritten, somit ist das Bauteil ungerissen (Zustand I). Die angreifende Zugkraft wird vom Beton und der Bewehrung gemeinsam und über die gesamte Stablänge aufgenommen. Die Dehnungen im Beton und in der Bewehrung sind gleich. Es gibt keine Kraftübertragung zwischen den Materialien, wodurch auch keine Verbundspannungen auftreten.

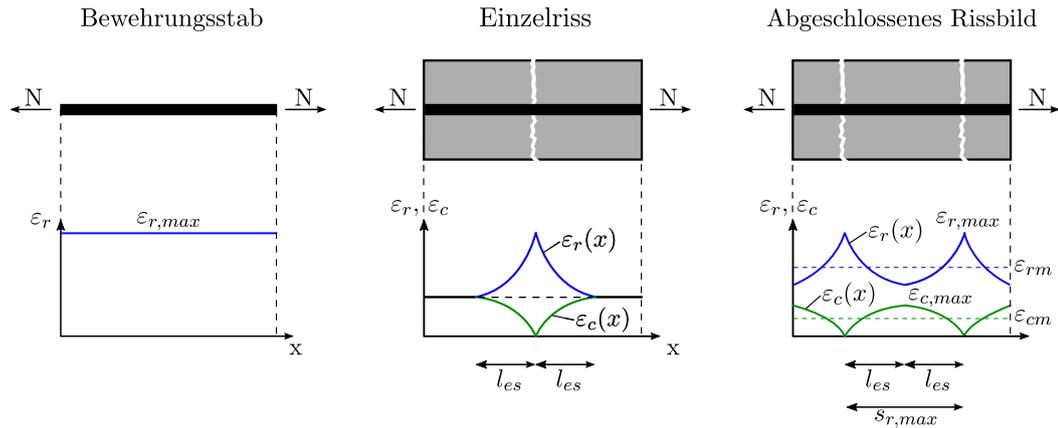


Abb. 2.3.: Idealisierter Dehnungsverlauf entlang eines Risses

Bereich 2

Die Risskraft des Zugstabes wird überschritten und es entstehen erste Risse im Beton (Zustand II). An den Rissstellen muss die Kraft lokal nur von der Bewehrung aufgenommen werden. Dies führt zu einem Spannungssprung in der Bewehrung und zu einem Dehnungsunterschied zwischen Beton und Bewehrung. Hinter dem Rissufer wird die Spannung in der Bewehrung über den Verbund wieder abgebaut. Bei weiterer Laststeigerung nimmt die Anzahl der Risse schnell zu. Ist der Rissabstand zwischen zwei Einzelrissen so gering, dass sich dazwischen über die Verbundspannungen kein weiterer Riss bilden kann, spricht man vom abgeschlossenen Rissbild. Wegen des geringere E-Moduls der FVK-Bewehrung entstehen im Vergleich zu Betonstahl wesentlich größere Verformungen.

Bereich 3

Im Bereich 3 ist die Rissbildung weitestgehend abgeschlossen. Die Bauteilsteiifigkeit bleibt annähernd konstant. Eine Änderung tritt hauptsächlich durch lokale Schädigung des Verbundes in der Nähe der Rissufer auf.

Bereich 4

Bei weiterer Laststeigerung kommt es beim Baustahl nach überschreiten der Fließgrenze zu plastischen Bauteilverformungen. Durch das annähernd voll-elastische Materialverhalten von FVK-Bewehrung gibt es bei FVK-Stäben keinen plastischen Bereich. [6, 7]

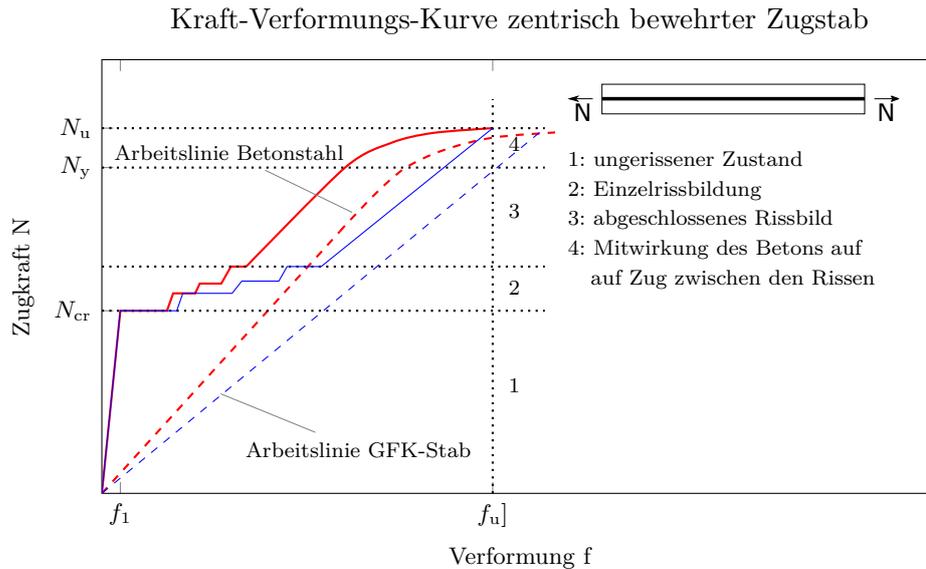


Abb. 2.4.: Schematische Kraft-Verformungs-Kurve eines betonstahl- und GFK-stabebewehrten Zugstabs [6]

2.2.3. Versagensmechanismen bei Verbundversagen

Bei Verbundversagen von Stahlbeton unterscheidet man grundsätzlich zwischen Abscheren der Betonkonsole und Spaltzugversagen. Ein teilweises bzw. vollständiges Abscheren der Betonkonsole beginnt mit Relativverschiebungen zwischen den Stabrippen und der Betonkonsole, wodurch Schubspannungen entstehen. Überschreiten diese Schubspannungen die Betonzugfestigkeit, entstehen längs zur Stabachse Mikrorisse. Diese bilden sich mit steigender Kraft weiter aus und führen je nach Ausbildung und Abstand der Rippen zu einem keilförmigen Abscheren oder einem Abscheren über die gesamte Länge der Konsole.

Demgegenüber wird Spaltzugversagen durch einen anderen Mechanismus verursacht. Die Kraftübertragung von den Bewehrungsrippen in den Beton erfolgt über geneigte Betondruckstreben. Für das Gleichgewicht sorgen radiale Ringzugspannungen, welche sich um den Bewehrungsstab ausbilden. Überschreiten diese die Betonzugfestigkeit, entstehen parallel zur Bewehrung Längsrisse, welche zu einem schlagartigen Verbundversagen führen können. In der Regel wird dies allerdings durch Einhalten der Mindestbetondeckung verhindert.

Diese Verbundmechanismen lassen sich aufgrund der Inhomogenität des Stabaufbaus, der Anisotropie sowie den Unterschieden in der Oberflächenprofilierung nicht direkt auf FVK-Bewehrungsstäbe umlegen. Betonstahl ist wesentlich steifer als das Kunstharz von FVK-Stäben, daher kann sich ein dreiaxialer Spannungszustand vor der Betonkonsole nur bedingt einstellen. Bei Betonkonstruktionen mit FVK-Bewehrung unterscheidet man deshalb zwischen drei Versagensmechanismen.

Teilweise bzw. vollständiges Abscheren der Oberflächenprofilierung vom Stabkern

Durch die geringere Festigkeit des Kunstharzes sind die Oberflächenrippen nachgiebiger als bei Betonstahl. Durch Verformungen der Rippen sowie Mikrorissbildung entstehen Schubspannungen zwischen der Profilierung und dem Stabkern. Überschreiten diese Spannungen

die Scherfestigkeit des Kunstharzes, kommt es in der Abscherebene zu einer Mikrorissbildung in Stablängsrichtung. Dies führt zu einem Abscheren der Profilierung und in weiterer Folge zum Verbundversagen. (Abb. 2.5)

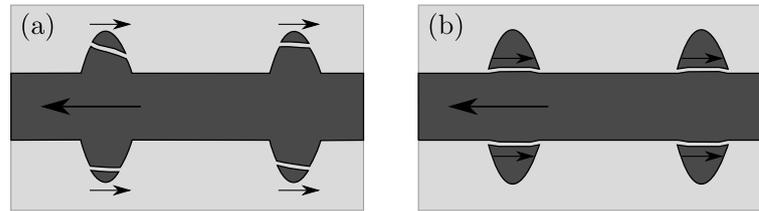


Abb. 2.5.: (a) Lokale Zerstörung und Abrieb der Stabrippen bzw. (b) abscheren der „weichen“ Stabrippen von GFK-Stabkern [6]

Teilweise bzw. vollständiges Abscheren der Betonkonsole

Wegen der geringeren Scherfestigkeit des Kunstharzes tritt ein Abscheren der Betonkonsole bei FVK-bewehrten Betonkonstruktionen im Gegensatz zu Stahlbetonkonstruktionen nur bei Betonen mit geringer Festigkeit auf. Der Versagensmechanismus ist im Allgemeinen gleich wie bei Stahlbeton. Ein kombiniertes Versagen aus Abscheren der Bewehrungsprofilierung sowie der Betonkonsole ist ebenso möglich. (Abb. 2.6)

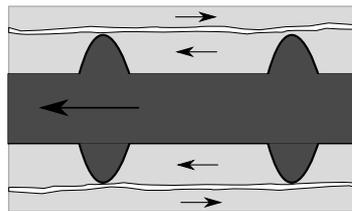


Abb. 2.6.: Abscheren der Betonkonsole in Ebene der Stahlrippen [6]

Spaltzugversagen

Die Ringzugspannungen bei FVK-Bewehrung sind in der Regel wegen der geringeren Steifigkeit niedriger als bei Betonstahl. Somit ist auch das Risiko von Spaltzugversagen geringer einzustufen. Jedoch können bei geringer Betonfestigkeit, geringer Betondeckung, ausgeprägter Oberflächenrippen sowie hoher Scherfestigkeit des Kunstharzes Ringzugspannungen entstehen, welche die Betonzugfestigkeit überschreiten und zu einem Spaltzugversagen wie bei Stahlbeton führen. (Abb. 2.7)

Die Unterschiede im Verbundverhalten zwischen Betonstahl und FVK-Bewehrung hängen stark von den Typeneigenschaften des FVK-Bewehrungsstabes ab. Maßgebend beeinflusst wird das Verbundverhalten durch die Ausführung der Oberflächenprofilierung. Durch ausgeprägte Rippung bzw. eine ausreichende Besandung der Staboberfläche können FVK-Bewehrungsstäbe vergleichbare Verbundeigenschaften wie Betonstahl aufweisen. [6]

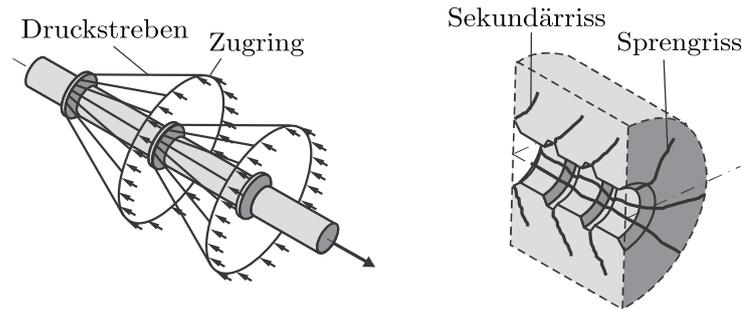


Abb. 2.7.: Räumlicher Spannungszustand und Sprenggrissbildung durch Ringzugspannungen [8]

2.2.4. Verbundmodell für GFK-Stäbe

Der Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Kurve von GFK-Stäben und Betonstahl ist ähnlich, kann aber nicht direkt umgelegt werden. Ausziehversuche an GFK-Bewehrungsstäben zeigen, dass der aufsteigende Ast der τ_b - s -Kurve von Betonstahl auf GFK-Stäbe übertragen werden kann. Der Plateaubereich mit konstant verlaufender maximalen Verbundspannung $\tau_{b,max}$ ist bei GFK-Stäben mit ausgeprägter Oberflächenprofilierung nicht ausgebildet. Bei Stäben mit schwach ausgeprägter Oberflächenprofilierung ist dieser Bereich hingegen stärker ausgebildet als bei Betonstahl, was im Wesentlichen auf dem Reibungsverbund beruht. Gleichung (2.1) zeigt den Ansatz von Model Code 2010 [9] und kann für den aufsteigenden Kurvenast auf GFK-Stäbe übertragen werden, wobei die Kurvenparameter hierfür anhand von Ausziehversuchen für die jeweiligen Bewehrungsstäbe zu bestimmen sind.

$$\tau_b = \tau_{b,max} \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad (2.1)$$

Hierbei beschreibt s die Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstab und Beton, s_1 den Stabschlupf bei maximaler Verbundspannung $\tau_{b,max}$ und α den Völligkeitsbeiwert des ansteigenden Kurvenasts. Bei $\alpha = 0$ liegt ein konstanter Schubspannungsverlauf vor, $\alpha = 1$ bedeutet einen linear ansteigenden Kurvenast der Schubspannung.

2.3. Tragverhalten von FVK-bewehrten Bauteilen unter Biegebeanspruchung

Die Biegebemessung von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung unterscheidet sich aufgrund der nicht vorhandenen Plastizität von FVK-Bewehrung wesentlich zur Biegebemessung von Stahlbeton. Die allgemeine Annahme vom Ebenbleiben des Querschnittes ist jedoch, unter der Voraussetzung von ausreichendem Verbund, wie im Stahlbeton gültig. Des Weiteren wird die Betonzugfestigkeit bei der Biegebemessung auch bei FVK-bewehrten Bauteilen nicht angesetzt.

Bei der Biegebemessung von Stahlbeton gibt es zwei Varianten mit unterschiedlichen Arbeitslinien. Der linear-elastische Anstieg bis zur Fließgrenze ist bei beiden Varianten gleich. Ab der Fließgrenze kann einerseits mit einem ansteigenden Ast gerechnet werden.

Hierbei müssen die Dehnungen im Stahl überprüft werden. Andererseits kann mit einem horizontalen Ast gerechnet werden, wobei die Dehnungen nicht kontrolliert werden müssen. Bei FVK-Bewehrung gibt es solch einen plastischen Bereich wie bei Betonstahl nicht. Wegen dem linear-elastischen Materialverhalten bis zum Bruch, ist die Spannung in den FVK-Stäben abhängig von der Belastung und dem jeweiligen Dehnungszustand im Querschnitt. Deshalb hat sich der Begriff des "ausgeglichenen Querschnittes" eingebürgert, welcher den Dehnungszustand beschreibt, bei dem theoretisch gleichzeitig die Betondruckzone und die FVK-Bewehrung versagen. Für diesen Zustand gibt es einen zugehörigen "ausgeglichenen Bewehrungsgrad". Wird dieser überschritten, ist der Querschnitt "überbewehrt" und es kommt in der Regel zu einem Betondruckversagen. Wird dieser unterschritten, ist der Querschnitt "unterbewehrt" und es tritt ein Bruch der Biegebewehrung auf.

Bei FVK-Bewehrung ist das Verhältnis zwischen Festigkeit zu E-Modul deutlich größer als bei Betonstahl und hat somit einen großen Einfluss auf die Spannungsverteilung eines Querschnittes. Geht man von einem "ausgeglichenen Querschnitt" aus, führen die Materialeigenschaften der FVK-Bewehrung dazu, dass im Vergleich zu Betonstahl wesentlich größere Zugdehnungen auftreten. Dadurch steht ein großer Teil des Querschnittes unter Zug, die Krümmung der Dehnungsebene ist größer, wodurch auch größere Biegeverformungen zu erwarten sind. Abb. 2.8 zeigt einen Vergleich der Dehnungsebene eines FVK-bewehrten Bauteils mit einem Stahlbetonbauteil. Mit einer Vorspannung der FVK-Bewehrung würden diese Effekte reduziert werden. Aus konstruktiven Gründen ist eine derartige Vorspannung jedoch sehr aufwendig und daher unwirtschaftlich.

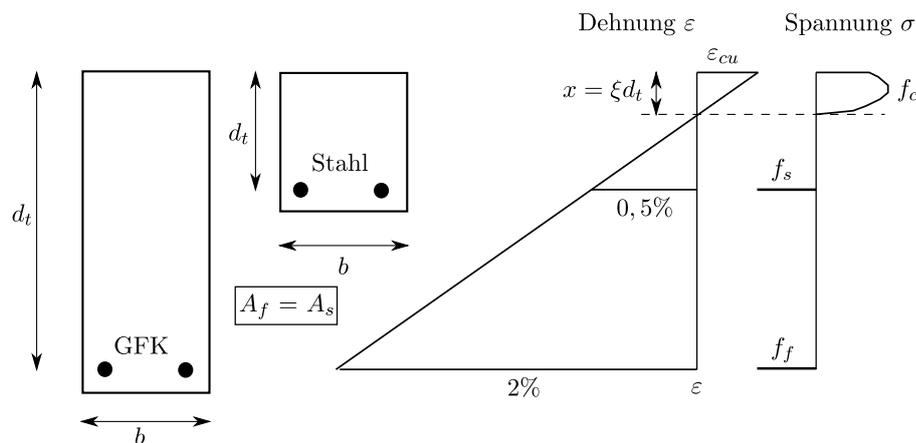


Abb. 2.8.: Dehnungsverteilung eines "ausgeglichenen" GFK- und Stahlbetonquerschnittes [2]

Wenn alle anderen Versagensmechanismen ausgeschlossen sind, kommt es bei FVK-bewehrten Betonkonstruktionen entweder zum Versagen der Betondruckzone oder zum Bewehrungsbruch. Der Bewehrungsbruch hängt vom Typ der Bewehrung sowie von den Verbundeigenschaften ab. Um den Versagensmodus vorhersagen zu können ist es notwendig, die Spannungen in der Bewehrung und im Beton zu untersuchen. In Abb. 2.9 ist der Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Spannung in der Bewehrung sowie auf die Momenten Tragfähigkeit dargestellt. Die Kurven wurden an einem Querschnitt mit den Abmessungen der Versuchsbalken ($b \times h = 17 \times 45$ cm) aus Kapitel 4.1.1, einer Betondruckfestigkeit von $f_{ck} = 25$ MPa und einer statischen Nutzhöhe von $d = 40$ cm ausgewertet.

Es werden die zugehörigen Spannungen in der Bewehrung dargestellt, welche bei einem Versagen der Betondruckzone mit $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$ auftreten. Der linear-elastische Ansatz für FVK-Bewehrung welcher in Abschnitt 2.1 näher erläutert wurde, ist für Betonstahl nur bis zum

Auftreten der Fließspannung gültig. Der Bereich ab der Fließgrenze wurde strichliert dargestellt, da sich diese Spannungen nicht einstellen können. Bei gleichem Längsbewehrungsgrad ist die Momententragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils wegen des höheren E-Moduls höher als von einem FVK-bewehrten Bauteil. Abb. 2.10 zeigt beispielhaft die Dehnungsebene für zwei verschiedene Bewehrungsgrade, wobei bei dem geringen Bewehrungsgrad der Dehnungsebene 1 der Betonstahl bereits fließen würde und der linear-elastische Ansatz nicht mehr gültig ist.

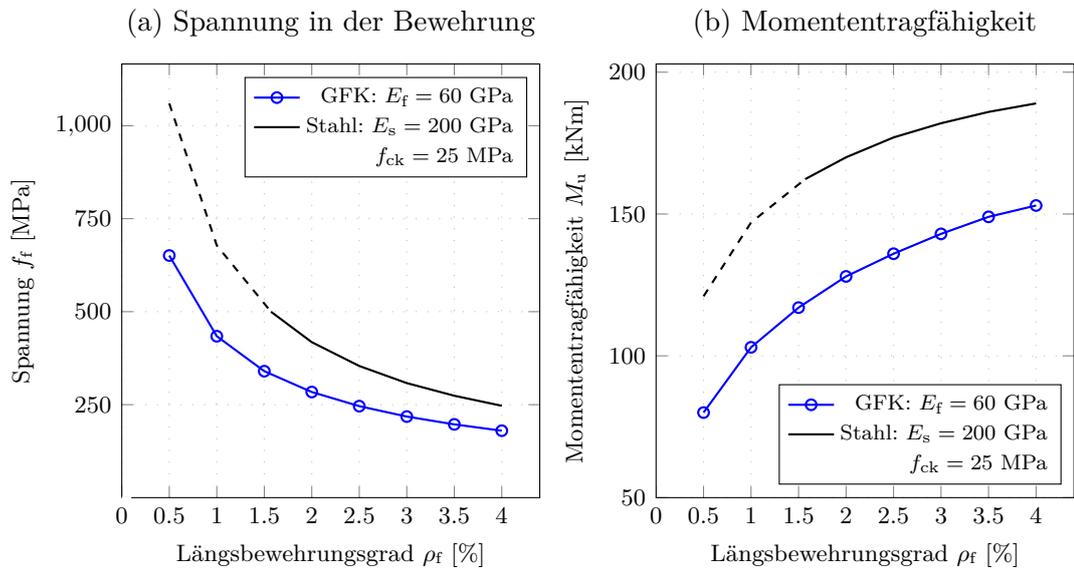


Abb. 2.9.: (a) Spannung in der Bewehrung und (b) Momententragfähigkeit in Abhängigkeit zum Längsbewehrungsgrad

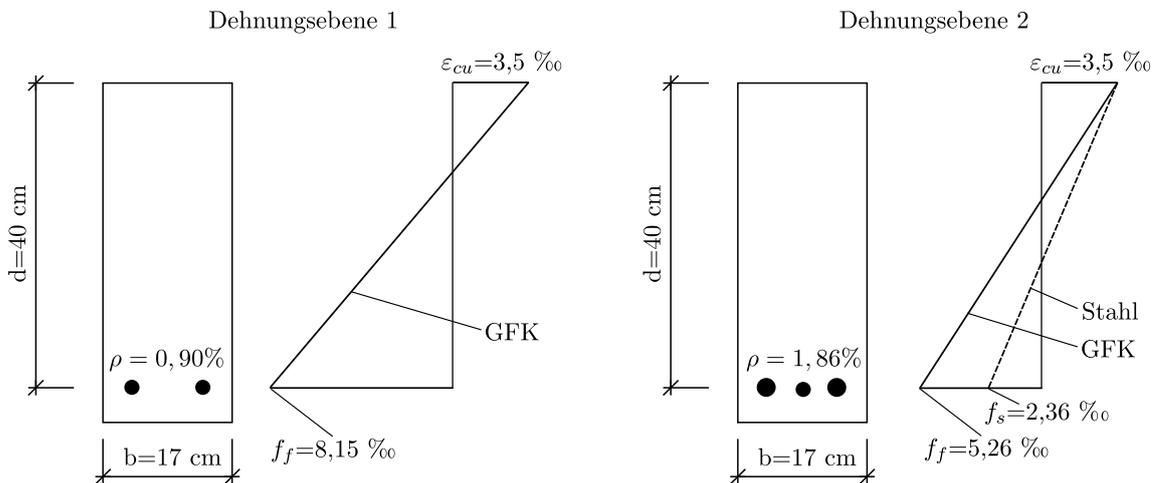


Abb. 2.10.: Vergleich der Dehnungsebene zwischen GFK- und Stahlbewehrung

In Abb. 2.11 ist der zuvor erläuterte Zusammenhang zwischen dem Längsbewehrungsgrad und dem Spannungsniveau der Bewehrung für GFK-, CFK- sowie Stahlbewehrung dargestellt. Aus dem Diagramm geht hervor, dass bei der gewählten Querschnittsgeometrie Stahlbeton ab einem Bewehrungsgrad von ca. 3 % „überbewehrt“ ist, wodurch es bei Bruchlast zu einem Betondruckversagen kommen würde. Bei FVK-Bewehrung mit Glasfasern bzw. Karbonfasern liegt der Bewehrungsgrad, ab dem Betondruckversagen zu

erwarten ist, bei ca. 0,5 %. Mit steigendem Bewehrungsgrad sinkt das Spannungsniveau in den Bewehrungsstäben. Bei einem Spannungsniveau, welches unter der Festigkeit des Betonstahls liegt, sind große Mengen an FVK-Bewehrung nötig. Wegen des geringeren E-Moduls der FVK-Bewehrung führt dies zu unwirtschaftlichen Ergebnissen.

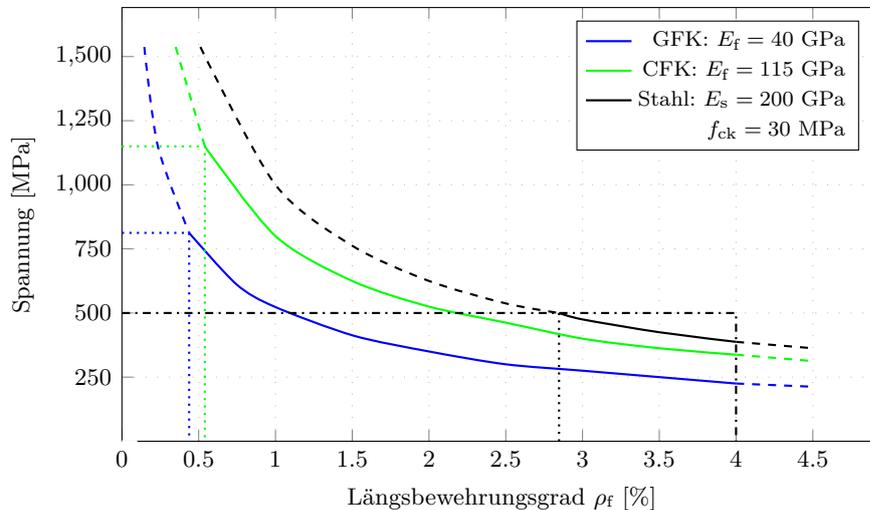


Abb. 2.11.: Beispielhaftes Spannungsniveau in der Bewehrung im Verhältnis zum Längsbewehrungsgrad bei $\varepsilon_c = 3,5\%$ nach fib bulletin 40 [2]

Das Bruchverhalten der derzeit gängigen FVK-Bewehrungsstäbe ist spröder einzustufen, als das Versagen der Betondruckzone, da in der Betondruckzone plastische Umlagerungen auftreten können. Daher sind "überbewehrte Querschnitte" bei FVK-bewehrten Betonkonstruktionen in den meisten Anwendungsfällen den "unterbewehrten" vorzuziehen. Das hat Auswirkungen auf die Duktilität der Betonbauteile, da das Betonversagen im Allgemeinen dennoch sehr spröde ist.

Um ein duktileres Bruchverhalten zu gewährleisten müssen daher weitere Maßnahmen ergriffen werden. Beispielsweise wird ein Einsatz von hybriden FVK-Bewehrungsstäben oder Kombinationen von FVK-Stäben mit unterschiedlicher Bruchcharakteristik angedacht, welche bei unterschiedlichen Dehnungen versagen, um eine Pseudo-Duktilität zu erzeugen. FVK-Bewehrungsstäbe mit plastischem Verbundversagen, können ebenso verwendet werden um pseudo-plastisches Verhalten zu erzeugen. Zuletzt kann auch eine Kombination von FVK-Bewehrung mit Betonstahl eingesetzt werden um eine entsprechende Duktilität zu erreichen. [2]

2.3.1. Bemessungsvorschlag zur Ermittlung des "Ausgeglichenen Bewehrungsgrads"

Wie in Abschnitt 2.3 erläutert wird die rechnerische Unterscheidung zwischen Betondruckversagen und Bewehrungsversagen anhand des "ausgeglichenen Bewehrungsgrads" getroffen. In der Literatur bzw. in den bestehenden Bemessungsrichtlinien finden sich hierfür verschiedene Ansätze. In der Amerikanischen Norm (ACI-440.1R-06) sowie in leicht abgeänderter Form in der Kanadischen Norm (CSA S806-02) ist Gleichung (2.2) enthalten.

$$\rho_{fb} = 0,85\beta_1 \frac{f'_c}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (2.2)$$

Sie wird anhand der Materialeigenschaften vom Beton und der FVK-Bewehrung hergeleitet und beruht auf einem inneren Gleichgewichtszustand. Gleichung (2.3) zeigt einen ähnlichen Ansatz, welcher an den EC 2 angelehnt ist und von Pilakoutas [10] veröffentlicht wurde.

$$\rho_{fb} = \frac{0,81(f_{ck} + 8)\varepsilon_{cu}}{f_{fk} \left(\frac{f_{fk}}{E_{fk}} + \varepsilon_{cu} \right)} \quad (2.3)$$

Einen anderen, semi-empirischen Ansatz liefert El-Ghandour [11] in Gleichung (2.4).

$$\rho_{fb} = 2,1 \left(\frac{f_{cu}}{40} \right) \left(\frac{E_f}{110 \cdot 10^3} \right)^{0,7} \left(\frac{500}{f_f} \right)^{1,6} \quad (2.4)$$

In Abb. 2.12 ist der wesentliche Einfluss der Betondruckfestigkeit, sowie der Zugcharakteristik der FVK-Bewehrung dargestellt und zeigt zusätzlich einen Vergleich der drei Berechnungsansätze. Mit zunehmender Druckfestigkeit des Betons steigt auch der "ausgeglichene Bewehrungsgrad", wohingegen bei einer höheren Zugfestigkeit der Bewehrung der "ausgeglichene Bewehrungsgrad" sinkt. Im Allgemeinen liefert eine Berechnung von ρ_{fb} mit den veröffentlichten Gleichungen von Pilakoutas die höchsten Werte. Hierbei wird bei der Bildung des Gleichgewichts, auf der sicheren Seite liegend, der Mittelwert der Betondruckfestigkeit verwendet. Dadurch liefert eine Berechnung des "ausgeglichene Bewehrungsgrades" einen höheren Wert, wodurch die Spannungen in der Bewehrung sinken und ein Versagen der Betondruckzone wahrscheinlicher wird.

FVK Typ-A ($E_f = 40 \text{ GPa}$, $\varepsilon_f = 2.0\%$)

FVK Typ-B ($E_f = 200 \text{ GPa}$, $\varepsilon_f = 1.0\%$)

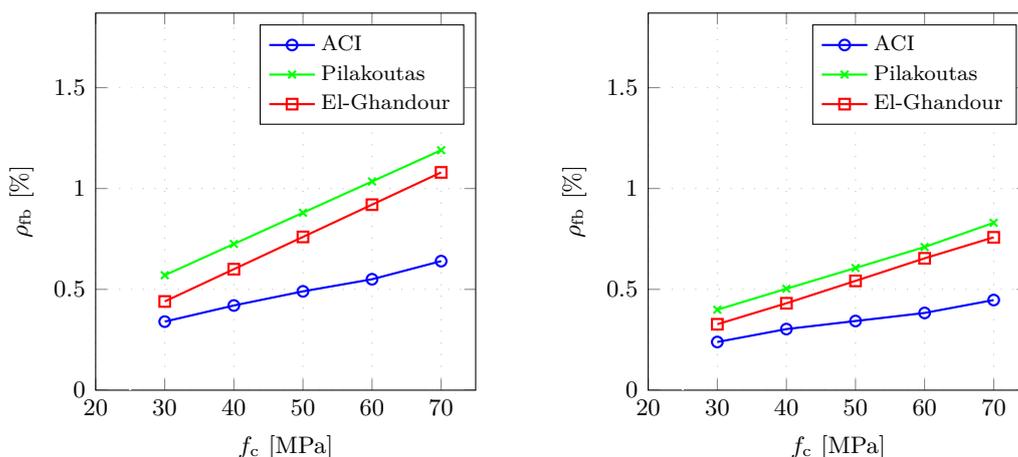


Abb. 2.12.: Einfluss der Zylinderdruckfestigkeit des Betons und der Materialeigenschaften der FVK-Bewehrung auf ρ_{fb} nach fib bulletin 40 [2]

2.3.2. Ermittlung der Momententragfähigkeit

Zur Ermittlung der Momententragfähigkeit von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung unterscheidet man im Grenzzustand grundsätzlich zwischen dem Versagen der Betondruckzone und dem Bruchversagen der Biegebewehrung. Um den Versagensmodus zu bestimmen, dient der in Abschnitt 2.3.1 erläuterte "ausgeglichene Bewehrungsgrad". In Abhängigkeit des vorhandenen Längsbewehrungsgrades ergeben sich somit unterschiedliche Berechnungsformeln für die Momententragfähigkeit.

Momententragfähigkeit bei Betondruckversagen ($\rho_{f,prov} > \rho_{fb}$)

Für "überbewehrte Querschnitte" gibt es in der Literatur bzw. in den Normen gibt unterschiedliche Berechnungsformeln, sie beruhen jedoch alle auf einer Gleichgewichtsbetrachtung. Abb. 2.13 zeigt die Dehnungsebene und den Spannungsverlauf als Grundlage des Bemessungsansatzes.

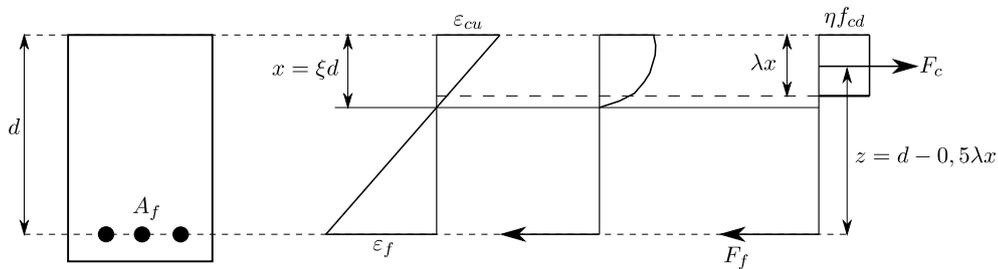


Abb. 2.13.: Vereinfachter Spannungsblock für FVK-Bauteile nach fib bulletin 40 [2]

Nachfolgend werden die in fib bulletin 40 [2] an den EC 2 angelehnten Berechnungsformeln angeführt.

$$M_u = \eta f_{cd} b d^2 (\lambda \xi) \left(1 - \frac{\lambda \xi}{2} \right) \quad (2.5)$$

mit:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_f + \varepsilon_{cu}}$$

$$\varepsilon_f = \frac{-\varepsilon_{cu} + \sqrt{\varepsilon_{cu}^2 + \frac{4\eta\alpha_{cc}f_{ck}\lambda\varepsilon_{cu}}{\gamma_c\rho_f E_f}}}{2}$$

$$\sigma_f = \varepsilon_f E_f < \frac{f_{fk}}{\gamma_f} \quad (2.6)$$

In Gleichung (2.5) wird ein Momentengleichgewicht um die Bewehrungsebene gebildet, bei dem die Bruchdehnung des Betons ε_{cu} angesetzt wird und zunächst die Dehnung in der FVK-Bewehrung ε_f berechnet werden muss. Um ε_f zu ermitteln, wird ein Kräftegleichgewicht zwischen der Betondruckkraft und der FVK-Zugkraft gebildet. Mit der relativen Druckzonenhöhe ξ kann auf die Gleichung auf ε_f umgestellt werden. Mit Gleichung (2.6) kann die Spannung der Bewehrung berechnet werden und mit der zulässigen Grenzspannung verglichen werden.

Momententragfähigkeit bei Bruchversagen der FVK-Bewehrung ($\rho_{f,prov} < \rho_{fb}$)

Bei einem geringeren Längsbewehrungsgrad als dem "ausgeglichenen Bewehrungsgrad" wird die maximale Zugtragfähigkeit des FVK-Stabes bis hin zum Bruch ausgenutzt, die Bruchdehnung des Betons ϵ_{cu} wird hingegen nicht erreicht. Daher ist der vereinfachte Ansatz des Spannungsblocks nicht zulässig. In Abb. 2.14 ist die Dehnungsebene und der Spannungsverlauf mittels Parabel-Rechtecks-Funktion dargestellt.

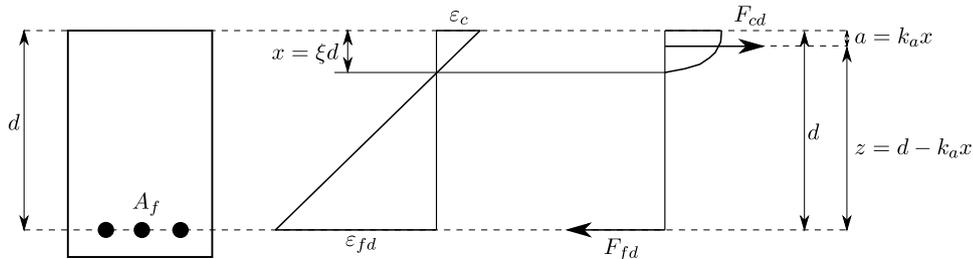


Abb. 2.14.: Dehnungs- und Spannungsverteilung mit Parabel-Rechteck-Funktion

Angelehnt an den EC 2 können somit nachfolgende Berechnungsformeln abgeleitet werden, mit denen sich die Momententragfähigkeit "unterbewehrter Querschnitte" berechnen lässt.

$$M_u = \frac{A_f f_{fk}}{\gamma_f} (d - k_a x) \tag{2.7}$$

Dabei wird zuerst die Betondruckdehnung aus dem horizontalen Kräftegleichgewicht berechnet mit:

$$F_{cd} = \alpha_R f_{cd} x d$$

mit:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_{fk}} d$$

$$\alpha_R = \frac{\epsilon_c}{2} - \frac{\epsilon_c^2}{12} \quad \text{für} \quad 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad ; \quad \alpha_R = \frac{3\epsilon_c - 2}{3\epsilon_c} \quad \text{für} \quad \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$$

Anschließend kann mit der erhaltenen Dehnungsebene das reaktive Moment mit dem Höhenbeiwert k_a wie folgt berechnet werden:

$$k_a = \frac{8 - \epsilon_c}{24 - 4\epsilon_c} \quad \text{für} \quad 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad ; \quad k_a = \frac{\epsilon_c(3\epsilon_c - 4) + 2}{2\epsilon_c(3\epsilon_c - 2)} \quad \text{für} \quad \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$$

Für die Berechnung der Momententragfähigkeit in Gleichung (2.7) kann in diesem Fall mit der Grenzspannung des FVK-Bewehrungsstabes ein Momentengleichgewicht um den Schwerpunkt der Betondruckzone gebildet werden. Zunächst muss hierfür die Betondehnung ϵ_c bestimmt werden. Dies ist über die Gleichgewichtsbedingung $F_{fd} = F_{cd}$ möglich, wobei der Völligkeitsbeiwert α_R für den richtigen Funktionsbereich bestimmt werden muss. Mit

der ermittelten Betondehnung lässt sich der Lagebeiwert k_a berechnen und damit in weiterer Folge die Momententragfähigkeit M_u .

2.4. Gebrauchstauglichkeitsverhalten von FVK-bewehrten Bauteilen

Die Notwendigkeit der Rissbreitenbegrenzung von Betonkonstruktionen mit FVK-Bewehrung unterscheidet sich wesentlich zu Stahlbetonkonstruktionen. Bei FVK-Bewehrungsstäben besteht keine Gefahr von Korrosion, weshalb der Schutz vor schädlichen Umwelteinflüssen, anders als bei Betonstahl, eine eher untergeordnete Rolle einnimmt. Eine Beschränkung der Rissbreite kann neben ästhetischen Gründen auch durch Anforderungen an Wasserundurchlässigkeit notwendig sein. Des Weiteren steigt bei größeren Rissbreiten die Schwingungsanfälligkeit von Bauwerken, es kann zum Einschnüren der Biegedruckzone oder bei dynamischen Belastungen zu mechanischer Schädigung der Bewehrung am Riss kommen.

Wie bei Betonstahl gibt es bei FVK-Bewehrung eine Vielzahl an Faktoren welche die Rissbreite und den Rissabstand beeinflussen. Betonzugfestigkeit, Verbund, E-Modul, Menge und Anordnung der Bewehrung, Spannungsverteilung vor der Rissbildung, Bauteilgeometrie sowie Betondeckung können hierfür beispielsweise genannt werden. Eine exakte Berechnung der Rissbreite ist aufgrund großer Streuungen einiger Einflussgrößen nicht möglich. Die Verbundspannungs-Schlupfbeziehung von FVK-Bewehrung ist, in den für Rissbreitenbegrenzung relevanten Schlupfbereich von bis zu etwa 0,4 mm, qualitativ ähnlich wie bei Betonstahl. Daher können zwar dieselben Risstheorien zugrunde gelegt, aber nicht direkt verwendet werden. Gründe hierfür sind die unterschiedliche Dehnsteifigkeit von Betonstahl und FVK-Bewehrung sowie Unterschiede im Verbundverhalten. Die Phasen der Rissbildung von mit FVK-bewehrten Betonkonstruktionen verlaufen, wie bereits in Kapitel 2.2 erläutert, analog zum Stahlbeton.

2.4.1. Rissentwicklung in GFK-bewehrten Balken

Das Rissbild von bewehrten Betonbalken hängt wesentlich von der Dehnsteifigkeit und den Verbundeigenschaften des verwendeten Bewehrungsmaterials ab. Im Rahmen dieser Arbeit werden Schubversuche an Balken mit GFK-Bewehrung durchgeführt, weshalb nachfolgend die Rissentwicklung unter Verwendung dieses Bewehrungsmaterials näher betrachtet wird.

Aufgrund des wesentlich geringeren E-Moduls von GFK können sich kleinere Rissabstände sowie größere Rissbreiten und Verformungen einstellen. Der Unterschied der Verformungen entspricht in etwa dem Verhältnis der E-Moduln von Betonstahl und GFK ($E_{BS\text{t}500}/E_{\text{GFK}} \approx 5$). Die hohe Dehnfähigkeit von GFK-Stäben führt zu einer geringeren Betondruckzonenhöhe, einhergehend mit größeren Risstiefen, einer ausgeprägteren Bildung von Teilrissen und Rissverzweigungen. Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung kommt es zunehmend zu einer Schwächung des Formverbundes im Risstörbereich. Zwischen Beton und Bewehrung steigt die Dehnungsdifferenz, was zu einer hohen Beanspruchung des Betons führt und sich durch feine Zwischenrisse äußert. Des Weiteren ist eine Längsrissbildung in Höhe der Bewehrung je nach Beanspruchungsgrad und Art der Bewehrungsprofilierung möglich. Ein Vergleich der Rissbilder von GFK-bewehrten Balken mit Stahlbetonbalken in denen die zuvor genannten Effekte ersichtlich sind ist in Abb. 2.15 dargestellt.

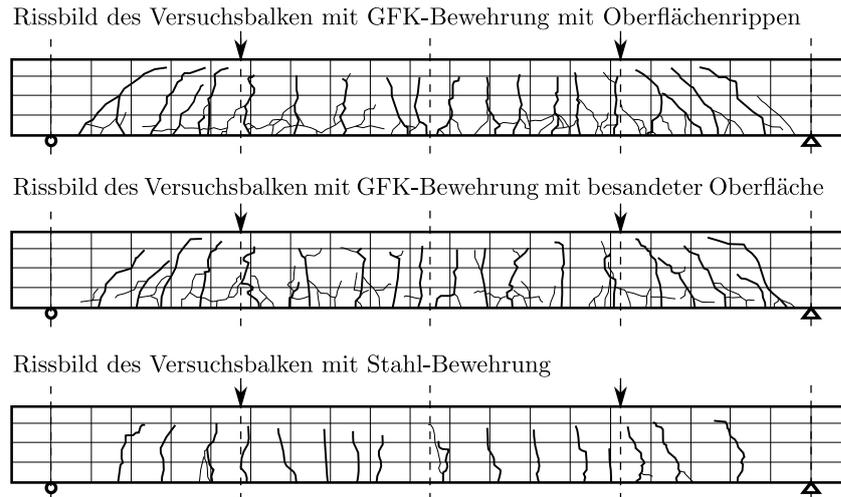


Abb. 2.15.: Rissbilder von Versuchs balken mit GFK- bzw. Stahl-Bewehrung [6]

2.4.2. Berechnung der Rissbreite

In den internationalen Bemessungsrichtlinien für FVK-bewehrte Betonkonstruktionen werden für die Rissbreitenberechnung Ansätze verwendet, welche ursprünglich für Stahlbetonbauteile entwickelt wurden. Diese Ansätze wurden auf der Grundlage klassischer Rissbreitentheorien empirisch abgeleitet und durch unterschiedliche Anpassungsfaktoren modifiziert. Die statistische Auswertung von Bauteilversuchen zur Bestimmung der Anpassungsfaktoren ist aufwändig und muss aufgrund der großen Bandbreite der Herstellungsverfahren für jeden Bewehrungstyp separat durchgeführt werden. Die experimentellen Untersuchungen von Füllsack-Köditz [6] an GFK-Bewehrungsstäben mit Rippenstruktur (ComBAR) bzw. mit straffer Umseilung und Besandung (Hughes Brothers) zeigen, dass die Verbundeigenschaften mit gerippten Betonstahl vergleichbar sind. Andere GFK-Stabarten wie straff bzw. schlaff umseilte oder verflochtene erreichen hingegen nicht die zum Einsatz im Betonbau notwendige Verbundfestigkeit. Weisen die Bewehrungsmaterialien ausreichende Verbundeigenschaften auch, so können für den Stahlbetonbau übliche Ansätze auf GFK-bewehrte Betonbauteile übertragen werden. Hierfür wird der Ansatz nach DIN 1045-1 bzw. EC 2 empfohlen. Die maximale Rissbreite berechnet sich nach Gleichung 2.8:

$$w_{cr,max} = w_k = (\varepsilon_{rm} - \varepsilon_{cm}) s_{cr,max} \quad (2.8)$$

Hierfür wird die Differenz zwischen der mittleren Dehnung in der GFK-Bewehrung ε_{rm} und der mittleren Betondehnung ε_{cm} mit Gleichung 2.9 wie folgt ermittelt:

$$(\varepsilon_{rm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_{r2}}{E_r} \left[1 - \frac{\beta_b f_{ct,eff}}{\sigma_{r2} \rho_{r,eff}} (1 + \alpha_r \rho_{r,eff}) \right] \geq (1 - \beta_b) \frac{\sigma_{r2}}{E_r} \quad (2.9)$$

Hierbei beschreibt der linke Ausdruck der Ungleichung die Dehnungsdifferenz bei abgeschlossenem Rissbild und der rechte Ausdruck die Dehnungsdifferenz bei einem Einzelriss. Der maximale Rissabstand $s_{cr,max}$ kann nach Gleichung 2.10 berechnet werden:

$$s_{cr,max} = \frac{f_{ct,eff} d_r}{2\tau_{bm} \rho_{r,eff}} \leq \frac{\sigma_{r2} d_r}{2\tau_{bm}} \quad (2.10)$$

Da die Verbundeigenschaften von FVK-Bewehrungsstäben stark variieren können, sind bei Abweichungen zu Betonstahl, die Annahmen zur mittleren Verbundspannung τ_{bm} sowie die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen β_b anhand von Ausziehversuchen festzustellen und zu adaptieren. Aufgrund der Untersuchungen von Füllsack-Köditz [6] können für die GFK-Bewehrungsstäbe "Schöck ComBAR", welche im Versuchsprogramm dieser Arbeit eingesetzt wurden, die Werte für $\tau_{bm}/f_{ct,eff} = 1,8$ und $\beta_b = 0,4$ von Betonstahl übernommen werden. [3, 6]

2.4.3. Verformungsverhalten von FVK-bewehrten Bauteilen

Die Verformung eines Bauteils ist maßgebend von dessen Biegesteifigkeit abhängig. Bei Stahlbetonbauteilen ist die Biegesteifigkeit keine konstante Größe. Durch den Übergang vom Zustand I in den Zustand II wird sie stark reduziert. Die Biegesteifigkeit im Zustand II lässt sich über die Krümmung der Dehnungsebene bestimmen. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann aufgrund des geringeren Spannungsniveaus eine lineare Spannungsverteilung angenommen werden. Somit lässt sich die Biegesteifigkeit im Zustand II unter Vernachlässigung des Tension-Stiffening Effekts (Berechnung im Riss) mit $EI^{II} = A_s E_s (d - x) z$ berechnen. Die Druckzonenhöhe wurde hierfür mithilfe der bezogenen Druckzonenhöhe durch $x = \xi d$ ermittelt. Die bezogene Druckzonenhöhe kann für eine lineare Spannungsverteilung im Beton mit $\xi = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f$ berechnet werden. Diese Gleichungen lassen sich ebenso auf FVK-bewehrte Bauteile umlegen. Deren Biegesteifigkeit ist aufgrund des geringeren E-Moduls deutlich niedriger. Ebenso ist wie in Kapitel 3.1.1 beschrieben die Druckzonenhöhe im Allgemeinen niedriger, was ebenso zu einer geringeren Biegesteifigkeit im Zustand II führt. In Abb. 2.16 ist ein Vergleich der Biegesteifigkeiten im Zustand II von Stahl-, GFK- sowie CFK-bewehrten Bauteilen im Bezug auf die Biegesteifigkeit des Bruttoquerschnitts im Zustand I dargestellt. Bei steigendem Längsbewehrungsgrad nimmt die Biegesteifigkeit im Zustand II bei allen Bewehrungsmaterialien zu. Es ist deutlich zu erkennen, dass der höhere E-Modul des Betonstahls zur höchsten Biegesteifigkeit führt. FVK-bewehrte Bauteile verhalten sich daher im Allgemeinen wesentlich biegeweicher und weisen größere Verformungen auf. Daher kann der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit beim FVK-bewehrten Bauteilen bemessungsbestimmend werden.

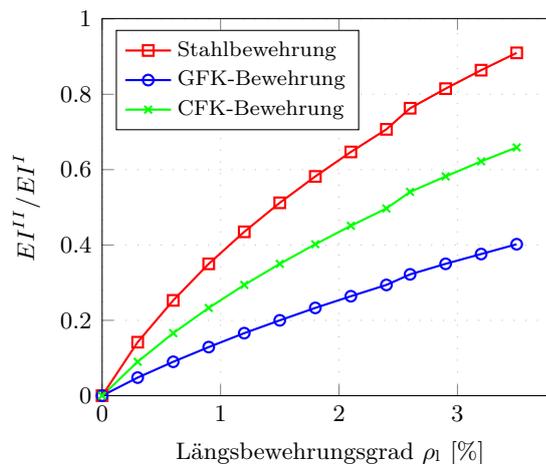


Abb. 2.16.: Vergleich der Biegesteifigkeit von Stahl-, GFK- und CFK- bewehrten Bauteilen

3. Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

In diesem Kapitel wird zunächst das allgemeine Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen ohne Querkraftbewehrung beschrieben. Danach soll anhand gegenwärtiger Bemessungsansätze zur Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen der Stand der Technik abgebildet werden und mögliche Defizite, insbesondere im Hinblick auf den Einfluss des M/V -Verhältnisses, aufgezeigt werden.

3.1. Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen ohne Querkraftbewehrung

Das Querkrafttragverhalten von Betonkonstruktionen erfolgt durch komplexe Mechanismen, deren genauer Traganteil bisher noch nicht restlos geklärt wurde. Bei Betonbauteilen mit Schubbewehrung wird ein Teil der Querkraft vom Beton und ein Teil von der Bewehrung aufgenommen, wobei in der gegenständlichen Arbeit der Querkraftanteil der Schubbewehrung nicht behandelt wird. Bei schlanken Bauteilen ($a/d \geq 2,5$) kann die abzutragende Querkraft von den in Abb. 3.1 dargestellten Mechanismen aufgenommen werden. Das mittlere Verhalten des Bauteils kann dann vereinfachend mit der Biegetheorie beschrieben werden. Bei gedrungeneren Balken oder nach Erreichen der kritischen Schubbrisslast ist, in Abhängigkeit von vielen Faktoren, die Ausbildung eines Sprengwerkes möglich.

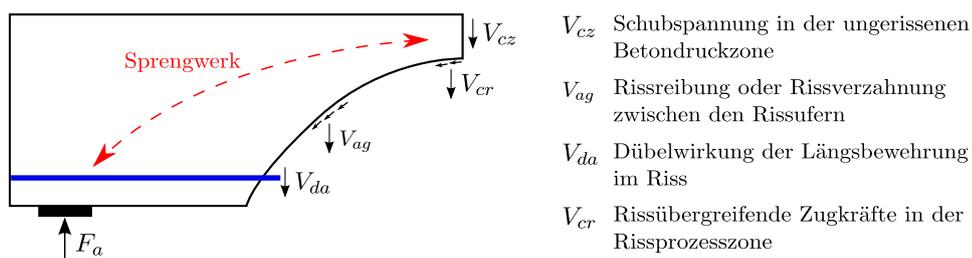


Abb. 3.1.: Anerkannte Tragmechanismen zur Querkraftabtragung [12]

3.1.1. Querkrafttragfähigkeit der Druckzone

In der Literatur wird der Druckzone häufig eine maßgebende Rolle zugeschrieben. Beispielhaft sind hier [13, 14] genannt. Solange sich der Beton im ungerissenen Zustand I befindet, kann die Querkraft über die gesamte Querschnittshöhe abgetragen werden. Im Zustand II kann über die ungerissene Betondruckzone nach wie vor ein Teil der Querkraft übertragen werden. Neben der mittleren Druckspannung ist auch die Druckzonenhöhe

entscheidend für den Querkraftabtrag. Die Druckzonenhöhe von FVK-bewehrten Bauteilen ist im Allgemeinen geringer als von Stahlbetonbauteilen. Abb. 3.2 zeigt einen Vergleich der bezogenen Druckzonenhöhe ξ zwischen FVK-bewehrten Beton und Stahlbeton. Dabei wurde die bezogene Druckzonenhöhe anhand der Gleichung in Abschnitt 2.4.3 berechnet. Der geringere E-Modul der FVK-Bewehrung bewirkt eine größere Rotation der Dehnungsebene und somit eine niedrigere Druckzonenhöhe bei gleichem Längsbewehrungsgrad ρ . Daher kann davon ausgegangen werden, dass der Anteil der Druckzone zur Querkraftabtragung bei FVK-bewehrten Bauteilen geringer als bei Stahlbetonbauteilen ist.

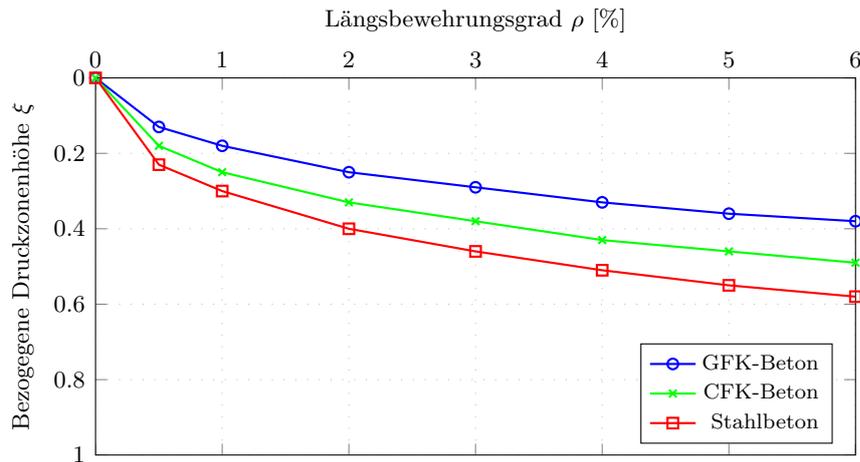


Abb. 3.2.: Bezogene Druckzonenhöhe ξ für FVK-bewehrten Beton und Stahlbeton

3.1.2. Rissverzahnung

Beton ist ein Gemisch aus Bindemittel und Gesteinskörnung. Die Gesteinskörner werden von einer Zementmatrix umgeben, wobei deren Festigkeit in der Regel größer ist als die Festigkeit der Zementmatrix von normalfestem Beton. Dies führt dazu, dass sich Risse durch die Zementmatrix, entlang der Oberfläche der Gesteinskörner ausbilden. Treten Relativverschiebungen zwischen den zwei Rissufer auf, können über den Mechanismus der Rissverzahnung Schubspannungen in der Rissebene übertragen werden. - siehe Abb. 3.3 [15]

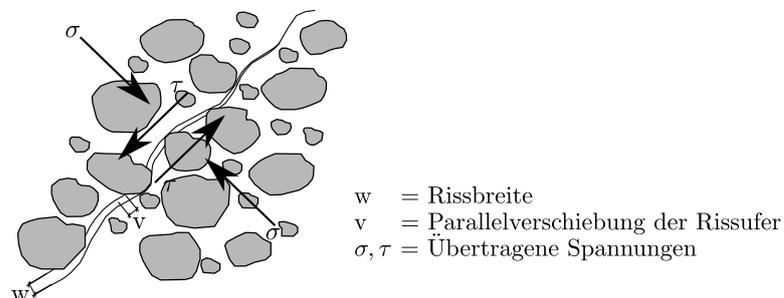


Abb. 3.3.: Kraftübertragung am Riss über Rissverzahnung [2]

In der Literatur finden sich unterschiedliche Modelle, welche den Zusammenhang zwischen den Relativverschiebungen der Rissufer und den übertragbaren Spannungen (Normalspannung und Schubspannung) beschreiben. Beispielhaft sind hierfür die Modelle von Walraven

und Gambarova zu nennen. Anhand der Risskinematik kann ein Diagramm erstellt werden, womit sich der Zusammenhang zwischen der über den Riss übertragbaren Schubspannung τ , der Normalspannung σ , der Relativverschiebung δ und der Rissbreite w darstellen lässt. In Abb. 3.4 ist deutlich zu erkennen, dass unabhängig vom verwendeten Modell die übertragbare Schubspannung τ mit steigender Rissbreite w abnimmt.

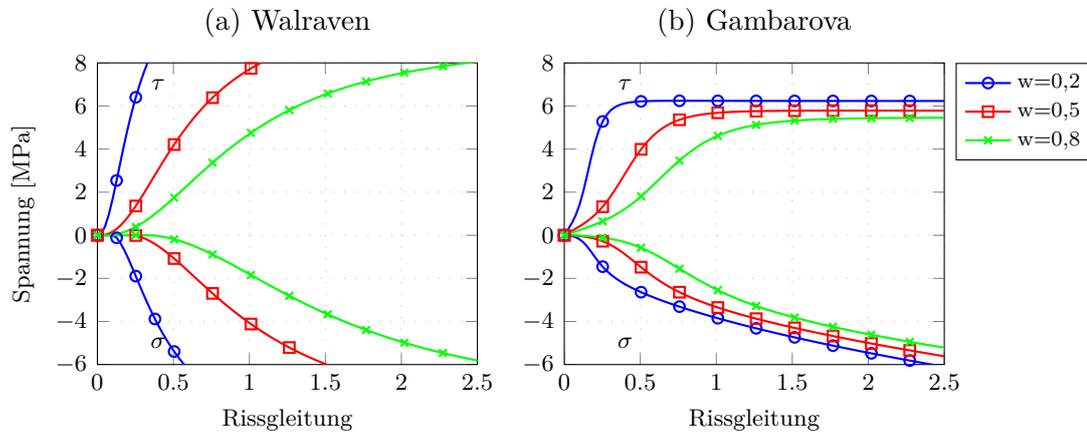


Abb. 3.4.: Spannungsübertragung von σ und τ im Riss zufolge dem Modell von (a) Walraven und (b) Gambarova für $f_{c,cube} = 33,4$ MPa und $D_{max} = 32$ mm

Bei FVK-bewehrten Bauteilen treten wegen der geringeren Dehnsteifigkeit der Längsbewehrung größere Verformungen auf, wodurch auch die Rissbreiten im Allgemeinen größer sind. Daher ist davon auszugehen, dass bei Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung ein kleinerer Anteil der Schubtragfähigkeit durch Rissverzahnung aufgenommen werden kann als bei Stahlbetonkonstruktionen.

3.1.3. Dübelwirkung der Längsbewehrung

Bei einer Relativverschiebung der Rissufer gegeneinander wird, neben der zuvor erläuterten Rissverzahnung, die Dübelwirkung kreuzender Längsbewehrungsstäbe aktiviert. Ist die Betondeckung gering, führt ein überschreiten der Betonzugfestigkeit zur Längsrissbildung und zum Versagen der Dübelwirkung. Bei ausreichender Betondeckung wird die Längsbewehrung in Querrichtung bis zum Versagen beansprucht. Dabei kann zwischen drei Mechanismen der Dübelwirkung unterschieden werden (Abb. 3.5). Die Rissbreite und zusätzliche Beanspruchung in Längsrichtung des Stabes sind hierbei entscheidend, welcher dieser Mechanismen aktiviert wird. [8]

Baumann und Rüsç [16] haben in den Jahren 1965 bis 1967 umfassende Untersuchungen zur Dübelwirkung durchgeführt. Dabei wurde eine Beziehung zwischen der Verdübelungsverformung und der Verdübelungskraft aufgestellt. Die Verformungen bleiben klein, solange die Dübelkraft über vertikale Betonzugspannungen aufgenommen werden können. Nach dem Auftreten des ersten Verdübelungsrissses nimmt die Verformung stark zu und führt in weiterer Folge zum Abplatzen der Betondeckung, wenn keine Bügelbewehrung vorhanden ist. Anhand der Versuche konnte folgende Formel zur Berechnung der Verdübelungsrissslast von Stahlbetonbauteilen empirisch aufgestellt werden.

$$V_{\text{Riss}} = 1,64b_n d_s f_c^{1/3}$$

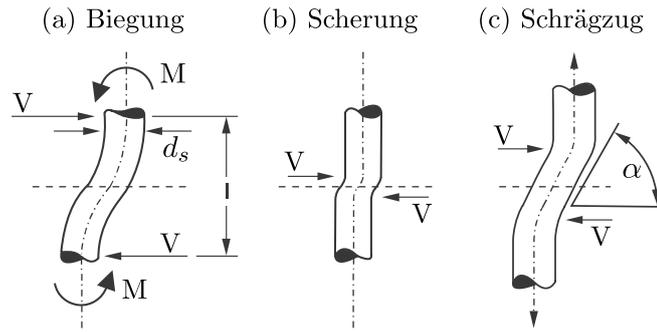


Abb. 3.5.: Mechanismen der Dübelwirkung [8]

(a) Dübelwirkung - idealisierte Darstellung (b) elastisch gebetteter Stab

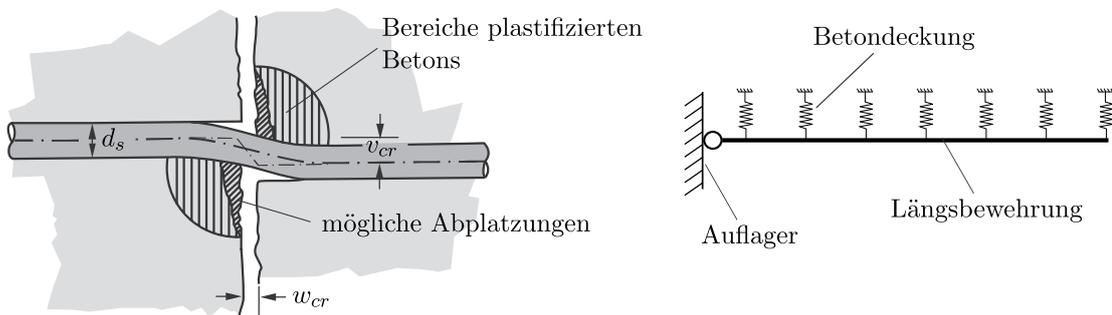


Abb. 3.6.: (a) Dübelwirkung - idealisierte Darstellung [8] und Modell eines elastisch gebetteten Stabs [17]

Stark vereinfacht lässt sich daher die Kraftübertragung mittels Dübelwirkung anhand eines elastisch gebetteten Stabs modellieren. Die Betondeckung kann, wie in Abb. 3.6 (b), durch nicht-lineare Federn modelliert werden. Dabei hängt die gewählte Bettungszahl stark von der Betonqualität und vom Fortschritt der Mikrorissbildung ab. Neben dem Bettungsmodul hat die Biegesteifigkeit des Stabes einen wesentlichen Einfluss auf die Querkraftübertragung. Der geringe E-Modul von FVK-Bewehrung führt hierbei zu einer reduzierten Biegesteifigkeit des Stabs, was größere Verformungen und eine geringe Querkraftübertragung zur Folge hat.

3.1.4. Rissübergreifende Zugkräfte in der Rissprozesszone

Neben den zuvor erläuterten Schubübertragungsmechanismen kann auch ein gewisser Anteil über die Rissprozesszone übertragen werden. Im Bereich der Risspitze des Schubrisses bilden sich bereits vor dem Erreichen der Betonzugfestigkeit senkrecht auf die Hauptzugspannung σ_1 Mikrorisse. Bei zunehmenden Dehnungen vereinigen sich die Mikrorisse zu einem Einzelriss. Zwischen den Rissufern können dennoch Zugspannungen übertragen werden, welche eine Querkraftübertragung ermöglichen. [13] In Abb. 3.7 ist der Ansatz zur Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung der Rissprozesszone nach Model Code 10 und nach Hillerborg dargestellt.

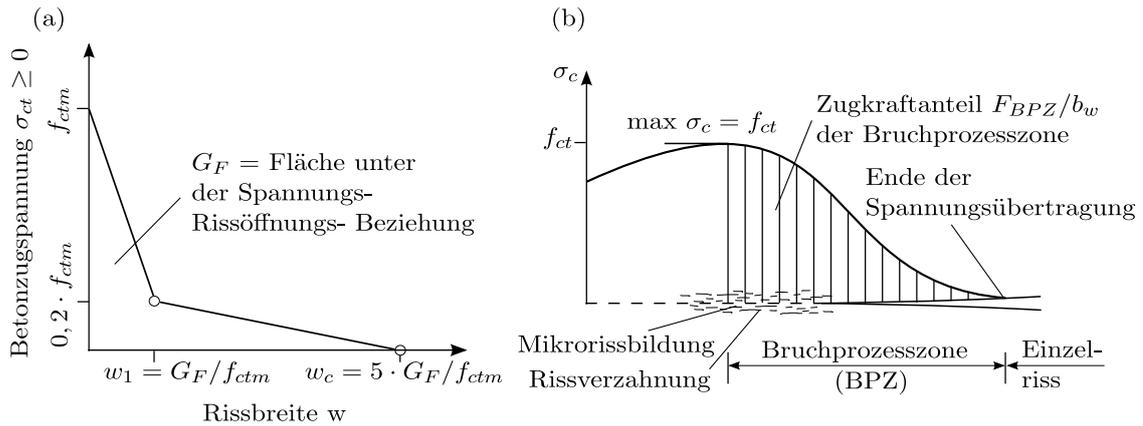


Abb. 3.7.: Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung der Rissprozesszone nach (a) Model Code 10 [9] und nach (b) Hillerborg [18]

3.1.5. Sprengwerkwirkung

Die zuvor beschriebenen Mechanismen wirken maßgebend bis zum Auftreten des kritischen Schubrisses, welcher zum Versagen des Balkens führt, es sei denn, die Bildung eines stabilen, globalen Sprengwerks ist möglich. Entscheidend hierfür ist die Schubschlankheit des Balkens sowie das Rissbild im Schubfeld. Lassen diese Faktoren die Ausbildung eines Sprengwerks zu, so kommt es zu einer direkten Lastabtragung. Die Spannungsermittlung im Querschnitt kann dann jedoch nicht mehr nach Biegetheorie erfolgen. So zeigt sich bei einem Lastabtrag nach Abb. 3.8 (a) eine schräg gestellte Druckstrebe und damit einhergehend eine konstante Zuggurtkraft. [12]

Abb. 3.8 (b) zeigt Kraft-Verformungs-Kurven von Balken, bei denen sich nach dem kritischen Schubriss ein Sprengwerk ausgebildet hat. Die Sprengwerkwirkung ist aus mechanischer Sicht eine Systemeigenschaft. Des Weiteren wird die Möglichkeit zur Ausbildung von vielen Faktoren beeinflusst und unterliegt somit einer Erhöhten Unsicherheit. Unter anderem beschreibt Muttoni in [19], den Einfluss des Rissbildes auf die Möglichkeit, ob sich ein Sprengwerk ausbilden kann. Hierfür ist die Lage des kritischen Schubrisses maßgeblich, da der Schubriss die Ausbildung einer direkten Druckstrebe verhindern kann. Aufgrund der vielen Unsicherheiten die mit der Sprengwerkbildung verbunden sind, ist eine sichere Berücksichtigung dieses Anteils zur Querkraftabtragung nicht möglich. Daher ist es sinnvoll, die Schubrisslast als Versagenslast zu definieren.

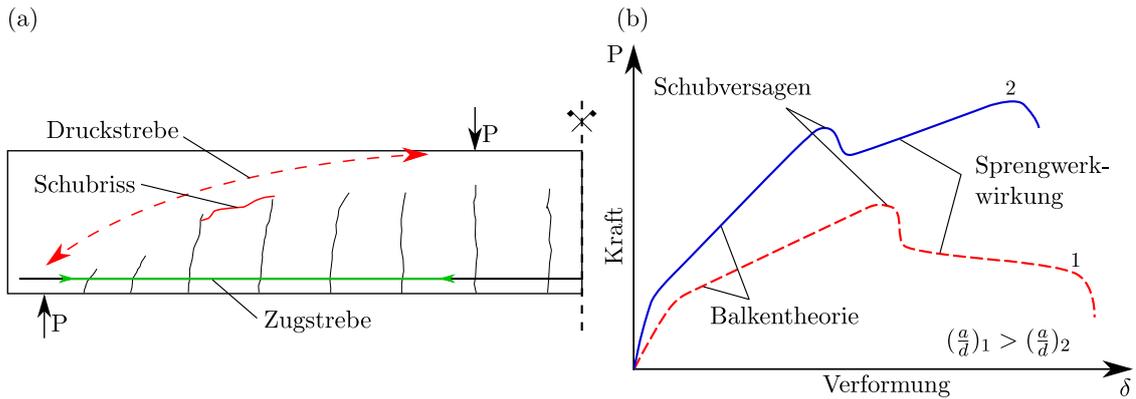


Abb. 3.8.: (a) Systemumlagerung in Sprengwerk, (b) Kraft-Verformungs-Kurve von Balken unterschiedlicher Schubschlankheiten [12]

3.2. Durchgeführte Versuche zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen

Im Rahmen einer Literaturrecherche wurden Versuchsdaten von FVK-bewehrten Bauteilen ohne Querkraftbewehrung erhoben. Eine umfangreiche Sammlung von 274 Versuchskörper ohne Querkraftbewehrung wurde von Razaqpur [20] veröffentlicht und im Anhang D dargestellt. Von den 274 Versuchskörpern wurden 98 Versuchskörper als Duplikate untersucht. Die restlichen Proben weisen unterschiedliche Geometrien, Betonfestigkeiten, a/d -Verhältnisse, Bewehrungsgrade und -typen auf. Der Großteil der Versuche wurde mit Einzellasten als 4-Punkt-Biegeversuch an schubschlanken Balken ($a/d \geq 2,5$) durchgeführt. Drei Balken wurden unter reiner Schubbeanspruchung getestet, worauf nachfolgend nicht näher eingegangen wird. Versuche an FVK-Balken unter einer Streckenlast oder als Kragbalken konnten nicht gefunden werden. In Tab. 4.1 ist eine grobe Gliederung der 274 Versuchskörper angeführt.

Test			a/d		ρ_l			Fasern		
ST	4PB	3PB	$<2,5$	$\geq 2,5$	$\leq 1 \%$	1-2 %	$\geq 2 \%$	Glas	Karbon	Aramid
3	226	45	33	241	140	95	39	170	99	5
274			274		274			274		

Tab. 3.1.: Gliederung der Versuchskörper nach Testmethode, a/d -Verhältnis, Längsbewehrungsgrad und Faserart

In Abb. 3.9 wurde der Einfluss des Längsbewehrungsgrads ρ_l auf die normierte Querkrafttragfähigkeit von schubschlanken Balken ($a/d \geq 2,5$) anhand der Versuchsdaten aus der Tabelle im Anhang D untersucht. Es ist ersichtlich, dass bei einem höheren Längsbewehrungsgrad die Querkrafttragfähigkeit steigt. Das Ausmaß des Zuwachses ist maßgeblich durch den E-Modul der verwendeten Bewehrung bestimmt. Der geringe E-Modul von GFK- und AFK-Bewehrung führt zu einem relativ geringen Zuwachs der Querkrafttragfähigkeit bei steigendem Längsbewehrungsgrad. Dieser Zuwachs ist bei CFK-Bewehrung deutlich größer ausgeprägt.

Eine umfangreiche Versuchsserie zur Untersuchung des Einflusses der Schubschlankheit

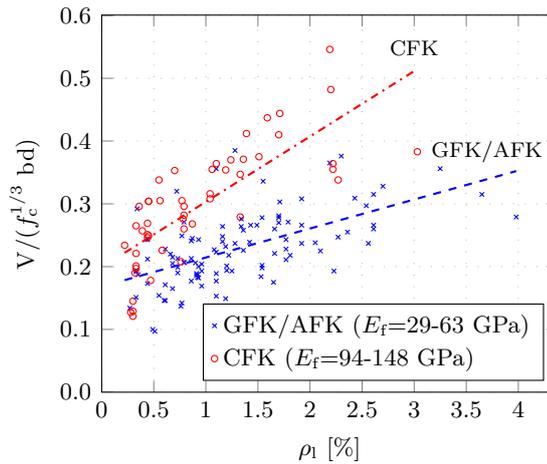


Abb. 3.9.: Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf die normierte Querkrafttragfähigkeit

a/d auf die Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen wurde von Jang et al. [21] durchgeführt. Es wurden insgesamt 6 unterschiedliche Querschnittstypen geprüft, wobei sowohl GFK- als auch CFK-Bewehrung mit unterschiedlichen Längsbewehrungsgraden eingesetzt wurde. Von jedem dieser Querschnittstypen wurden 5 Balken, mit unterschiedlicher Schubschlankheit, hergestellt und als Einfeldbalken mit zwei Einzellasten getestet. In Abb. 3.10 sind die jeweiligen Versuchsserien anhand einer durchgehenden Linie gekennzeichnet. Die Balken mit geringer Schlankheit weisen eine wesentlich größere Querkrafttragfähigkeit auf, was auf die in Abschnitt 3.1.5 beschriebene Sprengwerkwirkung zurückzuführen ist. Ab einem a/d -Verhältnis von 2,5 ist deutlich zu erkennen, dass die Querkrafttragfähigkeit bei steigender Schubschlankheit nur noch geringfügig abnimmt. Ein ähnliches Verhalten konnte, bei drei GFK-bewehrten Versuchsbalken mit unterschiedlichem a/d -Verhältnis von Alam et al. [22] gezeigt werden.

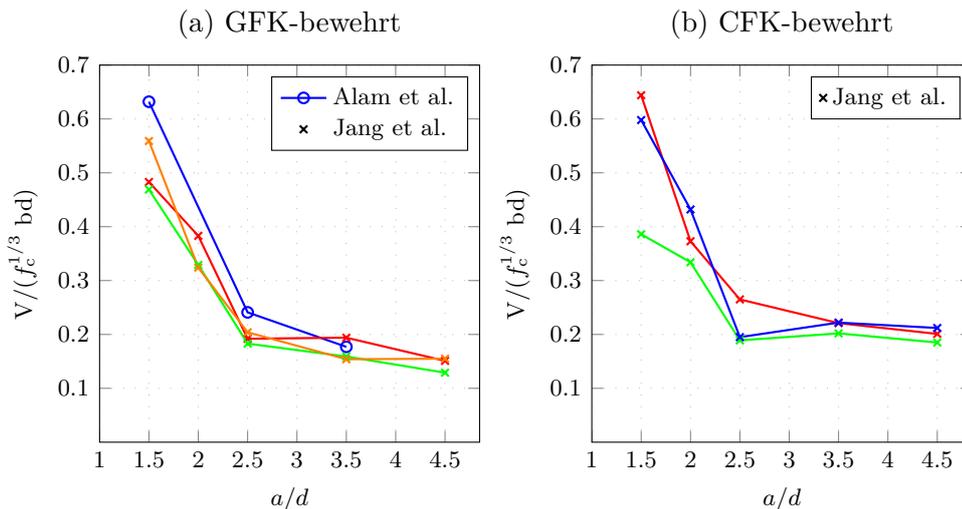


Abb. 3.10.: Einfluss des Schubschlankheit a/d auf die Querkrafttragfähigkeit anhand der Versuchsserien von Jang et. al und Alam et al.

Die statische Nutzhöhe d hat ebenfalls eine Auswirkung auf die relative Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Balken. Aus den Versuchsdaten im Anhang D wurden Balken

mit ähnlichen Querschnittseigenschaften und a/d -Verhältnis untersucht. Der Längsbewehrungsgrad der betrachteten Balken beträgt ca. 0,90 %, das a/d -Verhältnis annähernd 2,5. In Abb. 3.11 ist ersichtlich, dass mit steigender statischen Nutzhöhe d die normierte Querkrafttragfähigkeit abnimmt.

Dieses Verhalten lässt sich anhand des Maßstabeffekts erklären. Leonhardt beschreibt in [23], dass der Maßstabeffekt zum Teil aufgrund der unmaßstäblichen Abbildung der Versuchskörper beruht. Demnach wirkt sich unter anderem der Größtkorndurchmesser und der Stabdurchmesser wesentlich auf die Tragfähigkeit aus. Bei Schubversuchen kommen häufig relativ große Stabdurchmesser zum Einsatz, um eine große Biegetragfähigkeit sicherzustellen. Der Stabdurchmesser sowie die Rippengeometrie wirken sich stark auf die Verbundeigenschaften aus, was wiederum einen Einfluss auf die Rissbreiten in den Versuchen hat. Bei großen Balken kommt es darüber hinaus häufiger zu einer Sammelrissbildung, was zu weniger Rissen mit größerer Rissbreite als bei kleinen Balken führt.

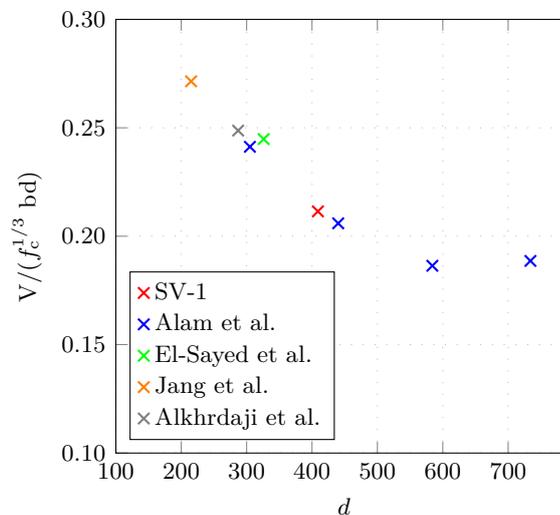


Abb. 3.11.: Einfluss der statischen Nutzhöhe auf die Querkrafttragfähigkeit anhand Versuchsdaten aus dem Anhang D sowie des Versuchsbalkens SV-1 - siehe Kapitel 4.1.1

3.3. Bemessungsansätze

In den internationalen Bemessungsrichtlinien existieren unterschiedliche Berechnungsformeln für die Querkrafttragfähigkeit von Betonkonstruktionen mit FVK-Bewehrung, welche sich jeweils an den nationalen Bemessungsformeln für Stahlbetonbauteile orientieren. Nachfolgend werden Gleichungen ausgewählter Normen bzw. Zulassungen angeführt und näher erläutert. Bemessungsansätze für Bauteile mit Querkraftbewehrung werden in dieser Arbeit nicht betrachtet.

3.3.1. Bemessung nach ACI 440.1R-15

In der ACI 440.1R-15 [24] wird ein Vergleich der Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen mit Stahlbetonbauteilen erläutert. Bei einem Querschnitt mit selbem Längsbewehrungsgrad ρ hat ein FVK-bewehrtes Bauteil gegenüber einem stahlbewehrten Bauteil eine geringere Druckzonenhöhe sowie größere Rissbreiten. Die Querkrafttragmechanismen

aus Rissverzahnung sowie Querkraftübertragung der Druckzone können daher geringere Anteile als bei Stahlbetonbauteilen übertragen. Der Einfluss der Dübelwirkung wurde noch nicht ermittelt, wegen der geringeren Quersteifigkeit von Faserverbundkunststoff wird aber ebenfalls von einem geringeren Einfluss als bei Stahlbeton ausgegangen.

Die Bemessungsformeln der Amerikanischen Norm für FVK-bewehrte Betonbauteile basieren auf den experimentellen Untersuchungen von Tureyen und Frosch [14]. Die Herleitung der Gleichungen erfolgt am gerissenen Querschnitt. Sie wurden an 326 Querkraftversuchen mit Betonstahl bzw. 44 mit FVK-Bewehrung kalibriert [3]. Gleichung (3.1) dient zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von FVK-Bauteilen ohne Schubbewehrung in SI-Einheiten und lautet wie folgt:

$$V_c = 0,17\eta\sqrt{f'_c}b_wd = \frac{2}{5}k\sqrt{f'_c}b_wd \quad (3.1)$$

mit:

$$\eta = \frac{k}{0,425}$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f$$

$$n_f = \frac{E_f}{E_c}$$

Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen wurde der Bemessungsansatz aus der Stahlbetonnorm ACI 318 mit einem Vorfaktor η kalibriert, welcher die geringere Dehnsteifigkeit der Bewehrung berücksichtigt. Dieser enthält die bezogene Druckzonenhöhe k , welche sich anhand des Längsbewehrungsgrads ρ_f und des Verhältnisses der E-Moduln von FVK und Beton n_f berechnen lässt. Dabei ergeben sich wegen des geringeren E-Moduls der FVK-Bewehrung geringere Druckzonenhöhen als bei Stahlbetonbauteilen. Die Querkrafttragfähigkeit nach ACI 440.1R-15 ist somit eine reine Querschnittseigenschaft. Einflüsse des statischen Systems oder der Belastungsart werden nicht berücksichtigt. Des Weiteren gibt es keinen Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit, was dazu führt, dass bei einem Balken ohne Längsbewehrung die Querkrafttragfähigkeit $V_c = 0$ ist. [25]

3.3.2. Bemessung nach CAN/CSA-S806-12

In der CAN/CSA-S806-12 [26] werden die Rissverzahnung sowie die Querkraftübertragung der Druckzone als Hauptmechanismen zur Übertragung der Querkraft von FVK-bewehrten Bauteilen ohne Schubbewehrung herangezogen. Im Vergleich zur ACI 440.1R-15 werden wesentlich mehr Faktoren für die Bemessungsgleichungen berücksichtigt. Die Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen ohne Schubbewehrung für Bauteilhöhen ≤ 300 mm, ohne Normalkrafteinwirkung und Betonfestigkeiten $f'_c \leq 60$ MPa wird mit Gleichung (3.2) wie folgt berechnet:

$$V_c = 0,05\lambda\phi_c k_m k_r (f'_c)^{1/3} b_w d_v \quad (3.2)$$

mit:

$$k_m = \sqrt{\frac{V_f d}{M_f}} \leq 1,0$$

$$k_r = 1 + (E_f \rho_f)^{1/3}$$

$$d_v = \max[0,9d; 0,72h]$$

Dabei ist λ der "Betondichtefaktor", welcher für Normalbeton 1,0 ist, ϕ_c der "Materialwiderstandsfaktor" von Beton und k_m sowie k_r Faktoren zur Berücksichtigung des M/V -Verhältnisses bzw. der Dehnsteifigkeit der Längsbewehrung und d_v wird als "effektive Schubhöhe" bezeichnet. Demnach führt der Faktor k_m bei höherer Biegebeanspruchung und sonst gleichbleibender Querkraft V und statischem Hebelsarm d zu einer geringeren Querkrafttragfähigkeit V_c .

Des weiteren wird anhand des Faktors k_a eine mögliche Lastabtragung über eine Bogenwirkung berücksichtigt. Bei Bauteilen die nicht als schubslank gelten und ein geringeres a/d - bzw. $\frac{M}{V}d$ -Verhältnis als 2,5 haben, wird die Querkrafttragfähigkeit wie folgt erhöht:

$$k_a = \frac{2,5}{\frac{M}{V}d}$$

Der Faktor k_a darf dabei nicht kleiner als 1,0 und nicht größer als 2,5 sein. Darüber hinaus wird der "Maßstabeffekt" für Bauteile mit einer Höhe ≥ 300 mm und weniger Querkraftbewehrung als $A_{v,\min}$ mit dem Faktor k_s berücksichtigt. Die Mindestbewehrung berechnet sich dabei wie folgt:

$$A_{v,\min} = 0,07 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{0,4 f_{fu}}$$

Faktor k_s muss kleiner sein als 1,0 und errechnet sich mit nachfolgender Gleichung:

$$k_s = \frac{750}{450 + d} \leq 1,0$$

Für den nach Gleichung (3.2) berechneten Wert V_c gibt es darüber hinaus einen Mindest- und Maximalwert was zu folgendem Ausdruck führt:

$$0,11\phi_c \sqrt{f'_c} b d_v \leq V_c \leq 0,22\phi_c \sqrt{f'_c} b d_v$$

Die beschriebenen Faktoren k_m , k_r , k_a und k_s wurden halbempirisch ermittelt und beschreiben hinlänglich erforschte Einflüsse. Sie basieren auf mechanischen Grundlagen, wurden aber durch Regressionsanalysen von Versuchsdaten erstellt. [20]

3.3.3. Bemessung nach Zulassung Z-1.6-238 (Schöck ComBAR)

In Europa gibt es noch keine übergeordneten Bemessungsrichtlinien für FVK-bewehrte Bauteile. Um den Stand der Technik in Europa abzubilden wurde beispielhaft eine bauaufsichtliche Zulassung ausgewählt, anhand derer eine Bemessung von GFK-bewehrten Bauteilen durchgeführt werden kann. Die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit nach der Zulassung Z-1.6-238 [4] basiert auf dem Ansatz der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton aus dem EC 2. Anhand von Gleichung (3.3) kann die Querkrafttragfähigkeit von GFK-bewehrten Bauteilen ohne Schubbewehrung wie folgt berechnet werden:

$$V_{\text{Rd,c}} = \frac{0,138}{\gamma_c} \kappa \left(100 \rho_l \frac{E_f}{E_s} f_{\text{ck}} \right)^{1/3} b_w d \quad (3.3)$$

mit:

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

Bei dieser Gleichung wurde der Vorfaktor gegenüber dem empfohlenen Wert aus EC 2 von 0,18 auf 0,138 reduziert. Des Weiteren wurde die geringere Dehnsteifigkeit der GFK-Bewehrungsstäbe gegenüber von Betonstahl über den Faktor $\frac{E_f}{E_s}$ berücksichtigt. Somit ergibt sich eine um den Faktor $\frac{0,138}{0,18} \cdot \left(\frac{E_f}{E_s}\right)^{1/3} = 0,51$ geringere Querkrafttragfähigkeit von GFK-bewehrten Bauteilen gegenüber Stahlbetonbauteilen, mit gleicher Querschnittsgeometrie, Betonfestigkeit und gleichem Längsbewehrungsgrad.

3.3.4. Vergleich der Bemessungsansätze

Um die zuvor erläuterten Bemessungsansätze miteinander vergleichen zu können, wurde die Querkrafttragfähigkeit der fünf Versuchsbalken anhand der Gleichungen (3.1), (3.2) und (3.3) berechnet. Für den in der Versuchsserie geprüften Balken SV-1 (Kapitel 4) ist die vollständige Berechnung nach den drei Bemessungsansätzen angeführt, die berechneten Querkrafttragfähigkeiten der restlichen Versuchsbalken sind in Tab. 3.2 angegeben.

Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von SV-1 nach ACI 440.1R-15

$$V_c = \frac{2}{5} k \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{2}{5} 0,183 \sqrt{29,3} \cdot 0,17 \cdot 0,409 \cdot 10^3 = \boxed{27,48 \text{ kN}}$$

mit:

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f$$

$$k = \sqrt{2 \cdot 0,0090 \cdot 2,26 + (0,0090 \cdot 2,26)^2} - 0,0090 \cdot 2,26 = 0,183$$

$$n_f = 60000/26600 = 2,26$$

Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von SV-1 nach CAN/CSA-S806-12

$$V_c = 0,05\lambda\phi_c k_m k_r k_s (f'_c)^{1/3} b_w d_v$$

$$V_c = 0,05 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,584 \cdot 9,154 \cdot 0,873 \cdot (29,3)^{1/3} \cdot 0,17 \cdot 0,368 \cdot 10^3 = 45,01 \text{ kN}$$

mit:

$$k_m = \sqrt{\frac{V_f d}{M_f}} = \sqrt{\frac{0,409}{1,2}} = 0,584 \leq 1,0$$

$$k_r = 1 + (E_f \rho_f)^{1/3} = 1 + (60000 \cdot 0,0090)^{1/3} = 9,154$$

$$k_s = \frac{750}{450 + d} = \frac{750}{450 + 409} = 0,873 \leq 1,0$$

$$d_v = \max[0,9d; 0,72h] = \max[0,368; 0,324] = 0,368$$

$$0,11\phi_c \sqrt{f'_c} b d_v \leq V_c \leq 0,22\phi_c \sqrt{f'_c} b d_v$$

$$37,26 \text{ kN} \leq V_c = \boxed{45,01 \text{ kN}} \leq 74,52 \text{ kN}$$

Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von SV-1 nach Zulassung Z-1.6-238 (Schöck ComBAR)

$$V_{Rd,c} = \frac{0,138}{\gamma_c} \kappa \left(100 \rho_1 \frac{E_f}{E_s} f_{ck} \right)^{1/3} b_w d$$

$$V_{Rk,c} = \frac{0,138}{1,0} \cdot 1,70 \left(100 \cdot 0,0090 \frac{60000}{200000} \cdot 29,3 \right)^{1/3} \cdot 0,17 \cdot 0,409 \cdot 10^3 = \boxed{32,53 \text{ kN}}$$

mit:

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{409}} = 1,70 \leq 2,0$$

	f_{ck} [MPa]	ρ_f [%]	M/V	ACI [kN]	CSA [kN]	Z-1.6-238 [kN]
SV-1	29,3	0,90	1,2	27,48	45,01	32,53
SV-2	29,3	0,90	1,4	27,48	41,67	32,53
SV-3	29,3	0,90	1,2	27,48	45,01	32,53
SV-4	29,3	1,86	1,2	37,78	55,95	41,41
SV-5	29,3	1,86	1,6	37,78	48,46	41,41

Tab. 3.2.: Berechnete Querkrafttragfähigkeiten der Versuchsbalken anhand der Bemessungsansätze nach ACI 440.1R-15, CSA-S806-12 und Zulassung Z-1.6-238

Anhand der Tabelle kann man den Einfluss des Längsbewehrungsgrads ρ_f und des M/V-Verhältnisses auf die jeweiligen Bemessungsansätze erkennen. Der Längsbewehrungsgrad wird in allen Ansätzen berücksichtigt, daher führt eine Steigerung bei allen Bemessungsansätzen zu einer höheren Querkrafttragfähigkeit. Die Modifikation des M/V-Verhältnisses bewirkt bei den Ansätzen nach ACI 440.1R-15 und Zulassung Z-1.6-238 keine Änderung der Querkrafttragfähigkeit. Beim Ansatz der CSA-S806-12 führt ein höheres Moment bei gleichbleibender Querkraft zu einer geringeren Querkrafttragfähigkeit.

Ein weiterer Vergleich der Bemessungsansätze wurde in Abb. 3.12 dargestellt. Hierbei wurde die berechnete Querkrafttragfähigkeit der Versuchskörper aus der Sammlung von Razaqpur [20] mit der Querkrafttraglast aus den Versuchen verglichen. Die berechnete

Querkrafttragfähigkeit nach Zulassung Z-1.6-238 wurde anhand der Kenndaten Versuche aus dem Anhang zusätzliche ermittelt. Die Ansätze nach ACI 440.1R-15 und Zulassung Z-1.6-238 sind demnach wesentlich konservativer als der Ansatz nach CSA-S806-12. Ergänzend ist zu erwähnen, dass die berechnete Querkrafttragfähigkeit einiger Versuche nach dem Ansatz der CSA-S806-12 deutlich unterschätzt wird. Dies ist bei Versuchen mit sehr geringem Längsbewehrungsgrad der Fall, da hier der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (3.2) maßgebend wird.

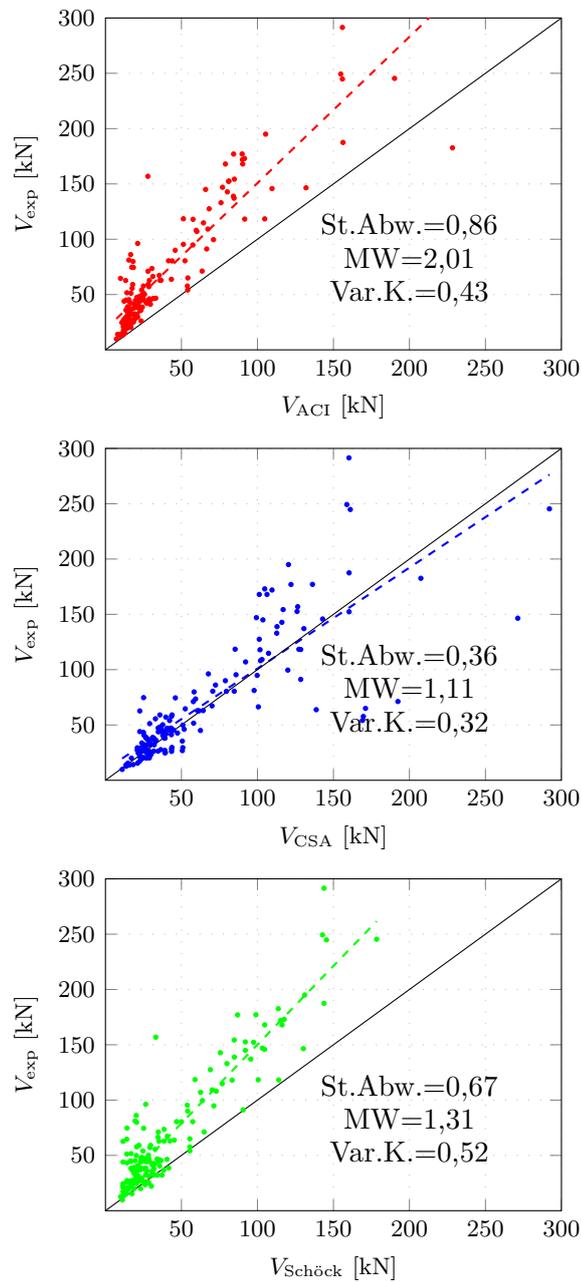


Abb. 3.12.: Vergleich der Querkrafttragfähigkeit zwischen Versuchen und der berechneten Querkrafttragfähigkeit nach ACI-440.1R-15, CSA-S806-12 und Z-1.6-238 (Schöck ComBAR)

3.4. Unterteilung von Bauteilen in Schubfeldtypen

Die Ansätze zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen ohne Schubbewehrung nach ACI-440.1R-15 und Zulassung Z-1.6-238 berücksichtigen keine Systemeigenschaften aus Belastungsart oder statischem System. Von den drei ausgewählten Ansätzen in dieser Arbeit wird der Einfluss der M/V-Kombination nur in der CSA-S806-12 berücksichtigt, wobei ein höheres Biegemoment bei gleichbleibender Querkraft zu einer geringeren Querkrafttragfähigkeit.

Jüngste Untersuchungen und Versuche an der TU Graz zeigen einen großen Einfluss der M/V Kombination auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen. In [5] wird ein Modell beschrieben, welches die zugehörige Biegebeanspruchung als positive Einwirkung für den Querkraftwiderstand einstuft. Dieser Einfluss konnte auch anhand von experimentellen Untersuchungen verifiziert werden. Fasst man die in der Praxis auftretenden Belastungsarten zusammen, so können im Hinblick auf das M/V-Verhältnis drei maßgeblich unterschiedliche Typen beschrieben werden, welche in Abb. 3.13 dargestellt sind.

Schubfeldtyp 1 weist eine konstante Querkraft und ein linear veränderliches Moment auf. Dieser Typ tritt bei Einfeldträgern oder Kragarmen unter Einzellast auf.

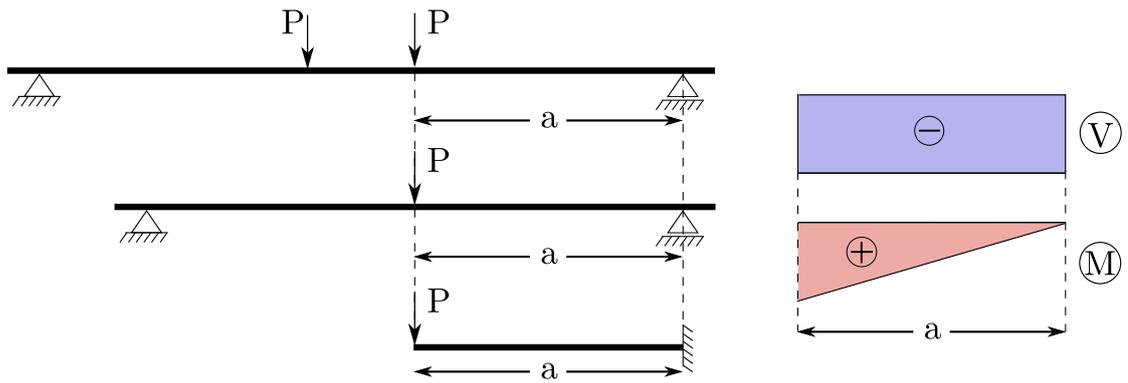
Der Schubfeldtyp 2 kategorisiert einen linearen Querkraftverlauf und einen gegenläufigen, parabelförmigen Momentenverlauf. Dieser Typ tritt bei Einfeldträgern unter einer Streckenlast auf.

Schubfeldtyp 3 hat einen linearen Querkraftverlauf und einen gleichläufigen, parabelförmigen Momentenverlauf. Dieser Typ tritt bei Kragarmen unter einer Streckenlast auf.

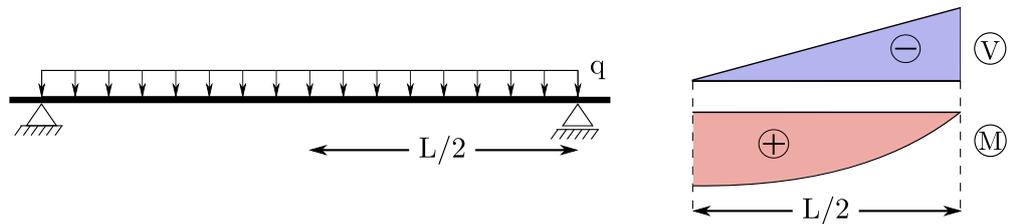
Anhand experimenteller Untersuchungen wurde gezeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbalkens des Schubfeldtyps 2 größer ist als die Querkrafttragfähigkeit des Schubfeldtyps 1. Die höchste Querkrafttragfähigkeit in den Versuchen erzielten Balken des Schubfeldtyps 3. Dabei sind die zugehörigen Biegemomente beim Erreichen der Querkrafttraglast $M_1 < M_2 < M_3$. Die höchste Querkrafttragfähigkeit konnte somit bei der höchsten zugehörigen Biegemomentbeanspruchung festgestellt werden.

Der Einfluss des statischen Systems sowie der Belastungsart soll im Rahmen dieser Arbeit an FVK-bewehrten Balken untersucht werden. Zu diesem Zweck wurde eine Versuchsserie erstellt, wodurch der Einfluss der M/V-Kombination auf die Querkrafttragfähigkeit untersucht werden kann. Dazu wurde ein FVK-bewehrter Balken des Schubfeldtyps 1 (SV-1), ein Balken des Schubfeldtyps 2 (SV-2) sowie drei Balken des Schubfeldtyps 3 (SV-3 bis SV-5) hergestellt und geprüft. In den nachfolgenden Kapiteln werden die wesentlichen Aspekte der Versuchsserie beschrieben.

Schubfeldtyp 1



Schubfeldtyp 2



Schubfeldtyp 3

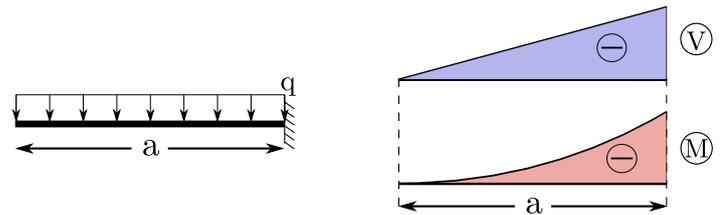


Abb. 3.13.: Schubfeldtyp 1 bis 3 mit Querkraft- und Momentenverlauf

4. Experimentelles Programm

Dieses Kapitel umfasst den Aufbau und die Ergebnisse einer Schubversuchserie, welche an der TU Graz durchgeführt wurde. Die Versuchserie besteht aus fünf Normalbetonbalken mit GFK-Längsbewehrung jedoch ohne Schubbewehrung in den zu untersuchenden Bereichen. Zwei der Balken wurden als Einfeldträger untersucht, die restlichen drei als Kragarme. Durch Variation des statischen Systems, der Belastungsart, des Längsbewehrungsgrades sowie der Schubfeldlängen wurde der Einfluss wesentlicher Parameter auf die Schubtragfähigkeit untersucht.

4.1. Schubversuche an FVK-bewehrten Balken

Dieser Abschnitt beinhaltet wesentlichen Punkte zur Versuchsserie hinsichtlich der Geometrie, der verwendeten Werkstoffe, der Herstellung und der Versuchs- und Messtechnik. Alle Pläne sind ergänzend im Anhang A angeführt.

4.1.1. Geometrie der Balken

Die Querschnittsabmessung aller fünf Balken beträgt $b \times h = 40$ cm. Als Biegebewehrung wurden GFK-Stäbe (Schöck ComBAR) mit einer Dauerzugfestigkeit von $f_{tk} = 580$ MPa und einem E-Modul von $E_f = 60$ GPa verwendet. Es wurden zwei Längsbewehrungsgrade untersucht. Für drei Balken wurden 2 Stäbe mit dem Durchmesser von 20 mm angeordnet, was einem Bewehrungsgrad $\rho_1 = 0,90\%$ bei einer statischen Höhe von 40,9 cm entspricht. Für die anderen zwei Balken wurden 2 Stäbe mit dem Durchmesser von 25 mm und ein Stab mit dem Durchmesser von 20 mm angeordnet ($\rho_1 = 1,86\%$). Außerhalb des untersuchten Bereichs wurde Bügelbewehrung der Stahlsorte BSt 550 mit einem Durchmesser von 6 mm verwendet (Abb. 4.1) um ein Schubversagen in diesen Bereichen auszuschließen. Die Betondeckung c beträgt seitlich 2 cm sowie oben und unten 2,5 cm. Die Balken weisen Gesamtlängen von 3,80/5,70/4,25/4,25/5,15 m auf. Die Bewehrungspläne und der detaillierte Versuchsaufbau aller Balken sind im Anhang A angeführt.

Es wurden zwei statische Systeme und zwei Belastungsarten untersucht:

- ein Einfeldbalken unter zwei Einzellasten (SV-1, $\rho_1 = 0,90\%$)
- ein Einfeldbalken unter Streckenlast (SV-2, $\rho_1 = 0,90\%$)
- ein Kragbalken unter Streckenlast (SV-3, $\rho_1 = 0,90\%$)

Mit den untersuchten statischen Systemen und Belastung können die wesentlichen Kombinationen aus Momenten und Querkraftverläufen die in der Praxis anzutreffen sind abgebildet werden – siehe Abb. 4.2

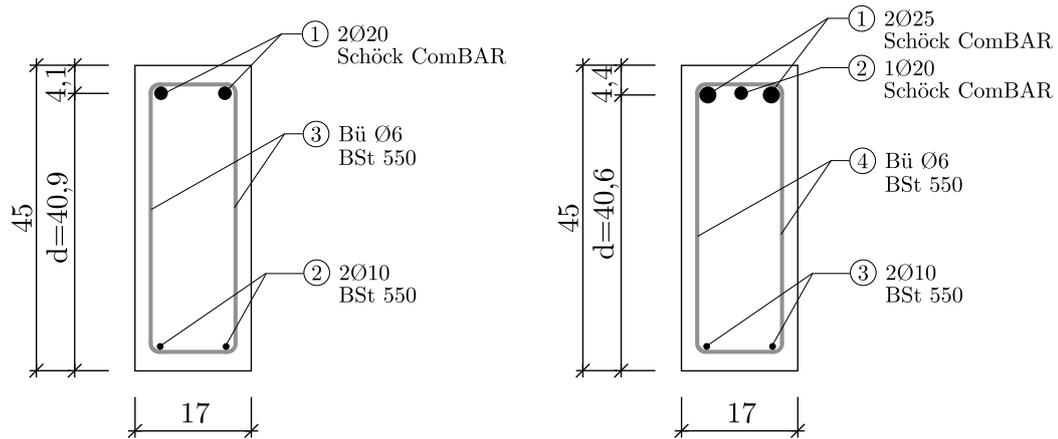


Abb. 4.1.: Querschnitt mit niedrigem und hohem Längsbewehrungsgrad der Kragarme

Der Einfluss des Längsbewehrungsgrads wurde bei zwei Kragbalken unter Streckenlast untersucht (SV-4 und SV-5, $\rho_l = 1,86\%$). Abb. 4.2 zeigt eine Übersicht der Versuchsbalken. Die Querkrafttraglast wurde bei allen Balken im Abstand $d = 40$ cm vom Auflager gemessen.

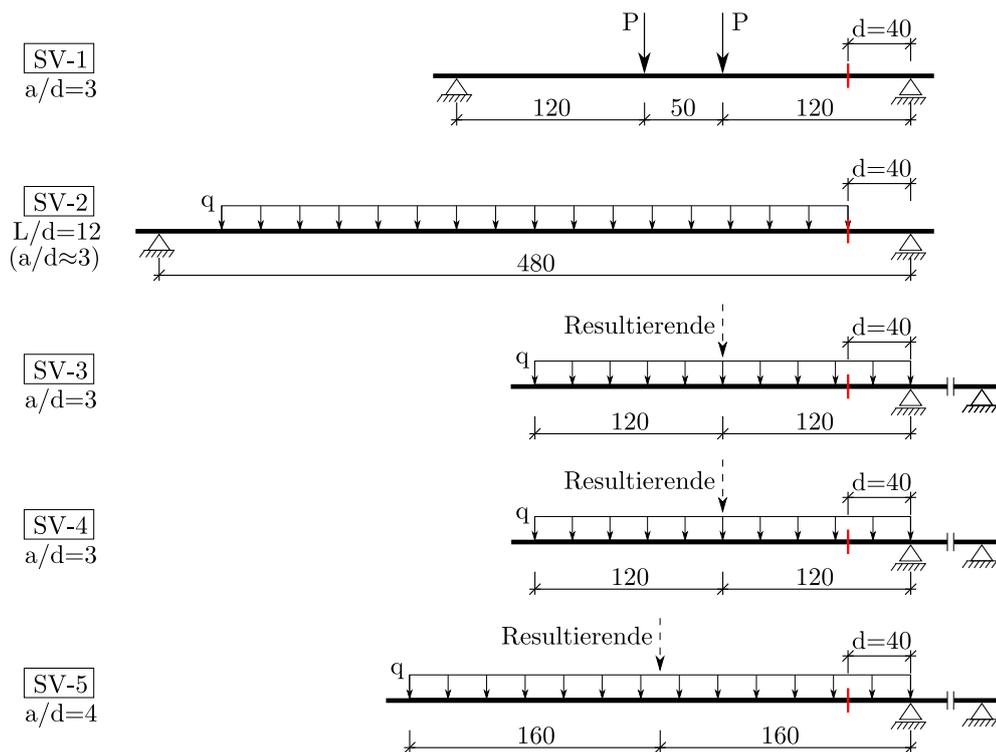


Abb. 4.2.: Statisches System und Belastung der Versuchsbalken

4.1.2. Werkstoffe

Beton

Für die Versuchsbalken wurde Lieferbeton der Sorte C 25/30 XC1 GK16 CEM II 42,5N F45 bestellt. Neben den Versuchsbalken wurden 11 Zylinder und 20 Würfel zur Bestimmung der Festigkeit hergestellt. Die ersten Würfeldruckversuche der Begleitkörper nach 5, 7, 14 und 21 Tagen zeigten, dass die Druckfestigkeit geringer als erwartet war. In Abb. 4.3 wurde die zeitliche Entwicklung der Würfeldruckfestigkeit mit dem Ansatz nach Model Code 2010 [9] dargestellt. Demnach betrug die Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen in etwa 32 MPa, was ca. 25 % unter dem Sollwert lag. Daher wurden die Balken ein weiteres Monat zum nachhärten gelagert, bis der Beton ausreichende Festigkeitswerte erreicht hatte.

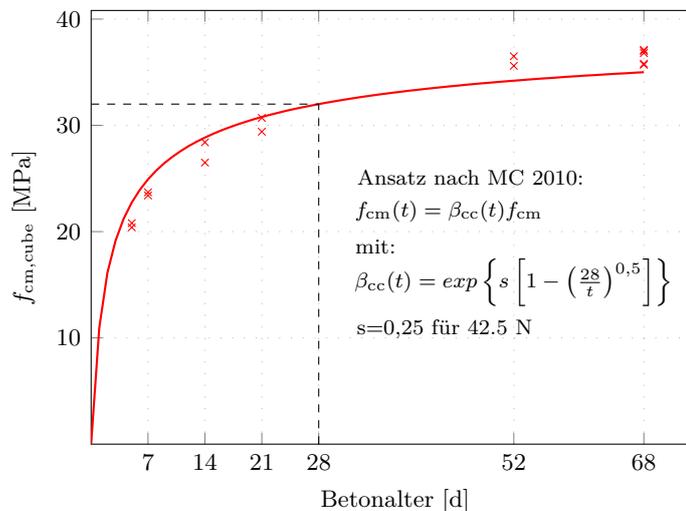


Abb. 4.3.: Zeitliche Entwicklung der Betondruckfestigkeit

In Tab. 4.1 sind die Mittelwerte der Zylinderdruckfestigkeit, Würfeldruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit sowie des E-Moduls angeführt welche im gleichen Zeitraum bestimmt wurden, in dem die Schubversuche durchgeführt wurden. Der charakteristische Wert der Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} wurde für Proben unter Laborbedingungen vom Mittelwert mit $f_{ck} = f_{cm} - 4$ abgeleitet. Dieser Wert der Druckfestigkeit wurde für die Vergleichsrechnungen in Kapitel 3.3.4 herangezogen. Die detaillierten Messergebnisse der Begleitkörper sind im Anhang C.1 angegeben.

Zylinderdruckfestigkeit	f_{cm}	33,3 MPa
	f_{ck}	29,3 MPa
Würfeldruckfestigkeit	$f_{cm,cube}$	37,0 MPa
Spaltzugfestigkeit	f_{ctm}	2,5 MPa
E-Modul	E_{cm}	26600 MPa

Tab. 4.1.: Festigkeitskennwerte des verwendeten Betons zum Prüfzeitpunkt der Balken

Die begleitenden Versuche zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften des Betons wurden an der Würfeldruckpresse im LKI der TU Graz durchgeführt (Abb. 4.4). Die Prüfeinrichtung verfügt über eine sphärische Druckplatte sowie modularen Zwischenplatten. Die maximale erzeugbare Kraft beträgt 5000 kN und die maximale Hubhöhe liegt bei 80 mm.

An der Würfeldruckpresse wurde die Zylinderdruckfestigkeit (Probenabmessung: 150/300 mm), Würfeldruckfestigkeit (Probenabmessung: 150/150/150 mm), Spaltzugfestigkeit (Probenabmessung: 150/150/150 mm) sowie der E-Modul (Probenabmessung: 150/300 mm) der Versuchsbalken bestimmt. Die Messergebnisse dieser Versuche sind im Anhang C.1 angeführt.



Abb. 4.4.: Würfeldruckpresse im LKI

GFK-Bewehrung

Für die Längsbewehrung der Versuchsbalken wurden Stäbe aus glasfaserverstärktem Kunststoff (Schöck ComBAR) eingesetzt. Es wurden Bewehrungsstäbe mit einem Nenndurchmesser von 20 und 25 mm verwendet. Die charakteristische Dauerzugfestigkeit dieser Bewehrung beträgt $f_{tk} = 580$ MPa und weist einen E-Modul von $E_f = 60000$ MPa auf. Die Dauerzugfestigkeit liegt somit in der Größenordnung von Betonstahl, der E-Modul ist hingegen nur 1/3 von Betonstahl. Der Mittelwert der Kurzzeitzugfestigkeit, siehe Abb. 4.5, liegt zwischen 1000 MPa (32 mm Stab) und 1500 MPa (8 mm Stab). Die Glasfasern können sogar eine Kurzzeitfestigkeit von über 3500 MPa aufweisen, womit sich bei einem Fasergehalt von 75 % eine rechnerische Kurzzeitfestigkeit von ca. 2200 MPa ergeben würden. Dieser Wert wird in Versuchen jedoch nie erreicht, da durch Exzentrizitäten bei der Lastaufbringen interlaminare Spannungen in den Stab eingebracht werden, welche die Zugtragfähigkeit reduzieren. Darüber hinaus kommt es häufig zu einem vorzeitigen Versagen an der Einspannstelle. [27] Abb. 4.6 zeigt die verwendete Bewehrung, welche bereits in der erforderlichen Einbaulänge geliefert wurde.

Betonstahl

Betonstahl wurde als konstruktive Druckbewehrung und als Bügelbewehrung eingesetzt. Hierfür wurde BSt 550 verwendet. Die Bügelbewehrung wurde außerhalb des untersuchten Bereichs eingesetzt, damit ein Versagen im gewünschten Bereich erreicht werden konnte. - siehe Anhang A

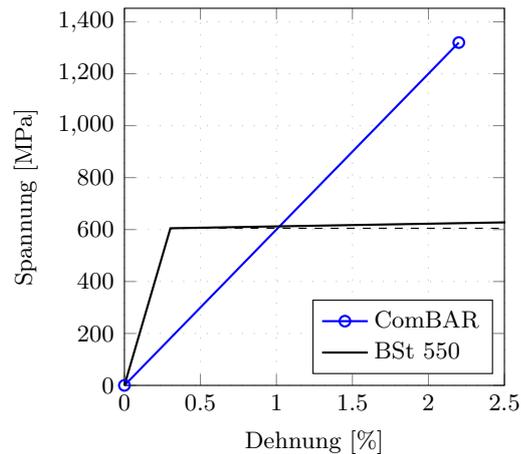


Abb. 4.5.: Beispielhafte Spannungs-Dehnungs-Kurve von Schöck ComBAR und BSt 550



Abb. 4.6.: GFK-Bewehrung Schöck ComBAR

4.1.3. Herstellung

Schalung

Die fünf Balken wurden im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz hergestellt. Die Schalung wurde mit Doka 3-SO Schaltafeln ausgeführt. Zur Abstützung der seitlichen Schaltafeln wurden Winkel verwendet, die in einem Abstand von ca. 60 cm montiert wurden. Um Verformungen der Schalung während der Betonage zu vermeiden wurden zusätzlich Abstandhalter angefertigt und an der Oberseite der Schalung angebracht. Fotos zur Herstellung der Schalung sind in Abb. 4.7 angeführt.

Bewehrungskörbe

Die Bewehrungskörbe wurden aus einer Kombination von GFK-Bewehrungsstäben und Betonstahl hergestellt. Für die Biegezugbewehrung wurden GFK-Stäbe (Schöck ComBAR) verwendet. Für die Druckbewehrung sowie die Bügelbewehrung wurde wegen der leichteren Verfügbarkeit und Verarbeitung Betonstahl eingesetzt. Die Bewehrungspläne der fünf Versuchsbalken sind im Anhang A.1 angeführt. Fotos zur Herstellung der Bewehrungskörbe sind in Abb. 4.8 ersichtlich.



Abb. 4.7.: Herstellung der Schalung



Abb. 4.8.: Herstellung der Bewehrungskörbe

Betonage

Die Betonage aller Versuchsbalken sowie der Begleitkörper erfolgte am 23.06.2017 im LKI der TU Graz. Der Beton wurde mit einem Fahrmixer mit integrierter Pumpe angeliefert. Vor dem Einbau des Betons wurde die Konsistenz überprüft. Die erforderlichen Toleranzen der Konsistenzklasse F45 wurden eingehalten (Abb. 4.9). Anschließend wurde der Beton eingebracht, verdichtet, abgezogen und abschließend mit einer Folie abgedeckt. Fotos zur Betonage sind in Abb. 4.10 angeführt.

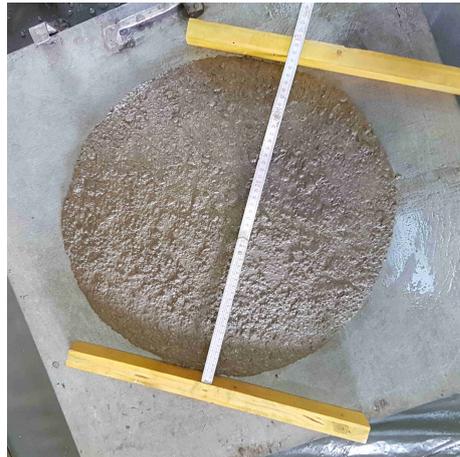


Abb. 4.9.: Kontrolle der Konsistenzklasse mit dem Ausbreitmaß



Abb. 4.10.: Betonage der Versuchsbalken und Begleitkörper

4.1.4. Versuchs- und Messtechnik

Alle Versuchsbalken wurden mit einem intensiven Messprogramm ausgestattet. Es wurden sowohl konventionelle (Dehnungsaufnehmer, Wegaufnehmer, Kraftmessdose) als auch ein photogrammetrisches Messsystem verwendet. Diese werden nachfolgend kurz erläutert.



Abb. 4.11.: Schubversuch am 1MN-Prüfgerüst mit konventioneller Messtechnik und digitalem Bildkorrelationssystem

1MN-Prüfgerüst

Die Schubversuche der Balken wurden an einem der beiden 1MN-Prüfgerüste im LKI der TU Graz durchgeführt. Das Prüfgerüst ist am Aufspannfeld in 50 cm Abständen längsverschiebbar und verfügt über ein vertikal verstellbares Querjoch. Der für die Versuche verwendete servohydraulische Prüfzylinder (MTS F) kann eine maximale Kraft von 1000 kN aufbringen und ist mit einer Kraftmessdose sowie einem Delta-p-Aufnehmer ausgerüstet. Die Lagerböcke wurden ebenfalls am Aufspannfeld befestigt und für die jeweiligen Versuchsaufbauten in 50 cm Abständen verschoben.

Wegmessung

Die Verformung der Balken wurde mittels induktiver Wegaufnehmer mit Tauchanker (HBM WA200) durchgeführt. Der Nennmessweg der Wegaufnehmer beträgt 0-200 mm. Die Positionierung der Wegaufnehmer bei den jeweiligen Schubversuchen ist in den Plänen zur Versuchs- und Messtechnik in Anhang A dargestellt.

Dehnungsmessung

Zur Dehnungsmessung während der Schubversuche wurden Dehnungsaufnehmer (HBM DD1) eingesetzt. Die Messbasis der Dehnungsaufnehmer betrug in der Druckzone 50 mm bzw. in der Zugzone 250 mm. Die Positionierung der Dehnungsaufnehmer bei den jeweiligen Schubversuchen ist in den Plänen zur Versuchs- und Messtechnik in Anhang A dargestellt.

Berührungslose Messtechnik

Ergänzend zur zuvor beschriebenen konventionellen Messtechnik wurden mittels digitalem Bildkorrelationsmesssystem (Mercury) berührungslose Verformungsmessungen durchgeführt. Die Kameras wurden auf den Balkenbereich ausgerichtet in dem der Schubriss

erwartet wurde. Somit konnte die Entstehung des Schubrisses ab dem auftreten erster Biegerisse erfasst werden. Die Positionierung des Messsystems ist in den Plänen zur Versuchs- und Messtechnik in Anhang A dargestellt.

Aufbringung der Gleichlast

Ein Einfeldbalken sowie die drei Kragbalken wurden, wie in Abschnitt 4.1.1 beschrieben, unter Gleichlast geprüft. Die dazu benötigte Versuchstechnik, ist im Vergleich zu Einzellasten, wesentlich umfangreicher. Um lokale Spannungsspitzen bei der Lastaufbringung zu vermeiden, wurde in Anlehnung an die Versuche von Leonhardt [23], ein wassergefüllter Feuerwehrschauch zur gleichmäßigen Lastverteilung eingesetzt. Durch die Flexibilität des Schlauches können Unebenheiten an der Balkenoberseite ausgeglichen werden. Der hydrostatische Druck im Schlauch ermöglicht die gleichmäßig verteilte Last entlang des Balkens.

In Abb. 4.12 ist die Lastaufbringung eines Kragbalkens dargestellt. Der Feuerwehrschauch wurde teilweise mit Wasser befüllt und direkt auf dem Balken platziert. Um ein seitliches Ausweichen des Schlauches über den Trägerrand zu verhindern, wurde über dem Schlauch ein U-Profil aus Stahl angeordnet. Das U-Profil wurde über Gurte mit dem Lastverteilerträger verbunden. Durch die Nachgiebigkeit des Schlauches in Längsrichtung, kann eine Mitwirkung der Stahlprofile zur Lastabtragung ausgeschlossen werden.



Abb. 4.12.: Aufbringung der Gleichlast über einen teilweise mit Wasser befüllten Feuerwehrschauch

4.2. Versuchsergebnisse

Durch das umfangreiche Messprogramm können Änderungen des Kraftflusses erkannt und ausgewertet werden. Sämtliche Messergebnisse sind im Anhang B dargestellt. In diesem Kapitel werden die wichtigsten/markantesten Messergebnisse (Last-Verformungs-Kurven/Dehnungsebene) vorgestellt und erläutert.

4.2.1. Einfeldbalken unter Einzellasten

Versuchsbalken SV-1 wurde als Einfeldbalken unter zwei Einzellasten geprüft und gehört somit zum Schubfeldtyp 1. Das globale Verhalten des Balkens wird anhand eines Kraft-Weg-Diagramms (Abb. 4.13) beschrieben. Die Belastung wurde weggesteuert mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,005 mm/s aufgebracht, wobei bei 40, 55 und 70 kN Pausen eingelegt wurden um das Rissbild zu dokumentieren. Diese Pausen zeigen sich im Kraft-Weg-Diagramm durch einen Kraftabfall bei gleichbleibender Verformung. Der Bereich ① der Kurve verläuft linear und beschreibt den ungerissenen Zustand I des Balkens. Der erste Riss tritt bei einer Prüflast von ca. 25 kN auf und führt zu einer Reduktion der Biegesteifigkeit des Balkens (Zustand II). Im Bereich ② kommt es zu vermehrter Biegerissbildung, welche aufgrund des geringen E-Moduls der GFK-Bewehrung zu markanten Kraftabfällen der Kurve führen. Ab ca. 42 kN kommt es zu stabiler Rissbildung und einer konstanten Biegesteifigkeit des Balkens wodurch sich ein annähernd linearer Kurvenbereich ③ ausbildet, wobei auch hier das Auftreten neuer Biegerisse zu kleinen Lastabfällen führt.

Ein weiterer erkennbarer Lastabfall fand bei einer Last von 75,9 kN statt. Ein neuer Biegeriss nahe des linken Auflagers führte sowohl in der Bewehrung als auch im Beton zu einem sprunghaften Zuwachs der Dehnung, was im Kraft-Dehnungs-Diagramm in Abb. 4.15 (a) ersichtlich ist. Bei einer Last von 78,5 kN trug sich der selbe Vorgang nahe des rechten Auflagers zu. In Abb. 4.16 (b) ist der sprunghafte Zuwachs der Dehnung deutlich erkennbar. Betrachtet man das Verhalten der Betondehnung ab diesem Zeitpunkt, so ist in Abb. 4.15 und Abb. 4.16 erkennbar, dass trotz weiterer Lastzunahme die Betondehnungen stagnieren bzw. teilweise sogar abnehmen. Dieses Verhalten lässt sich mit der Biegetheorie nicht beschreiben und deutet auf gewisse Umlagerungen im Kraftfluss hin.

Bis 87,2 kN konnte die Last weiter gesteigert werden, ehe der erste Schubriss ohne Versagensankündigung zu einem schlagartigen Versagen führte. Vor Versuchsbeginn wurde eine externe Schubverstärkung nahe des linken Auflagers angeordnet. Da der erste Schubriss auf dieser Seite auftrat, wurde mithilfe der Schubverstärkung die Zerstörung des Balkens verhindert, wodurch eine weitere Laststeigerung möglich war. Der Bereich ④ zeigt die erneute Erhöhung der Last nach dem starken Kraftabfall beim ersten Schubriss. Bei einer Prüflast von 101,2 kN kam es zum spröden Versagen des Balkens durch das Auftreten des zweiten Schubrisses. Kurz vor dem Erreichen der Versagenslast nehmen die Betondehnungen stark ab (Abb. 4.17). Ebenso ist im Kraft-Verformungs-Diagramm eine kontinuierliche Abnahme der Biegesteifigkeit zu erkennen. Dies lässt ebenfalls gewisse Umlagerungen im Kraftfluss vermuten.

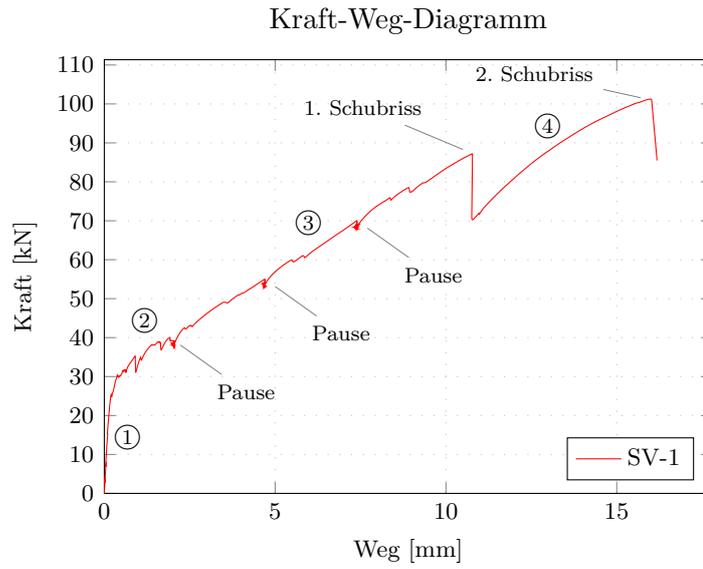


Abb. 4.13.: Kraft-Weg-Diagramm SV-1

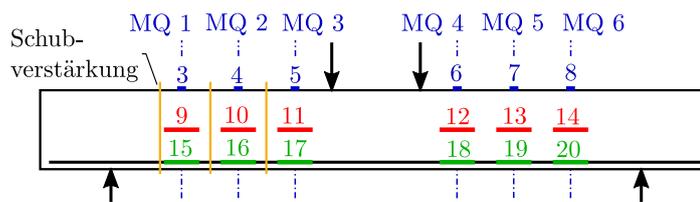


Abb. 4.14.: Übersicht Kanalnummern

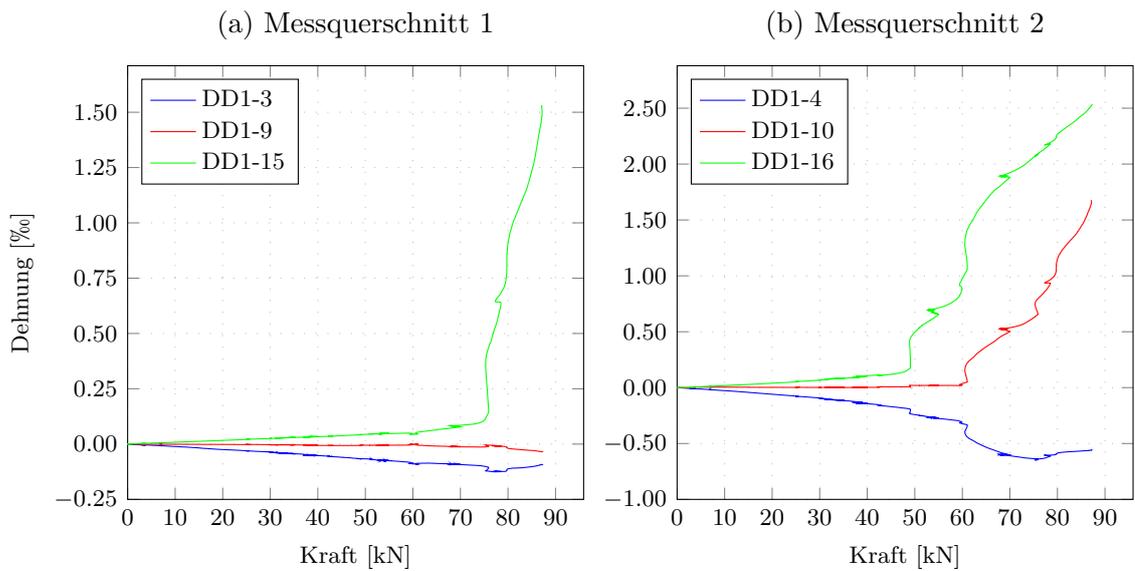


Abb. 4.15.: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 1 und 2

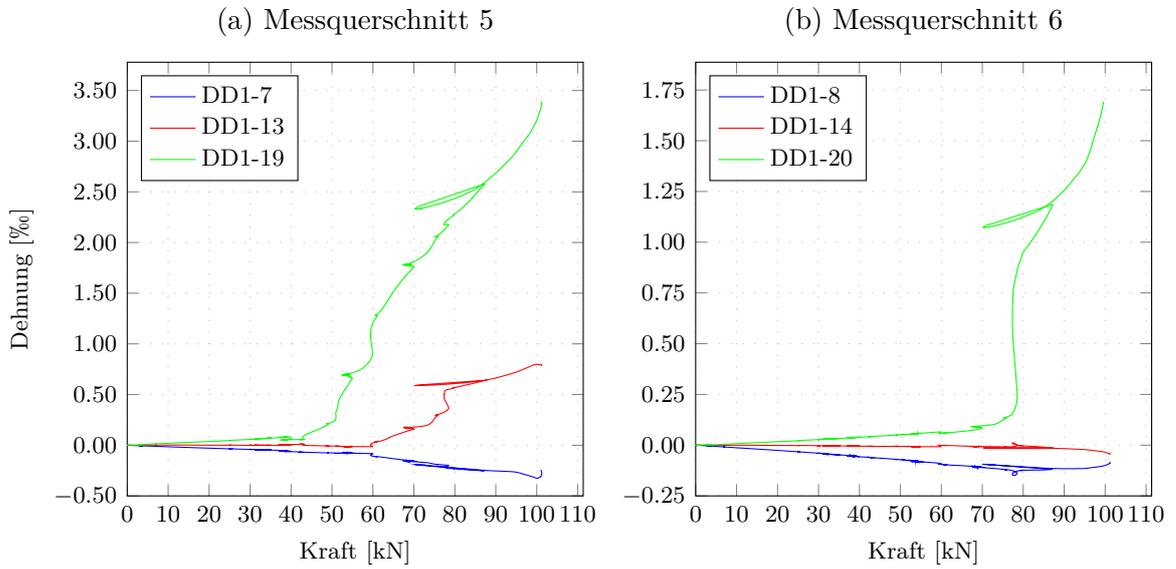


Abb. 4.16.: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 5 und 6

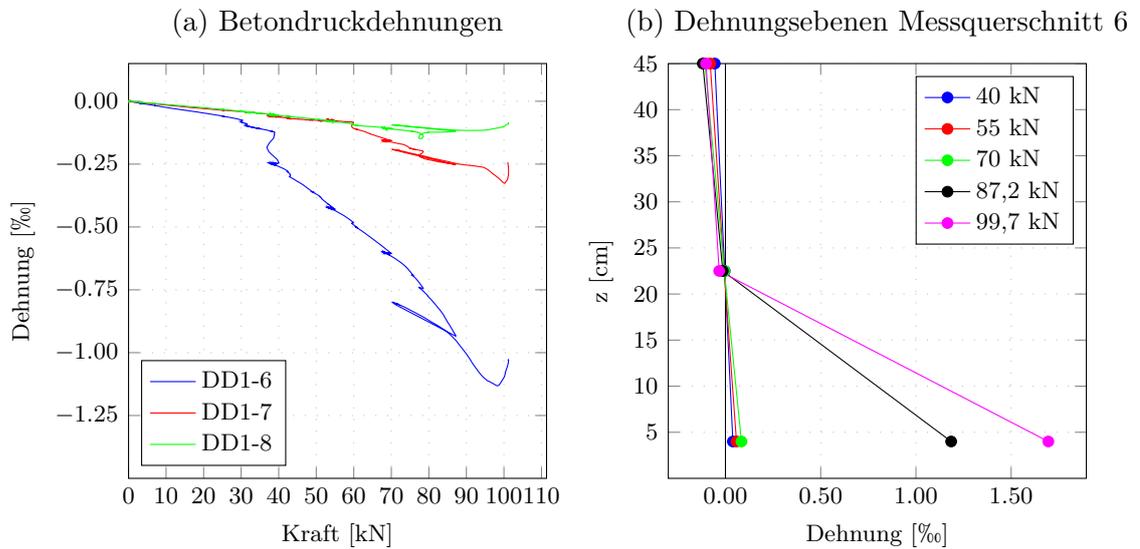


Abb. 4.17.: Kraft-Dehnungs-Diagramm mit der Betondehnung (a) und Dehnungsebene MQ6 (b) des SV-1

4.2.2. Einfeldbalken unter Streckenlast

Der Versuchsbalken SV-2 wurde als Einfeldbalken unter Streckenlast geprüft und gehört somit zum Schubfeldtyp 2. Nachfolgend wird das Verhalten vom Balken anhand des Kraft-Weg-Diagramms in Abb. 4.18 beschrieben. Die Vorschubgeschwindigkeit betrug 0,01 mm/s und Belastungspausen wurden bei 35, 55 und 75 kN Pausen eingelegt. Der Anstieg der Kurve beginnt mit einem linearen Bereich ① wobei der Balken sich hier im Zustand I befindet. Der erste Biegeriss trat bei einer Prüflast von ca. 17 kN auf und führte zu einer Reduktion der Biegesteifigkeit des Balkens (Zustand II). Im Bereich ② kommt es zu vermehrter Biegerissbildung, welche aufgrund des geringen E-Moduls der GFK-Bewehrung, wie beim Balken SV-1, zu Kraftabfällen in der Kurve führen, jedoch wegen der gleichmäßiger verteilten Biegebeanspruchung nicht so stark ausfallen.

Nach der ersten Belastungspause kam es bei ca. 43 kN zum letzten markanten Kraftabfall durch einen Biegeriss, danach war die Biegesteifigkeit des Balkens annähernd konstant und es bildet sich ein linearer Kurvenbereich ③ aus. Zum plötzlichen Versagen des Balkens kam es bei einer Prüflast von 101,2 kN durch das Auftreten eines Schubrisses ohne Versagensankündigung. Die Auswertung der Kraft-Dehnungs-Diagramme ergab keine Unstetigkeiten im Bezug auf die Biegetheorie, wodurch keine Kraftumlagerung mittels direkter Druckstrebe zum Auflager festgestellt werden konnte.

Wie bei Versuchsbalken SV-1 wurde auch hier eine externe Schubverstärkung an einer Balkenseite vorgesehen. Der erste Schubriss trat jedoch auf der anderen Seite auf, was zu einem irreparablen Versagen des Balkens führte und keine weiteren Untersuchungen des intakten zweiten Schubfeldes zuließen.

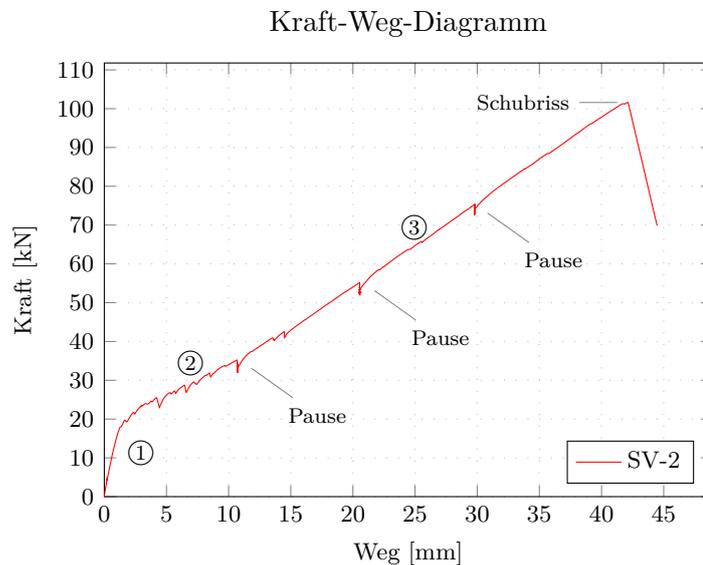


Abb. 4.18.: Kraft-Weg-Diagramm SV-2

4.2.3. Kragbalken unter Streckenlast

Die Versuchsbalken SV-3, SV-4 und SV-5 wurden als Kragbalken unter Streckenlast geprüft und gehören somit dem Schubfeldtyp 3 an. Das Verhalten der Balken wird anhand der Kraft-Verformungskurven beschrieben, welche in Abb. 4.19 zusammengefasst wurden. Die Vorschubgeschwindigkeit betrug bei allen Versuchen 0,0075 mm/s und die Belastungspausen sind in Abb. 4.19 mit einem P gekennzeichnet.

Der Anstieg der Kurven beginnt mit einem linearen Bereich ① wobei der Balken sich hier im Zustand I befindet. Der erste Biegeriss trat beim Balken SV-5 wegen des größeren a/d -Verhältnis und dem damit verbundenen höheren Biegemoment früher auf als bei den Balken SV-3 und SV-4. Die Erstrissbildung ist relativ unabhängig vom unterschiedlichen Längsbewehrungsgrad der Versuchsbalken SV-3 und SV-4, jedoch ist der Steifigkeitsabbau am Balken SV-3 deutlich größer.

Die ersten Biegerisse führten zu einer raschen Reduktion der Biegesteifigkeit (Zustand II), wobei dieser Vorgang, anders als bei den Einfeldbalken SV-1 und SV-2, ohne wesentliche Kraftabfälle erfolgte. Dies ist auf das biegeeweiche Verhalten der Kragbalken, aufgrund der ausgeprägten Rissbildung über der Einspannstelle zurückzuführen. Nach dem Abfall der Biegesteifigkeit bildete sich bei allen drei Balken ein annähernd linearer Kurvenbereich ② aus. Hierbei ist die geringere Biegesteifigkeit des Balkens SV-3, bedingt durch den niedrigeren Bewehrungsgrad, anhand der flacheren Steigung der Last-Verformungs-Kurve, gegenüber dem Versuchsbalken SV-4 deutlich erkennbar.

Das Versagen der Balken SV-4 und SV-5 erfolgte durch das Auftreten eines Schubrisses bei einer Prüflast von 75,5 bzw. 68,0 kN. Anhand der Kraft-Dehnungs-Messdaten dieser Balken konnten keine Abweichungen von der Biegetheorie festgestellt werden, wodurch keine Umlagerungen über eine direkte Druckstrebe nachgewiesen werden konnten. Im Gegensatz dazu konnte beim Balken SV-3 eine andere Charakteristik beobachtet werden.

Bei einer Prüflast von 76,1 kN wurde eine kurze Belastungspause eingelegt um die Vorschubgeschwindigkeit zu erhöhen. Zu diesem Zeitpunkt trat Gleichzeitig der Schubriss auf. Dies führte zu einem abrupten Lastabfall, jedoch nicht schlagartig zum Versagen. Es stellte sich eine Umlagerung durch eine direkte Druckstrebe zum Auflager ein. In Abb. 4.19 sieht man, dass nach Erreichen der Schubrisslast und der damit verbundenen Lastabnahme, die Last nochmals gesteigert werden konnte, wobei die Druckdehnungen im Beton zurückgingen (Abb. 4.20) und ein Ebenbleiben des Querschnitts nicht mehr gegeben war. Das endgültige Versagen trat dann bei 75,8 kN ein, eine Laststeigerung über die Schrägrisslast konnte somit nicht erreicht werden.

Abschließend ist zu den Versuchsbalken SV-3 und SV-5 noch anzumerken, dass aufgrund der sehr großen Verformungen dieser Kragbalken das Unterlagskantholz (Abb. 4.21) am rechten Lager mehrmals leicht zu rutschen begann. Dies bewirkte beim Balken SV-3 im Kraft-Verformungs-Diagramm die zwei Lastabnahmen kurz vor dem Schubriss und beim Balken SV-5 eine Lastabnahme vor der dritten Pause und eine vor dem Schubriss.

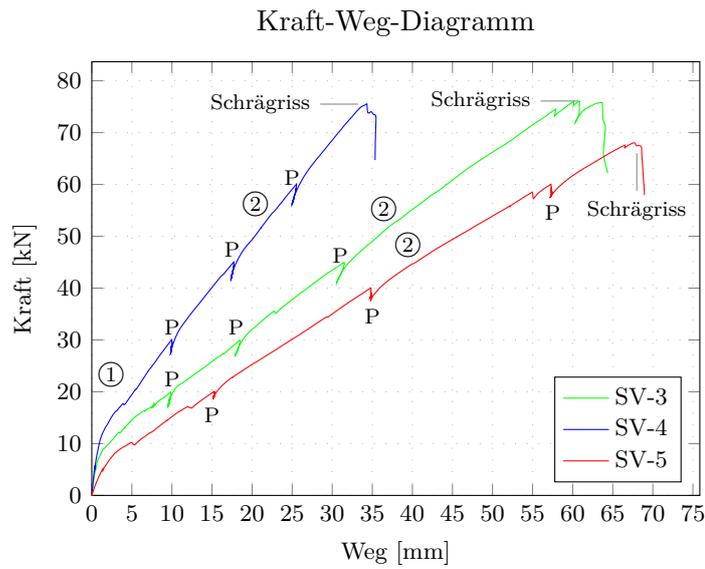


Abb. 4.19.: Kraft-Weg-Diagramm SV-3, SV-4 und SV-5

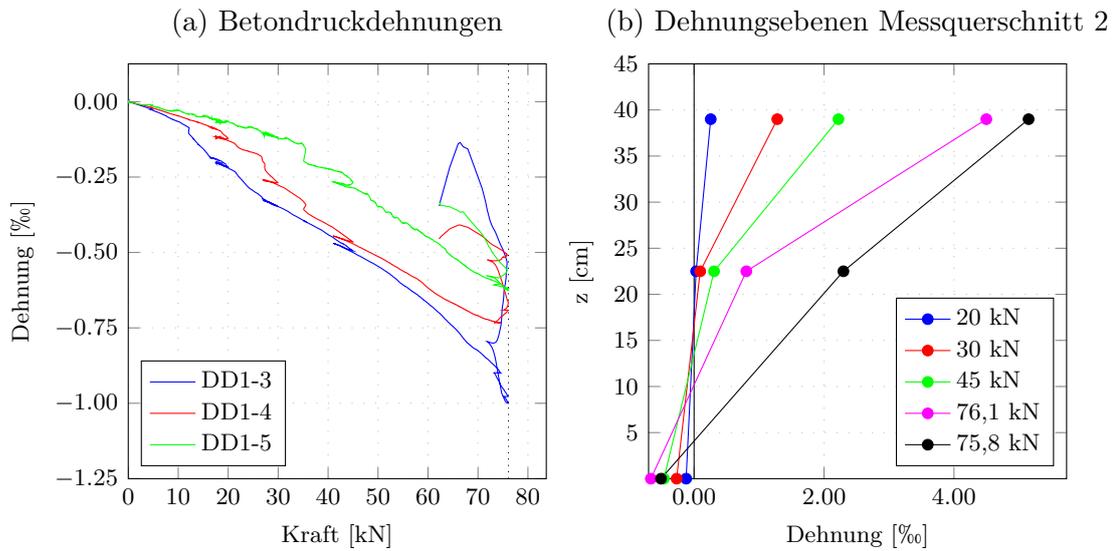


Abb. 4.20.: Kraft-Dehnungs-Diagramme mit der Betondehnung (a) und Dehnungsebene MQ2 (b) des SV-3



Abb. 4.21.: Rechtes Auflager des Kragbalkens mit Unterlagskantholz

5. Vergleich/Diskussion

In diesem Kapitel werden die Querkrafttraglasten der Versuchsbalken mit den berechneten Querkrafttragfähigkeiten gegenwärtiger Bemessungsansätze verglichen. Des Weiteren wird das Rissbild näher analysiert und der Einfluss der Systemeigenschaften beurteilt.

5.1. Rissbilder nach dem Versagen

Wie in Kapitel 2.4.1 erwähnt, unterscheidet sich das Rissbild von FVK-bewehrten Bauteilen zu Stahlbetonbauteilen. Durch den niedrigen E-Modul von GFK-Bewehrung bilden sich kleinere Rissabstände und größere Rissbreiten aus. Dies konnte bei allen Versuchsbalken festgestellt werden und ist in den Rissbildern in Abb. 5.3 und Abb. 5.4 dargestellt. Der mittlere Rissabstand s_{rm} beträgt ca. 18 cm was im Bezug zur statischen Nutzhöhe ca. 0,45 d entspricht und somit deutlich geringer als bei Stahlbetonbalken ist.

Die Rissbreite einzelner Biegerisse wurde bei unterschiedlichen Laststufen gemessen und ist im Anhang B in den Rissbildern dargestellt. Die maximal gemessene Rissbreite w , bei der letzten Laststufe vor dem Versagen, betrug 0,4 mm und wurde bei den Balken SV-2 sowie SV-3 ($\rho_1=0,90\%$) festgestellt.

Darüber hinaus wurde mit dem digitalen Bildkorrelationssystem (Mercury) die Rissverschiebung der drei Kragbalken miteinander verglichen. Dafür wurden für jeden Balken drei digitale Dehnmessstreifen im oberen Drittel des Balkens lotrecht über dem aufgetretenen Schubriss platziert und ausgewertet. In Abb. 5.1 sind die digitalen Dehnmessstreifen dargestellt der Kragbalken dargestellt. Die Lage der Bildausschnitte wurde in Abb. 5.4 mit den roten Rechtecken gekennzeichnet. Somit konnte die Rissöffnung der drei Kragbalken qualitativ vom Biegeriss bis zur Ausbildung des Schubrisses gemessen werden.

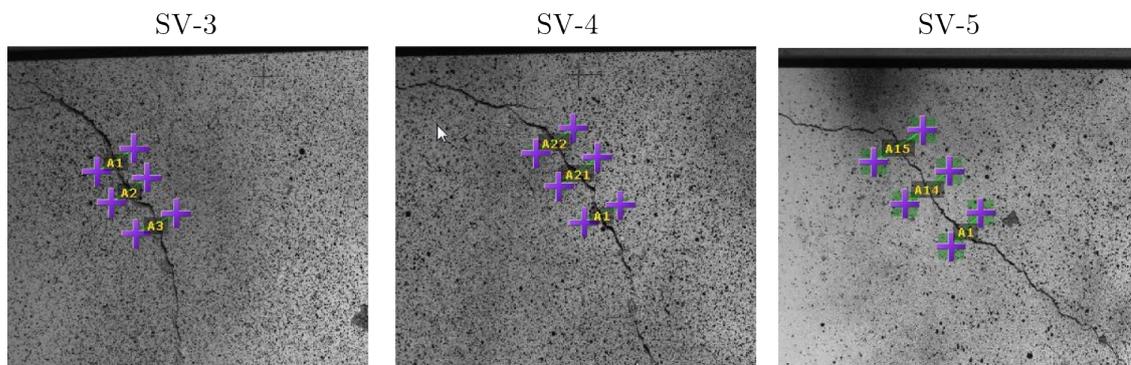


Abb. 5.1.: Auswertung der Rissöffnung der Kragbalken anhand des digitalen Bildkorrelationssystems (Mercury)

In Abb. 5.2 ist die mittlere Rissöffnung aus drei Messpunkten im Bezug zur relativen Querkrafttraglast für die drei Kragbalken angeführt. Bei allen Kragbalken ist bei ca.

95 % der jeweiligen Querkrafttraglast ein starker Anstieg der Rissöffnung erkennbar. Wenig später trat bei allen Balken das spröde Schubversagen auf. Des Weiteren ist die Rissöffnung von Versuchsbalken SV-5 wesentlich größer als von Balken SV-4 mit gleichem Längsbewehrungsgrad. Dies kann auf die höhere Biegebeanspruchung wegen des größeren a/d -Verhältnis von Balken SV-5 zurückgeführt werden.

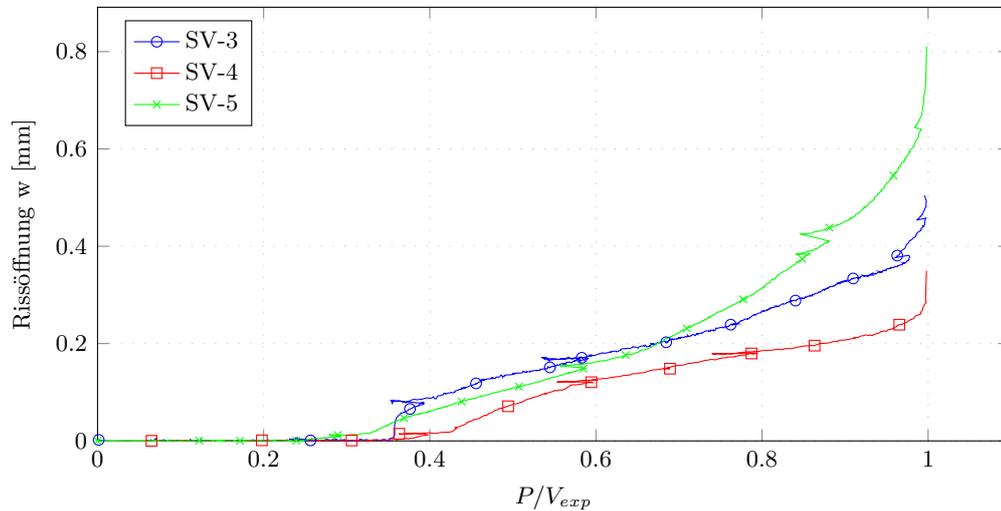


Abb. 5.2.: Vergleich der Rissöffnung der Kragbalken

Die Stelle des zum Querkraftversagen führenden Schubrisses wurde ebenfalls untersucht. Der Abstand des Schubrisses vom Auflager war bei allen Balken ähnlich und betrug ca. $1,4 d$, mit Ausnahme des Versuchsbalkens SV-5. Mit länger werdendem Kragarm wanderte der Schubriss weiter weg vom Lager und betrug $1,6 d$. Erwähnenswert ist hierbei, dass beide Schubrisse des Versuchsbalkens SV-1 vom letzten Biegeriss ausgehen, obwohl die Querkraft in den Schubfeldern konstant ist. Die Schubrisse wurden somit im Bereich der geringsten Biegebeanspruchung eingeleitet. Die Entwicklung der Schubrisse ausgehend von den Biegerissen werden nachfolgend für die drei Schubfeldtypen näher beschrieben.

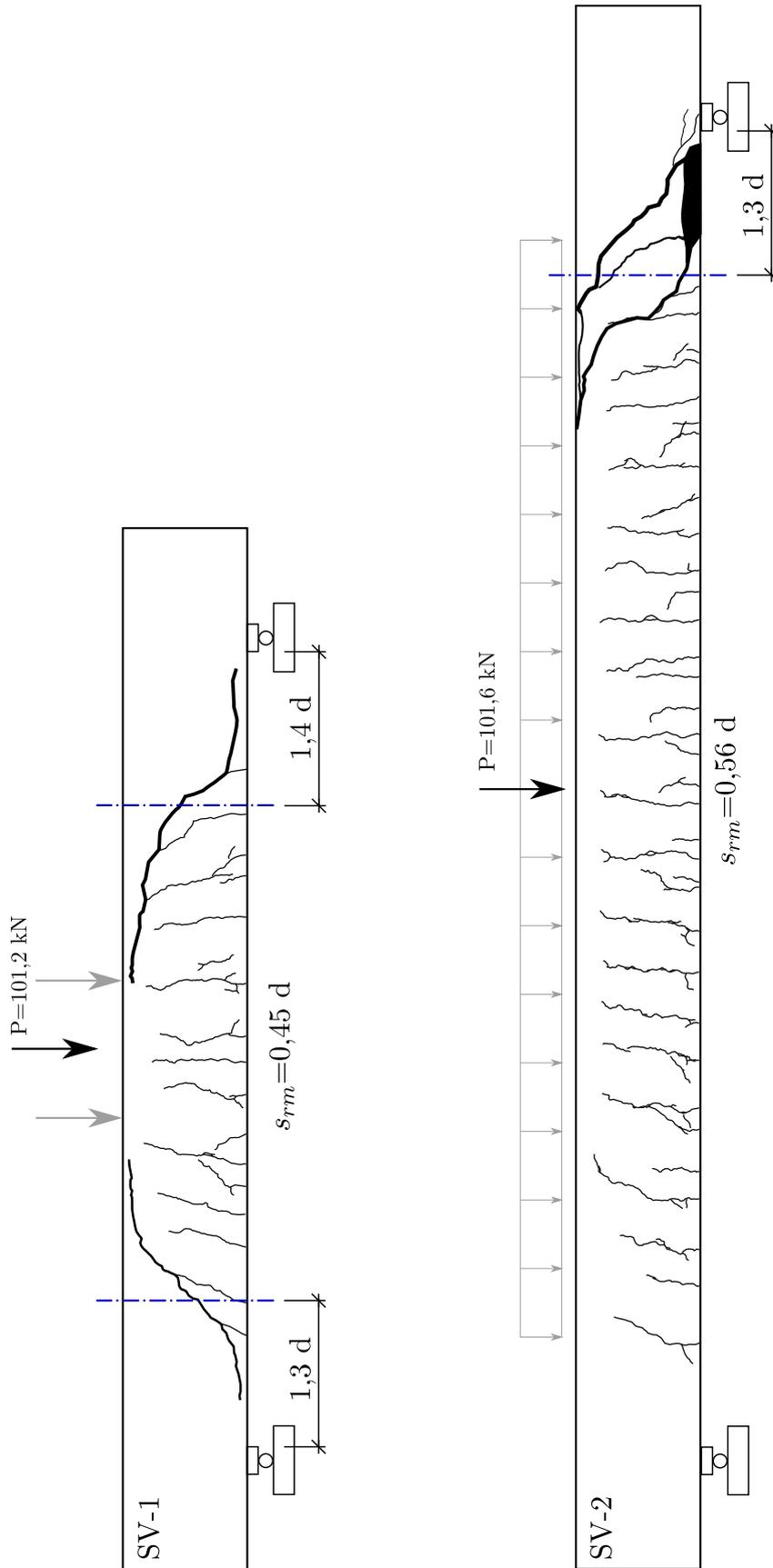


Abb. 5.3.: Rissbilder der Balken SV-1 und SV-2

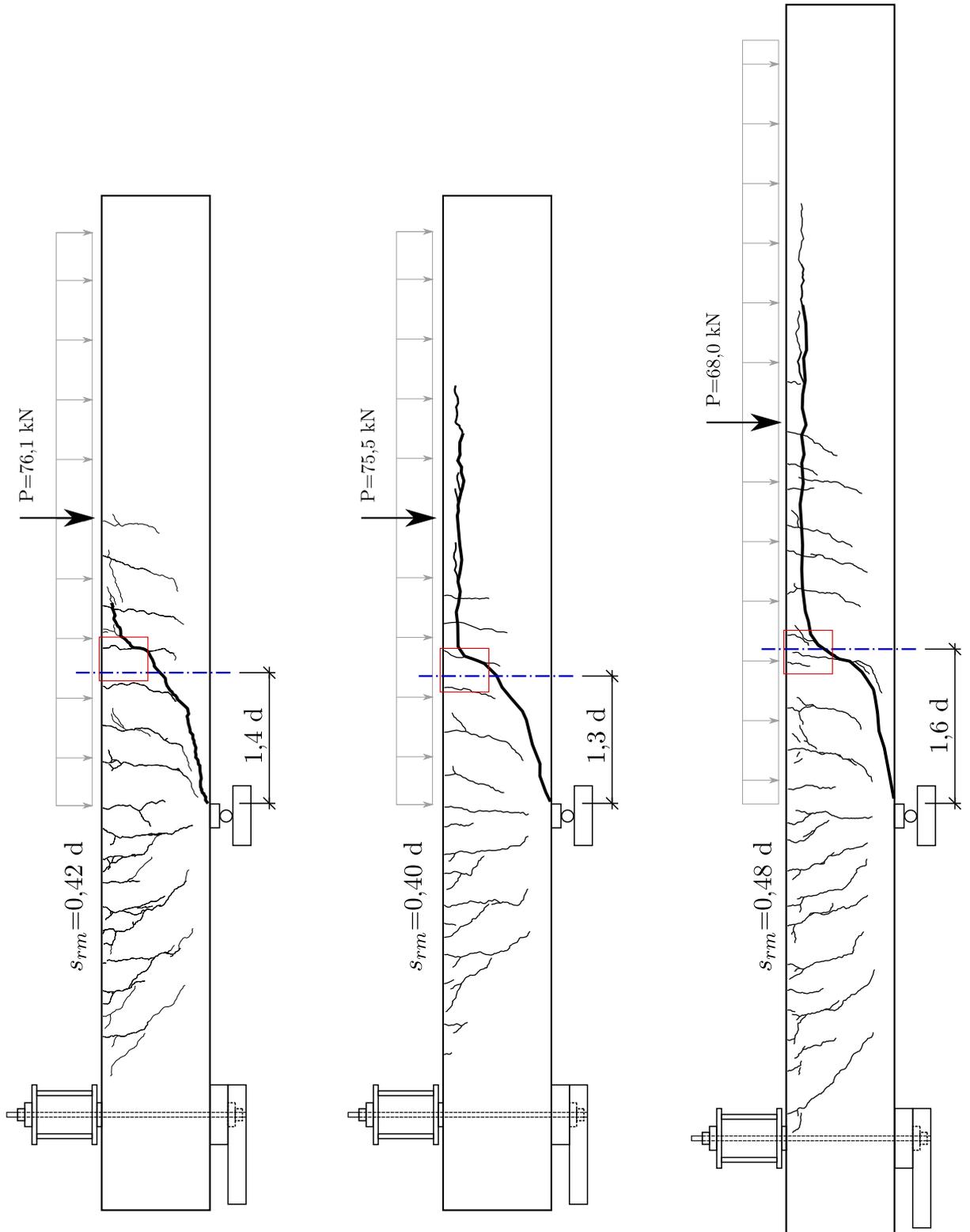


Abb. 5.4.: Rissbilder der Balken SV-3 bis SV-5

5.1.1. Entstehung des Schubrisses am Einfeldbalken unter Einzellasten

Wie in Kapitel 4.1.4 erwähnt wurde zusätzlich zur konventionellen Messtechnik ein digitales Bildkorrelationssystem eingesetzt. Damit konnten die Dehnungen am Balken in Auflagernähe gemessen werden und die Rissbildung bis hin zum kritischen Schubriss dargestellt werden. Beim Versuchsbalken SV-1 konnten, wie in Kapitel 4.2.1 beschrieben, mithilfe einer externen Schubverstärkung zwei Schubrisse generiert werden. Die nachfolgende Beschreibung bezieht sich auf den linken Schubriss in Abb. 5.5.



Abb. 5.5.: Versuchsbalken SV-1 mit zwei Schubrisse - Ansicht Vorderseite

Abb. 5.6 (a) zeigt vier primäre Biegerisse und zusätzlich Sekundärrisse auf Höhe der Längsbewehrung, welche Verästelungen zu den Primärrissen bilden. Die Orientierung der primären Biegerisse weicht wegen dem Querkrafteinfluss von der Vertikalen ab. Von rechts nach links (zum Auflager hin) verlaufen sie zunehmend schräger. In Abb. 5.6 (b) beginnt der linke Biegeriss an der Rissspitze in Richtung des benachbarten Biegerisses abzdrehen. Mit zunehmender Last dreht der linke Biegeriss immer mehr ab, bis er die Rissspitze des benachbarten Biegerisses fast erreicht hat (Abb. 5.6 (c)). Die Rissspitzen aller Biegerisse sind hier bereits bis zur rechnerischen Nulllinie der Dehnungsebene vorgedrungen. In Abb. 5.6 (d) wächst der letzte Biegeriss, welcher die geringste Momentenbeanspruchung aufweist, schlussendlich mit dem benachbarten Biegeriss zusammen, trennt die Druck- von der Zugzone im Balken und bildet somit den zum Versagen führenden Schubriss.

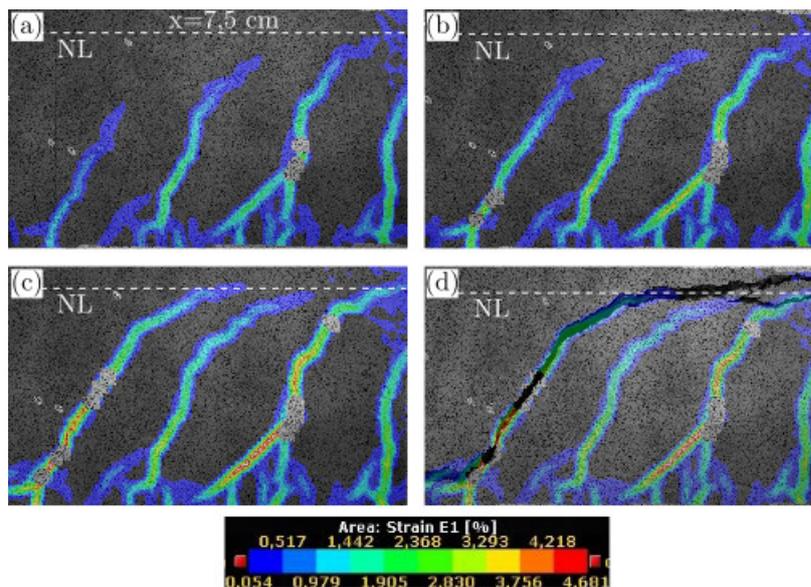


Abb. 5.6.: Entstehung des 2. Schubrisses bei Versuchsbalken SV-1

5.1.2. Entstehung des Schubrisses am Einfeldbalken unter Streckenlast

Bei Versuchsbalken SV-2 wurde wie bei Balken SV-1 eine externe Schubverstärkung an der rechten Seite des Balkens angeordnet, jedoch trat der Schubriss, wie in Abb. 5.7 ersichtlich, zuerst auf der linken Seite auf. Somit konnte bei diesem Versuch nur ein Schubriss erzeugt werden. Nachfolgend wird die Entstehung dieses Schubrisses beschrieben.



Abb. 5.7.: Schubriss bei Versuchsbalken SV-2 - Ansicht Vorderseite

In Abb. 5.8 (a) sind vier unterschiedlich stark ausgeprägte Biegerisse ersichtlich. Auf Höhe der Längsbewehrung sind Sekundärrisse zu erkennen, die mit den Primärrissen zusammengewachsen sind. Die primären Biegerisse sind zum Auflager hin, von rechts nach links, zunehmend schräger geneigt. In Abb. 5.8 (b) ist der linke Primärriss bereits stärker ausgeprägt und beginnt an der Risspitze in Richtung des benachbarten Biegerisses abzdrehen. Abb. 5.8 (c) zeigt die Rissbildung kurz vor dem Versagen des Balkens. Die Risspitze des linken Biegerisses ist schon fast mit dem benachbarten Biegeriss zusammengewachsen. Die Rissspitzen der beiden mittleren Biegerisse reichen bereits bis zur rechnerischen Nulllinie der Dehnungsebene. In Abb. 5.8 (d) sind die zwei linken Biegerisse schlussendlich zusammengewachsen. Dadurch wird die Druck- und Zugzone voneinander getrennt und das spröde Versagen des Balkens ausgelöst.

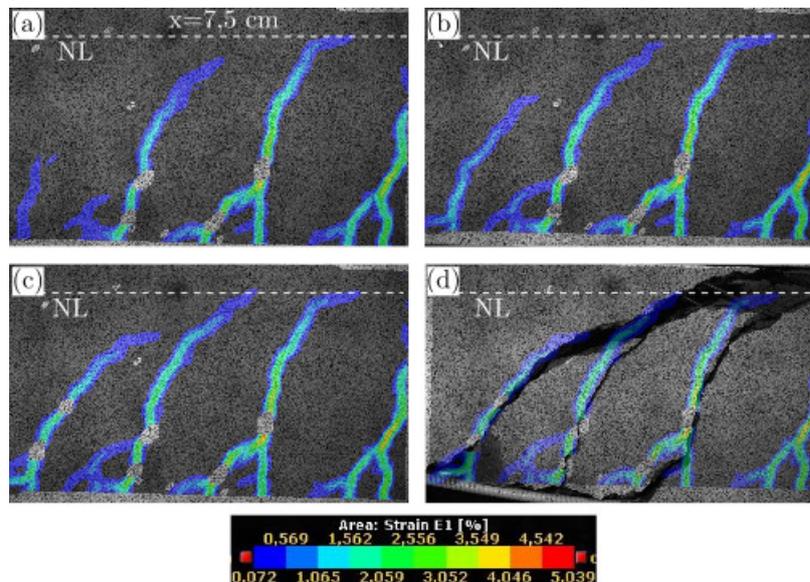


Abb. 5.8.: Entstehung des Schubrisses bei Versuchsbalken SV-2

5.1.3. Entstehung des Schubrisses am Kragbalken unter Streckenlast

In der gegenständlichen Versuchsserie wurden drei Balken des Schubfeldtyps 3 geprüft. Die Beschreibung des Schubrisses beim Schubfeldtyp 3 erfolgt stellvertretend anhand des Kragbalkens SV-4. Der zum Versagen führende Schubriss ist in Abb. 5.9 dargestellt. Als Sekundärversagen konnte bei diesem Versuch ein Längsriss entlang der Biegebewehrung festgestellt werden.



Abb. 5.9.: Schubriss bei Versuchsbalken SV-4 - Ansicht Vorderseite

Durch das negative Moment bei den Kragbalken verlaufen die Biegerisse von oben nach unten. In Abb. 5.10 (a) sind vier Biegerisse zu erkennen die zum Auflager hin geneigt sind. Wie bei den Einfeldbalken treten auch hier neben den Primärrissen Sekundärrisse auf, diese konnten auf den Bildern jedoch nicht erfasst werden, da das U-Profil zum Aufbringen der Gleichlast in diesen Bereich hineinragte. In Abb. 5.10 (b) ist der zweite Biegeriss von rechts bereits bis zur rechnerischen Nulllinie der Dehnungsebene vorgedrungen. Vom linken Biegeriss zweigt ein beinahe horizontal verlaufender Riss ca. 5 cm über der Risspitze in Richtung des benachbarten Biegerisses ab. Diese horizontale Rissverzweigung ist in Abb. 5.10 (c) bereits mit dem benachbarten Biegeriss zusammengewachsen. Unmittelbar danach wächst der Schubriss weiter zum nächsten Biegeriss, trennt dadurch die Druck- von der Biegezone und führt somit zum Schubversagen des Balkens (Abb. 5.10 (d)).

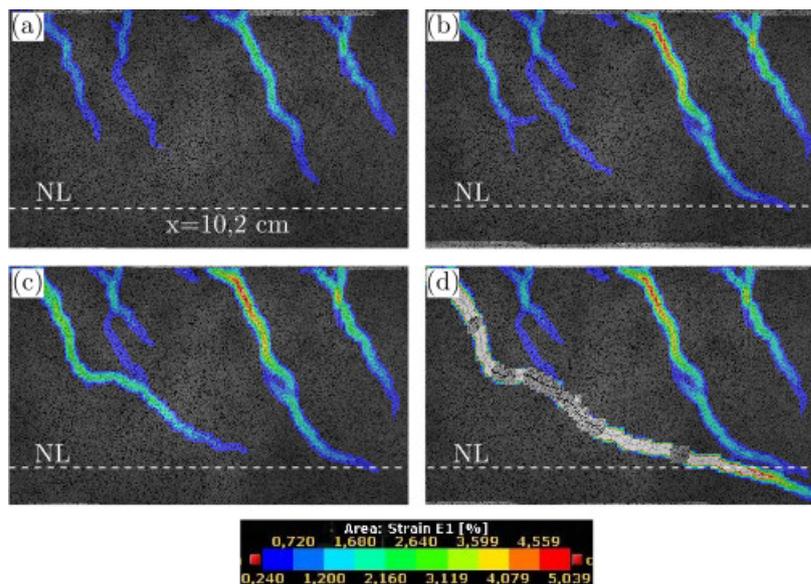


Abb. 5.10.: Entstehung des Schubrisses bei Versuchsbalken SV-4

5.2. Querkrafttragfähigkeit

In Tab. 5.1 wird die Querkrafttragfähigkeit aus den Versuchen mit den berechneten Querkrafttragfähigkeiten nach den Bemessungsansätzen verglichen und der Mittelwert, die Standardabweichung sowie Variationskoeffizient der einzelnen Bemessungsansätze angeführt.

Versuch	V_{exp} [kN]	V_{exp} / V_{calc}		
		ACI	CSA	Z-1.6-238
SV-1	47,3	1,72	1,05	1,45
SV-2	56,5	2,06	1,36	1,74
SV-3	67,8	2,47	1,51	2,08
SV-4	67,3	1,78	1,20	1,63
SV-5	65,5	1,73	1,35	1,58
Mittelwert		1,95	1,29	1,70
Standardabweichung		0,32	0,17	0,24
Variationskoeffizient in %		16,33	13,37	14,10

Tab. 5.1.: Gegenüberstellung der Querkrafttragfähigkeit aus den Versuchen mit den berechneten Querkrafttragfähigkeiten

Bei allen Balken wurde ein sprödes Querkraftversagen vor Erreichen der Biegetragfähigkeit festgestellt. Die Maximalquerkraft (Bruchlast) im Abstand $d = 40$ cm zum Lager ist für alle Balken in Abb. 5.11 und Abb. 5.13 dargestellt.

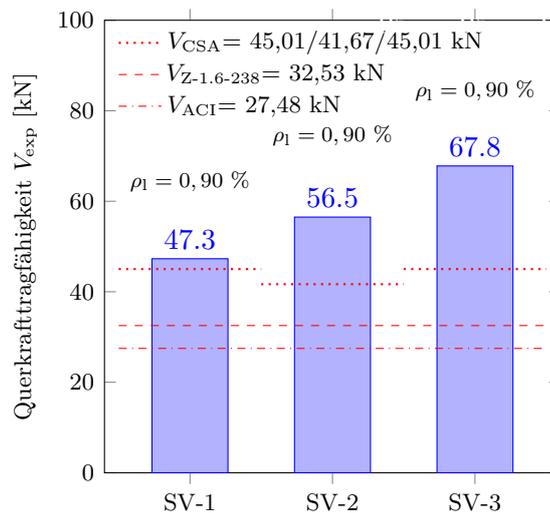


Abb. 5.11.: Vergleich der Balken mit $\rho_f = 0,90\%$

Anhand der Balken SV-1, SV-2 und SV-3 wurde der Einfluss der Lagerung und der Belastungsart auf die Querkrafttragfähigkeit untersucht. In Abb. 5.11 wurde deren Querkrafttraglast dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass bei gleichen Querschnittseigenschaften die

Querkrafttragfähigkeit aufgrund der unterschiedlichen statischen Systeme und Belastungen sehr unterschiedlich sind.

Die Querkrafttragfähigkeit vom Einfeldbalken unter Streckenlast (SV-2 mit $V_{exp} = 56,5$ kN) ist höher als der entsprechende Wert vom Einfeldbalken unter Einzellasten (SV-1 mit $V_{exp} = 47,3$ kN). Die Querkrafttragfähigkeit des Kragbalkens SV-3 ist am höchsten (mit $V_{exp} = 67,8$ kN). Die zugehörige Momentenbeanspruchung im Schubfeld wurde in Abb. 5.12 dargestellt. Daraus geht hervor, dass die Höhe der Querkrafttragfähigkeit durch die Größe des Biegemoments beeinflusst wird. Demnach ist das zugehörige Biegemoment im Abstand d vom Lager bei Versuchsbalken SV-2 größer als bei Balken SV-1 und beim Kragbalken SV-3 am Höchsten.

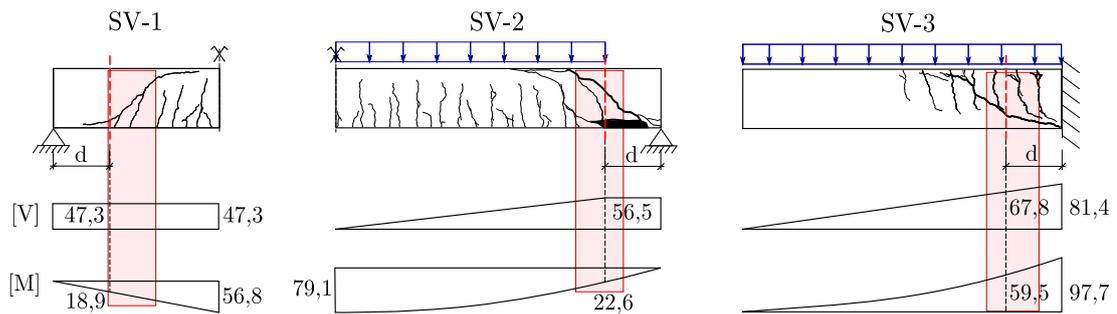


Abb. 5.12.: Vergleich der Querkraft und des Biegemoments bei Versagenslast der Balken SV-1, SV-2 und SV-3

Insgesamt zeigen die Versuche eindrucksvoll den Einfluss des statischen Systems und der Belastungsart auf die Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen ohne Querkraftbewehrung. Die gerechnete Querkrafttragfähigkeit (ohne Sicherheitsfaktoren) nach der kanadischen Bemessungsnorm CSA, nach der amerikanischen ACI und der Zulassung Z-1.6-238 wurde ebenfalls in Abb. 5.11 dargestellt. Da diese Bemessungsformeln von vorhandenen Versuchen nur an Einfeldbalken unter Einzellasten hergeleitet wurden, kann der im Rahmen dieser Untersuchung beobachtete Einfluss mit den vorhandenen Bemessungsformeln nicht erfasst werden.

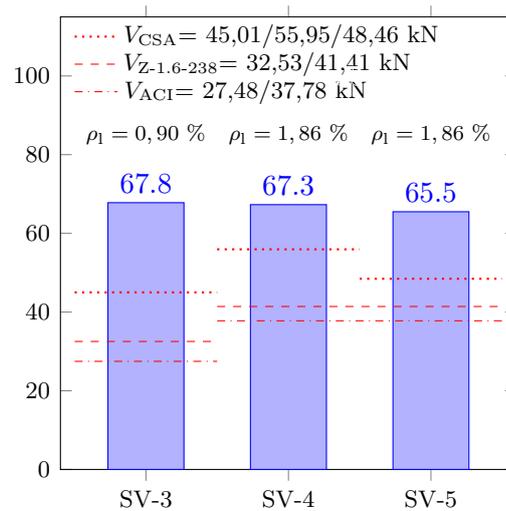


Abb. 5.13.: Vergleich der Kragbalken

Abb. 5.13 zeigt die Versuchsergebnisse der getesteten Kragbalken. Dabei variiert bei gleicher

Geometrie der Längsbewehrungsgrad ρ_1 zwischen den Balken SV-3 mit 0,90 % und SV-4 mit 1,86 %. Des Weiteren wurde mit SV-5 ein sehr schlanker Kragbalken mit $\rho_1 = 1,86$ % und a/d -Verhältnis von 4 geprüft. Die Versuchsergebnisse zeigen für alle Versuche eine ähnliche Traglast.

Der Einfluss des Längsbewehrungsgrades konnte im Gegensatz zu den Auswertungen der Versuche der Einfeldträger unter Einzellasten in 3.2 nicht beobachtet werden. Des Weiteren zeigte eine neuerliche Erhöhung der Schlankheit ebenfalls keinen Effekt auf die Schubtragfähigkeit. Eine mögliche Erklärungen hierfür könnte eine Systemeigenschaft der Kragbalken sein. Darüber hinaus führt der geringe E-Modul der Bewehrung zu größeren Rissbreiten beim Versuchsbalken SV-5, was sich ebenfalls auf die Querkrafttragfähigkeit auswirken könnte. Aufgrund der natürlichen Streuung von Traglasten, sollten diese Effekte in einer weiteren Versuchsserie genau untersucht werden.

6. Zusammenfassung

Für die Bemessung von FVK-bewehrten Bauteilen gibt es in Nordamerika entsprechende Bemessungsrichtlinien, in Europa erfolgt die Bemessung derzeit anhand von bauaufsichtlichen Zulassungen. Die Herleitung der Bemessungsformeln beruht auf modifizierten Formeln aus der Stahlbetonbemessung. Aus der Literatur sind ca. 180 Querkraftversuche bekannt, welche an Einfeldbalken unter Einzellasten durchgeführt wurden. Aus dem Stahlbetonbau ist bekannt, dass die Querkrafttragfähigkeit eine Kombination aus System- und Querschnittseigenschaften ist. Der Einfluss der Systemeigenschaften, welche sich aus der Schubslankheit, dem statischen System sowie der Belastungsart zusammensetzen, kann mithilfe der gegenwärtigen Bemessungsformeln nur unzureichend erfasst werden.

Zur Untersuchung des Einflusses der Systemeigenschaften sowie des Längsbewehrungsgrads auf die Querkrafttragfähigkeit von FVK-bewehrten Bauteilen wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Versuchsprogramm entwickelt, bearbeitet und ausgewertet. Es wurden fünf Balken mit unterschiedlicher Schubslankheit, Belastungsart und unterschiedlichem Längsbewehrungsgrad untersucht.

Bei allen Versuchen wurde das Versagen durch einen Biegeschubriss eingeleitet. Das Versagen trat spröde und ohne Versagensankündigung auf. Nach dem Erreichen der Schubrisslast kam es bei allen Versuchen sofort zum Versagen. Es konnte kein eindeutiges Sprengwerk mit einer Laststeigerung nach dem Schubriss festgestellt werden.

Der Kragbalken unter Streckenlast, mit gleicher Schubslankheit und selbem Längsbewehrungsgrad, erzielte gegenüber dem Einfeldbalken mit Einzellasten eine um 43 % höhere Querkrafttragfähigkeit. Es konnte somit ein deutlicher Einfluss der Belastungsart festgestellt werden, wobei eine höhere begleitende Biegebeanspruchung zu einer größeren Querkrafttragfähigkeit geführt hat.

Die Prüfung von zwei Kragbalken mit selbem a/d -Verhältnis aber unterschiedlichem Längsbewehrungsgrad führte nahezu zur selben Schubtragfähigkeit. Es konnte demnach kein Einfluss des Längsbewehrungsgrads auf die Querkrafttragfähigkeit festgestellt werden. Eine weitere Erhöhung der Schubslankheit, bei gleichem Längsbewehrungsgrad, führte ebenfalls zur annähernd selben Traglast. Dieses Verhalten sollte in weiteren Untersuchungen näher geklärt werden. Ein mögliche Erklärung für dieses Verhalten könnte auf den geringen E-Modul zurückgeführt werden. Bisherige Versuche haben gezeigt, dass der Einfluss des Längsbewehrungsgrads auf die Querkrafttragfähigkeit bei FVK-bewehrten Bauteilen mit geringem E-Modul niedrig ausfällt.

Abschließend ist festzuhalten, dass mit dem durchgeführten Versuchsprogramm ein deutlicher Einfluss der Belastungsart und Lagerung auf die Querkrafttragfähigkeit festgestellt werden konnte. Die Kombination aus Querkraft und Moment im Schubfeld beeinflusst damit entscheidend die Schubtragfähigkeit. Eine rein Querschnitt basierte Berechnung der Tragfähigkeit führt deshalb nicht immer zu einer sicheren und wirtschaftlichen Bemessung.

Literaturverzeichnis

- [1] AVK – Industrievereinigung Verstärkte Kunststoffe e. V. Federation of Reinforced Plastics. Handbuch faserverbundkunststoffe/composites. 2014.
- [2] Task Group 9.3. *fib Bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures*. International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, 2007.
- [3] J. Niewels. *Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung*. Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 2008.
- [4] Deutsches Institut für Bautechnik. *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (Z-1.6-238)*, 2014.
- [5] N. D. Tung, N. V. Tue. Effect of support condition and load arrangement on the shear response of reinforced concrete beams without transverse reinforcement. Technical Report 370–382, Engineering Structures 111, 2016.
- [6] R. Füllsack-Köditz. *Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben und Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen*. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2004.
- [7] G. König, N. V. Tue, G. Schenk. *Grundlagen des Stahlbetonbaus*. Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden, 2008.
- [8] K. Zilch, G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Heidelberg, 2008.
- [9] Special Activity Group 5. *CEB – fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Wilhelm Ernst & Sohn, Lausanne, 2013.
- [10] K. Pilakoutas, M. Guadagnini, K. Neocleous, S. Matthys. Design guidelines for FRP reinforced concrete structures. Technical Report Volume 164 Issue SB4, Structures and Buildings, 2009.
- [11] A. El-Ghandour. *Behaviour and Design of FRP RC Slabs*. Phd thesis, The University of Sheffield, 1999.
- [12] N. V. Tue, W. Theiler, N. D. Tung. Schubverhalten von Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung. Technical Report Heft 10, Beton- und Stahlbetonbau 109, 2014.
- [13] M. Zink. *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*. B.G.Teubner Stuttgart, Leipzig, 2010.
- [14] A. K. Tureyen, R. J. Frosch. Concrete Shear Strength: Another Perspective. ACI Struct. J. 100, American Concrete Institute, September 2003.

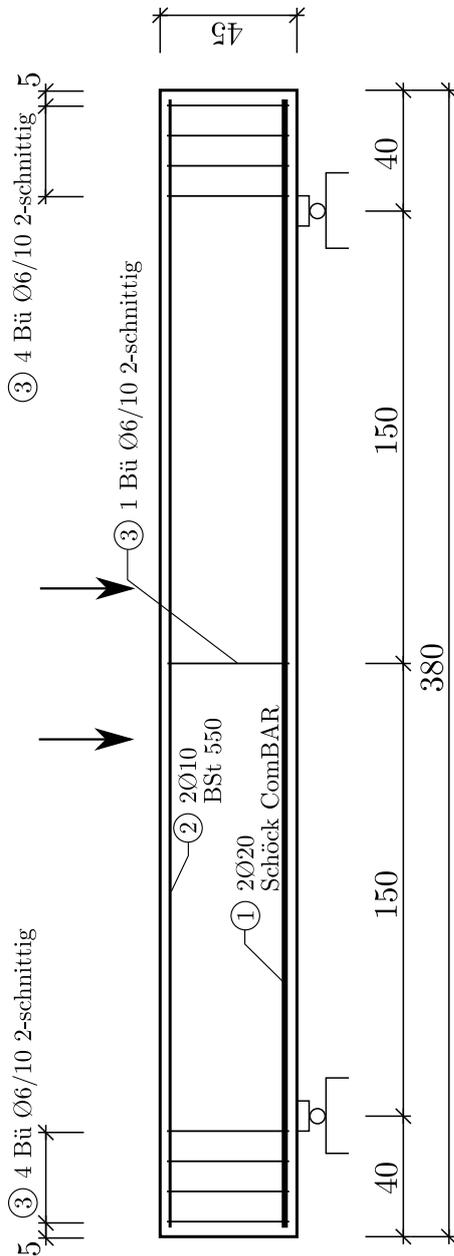
- [15] J. C. Walraven, H. W. Reinhardt. Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading. Heron vol. 26 no. 1A, Dept. of Civil Engineering Delft University of Technology, 1981.
- [16] T. Baumann, H. Rüschi. *Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens*. TH München, München, 1967.
- [17] S. Campana, M. Ruiz Fernandez, A. Anastasi, A. Muttoni. Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics. - 19 p., Magazine of Concrete Research, 2013.
- [18] A. Hillerborg. *Analysis of one Single Crack*. Fracture Mechanics of Concrete F.H. Wittmann, Amsterdam, 1983.
- [19] A. Muttoni. *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*. Birkhäuser Verlag, Basel, 1990.
- [20] A. G. Razaqpur, S. Spadea. Shear Strength of FRP Reinforced Concrete Members with Stirrups. J. Compos. Constr. 04014025-1, American Society of Civil Engineers, April 2014.
- [21] H. Jang, M. Kim, J. Cho, C. Kim. *Concrete shear strength of beams reinforced with FRP bars according to flexural ratio and shear span to depth ratio*. FRPRCS-9, Sidney, 2009.
- [22] M. Alam, A. Hussein, E.A.A. Ebrahim. Shear strength of concrete beams reinforced with glass fibre reinforced polymer (GFRP) bars. Proc. Vol.2, 874-882, CSCE 2009 Annual General Conf., 2009.
- [23] F. Leonhardt, R. Walther. Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. Heft 151, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1962.
- [24] American Concrete Institute. *Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars (ACI440.1R-15)*, 2015.
- [25] A. El Refai, F. Abed. Concrete Contribution to Shear Strength of Beams Reinforced with Basalt Fiber-Reinforced Bars. J. Compos. Constr. 04015082, American Society of Civil Engineers, 2015.
- [26] Canadian Standards Association. *Design and Construction of Buildings Components with Fiber-Reinforced Polymers (CSA S806-12)*, 2012.
- [27] Schöck Bauteile GmbH. *Technische Informationen - Schöck Combar*. -, Baden, 2017.

A. Versuchsdurchführung

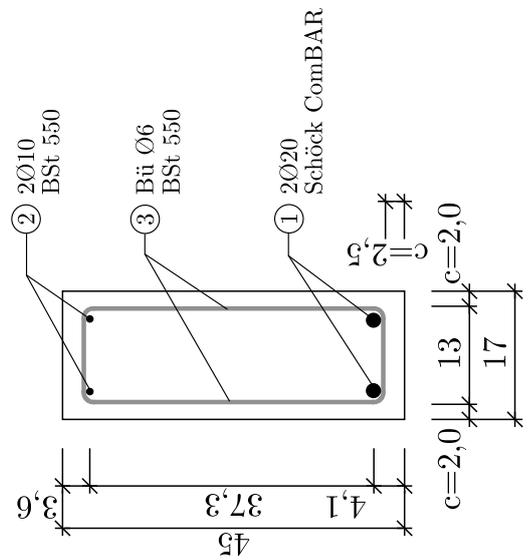
A.1. Bewehrungspläne, Versuchs- und Messtechnik

Bewehrungsplan SV-1

Ansicht M 1:25



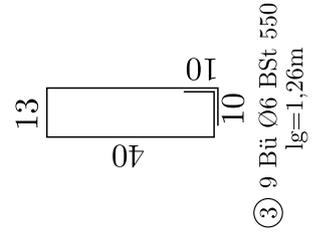
Querschnitt M 1:10



Bewehrungsliste (ohne Maßstab)

① 2Ø20 Schöck ComBAR lg=3,75m

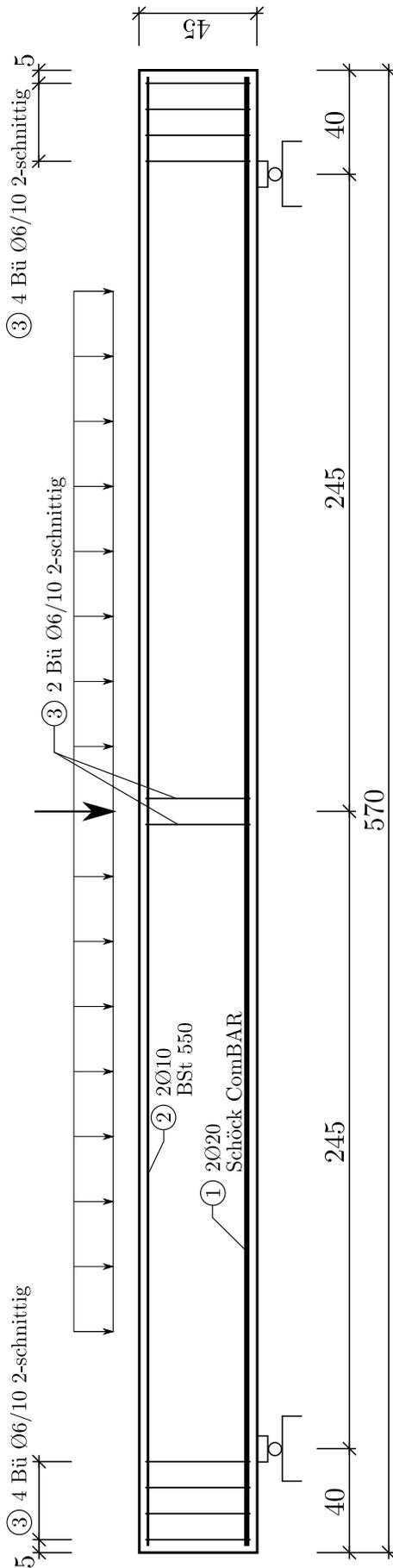
② 2Ø10 BSt 550 lg=3,75m



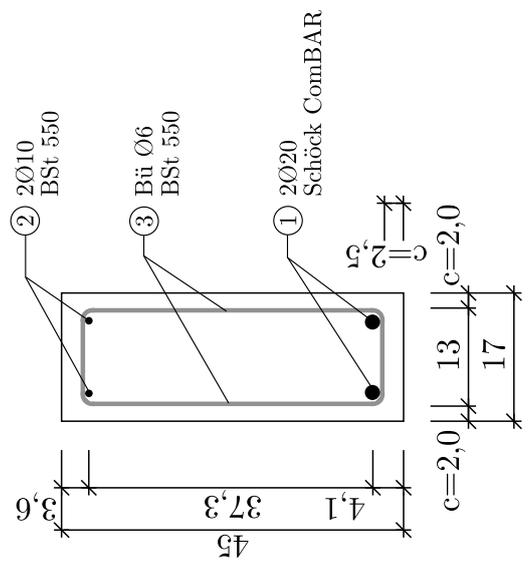
③ 9 Bü Ø6 BSt 550
lg=1,26m

Bewehrungsplan SV-2

Ansicht M 1:25



Querschnitt M 1:10

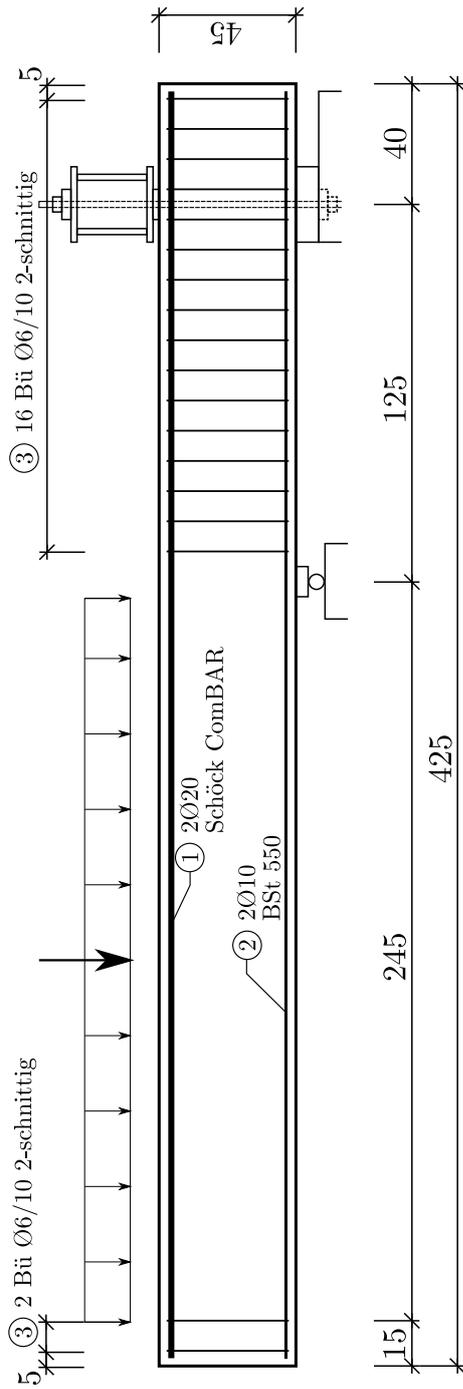


Bewehrungsliste (ohne Maßstab)

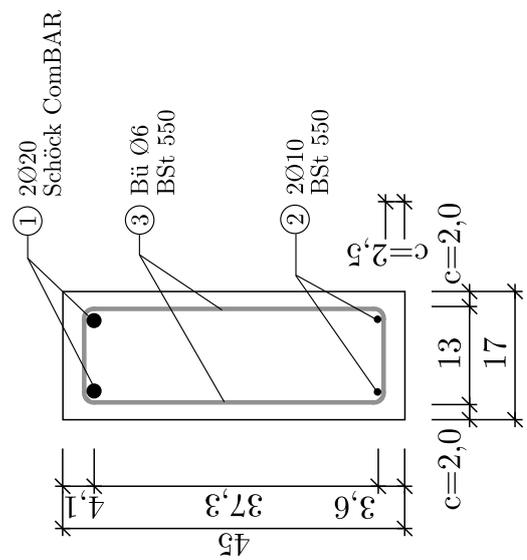
- ① 2Ø20 Schöck ComBAR lg=5,65m
- ② 2Ø10 BST 550 lg=3,05m
- ③ 10 Bü Ø6 BST 550 lg=1,26m

Bewehrungsplan SV-3

Ansicht M 1:25



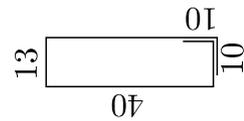
Querschnitt M 1:10



Bewehrungsliste (ohne Maßstab)

① 2Ø20 Schöck ComBAR lg=4,20m

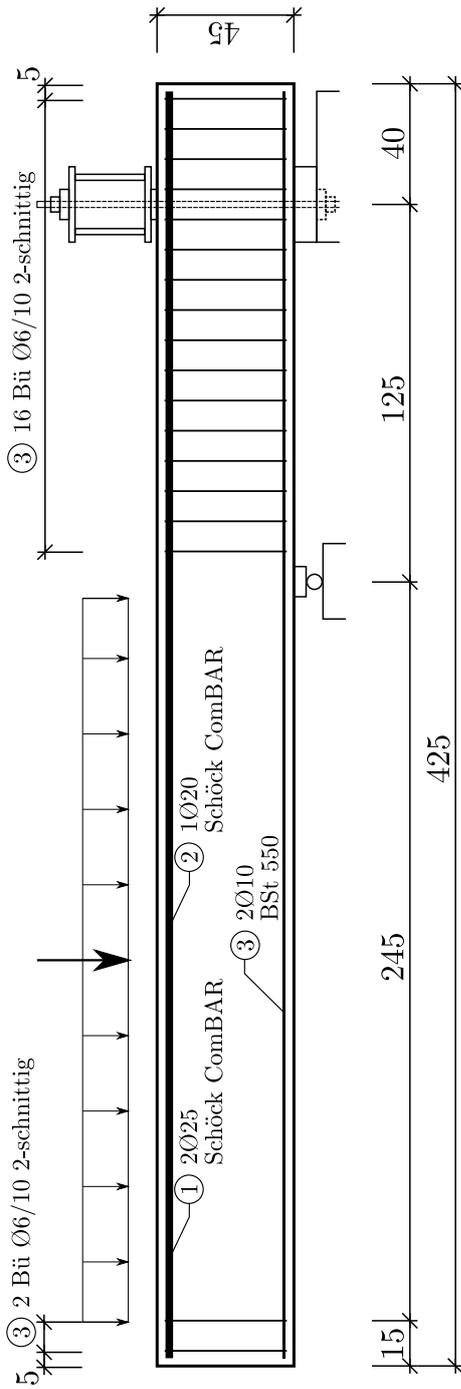
② 2Ø10 BST 550 lg=4,20m



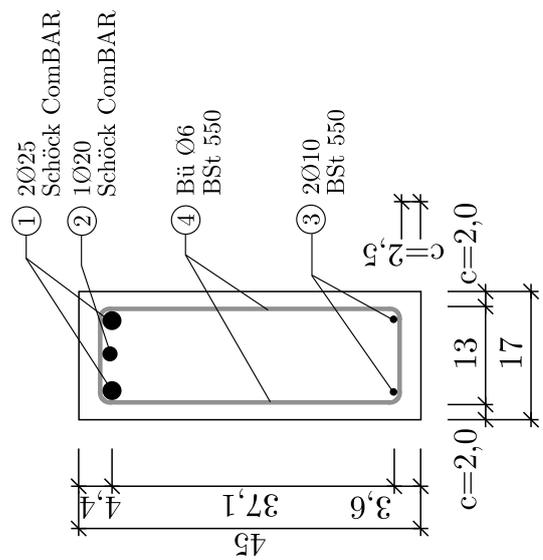
③ 18 Bü Ø6 BST 550
lg=1,26m

Bewehrungsplan SV-4

Ansicht M 1:25



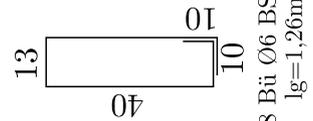
Querschnitt M 1:10



Bewehrungsliste (ohne Maßstab)

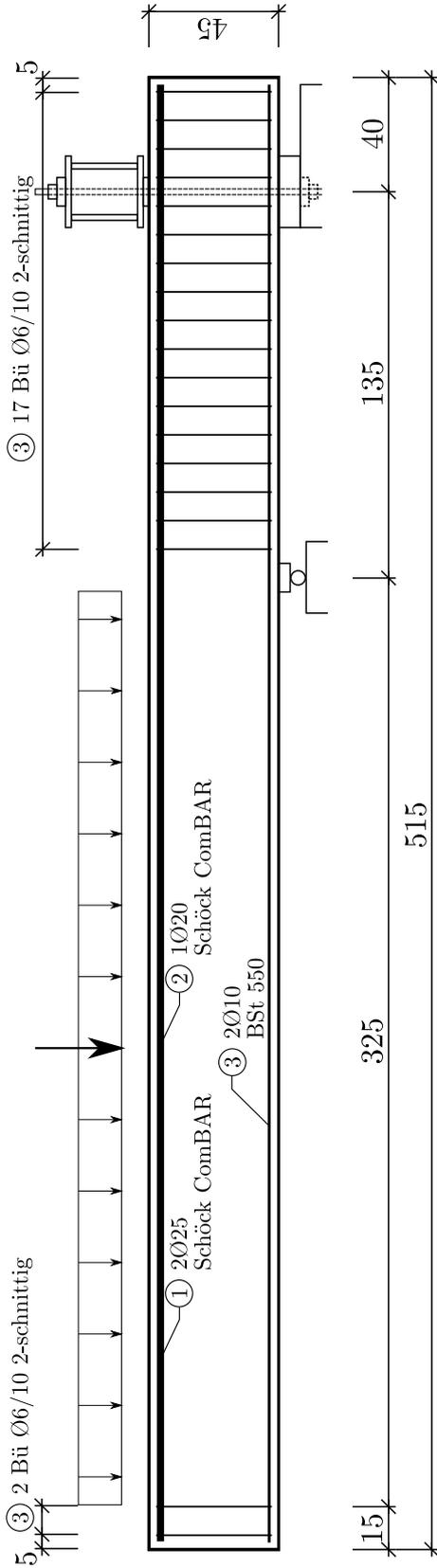
①	2Ø25 Schöck ComBAR	lg=4,20m
②	1Ø20 Schöck ComBAR	lg=4,20m
③	2Ø10 BST 550	lg=4,20m

④	18 Bü Ø6 BST 550	lg=1,26m
---	------------------	----------

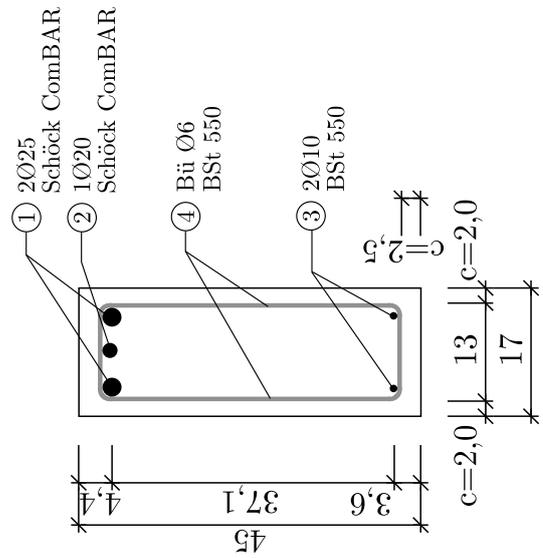


Bewehrungsplan SV-5

Ansicht M 1:25



Querschnitt M 1:10

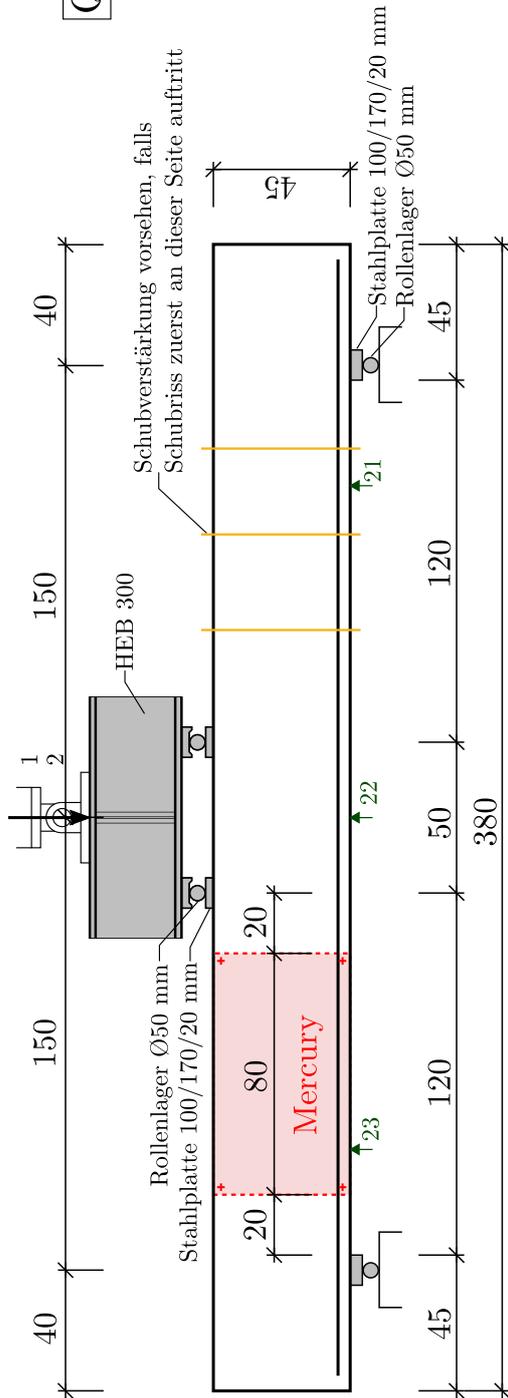


Bewehrungsliste (ohne Maßstab)

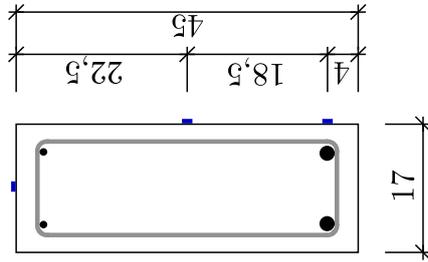
- ① 2Ø25 Schöck ComBAR lg=5,10m
- ② 1Ø20 Schöck ComBAR lg=5,10m
- ③ 2Ø10 BSt 550 lg=4,50m
- ④ 19 Bü Ø6 BSt 550 lg=1,26m

Versuchs- und Messtechnik SV-1

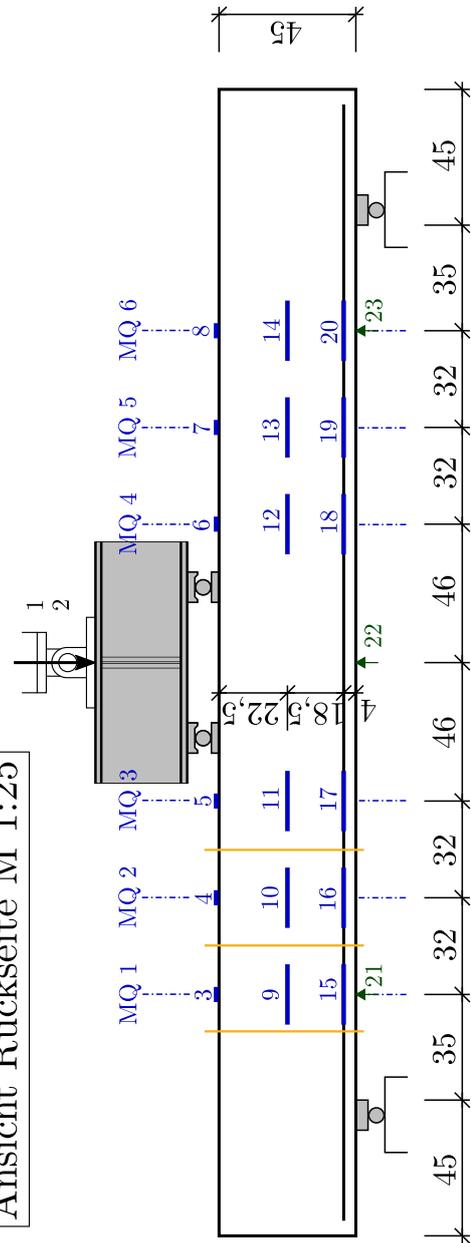
Ansicht Vorderseite M 1:25



Querschnitt M 1:10



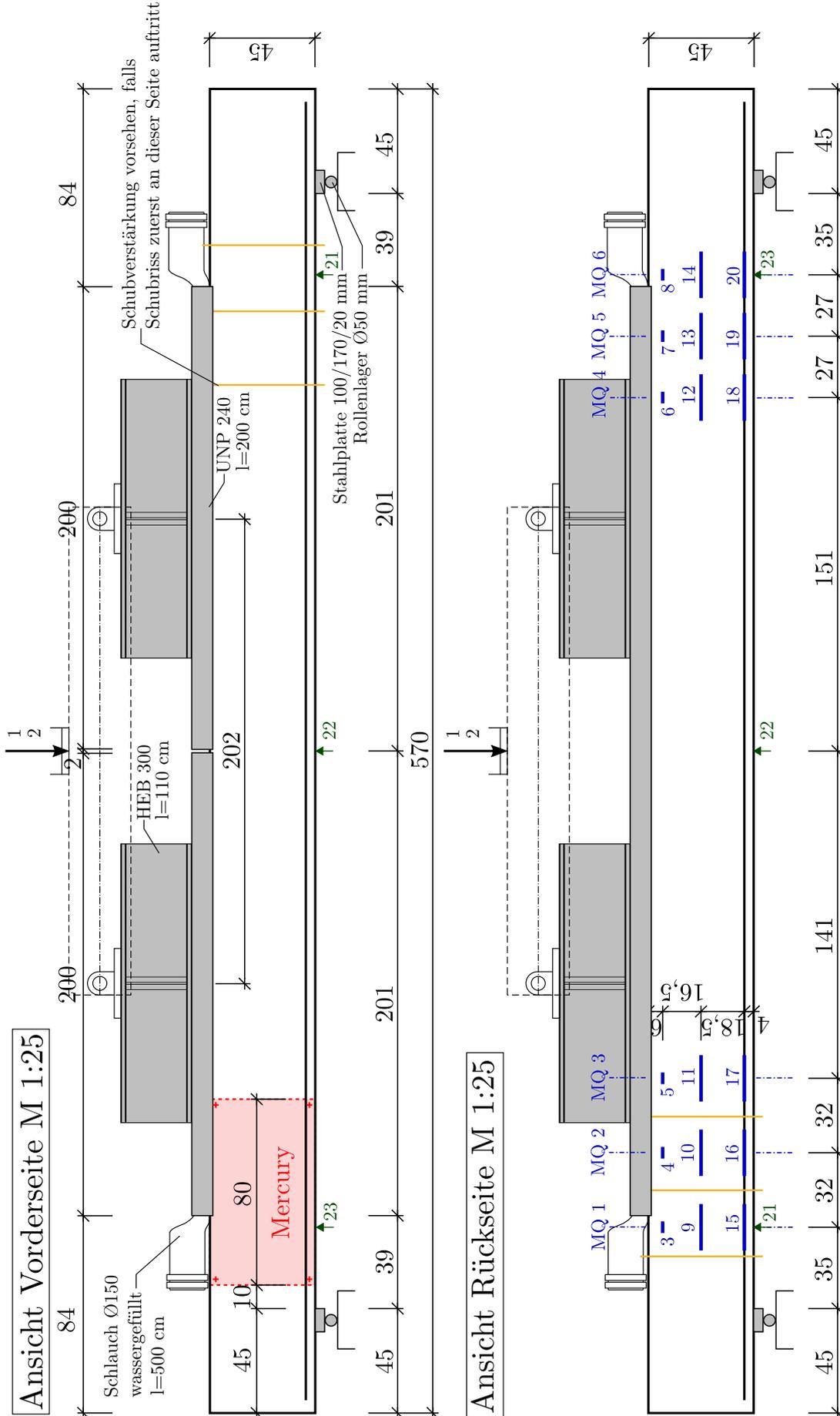
Ansicht Rückseite M 1:25



Übersicht Messinstrumente

Kanal Nr.	Messgröße	Gerätebezeichnung
1	Kraft [kN]	MTS 661.31F-01
2	Weg [mm]	MTS LVDT
3-8	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 50 mm
9-20	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 250 mm
21-23	Weg [mm]	HBM WA200

Versuchs- und Messtechnik SV-2

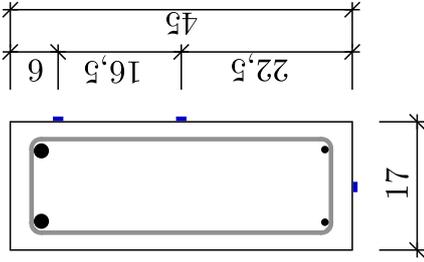


Übersicht Messinstrumente

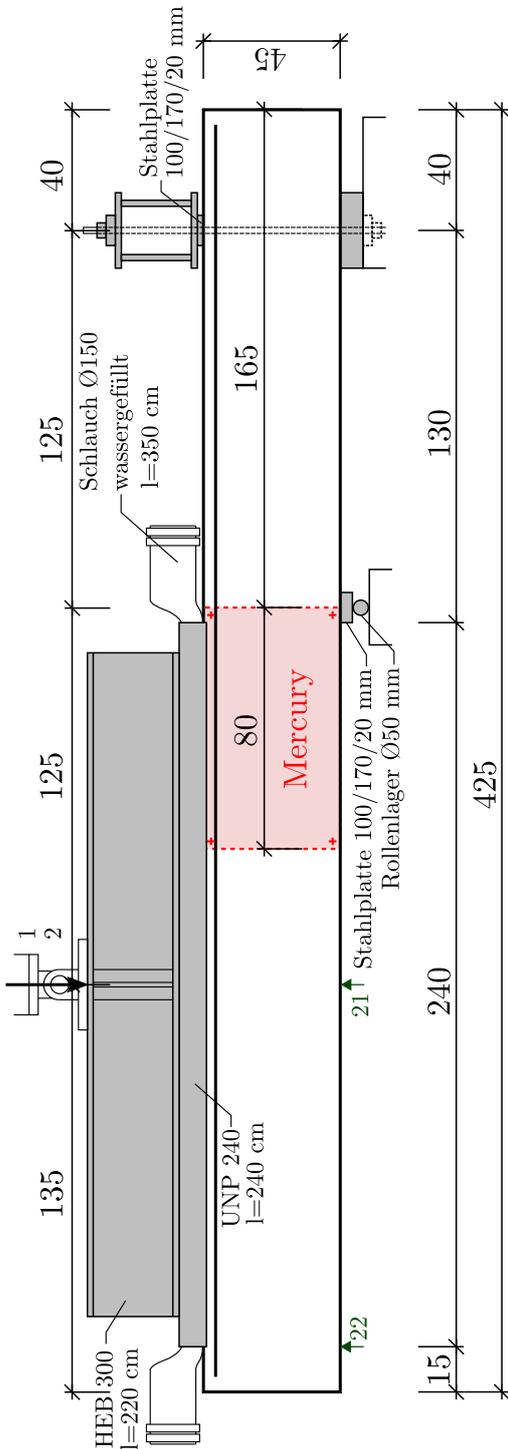
Kanal Nr.	Messgröße	Gerätebezeichnung
1	Kraft [kN]	MTS 661.31F-01
2	Weg [mm]	MTS LVDT
3-8	Dehnung [%]	HBM DDI, MB 50 mm
9-20	Dehnung [%]	HBM DDI, MB 250 mm
21-23	Weg [mm]	HBM WA200

Versuchs- und Messtechnik SV-3

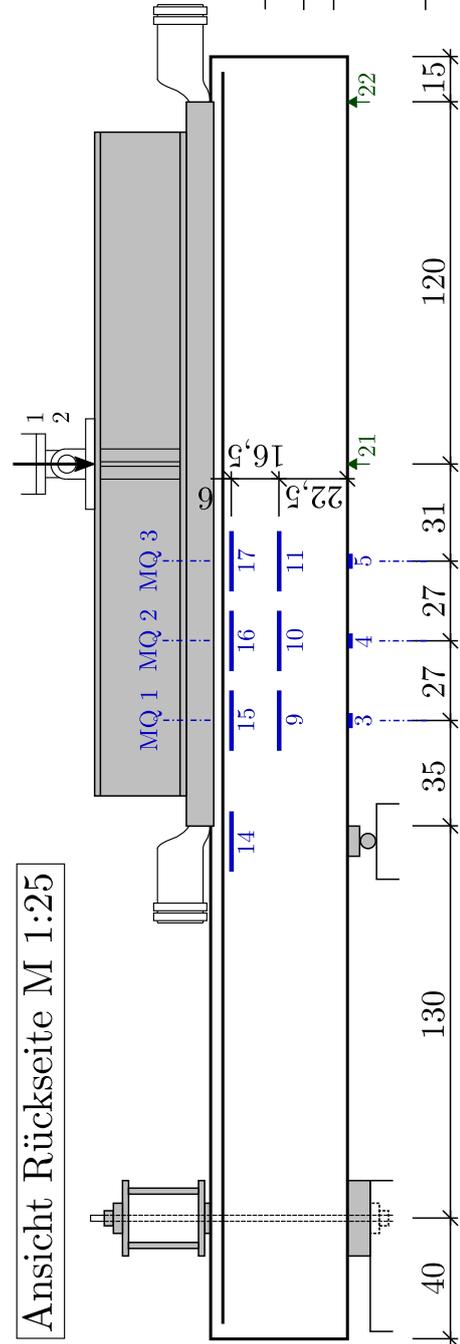
Querschnitt M 1:10



Ansicht Vorderseite M 1:25



Ansicht Rückseite M 1:25

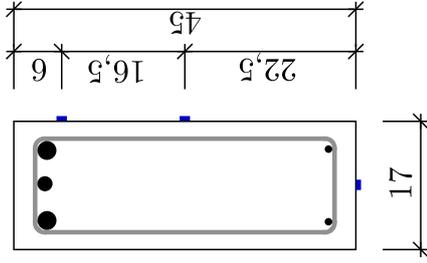


Übersicht Messinstrumente

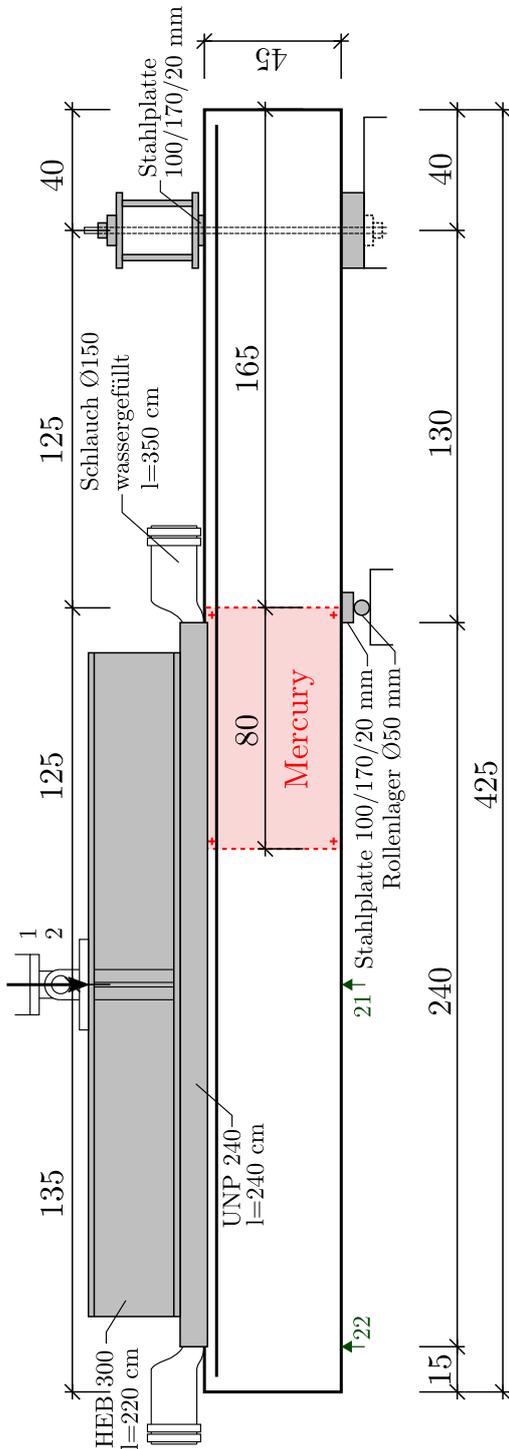
Kanal Nr.	Messgröße	Gerätebezeichnung
1	Kraft [kN]	MTS 661.31F-01
2	Weg [mm]	MTS LVDT
3-5	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 50 mm
9-11	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 250 mm
14-17	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 250 mm
21-22	Weg [mm]	HBM WA200

Versuchs- und Messtechnik SV-4

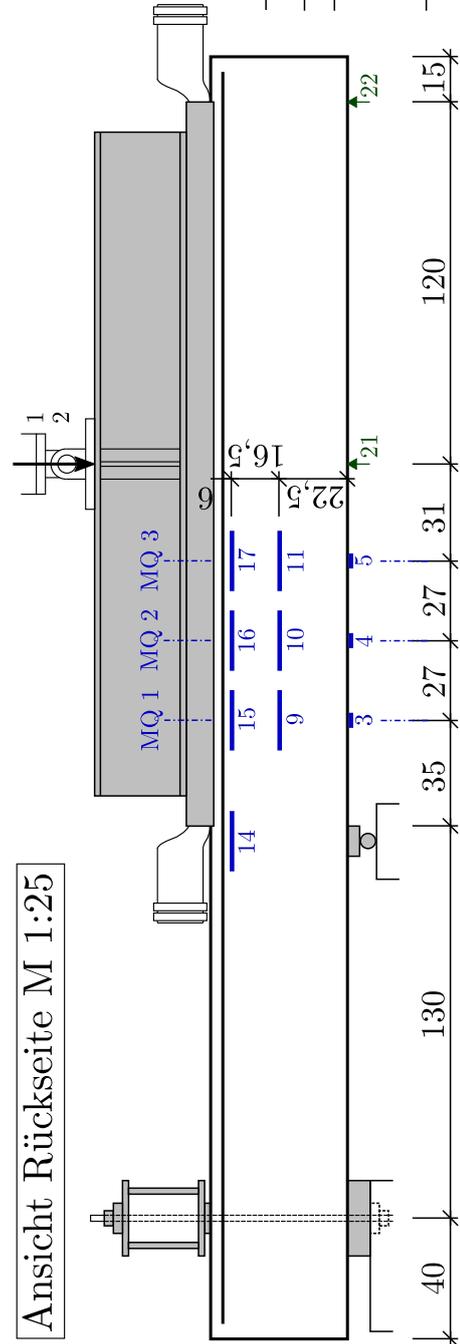
Querschnitt M 1:10



Ansicht Vorderseite M 1:25



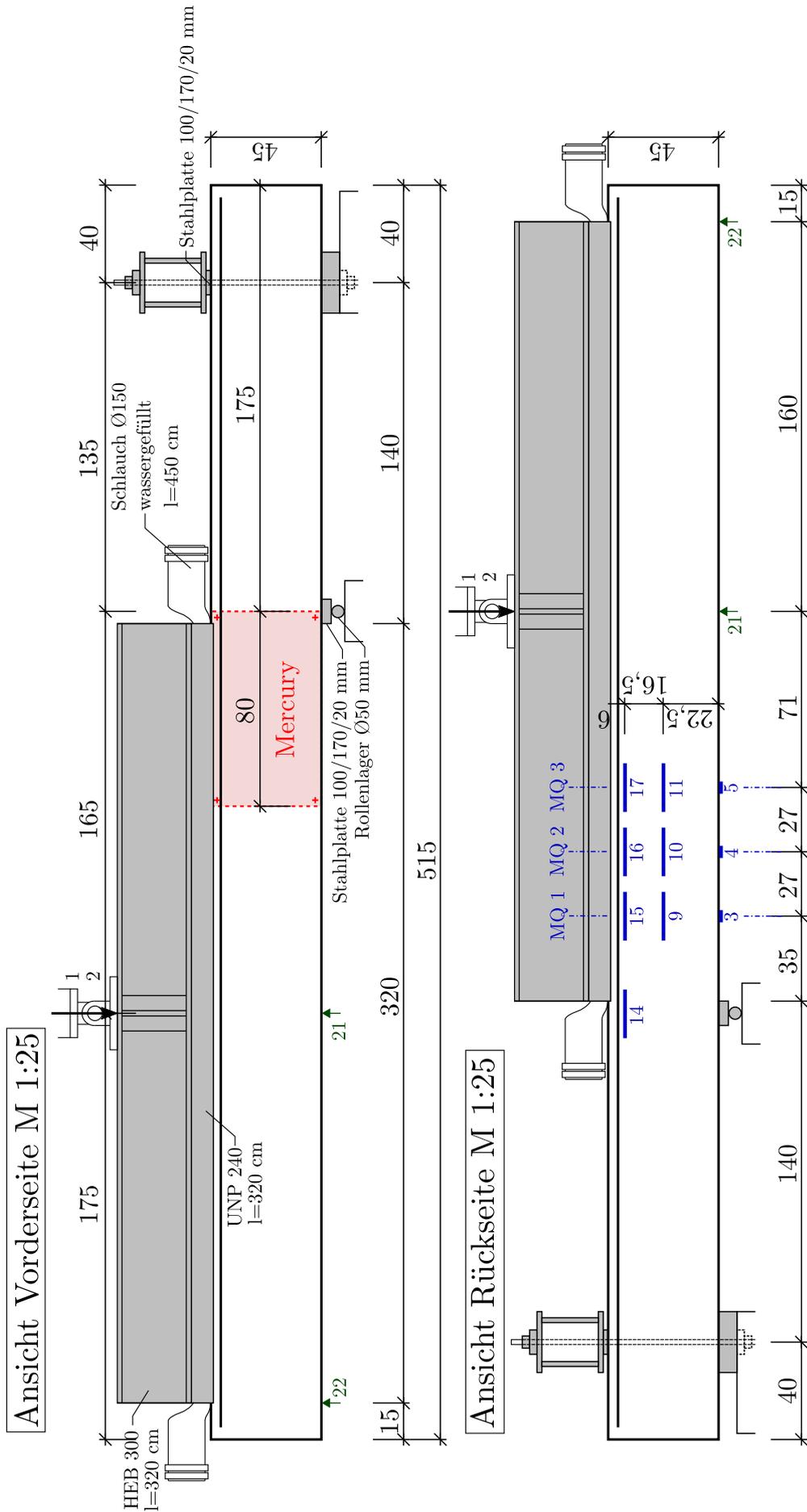
Ansicht Rückseite M 1:25



Übersicht Messinstrumente

Kanal Nr.	Messgröße	Gerätebezeichnung
1	Kraft [kN]	MTS 661.31F-01
2	Weg [mm]	MTS LVDT
3-5	Dehnung [%]	HBM DDL1, MB 50 mm
9-11	Dehnung [%]	HBM DDL1, MB 250 mm
14-17	Dehnung [%]	HBM DDL1, MB 250 mm
21-22	Weg [mm]	HBM WA200

Versuchs- und Messtechnik SV-5



Übersicht Messinstrumente

Kanal Nr.	Messgröße	Gerätebezeichnung
1	Kraft [kN]	MTS 661.31F-01
2	Weg [mm]	MTS LVDT
3-5	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 50 mm
9-11	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 250 mm
14-17	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 250 mm
21-22	Weg [mm]	HBM WA200

B. Versuchsergebnisse

Versuchsbalken SV-1

Herstelldatum:	23.06.2017
Prüfdatum:	31.08.2017 (69 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,3 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 37,0 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2,5 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 26600 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 40,9 \text{ cm}$
Eigengewicht Balken:	$G_0 = 7,3 \text{ kN}$

Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,005 mm/s (bis zum 1. Schubversagen) 0,007 mm/s (nach 1. Schubversagen)
Pausen:	40 kN / 55 kN / 70 kN

1. Schrägrisslast im Versuch:	$P_{exp,1} = 87,2 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager im Versuch:	$V_{exp,1} = \frac{P_{exp,1} + G_0}{2} = \frac{87,2 + 7,3}{2}$ $V_{exp,1} = 47,3 \text{ kN}$
2. Schrägrisslast im Versuch:	$P_{exp,2} = 101,2 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager im Versuch:	$V_{exp,2} = \frac{P_{exp,2} + G_0}{2} = \frac{101,2 + 7,3}{2}$ $V_{exp,2} = 54,3 \text{ kN}$

Kraft-Weg-Diagramm

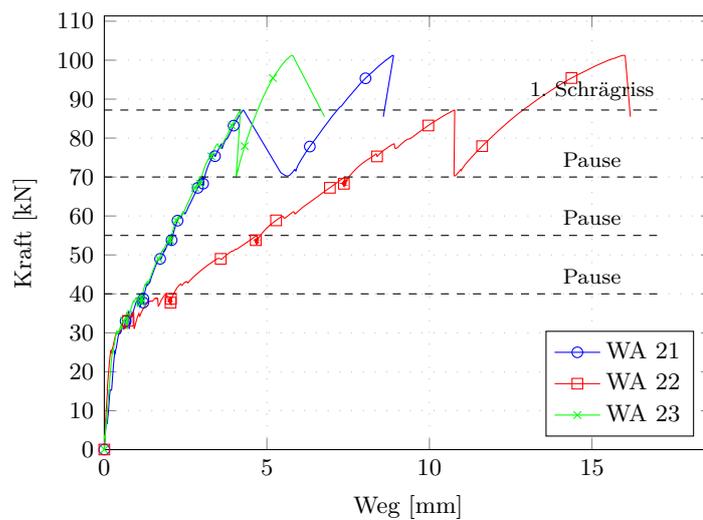
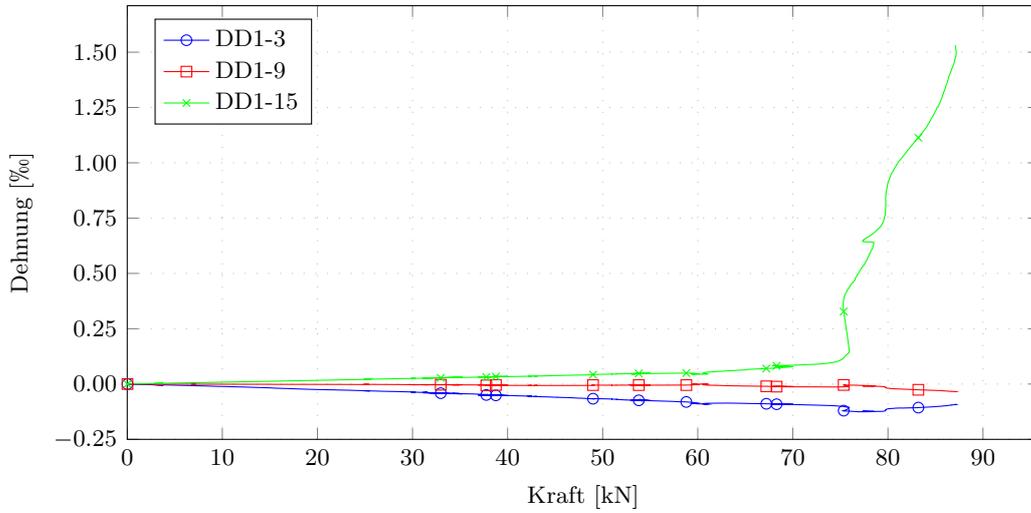
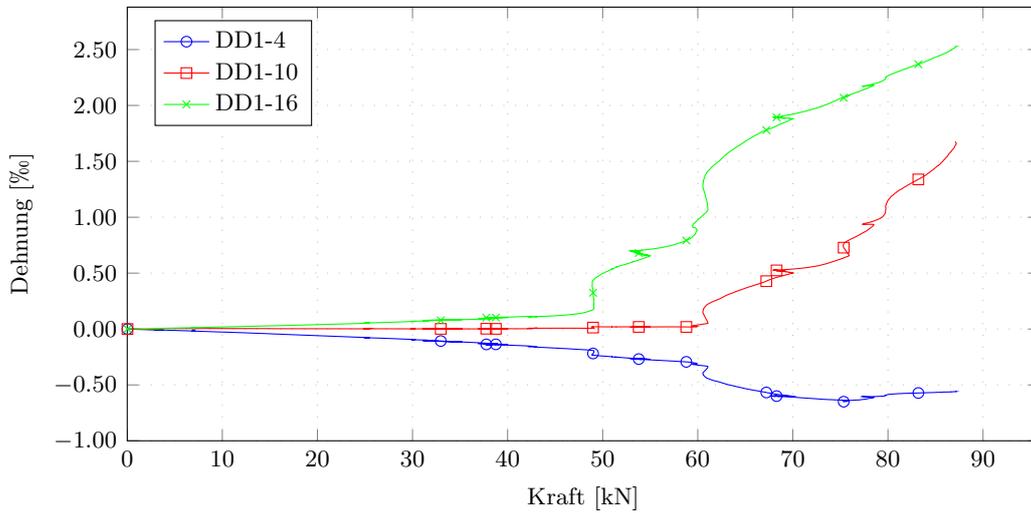


Abb. B.1.: Versuchsbalken SV-1: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 21, 22 und 23

Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 1



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 2



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 3

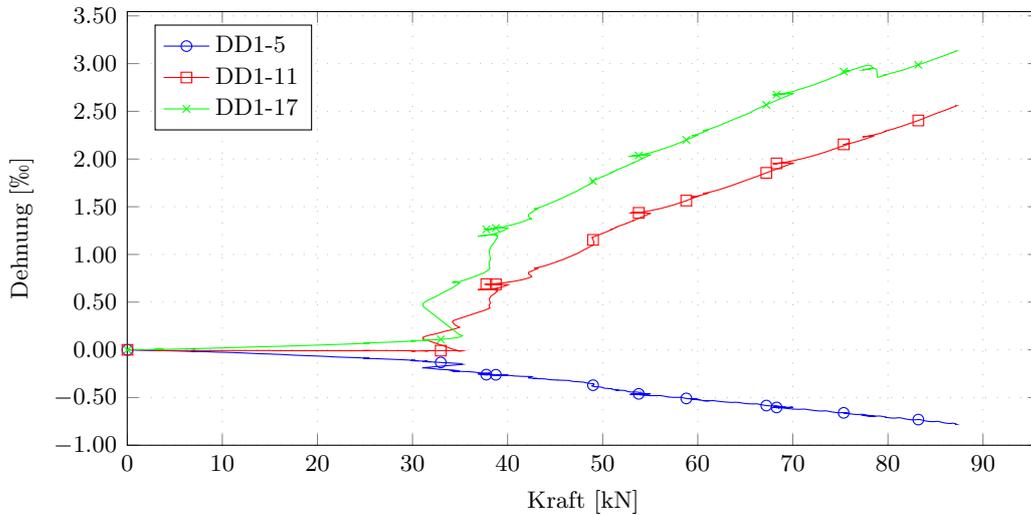
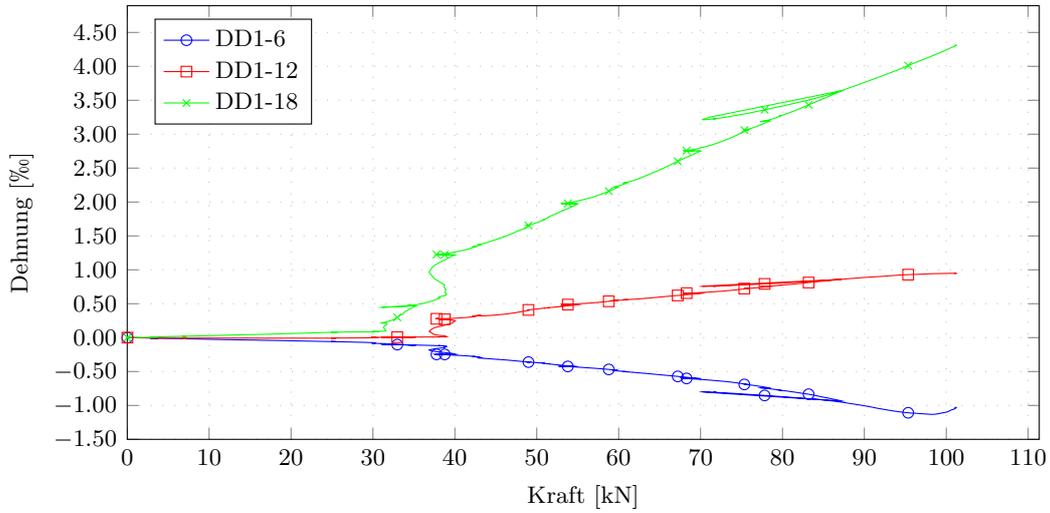
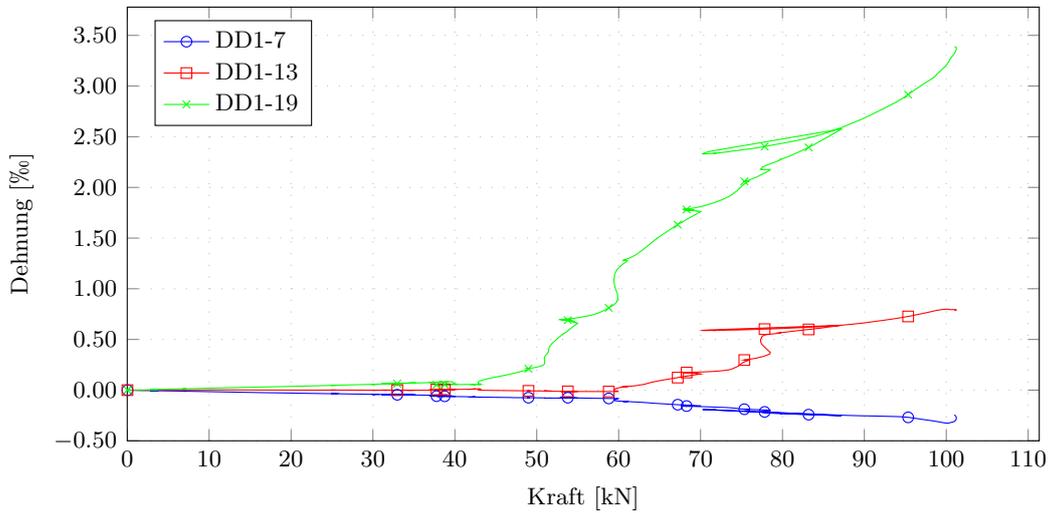


Abb. B.2.: Versuchsbalken SV-1: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 1-3 bis zum Auftreten des 1. Schubrisse

Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 4



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 5



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 6

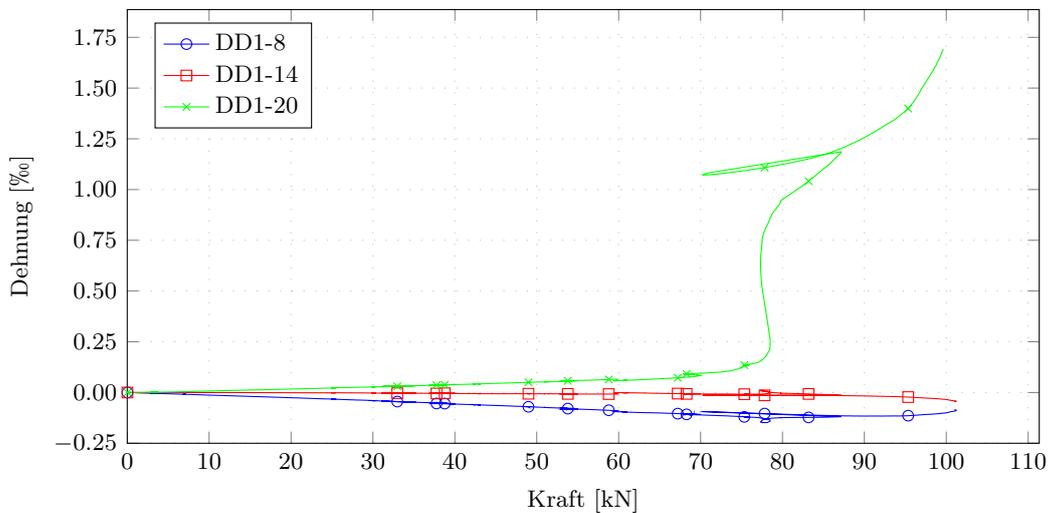


Abb. B.3.: Versuchs balken SV-1: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 4-6

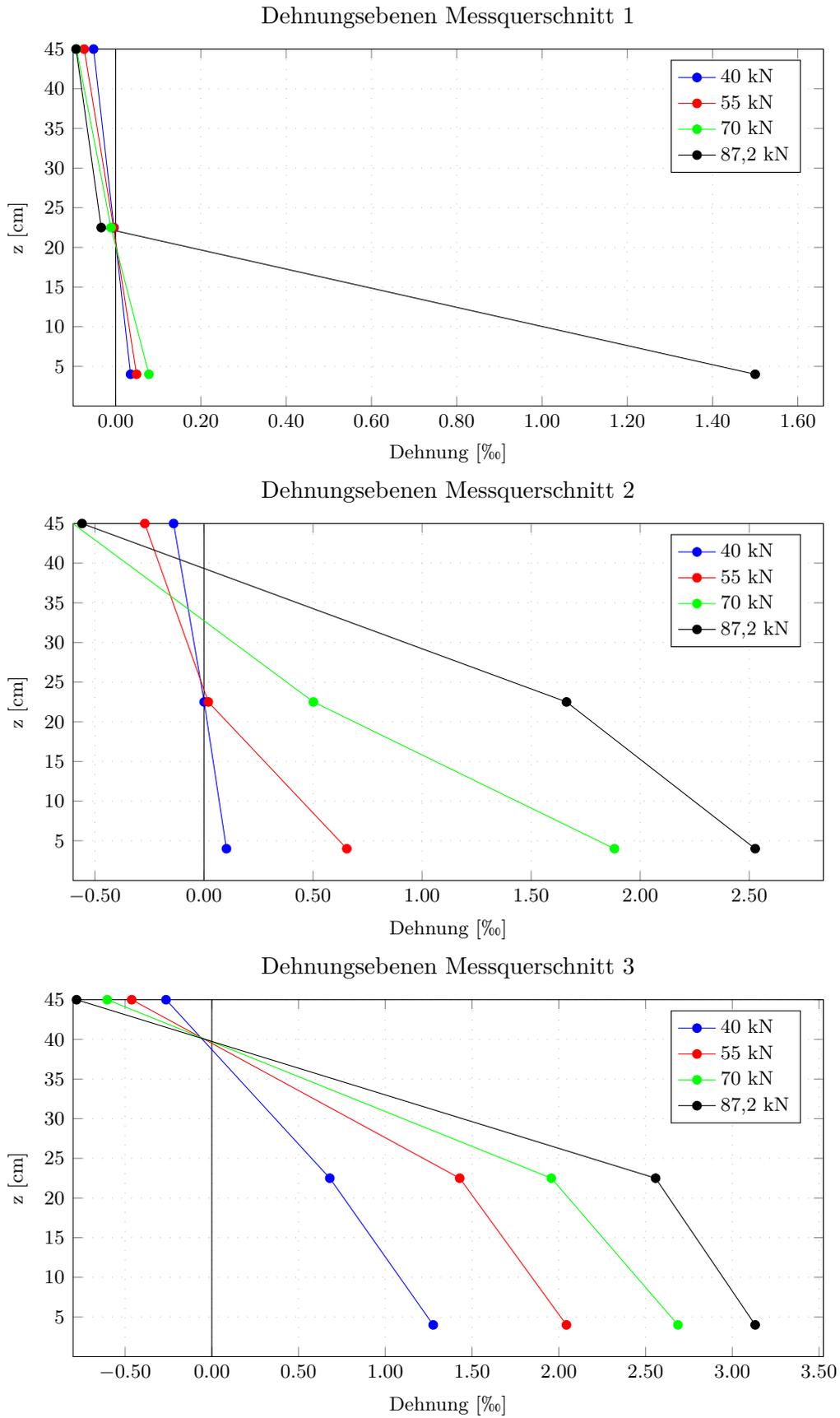


Abb. B.4.: Versuchsbalken SV-1: Dehnungsebenen Messquerschnitte 1-3 bis zum Auftreten des 1. Schubrisses

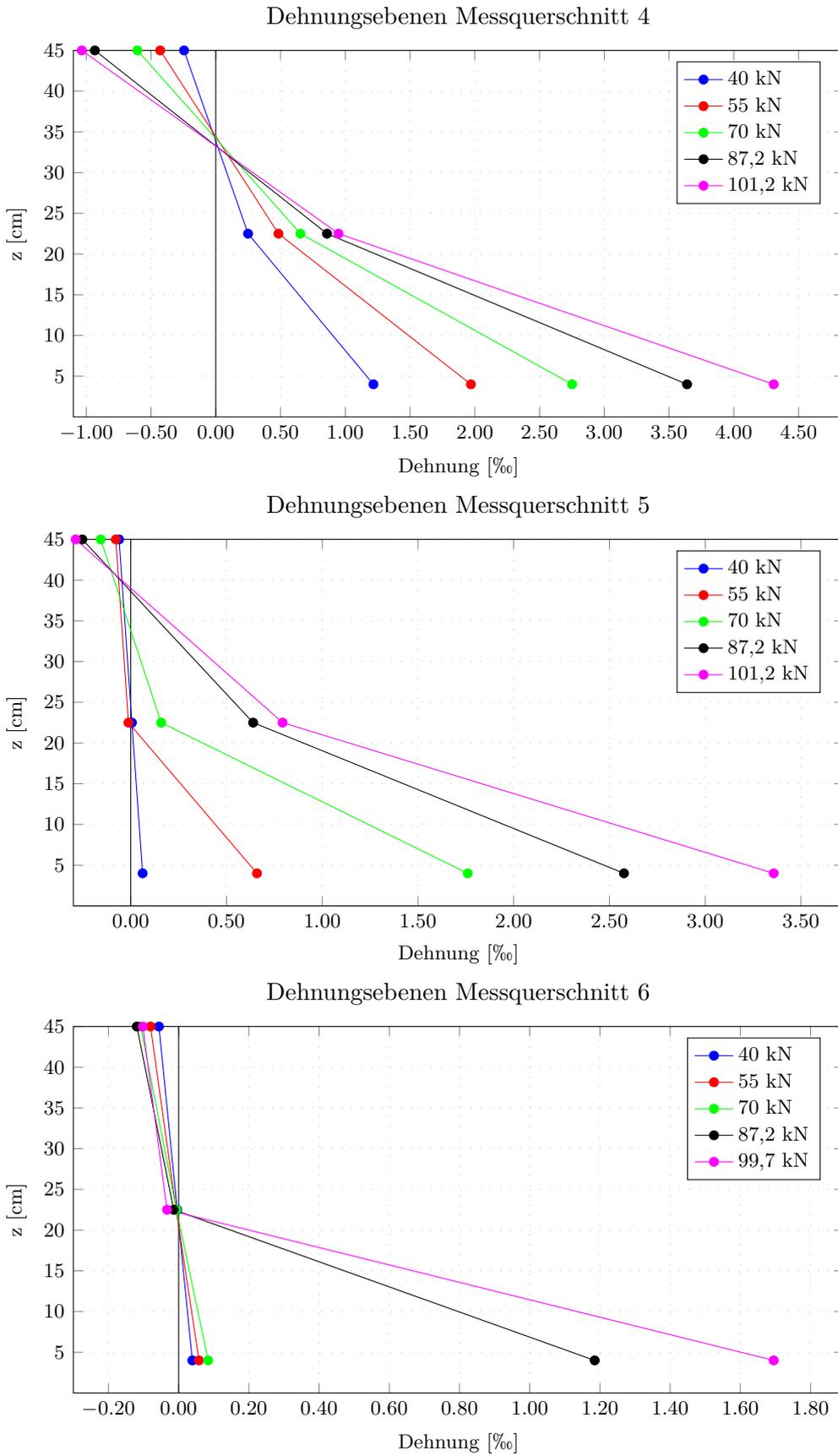
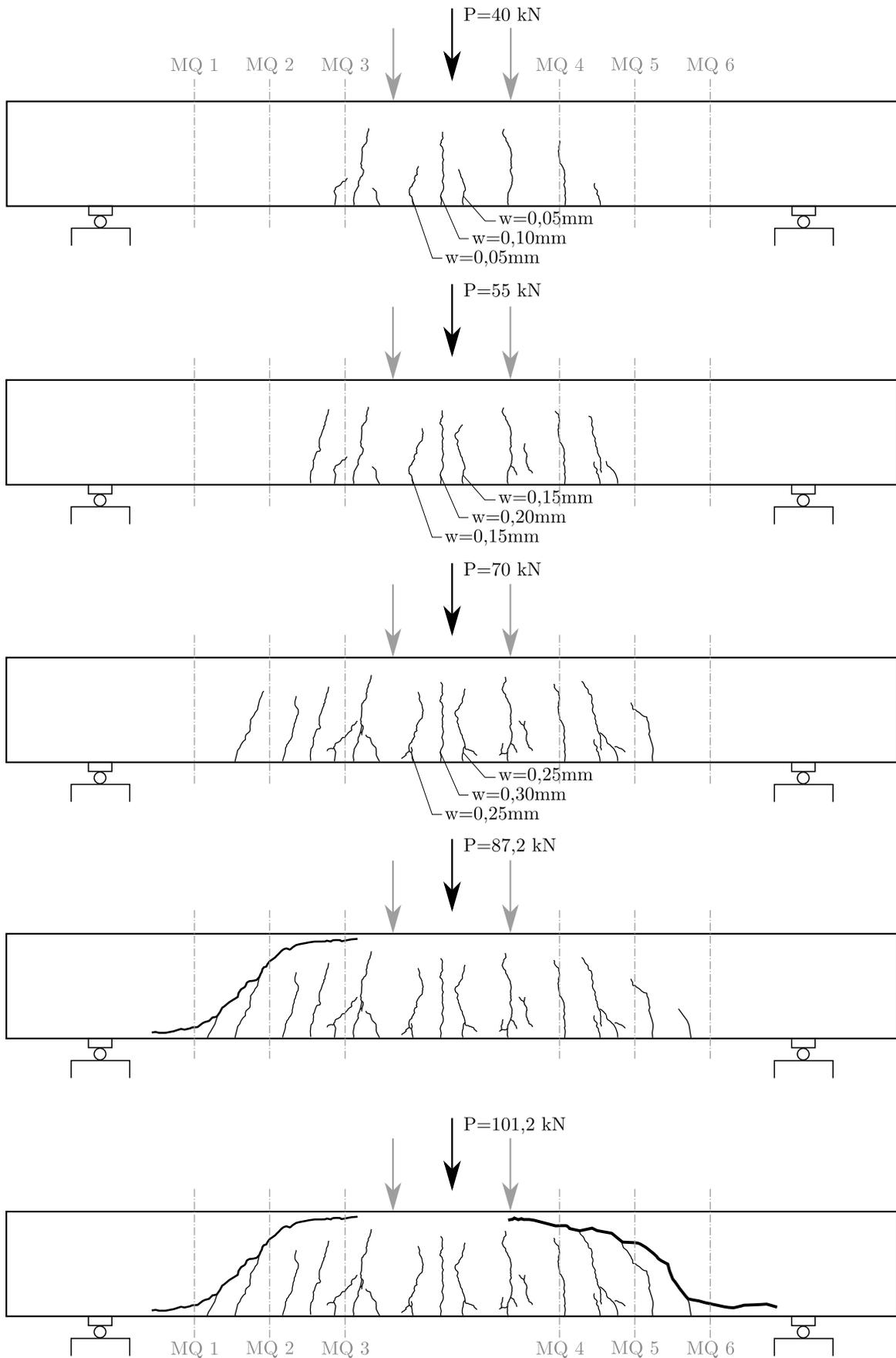
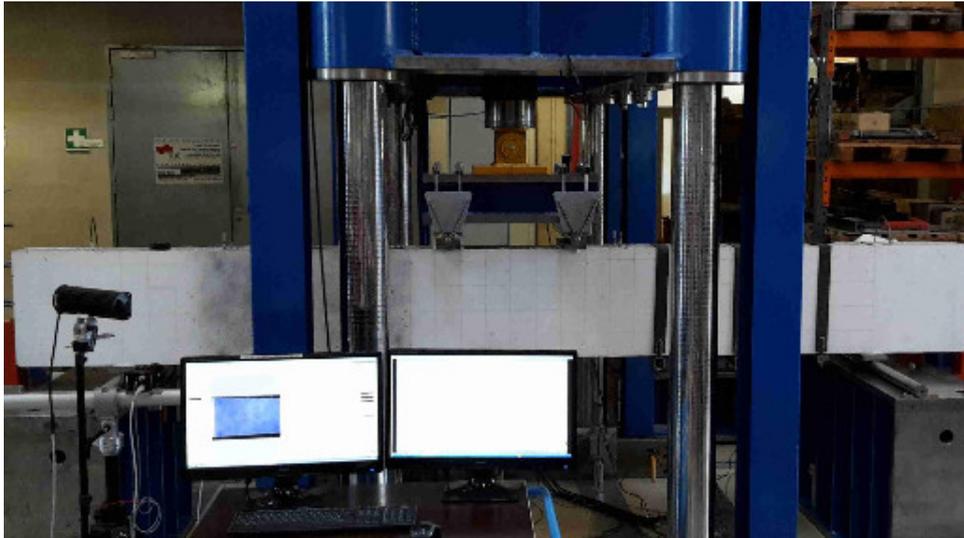


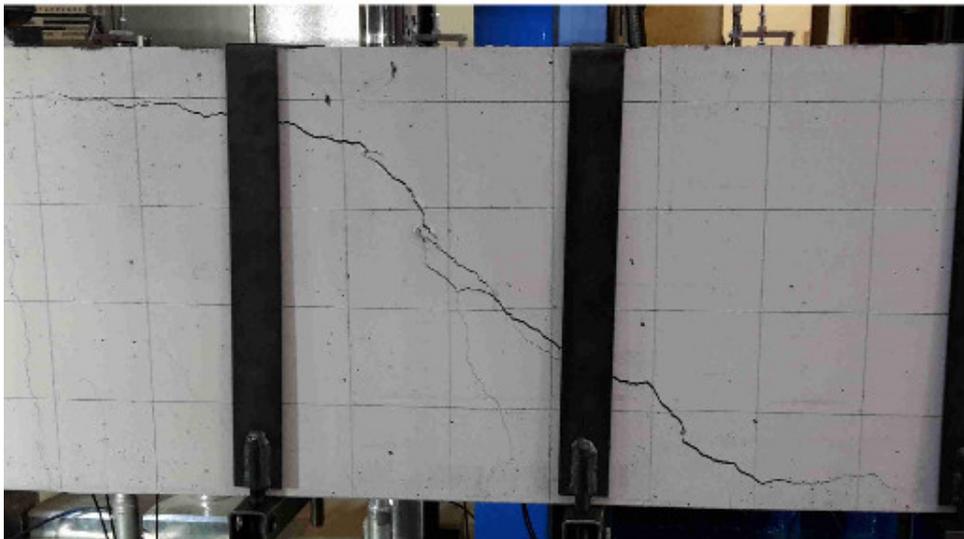
Abb. B.5.: Versuchsbalken SV-1: Dehnungsebenen Messquerschnitte 4-6

Rissbild SV-1





Versuchsaufbau SV-1 - Ansicht Vorderseite



1. Schubriss - Ansicht Vorderseite



2. Schubriss - Ansicht Vorderseite

Versuchsbalken SV-2

Herstelldatum:	23.06.2017
Prüfdatum:	22.08.2017 (60 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,3 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 37,0 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2,5 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 26600 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 40,9 \text{ cm}$
Eigengewicht Balken:	$G_0 = 10,9 \text{ kN}$
Eigengewicht Wasserschlauch:	$G_1 = 0,4 \text{ kN}$

Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,01 mm/s
Pausen:	35 kN / 55 kN / 75 kN

Schrägrisslast im Versuch:	$P_{exp} = 101,6 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager im Versuch:	$V_{exp} = \frac{P_{exp} + G_0 + G_1}{2} = \frac{101,6 + 10,9 + 0,4}{2}$ $V_{exp} = 56,5 \text{ kN}$

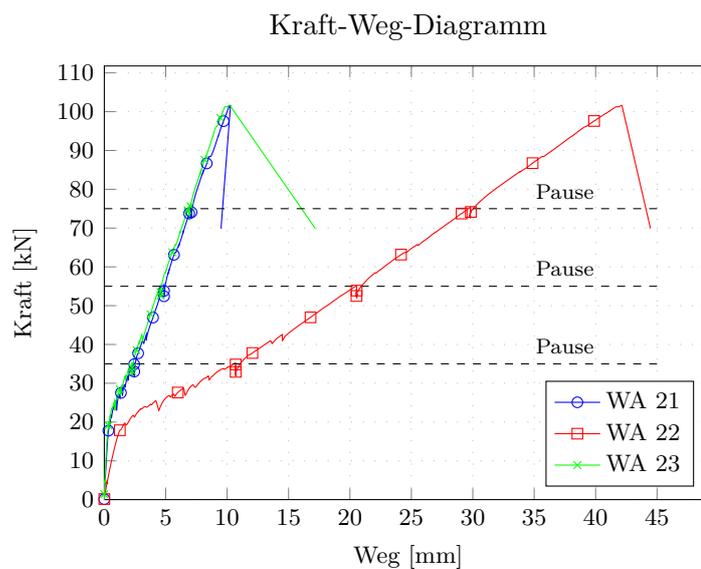
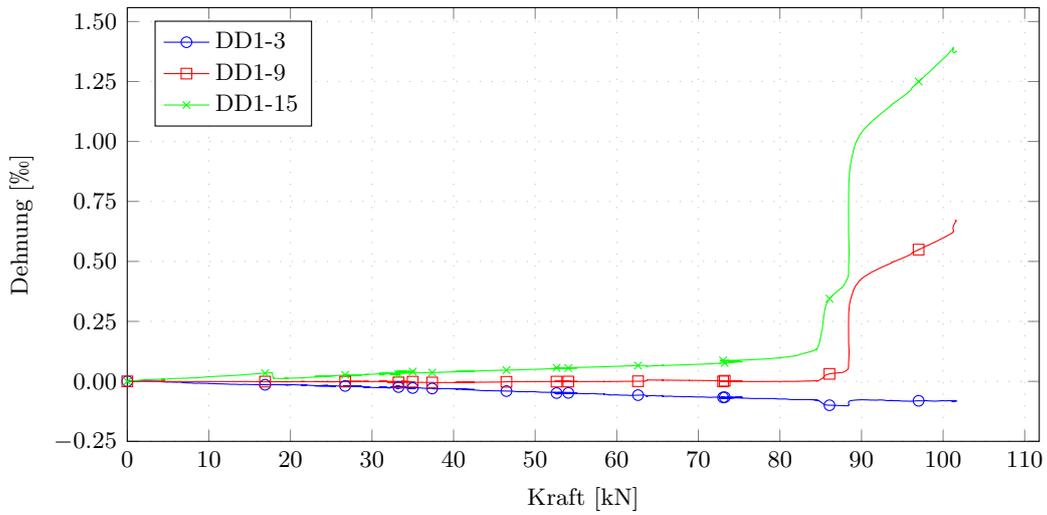
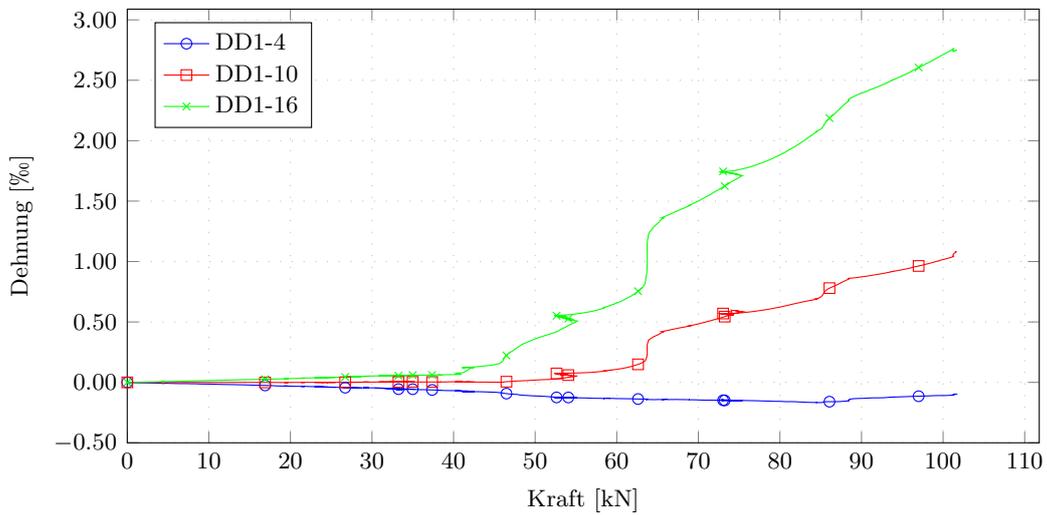


Abb. B.6.: Versuchsbalken SV-2: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 21, 22 und 23

Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 1



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 2



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 3

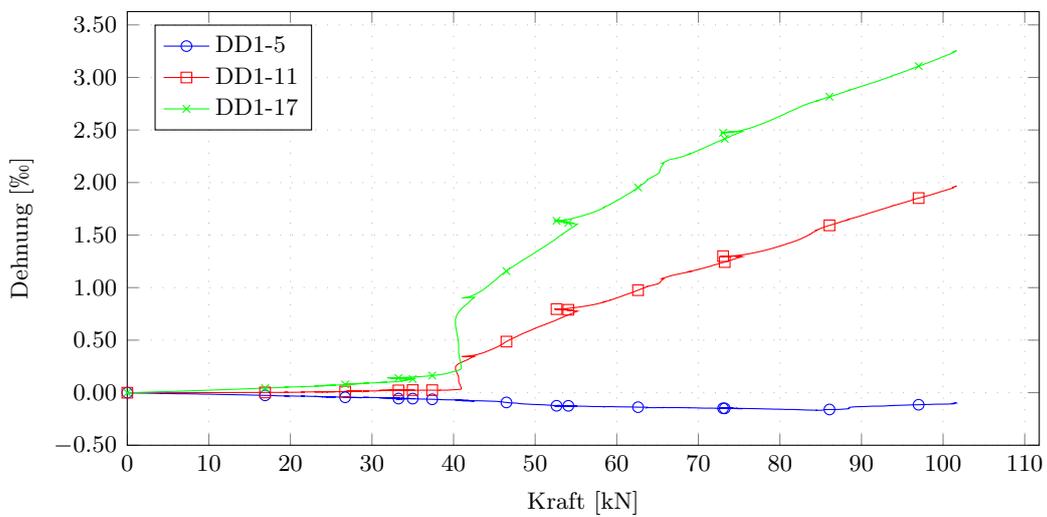
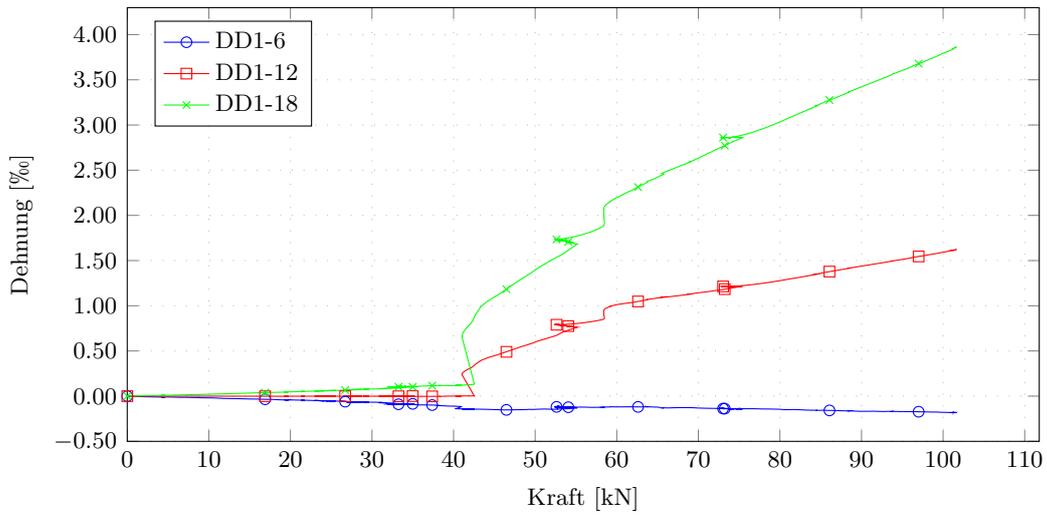
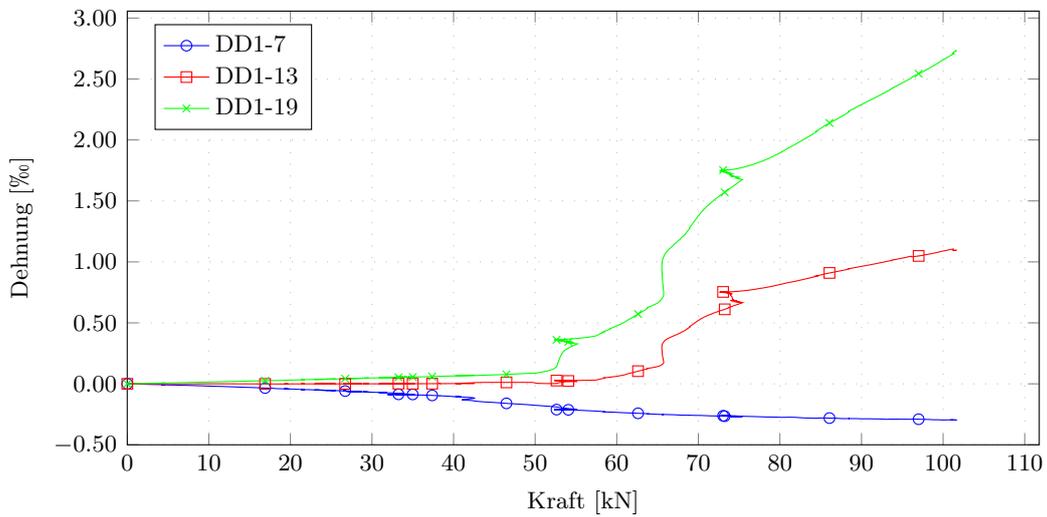


Abb. B.7.: Versuchs balken SV-2: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 1-3

Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 4



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 5



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 6

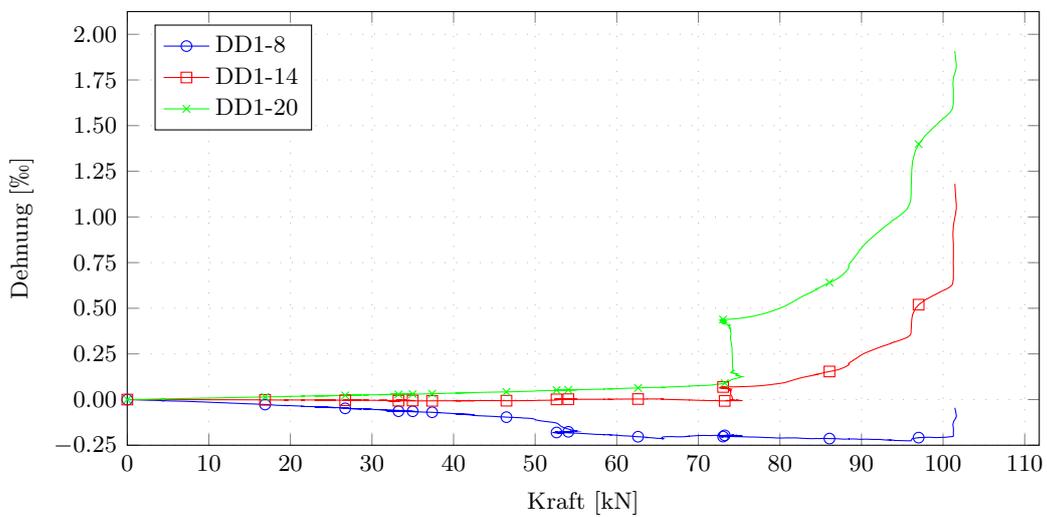


Abb. B.8.: Versuchsbalken SV-2: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 4-6

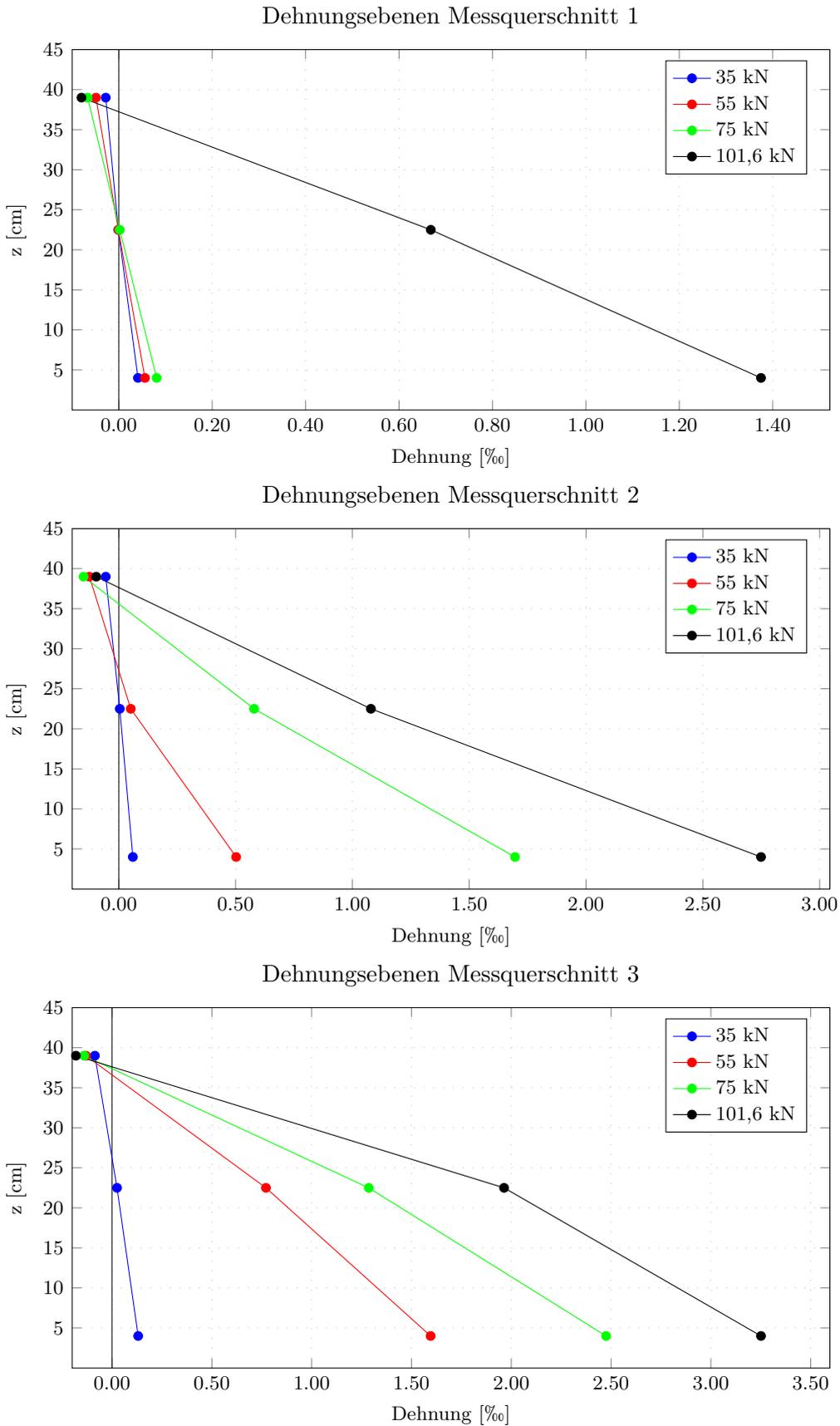


Abb. B.9.: Versuchsbalken SV-2: Dehnungsebenen Messquerschnitte 1-3

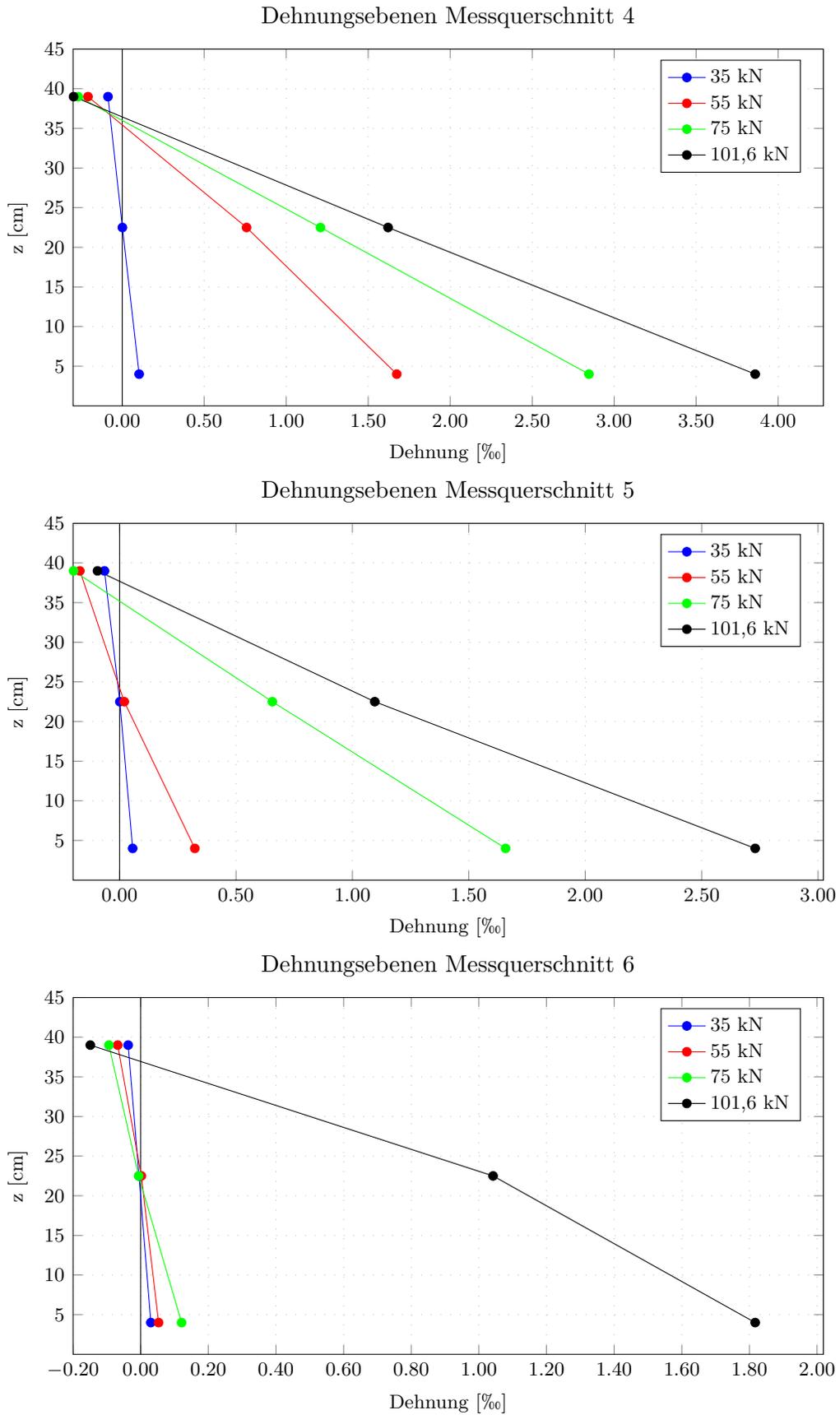
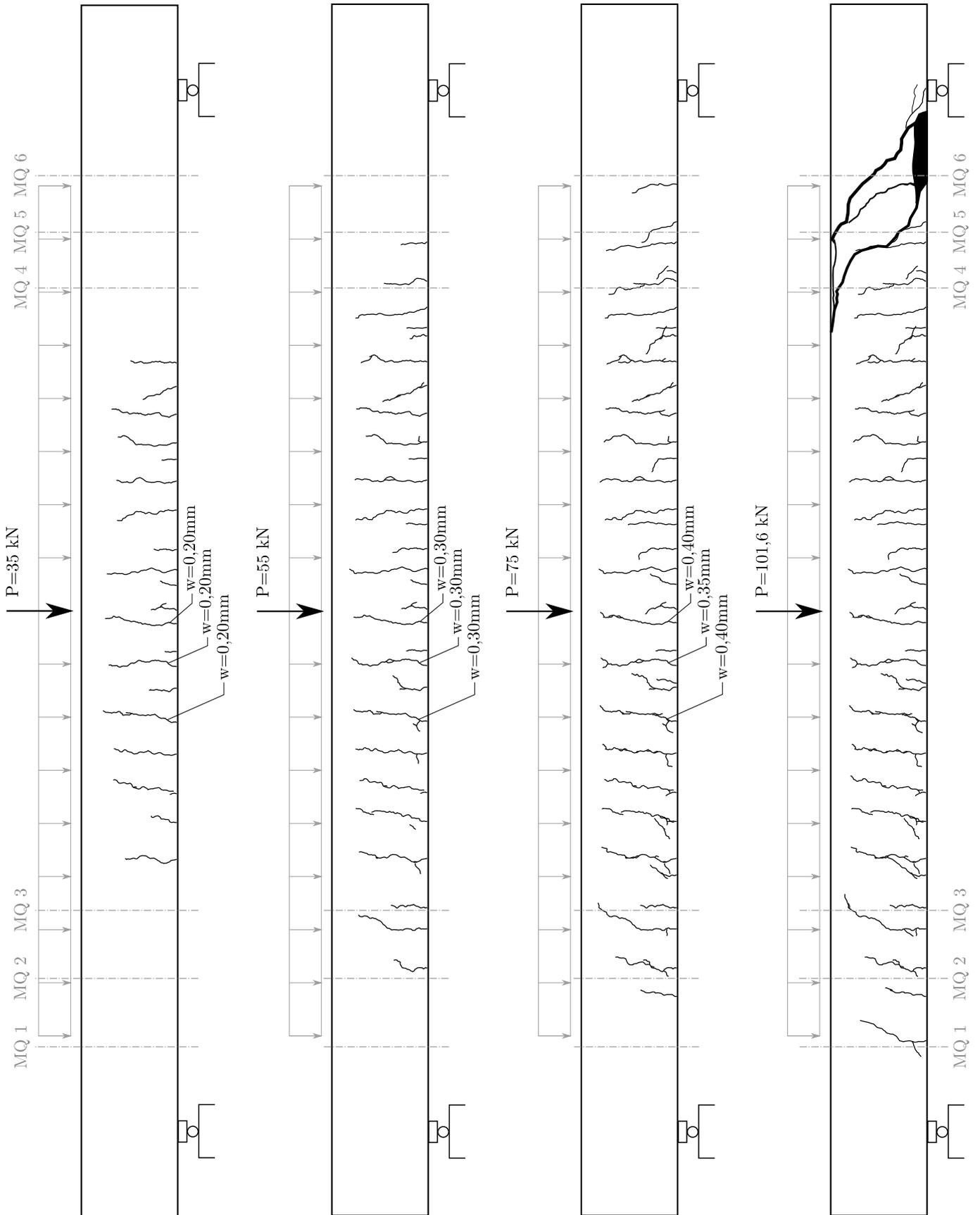


Abb. B.10.: Versuchsbalken SV-2: Dehnungsebenen Messquerschnitte 4-6

Rissbild SV-2





Versuchsaufbau SV-2 - Ansicht Vorderseite



Schubriss - Ansicht Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite

Versuchsbalken SV-3

Herstelldatum:	23.06.2017
Prüfdatum:	23.08.2017 (61 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,3 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 37,0 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2,5 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 26600 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 40,9 \text{ cm}$
Eigengewicht Balken:	$G_0 = 8,1 \text{ kN}$
Eigengewicht Wasserschlauch:	$G_1 = 0,4 \text{ kN}$

Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,0075 mm/s
Pausen:	20 kN / 30 kN / 45 kN

Schrägrisslast im Versuch:	$P_{exp} = 76,1 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager im Versuch:	$V_{exp} = P_{exp} + G_0 \cdot \frac{2,55}{4,25} + G_1$ $V_{exp} = 76,1 + 8,1 \cdot \frac{2,55}{4,25} + 0,4$ $V_{exp} = 81,4 \text{ kN}$

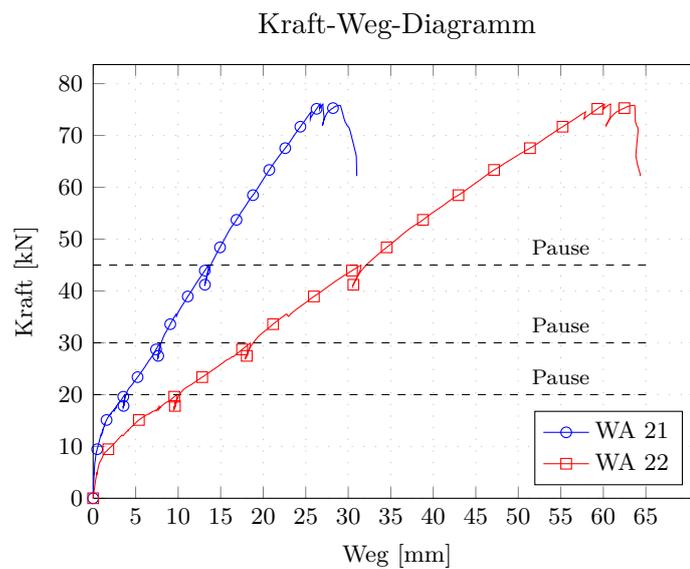
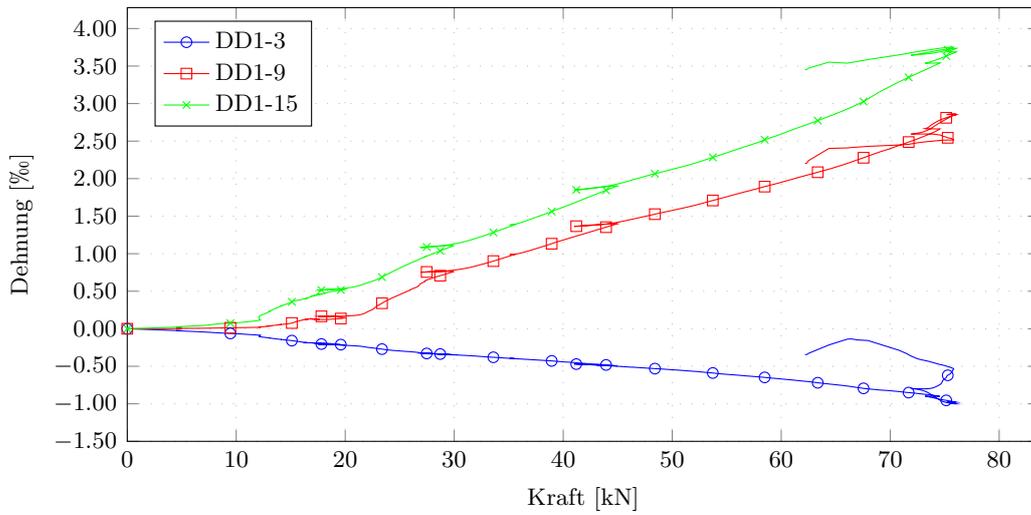
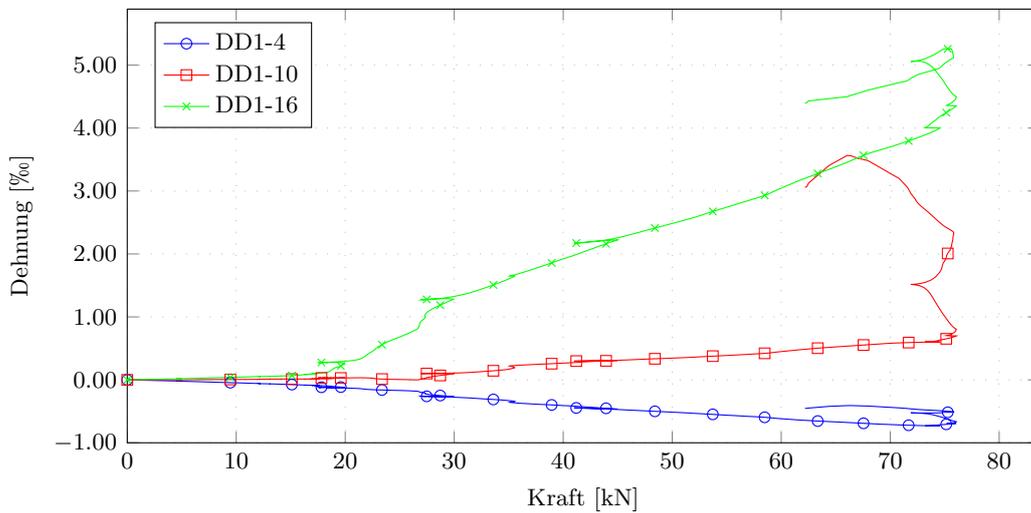


Abb. B.11.: Versuchsbalken SV-3: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 21 und 22

Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 1



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 2



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 3

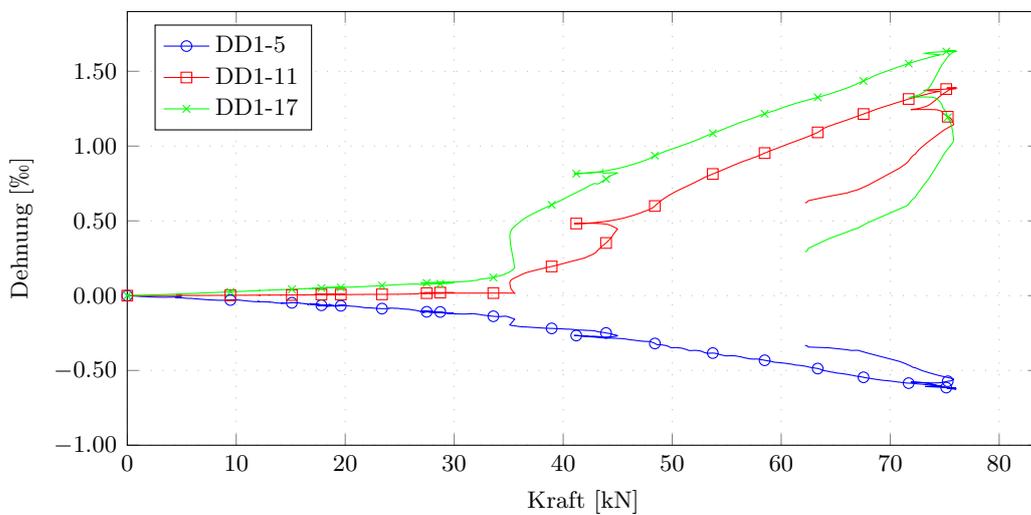


Abb. B.12.: Versuchsbalken SV-3: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 1-3

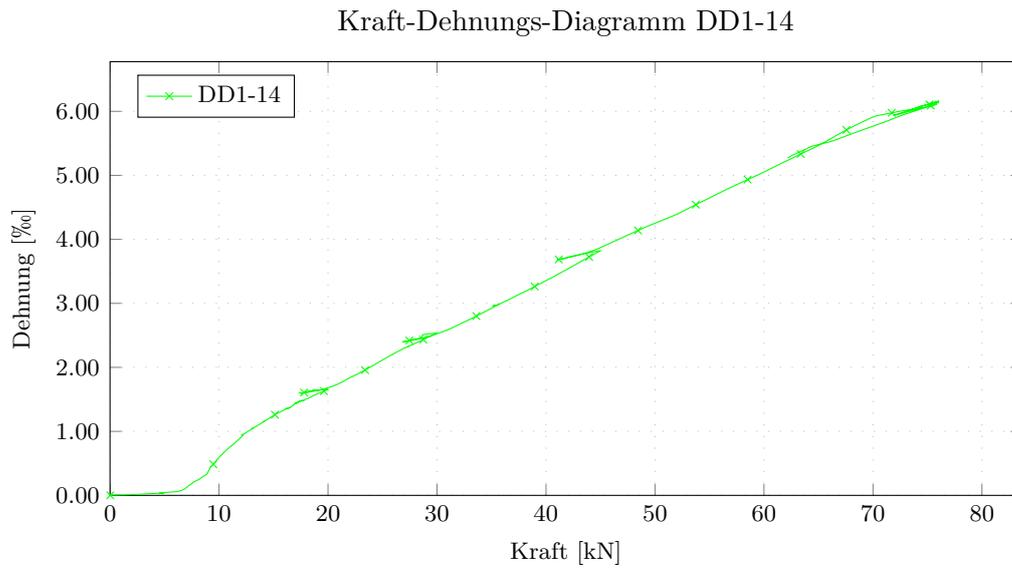


Abb. B.13.: Versuchsbalken SV-3: Kraft-Dehnungs-Diagramm DD1-14

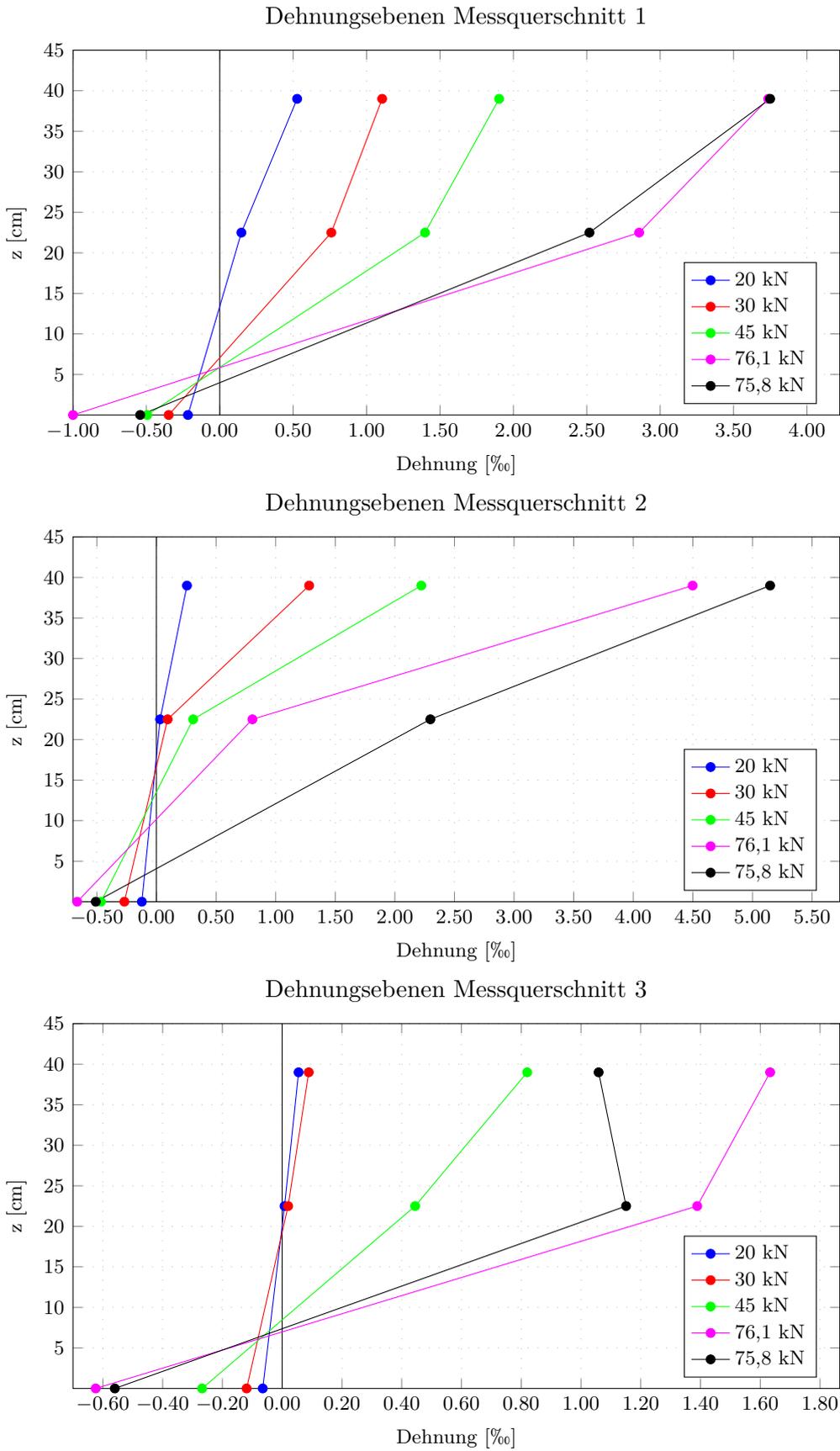
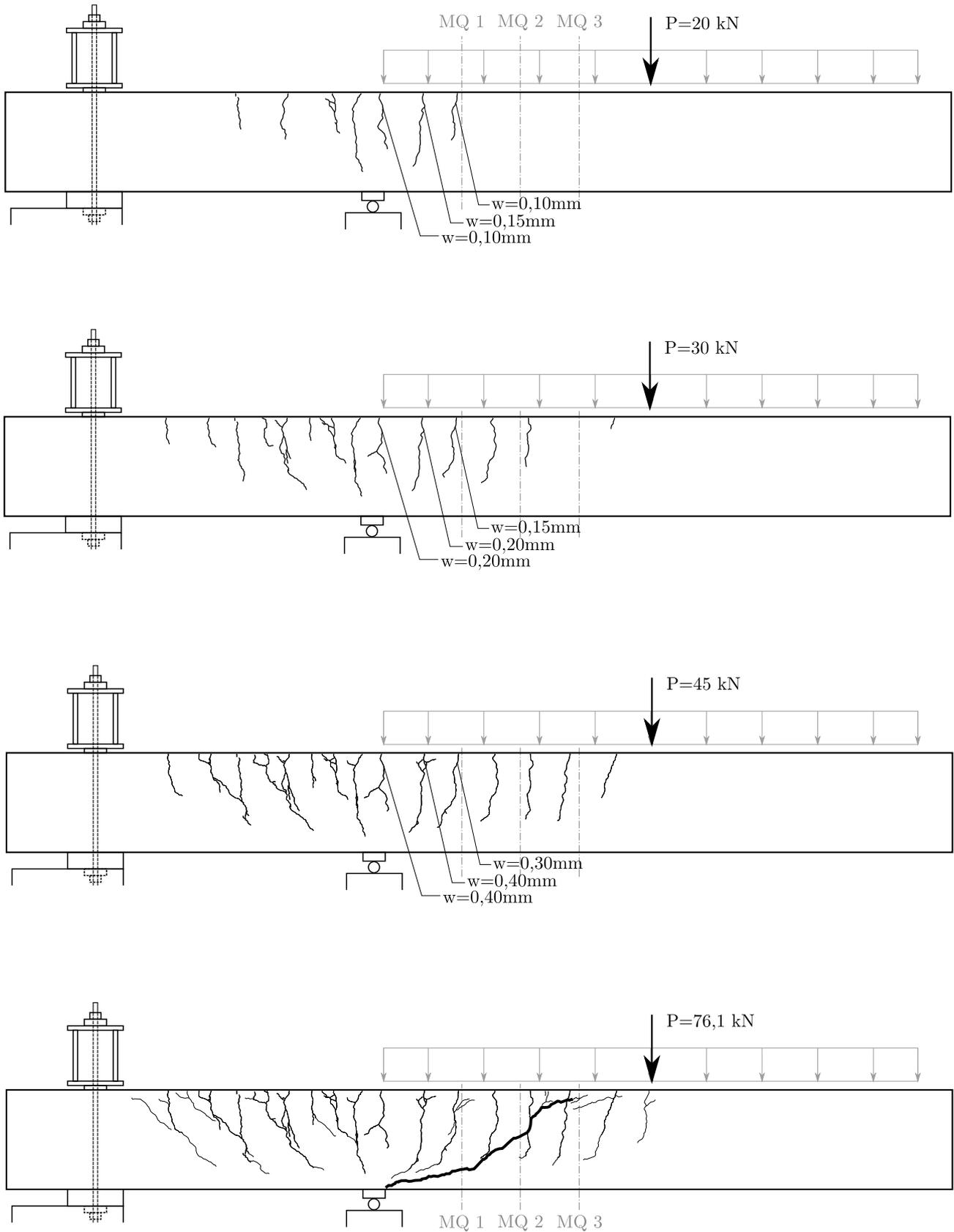
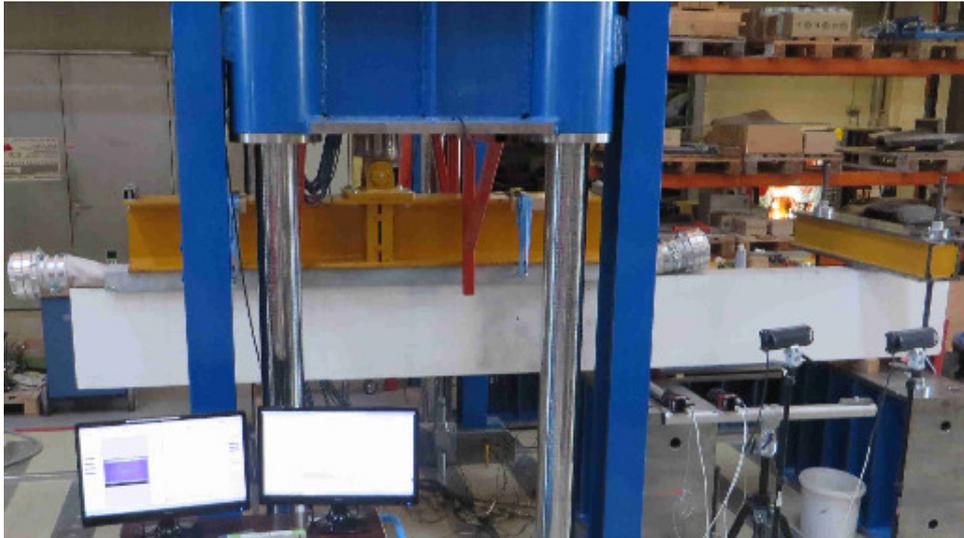


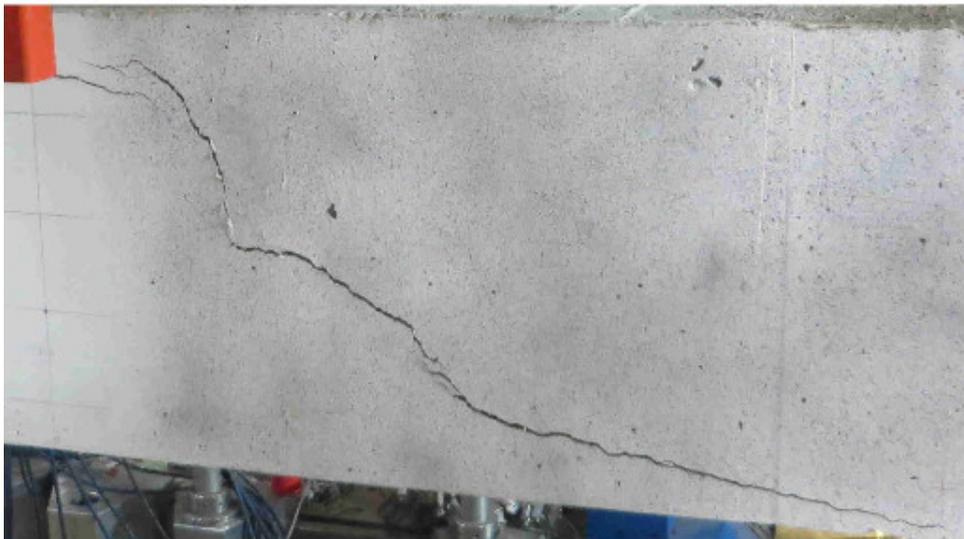
Abb. B.14.: Versuchsbalken SV-3: Dehnungsebenen Messquerschnitte 1-3

Rissbild SV-3





Versuchsaufbau SV-3 - Ansicht Vorderseite



Schubriss - Ansicht Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Rückseite

Versuchsbalken SV-4

Herstelldatum:	23.06.2017
Prüfdatum:	24.08.2017 (62 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,3 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 37,0 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2,5 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 26600 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 40,9 \text{ cm}$
Eigengewicht Balken:	$G_0 = 8,1 \text{ kN}$
Eigengewicht Wasserschlauch:	$G_1 = 0,4 \text{ kN}$

Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,0075 mm/s
Pausen:	30 kN / 45 kN / 60 kN

Schrägrisslast im Versuch:	$P_{exp} = 75,5 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager im Versuch:	$V_{exp} = P_{exp} + G_0 \cdot \frac{2,55}{4,25} + G_1$ $V_{exp} = 75,5 + 8,1 \cdot \frac{2,55}{4,25} + 0,4$ $V_{exp} = 80,8 \text{ kN}$

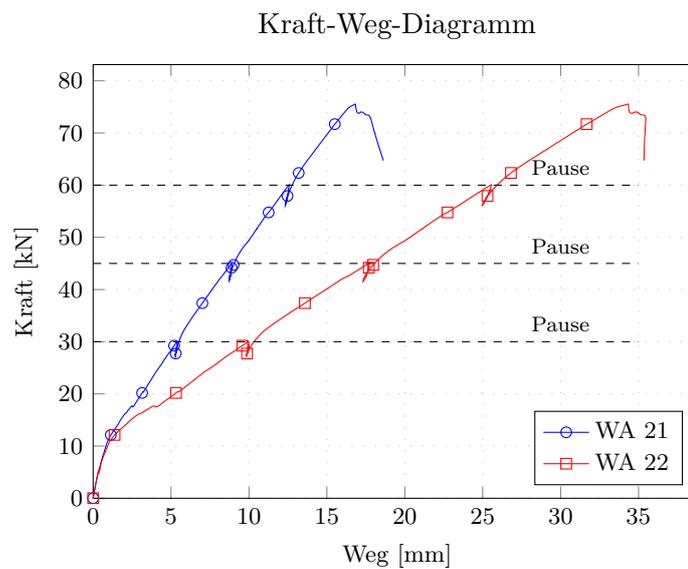
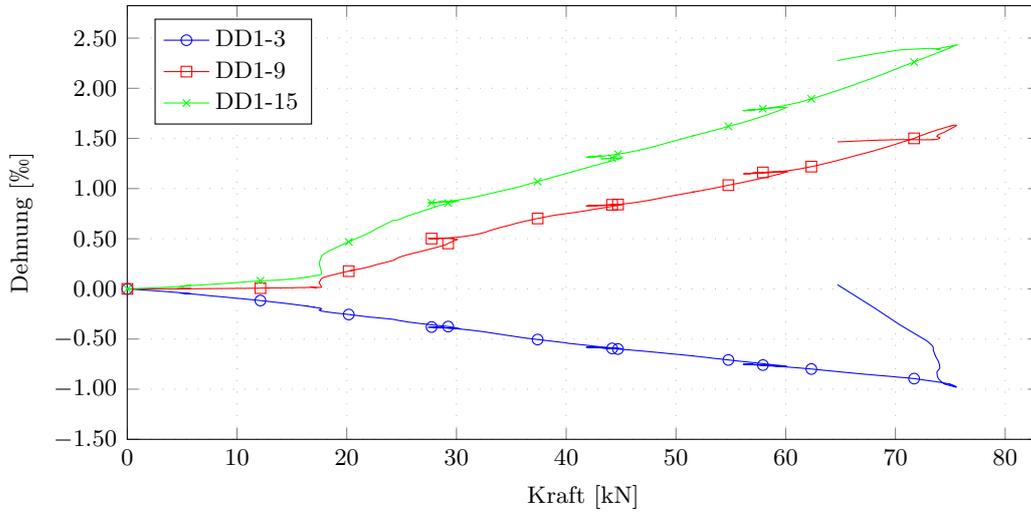
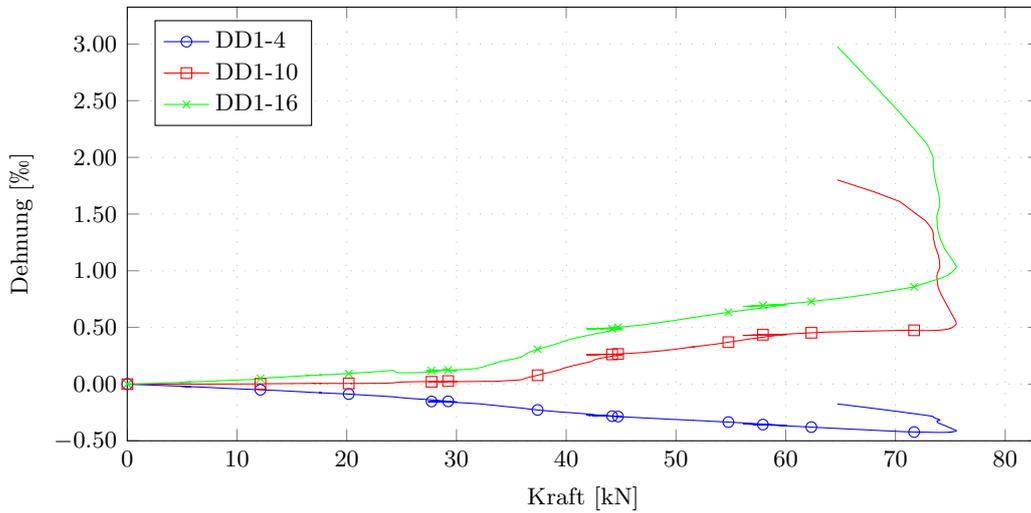


Abb. B.15.: Versuchsbalken SV-4: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 21 und 22

Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 1



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 2



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 3

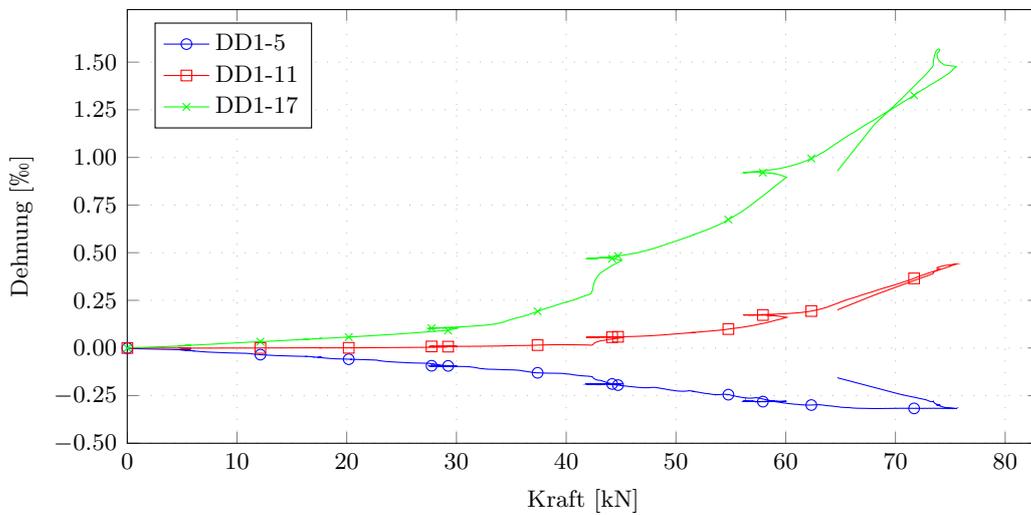


Abb. B.16.: Versuchsbalken SV-4: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 1-3

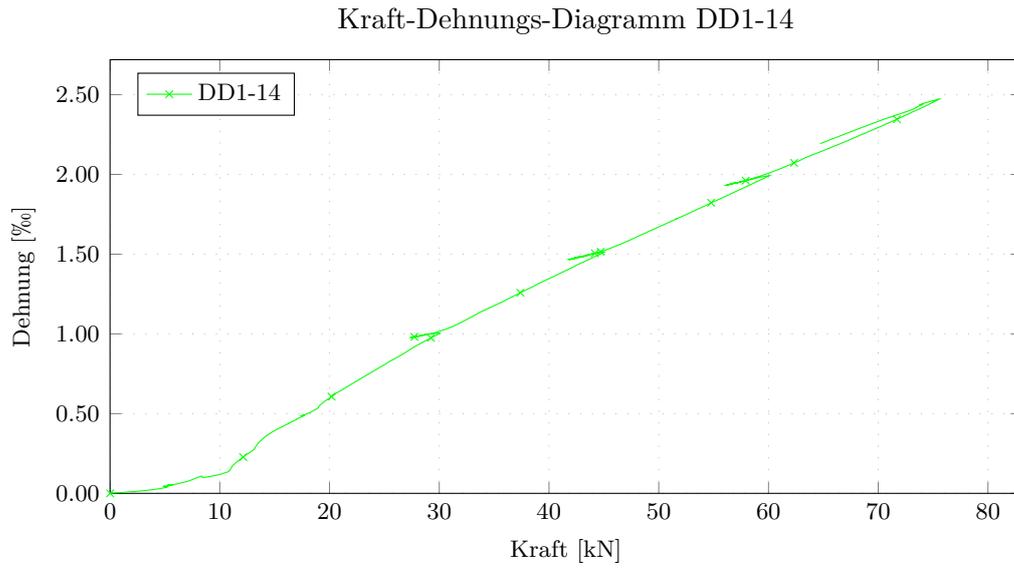


Abb. B.17.: Versuchsbalken SV-4: Kraft-Dehnungs-Diagramm DD1-14

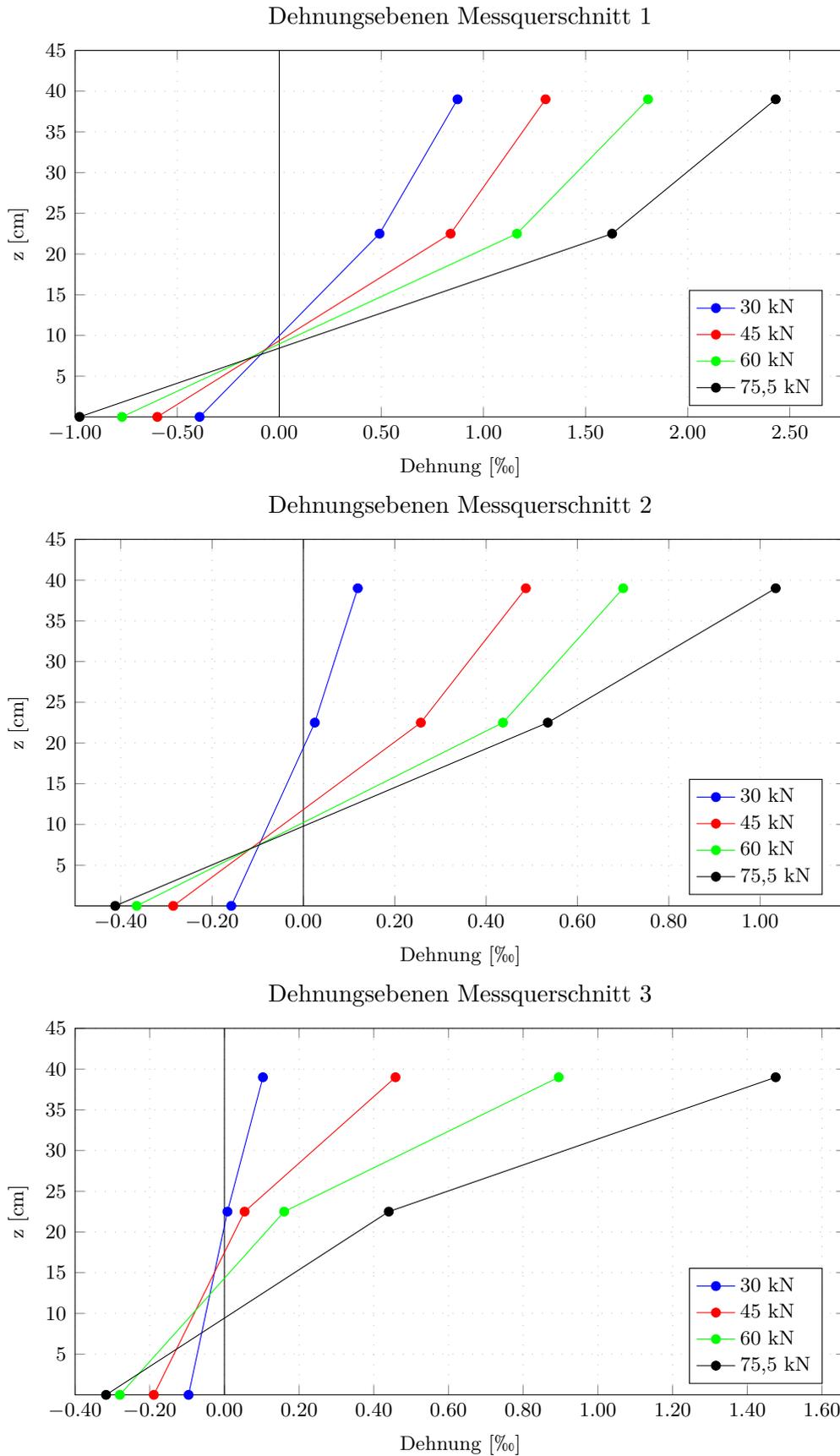
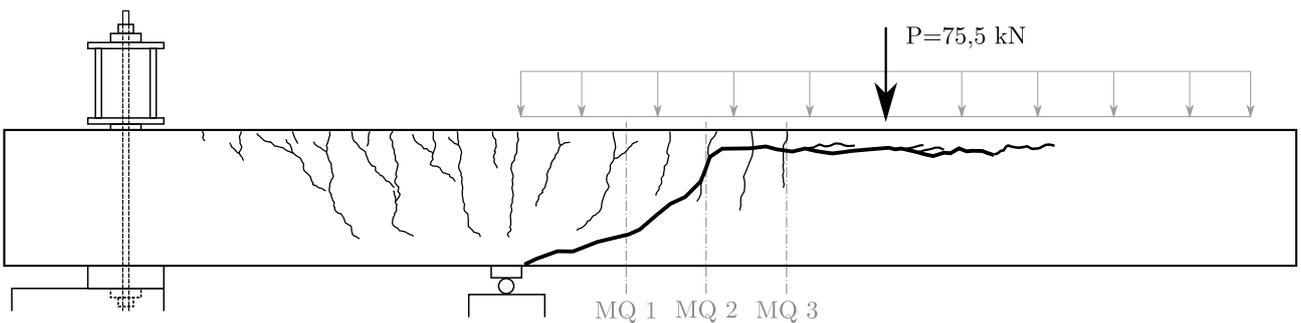
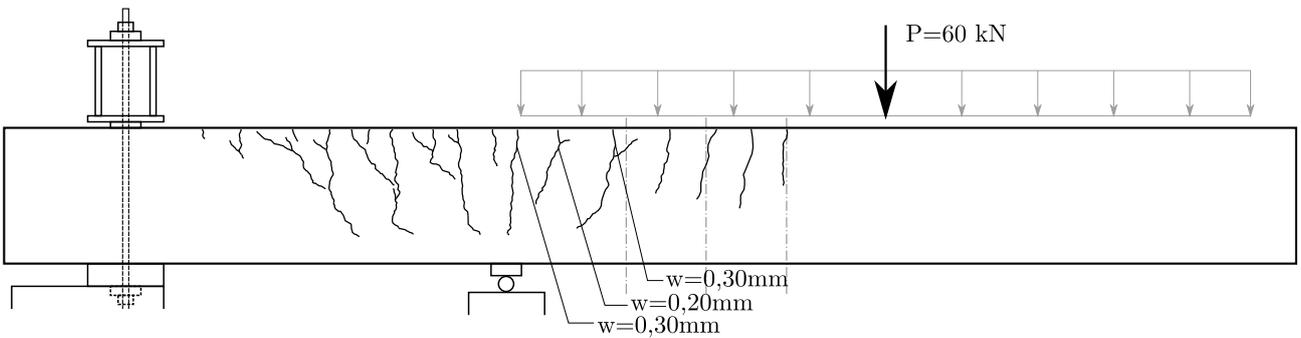
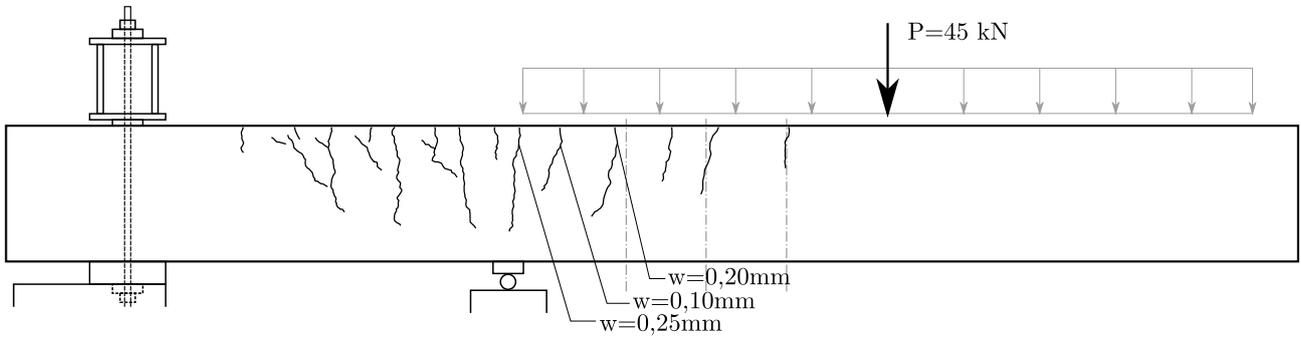
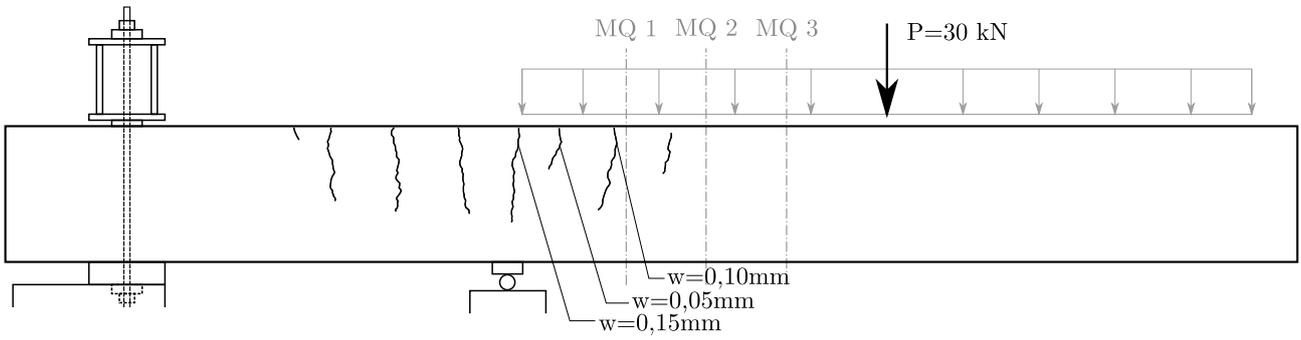


Abb. B.18.: Versuchsbalken SV-4: Dehnungsebenen Messquerschnitte 1-3

Rissbild SV-4





Versuchsaufbau SV-4 - Ansicht Vorderseite



Schubriss - Ansicht Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Rückseite

Versuchsbalken SV-5

Herstelldatum:	23.06.2017
Prüfdatum:	29.08.2017 (67 Tage)
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,3 \text{ MPa}$
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{cm,cube} = 37,0 \text{ MPa}$
Spaltzugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2,5 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E_{cm} = 26600 \text{ MPa}$
statischer Hebelarm:	$d = 40,9 \text{ cm}$
Eigengewicht Balken:	$G_0 = 9,8 \text{ kN}$
Eigengewicht Wasserschlauch:	$G_1 = 0,4 \text{ kN}$

Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,0075 mm/s
Pausen:	20 kN / 40 kN / 60 kN

Schrägrisslast im Versuch:	$P_{exp} = 68,0 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager im Versuch:	$V_{exp} = P_{exp} + G_0 \cdot \frac{3,35}{5,15} + G_1$ $V_{exp} = 68,0 + 9,8 \cdot \frac{3,35}{5,15} + 0,4$ $V_{exp} = 74,8 \text{ kN}$

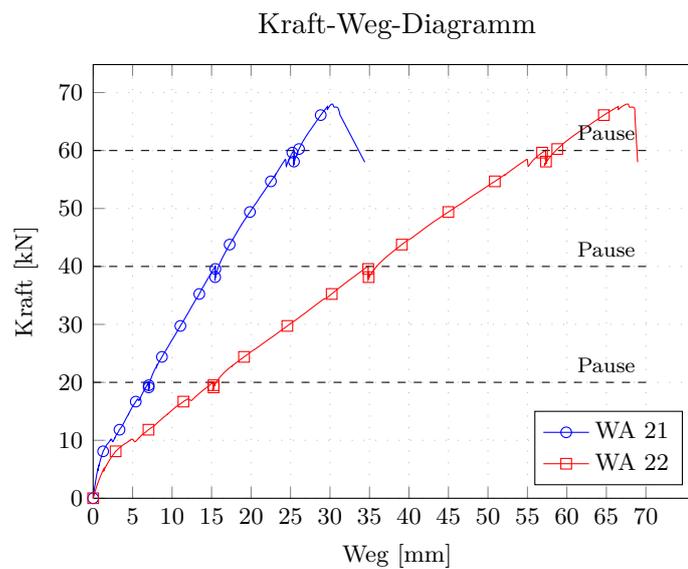
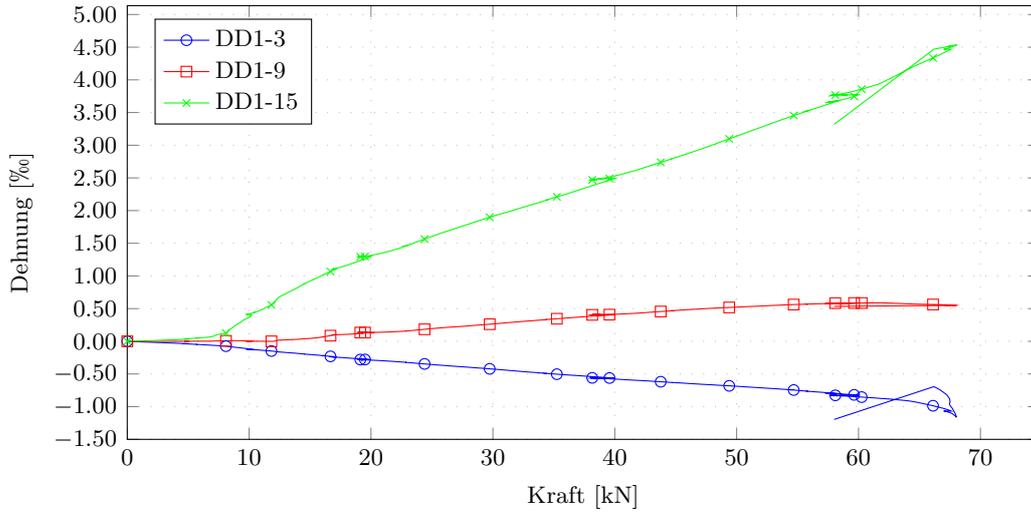
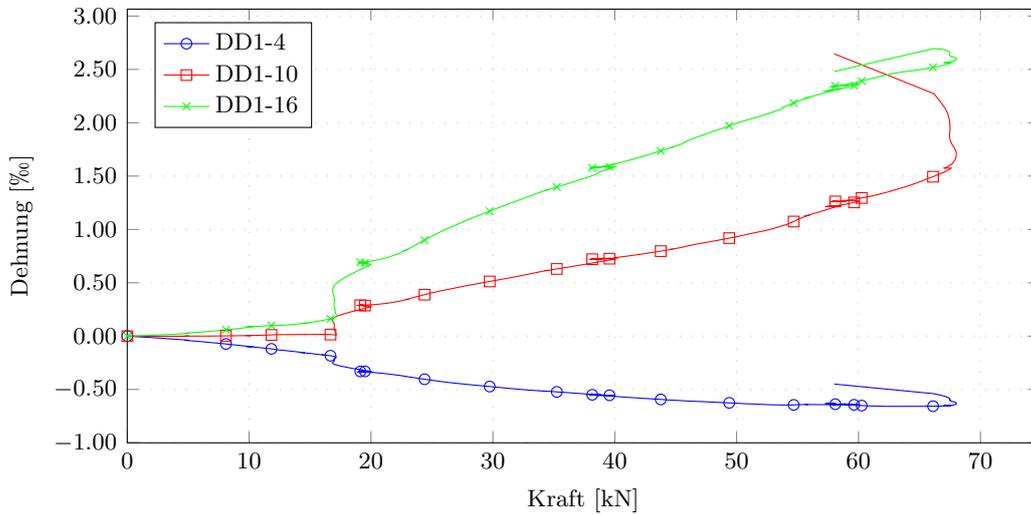


Abb. B.19.: Versuchsbalken SV-5: Kraft-Weg-Diagramm der Wegaufnehmer 21 und 22

Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 1



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 2



Kraft-Dehnungs-Diagramm Messquerschnitt 3

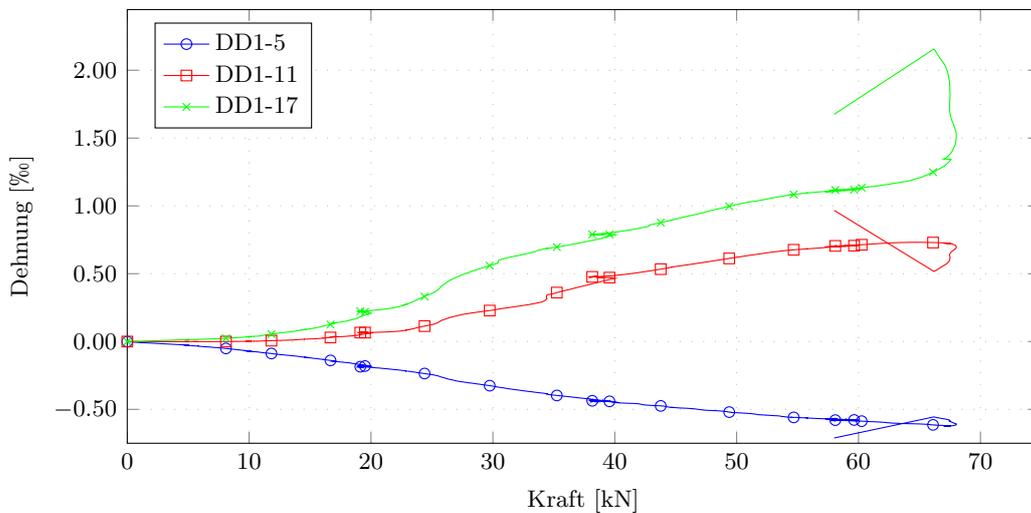


Abb. B.20.: Versuchsbalken SV-5: Kraft-Dehnungs-Diagramme Messquerschnitte 1-3

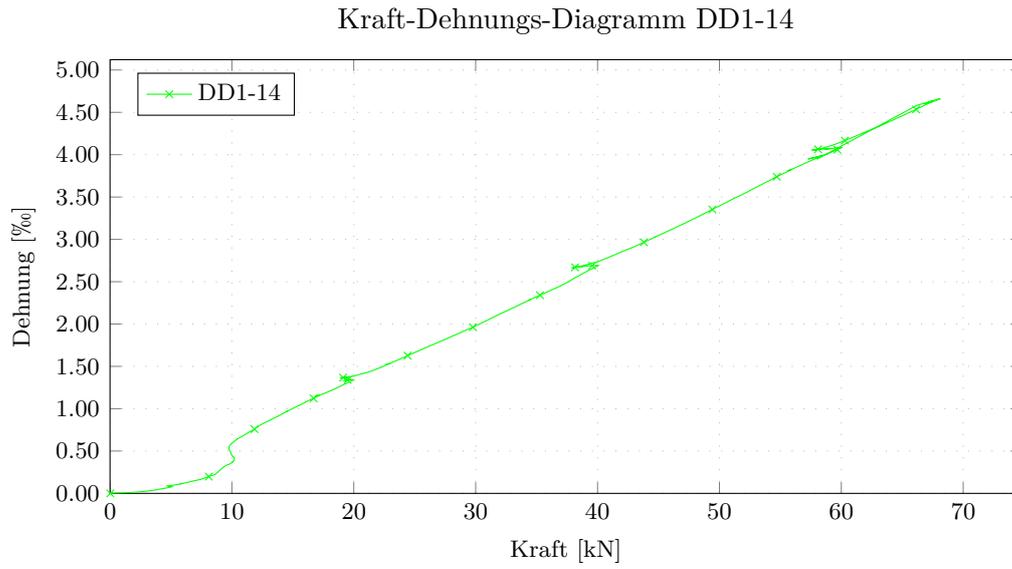


Abb. B.21.: Versuchsbalken SV-5: Kraft-Dehnungs-Diagramm DD1-14

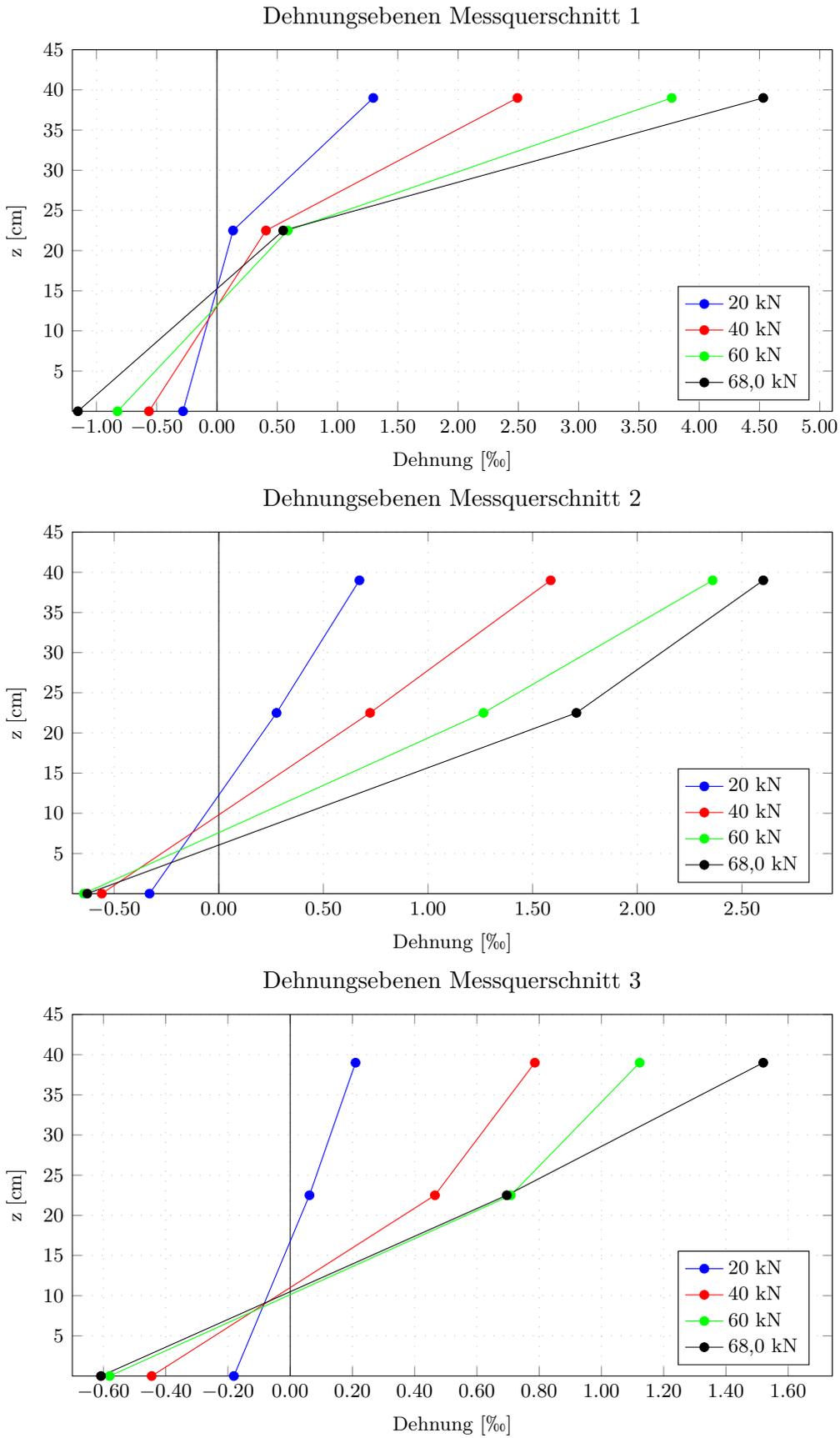
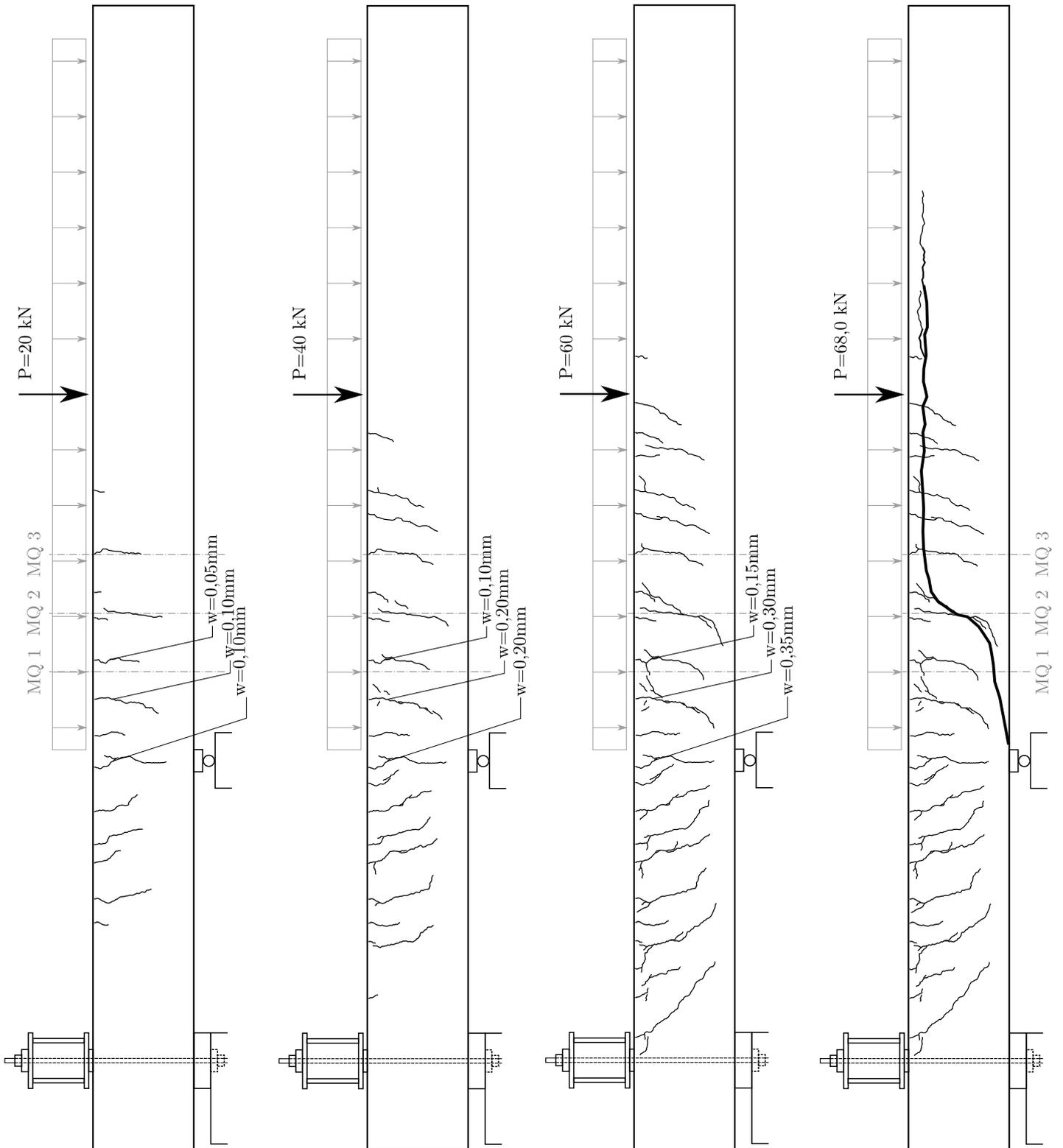
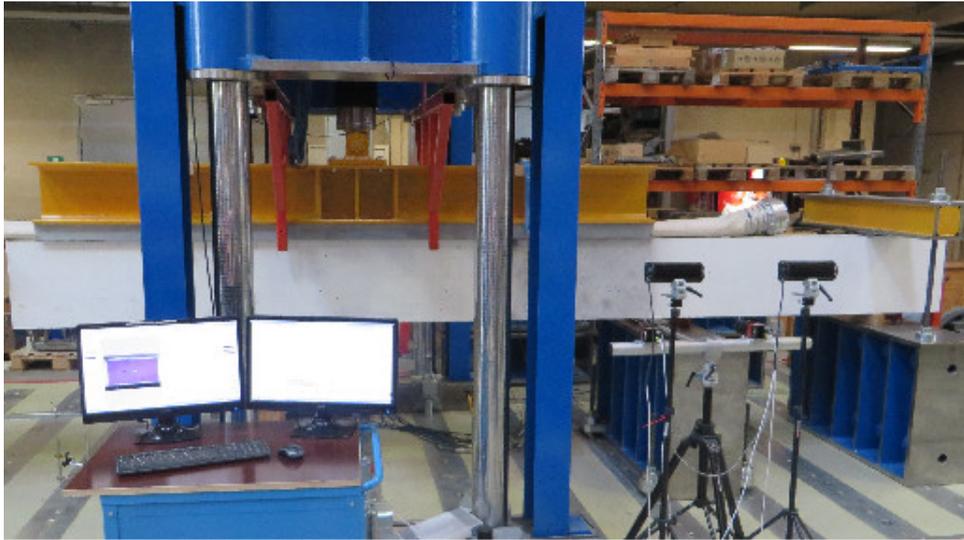


Abb. B.22.: Versuchsbalken SV-5: Dehnungsebenen Messquerschnitte 1-3

Rissbild SV-5





Versuchsaufbau SV-5 - Ansicht Vorderseite



Schubriss - Ansicht Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Rückseite

C. Begleitende Versuche

C.1. Festigkeitseigenschaften Beton

Zylinderdruckfestigkeit

Probe	Durchmesser [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	150	17671	588,9	33,3
2	150	17671	596,9	33,8
3	150	17671	582,0	32,9
4	150	17671	589,8	33,4
5	150	17671	586,2	33,2
			MW	33,3

Tab. C.1.: Messwerte der Zylinderdruckfestigkeit (Probenalter 68 Tage)

Würfeldruckfestigkeit

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	149,55	149,90	22418	828,9	37,0
2	149,35	150,10	22417	831,3	37,1
3	149,35	149,85	22380	799,0	35,7
4	149,55	150,05	22440	802,8	35,8
5	149,65	149,90	22433	825,3	36,8
			MW	37,0	

Tab. C.2.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit (Probenalter 68 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	151,25	150,30	22733	829,0	36,5
2	150,50	150,35	22628	806,0	35,6
			MW	36,0	

Tab. C.3.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit (Probenalter 52 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	149,65	149,90	22433	689,3	30,7
2	149,75	150,10	22477	660,1	29,4
				MW	30,1

Tab. C.4.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit (Probenalter 21 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	150,10	149,00	22365	592,1	26,5
2	149,60	150,40	22500	638,5	28,4
				MW	27,4

Tab. C.5.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit (Probenalter 14 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	149,55	150,25	22470	510,5	22,7
2	150,30	150,45	22613	528,6	23,4
				MW	23,1

Tab. C.6.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit (Probenalter 7 Tage)

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	152,15	149,45	22739	463,4	20,4
2	149,35	149,45	22320	463,8	20,8
				MW	20,6

Tab. C.7.: Messwerte der Würfeldruckfestigkeit (Probenalter 5 Tage)

Spaltzugfestigkeit

Probe	Tiefe [mm]	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]
1	149,75	149,85	22440	85,8	2,43
2	149,35	149,85	22380	91,3	2,60
3	149,40	150,05	22417	86,0	2,44
4	149,40	149,90	22395	90,8	2,58
5	149,40	149,80	22380	83,9	2,39
				MW	2,52

Tab. C.8.: Messwerte der Spaltzugfestigkeit (Probenalter 68 Tage)

E-Modul

Probe	Höhe [mm]	Fläche [mm ²]	Kraft [kN]	Spannung [MPa]	E-Modul [MPa]
1	295	17671	595,3	33,7	26151
2	298	17671	579,5	32,8	26299
3	296	17671	608,7	34,4	27774
4	298	17671	607,0	34,3	25636
5	296	17671	612,9	34,7	27173
6	297	17671	610,3	34,5	26903
				MW	26656

Tab. C.9.: Messwerte des E-Moduls (Probe 1-3 Probenalter 60 Tage / Probe 4-6 Probenalter 62 Tage)

D. Versuche

Prüfer	Versuchskörper		Abmessungen						Beton	Längsbewehrung				Versagenslast						
	Bezeichnung	N	Test	b	h	d	L	L _t		a/d	F	T	A _f	P _f	E _f	f _{tu}	P	V	ΔV	
				mm	mm	mm	mm	mm	mm	MPa		mm ²	%	MPa	MPa	kN	kN	kN		
Nagasaka et al. (1993)	AN0090M	1	ST	250	300	253	900	3000	1,78	34,1	A	B	1200	1,90	56	1295	146,7	112,8	0,0	
	AN0090L	1	ST	250	300	253	900	3000	1,78	22,9	A	B	1200	1,90	56	1295	108,4	83,4	0,0	
	Maruyama and Zhao (1994)	FN1	1	4PB	150	300	250	3000	3300	3,00	27,5	C	G	206	0,55	94	1308	74,0	38,3	1,3
		FN2	1	4PB	150	300	250	3000	3300	3,00	33,1	C	G	412	1,10	94	1308	85,0	43,8	1,3
FN3		1	4PB	150	300	250	3000	3300	3,00	30,5	C	G	522	1,39	94	1308	94,0	48,3	1,3	
FN4		1	4PB	150	300	250	3000	3300	3,00	34,9	C	G	824	2,20	94	1308	115,6	59,1	1,3	
Okamoto et al. (1994)	A00060M	1	ST	250	300	253	600	3000	1,19	37,3	A	B	1080	1,71	61	1167	326,1	271,7	0,0	
	Nakamura and Higai (1995)	G01	1	3PB	300	200	150	1200	4,00	22,7	G	B	603	1,34	29	751	66,2	33,7	0,6	
G02		1	3PB	300	200	150	1200	4,00	27,8	G	B	804	1,79	29	751	72,7	37,0	0,6		
Zhao et al. (1995)	#1	1	4PB	150	300	250	1800	2600	3,00	34,3	C	B	568	1,51	105	1124	90,0	45,7	0,7	
	#6	1	4PB	150	300	250	1800	2600	3,00	34,3	C	B	1136	3,03	105	1124	92,0	46,7	0,7	
	#15	1	4PB	150	300	250	1800	2600	3,00	34,3	C	B	852	2,27	105	1124	81,0	41,2	0,7	
	#24	1	4PB	150	300	250	1250	2,50	34,0	C	G	390	1,04	100	1200	76,0	38,4	0,4		
Maruyama and Zhao (1994)	#30	1	4PB	300	550	500	2500	2,50	29,5	C	G	1560	1,04	100	1200	280,0	142,8	0,8		
	SI	1	4PB	150	300	265	1000	1500	1,89	44,8	G	B	567	1,43	54	655	89,6	45,0	0,2	
	S4	1	4PB	150	300	265	1000	1500	1,89	31,0	G	B	265	0,67	54	655	89,6	45,0	0,2	
	GB2	1	4PB	150	250	210	2300	2500	3,65	38,1	G	B	429	1,36	45	1000	53,0	27,3	0,8	
Duranovic et al. (1997)	GB6	1	4PB	150	250	210	2300	2500	3,65	32,9	G	B	429	1,36	45	1000	44,0	22,8	0,8	
	#1	1	4PB	200	300	260	1600	2200	2,69	34,7	C	B	707	1,36	130	1185	124,4	62,9	0,7	
Mizukawa et al. (1997)	F-3-GF	1	4PB	154	222	2100	3,15	39,0	G	B	530	1,55	34	586	78,0	39,0	0,0			
Swamy and Aburawi (1997)	I-150-C	1	4PB	1000	150	104	3000	3500	12,50	66,0	G	B	506	0,49	41	692	74,6	42,1	4,8	
	I-200-C	1	4PB	1000	200	154	3000	3500	8,44	66,0	G	B	1191	0,76	41	692	158,1	85,2	6,2	
Michalak et al. (1998)	GFRP1	1	4PB	305	190	158	2130	4,49	28,6	G	B	353	0,73	40	612	53,6	28,0	1,2		
	GFRP2	1	4PB	305	190	158	2739	5,78	30,1	G	B	353	0,73	40	612	56,6	29,9	1,6		
	GFRP3	1	4PB	305	190	158	2739	5,78	27,0	G	B	353	0,73	40	612	58,4	30,8	1,6		
	BM7	1	3PB	178	330	279	1500	2400	2,69	24,1	G	B	1142	2,30	40	717	106,8	54,0	0,6	
Alkhrdaji et al. (2001)	BM8	1	3PB	178	330	287	1500	2400	2,61	24,1	G	B	393	0,77	40	717	72,2	36,7	0,6	
	BM9	1	3PB	178	330	287	1500	2400	2,61	24,1	G	B	684	1,34	40	717	80,1	40,7	0,6	
	3FRP1/2/3	3	4PB	305	203	192	1676	2000	4,10	38,0	G	G	160	0,27	41	830	52,7	26,3	0,9	
	1FRPa/b/c	3	4PB	229	286	225	2134	2286	4,06	36,3	G	B	567	1,10	40	690	76,3	38,1	1,3	
Yost et al. (2001)	2FRPa/b/c	3	4PB	178	286	225	2134	2286	4,06	36,3	G	B	567	1,42	40	690	63,5	31,7	1,0	
	3FRPa/b/c	3	4PB	229	286	225	2134	2286	4,06	36,3	G	B	850	1,66	40	690	88,9	44,4	1,3	
	4FRPa/b/c	3	4PB	279	279	225	2134	2286	4,06	36,3	G	B	1134	1,81	40	690	90,5	45,3	1,5	
	5FRPa/b/c	3	4PB	254	254	225	2134	2286	4,06	36,3	G	B	1140	2,05	40	690	90,2	45,1	1,2	
	6FRPa/b/c	3	4PB	229	229	225	2134	2286	4,06	36,3	G	B	850	2,27	40	690	84,4	42,2	1,0	
	V-G1-1	1	3PB	457	406	360	2438	3962	3,39	39,7	G	B	1579	0,96	41	607	216,3	108,1	3,7	
Tureyen and Frosch (2002)	V-G2-1	1	3PB	457	406	360	2438	3962	3,39	39,9	G	B	1579	0,96	38	593	189,6	94,8	3,7	
	V-A-1	1	3PB	457	406	360	2438	3962	3,39	40,3	A	B	1579	0,96	47	1421	229,6	114,8	3,7	
	V-G1-2	1	3PB	457	427	360	2438	3962	3,39	43,7	G	B	3159	1,92	41	607	274,1	137,1	3,9	
	V-G2-2	1	3PB	457	427	360	2438	3962	3,39	42,3	G	B	3159	1,92	38	593	305,3	152,6	3,9	
	V-A-2	1	3PB	457	427	360	2438	3962	3,39	42,6	A	B	3159	1,92	47	1421	354,2	177,1	3,9	
	1a/b/c-26	3	4PB	203	286	225	1978	4,06	79,6	G	B	571	1,25	40	690	76,1	38,0	1,0		
	2a/b/c-26	3	4PB	152	286	225	1978	4,06	79,6	G	B	568	1,66	40	690	65,1	32,5	0,8		
	3a/b/c-26	3	4PB	165	286	224	1978	4,08	79,6	G	B	776	2,10	40	690	71,5	35,8	0,8		
	4a/b/c-26	3	4PB	203	286	224	1978	4,08	79,6	G	B	1164	2,56	40	690	92,8	46,4	1,0		
	R-G007N	2	4PB	160	380	346	2500	3000	2,75	37,3	G	B	400	0,72	42	600	118,2	59,1	1,3	
Tariq and Newhook (2003)	R-C007N	2	4PB	130	380	310	2500	3000	3,06	37,3	C	B	284	0,70	120	1551	95,0	47,5	1,1	
	R-G010N	2	4PB	160	380	346	2500	3000	3,32	43,2	G	B	600	1,08	42	600	88,2	44,1	1,3	
	R-C010N	2	4PB	130	380	310	2500	3000	3,71	43,2	C	B	426	1,06	120	1551	100,3	50,2	1,1	
	R-G015N	2	4PB	160	380	325	2500	3000	3,54	34,1	G	B	800	1,54	42	600	93,6	46,8	1,3	
	R-C015N	2	4PB	130	380	310	2500	3000	3,71	34,1	C	B	639	1,59	120	1551	114,2	57,1	1,1	

Prüfer	Versuchskörper				Abmessungen				Beton				Längsbewehrung				Versagenslast			
	Bezeichnung	N	Test	b mm	h mm	d mm	L mm	L_t mm	a/d	f_{cm} MPa	F	T	A_p mm ²	ρ_f %	E_p GPa	f_{ft} MPa	P kN	V kN	ΔV kN	
Gross et al. (2004)	8-2	3	4PB	127	172	143	1970	2070	6,36	60,3	C	B	60	0,33	139	2640	27,9	14,0	0,4	
	8-3	3	4PB	159	172	141	1970	2070	6,45	61,8	C	B	130	0,58	139	2460	39,9	20,0	0,5	
	11-2	3	4PB	89	172	143	1970	2070	6,36	81,4	C	B	60	0,47	139	2640	19,6	9,8	0,3	
	11-3	3	4PB	121	172	141	1970	2070	6,45	81,4	C	B	130	0,76	139	2460	30,8	15,4	0,4	
	Razaqpur and Isgor (2006)	BR1	1	4PB	200	250	225	2000	2262	2,67	40,5	C	B	100	0,22	145	2250	72,2	36,1	0,9
		B2R/BA2	1	4PB	200	250	225	2000	2262	2,67	40,5	C	B	201	0,45	145	2250	93,9	47,0	0,9
		BR3	1	4PB	200	250	225	2000	2262	2,67	40,5	C	B	251	0,56	145	2250	94,5	47,2	0,9
		BR4	1	4PB	200	250	225	2000	2262	2,67	40,5	C	B	352	0,78	145	2250	85,4	42,7	0,9
		BA1	1	4PB	200	250	225	2000	2262	1,82	40,5	C	B	201	0,45	145	2250	192,4	96,2	0,9
		BA3	1	4PB	200	250	225	2000	2262	3,56	40,5	C	B	201	0,45	145	2250	94,0	47,0	0,9
		BA4	1	4PB	200	250	225	2000	2262	4,50	40,5	C	B	201	0,45	145	2250	76,9	38,5	0,9
		Yost et al. (2005)	1	3PB	121	235	190	3050	3200	7,96	40,0	G	B	253	1,10	40	690	52,7	13,9	0,9
3	3PB		121	235	190	3050	3200	7,96	40,0	G	B	379	1,65	40	690	76,3	16,9	0,9		
A1	1		4PB	420	100	83	1100	1800	3,61	61,0	G	B	213	0,61	42	780	39,0	20,0	0,5	
A2	1		4PB	420	100	82	1500	1900	6,10	61,0	G	B	378	1,10	42	725	50,0	25,6	0,6	
A3	1		4PB	420	100	80	1500	2000	6,25	61,0	G	B	594	1,77	40	655	63,0	32,1	0,6	
A4	1		4PB	420	100	78	1500	2100	6,41	61,0	G	B	855	2,61	40	630	80,0	40,6	0,6	
A5	1		4PB	420	100	83	1100	1800	3,61	74,0	G	B	213	0,61	42	780	40,0	25,0	0,5	
A6	1		4PB	420	100	82	1500	1900	6,10	74,0	G	B	378	1,10	42	725	43,0	22,1	0,6	
A7	1		4PB	420	100	80	1500	2000	6,25	74,0	G	B	594	1,77	40	655	63,0	32,1	0,6	
A8	1		4PB	420	100	78	1500	2100	6,41	74,0	G	B	855	2,61	40	630	72,0	36,6	0,6	
A9	1		4PB	420	100	83	1100	1800	3,61	93,0	G	B	213	0,61	42	780	71,0	36,0	0,5	
A10	1		4PB	420	100	82	1500	1900	6,10	93,0	G	B	378	1,10	42	725	110,0	55,6	0,6	
A11	1	4PB	420	100	80	1500	2000	6,25	93,0	G	B	594	1,77	40	655	63,0	32,1	0,6		
A12	1	4PB	420	100	78	1500	2100	6,41	93,0	G	B	855	2,61	40	630	76,0	38,6	0,6		
El-Sayed et al. (2005)	SC-1	1	4PB	1000	200	165	2500	3100	6,06	40,0	C	B	639	0,39	114	1536	280,0	145,0	5,0	
	SC-2B	1	4PB	1000	200	165	2500	3100	6,06	40,0	C	B	1278	0,77	114	1536	334,0	172,0	5,0	
	SC-3B	1	4PB	1000	200	161	2500	3100	6,21	40,0	C	B	1917	1,19	114	1536	380,0	195,0	5,0	
	S-G1	1	4PB	1000	200	162	2500	3100	6,17	40,0	G	B	1386	0,86	40	597	226,0	118,0	5,0	
	S-G2	1	4PB	1000	200	159	2500	3100	6,29	40,0	G	B	2709	1,70	40	540	284,0	147,0	5,0	
	S-G2B	1	4PB	1000	200	162	2500	3100	6,17	40,0	G	B	2772	1,71	40	597	326,0	168,0	5,0	
	S-G3	1	4PB	1000	200	159	2500	3100	6,29	40,0	G	B	3870	2,43	40	540	326,0	168,0	5,0	
	S-G3B	1	4PB	1000	200	154	2500	3100	6,49	40,0	G	B	4158	2,70	40	597	336,0	173,0	5,0	
	CN-1	1	4PB	250	400	326	3250	2750	3,07	50,0	C	B	708	0,87	128	1536	155,0	80,5	3,0	
	GN-1	1	4PB	250	400	326	3250	2750	3,07	50,0	G	B	708	0,87	39	608	141,0	73,5	3,0	
	CN-2	1	4PB	250	400	326	3250	2750	3,07	44,6	C	B	1013	1,24	134	986	208,0	107,0	3,0	
	GN-2	1	4PB	250	400	326	3250	2750	3,07	44,6	G	B	992	1,22	42	754	120,0	63,0	3,0	
CN-3	1	4PB	250	400	326	3250	2750	3,07	43,6	C	B	1393	1,71	134	986	249,0	127,5	3,0		
GN-3	1	4PB	250	400	326	3250	2750	3,07	43,6	G	B	1389	1,70	42	754	155,0	80,5	3,0		
CH-1.7	1	4PB	250	400	326	3250	2750	3,07	63,0	C	B	1389	1,70	135	769	260,0	133,0	3,0		
GH-1.7	1	4PB	250	400	326	3250	2750	3,07	63,0	G	B	1389	1,70	42	754	174,0	90,0	3,0		
CH-2.2	1	4PB	250	400	326	3250	2750	3,07	63,0	C	B	1786	2,19	135	769	348,0	177,0	3,0		
GH-2.2	1	4PB	250	400	326	3250	2750	3,07	63,0	G	B	1786	2,19	42	754	231,0	118,5	3,0		
Guadagnini et al. (2006)	GB43	1	4PB	150	250	224	2300		3,35	43,0	G	B	429	1,28	45	765	54,3	27,9	0,8	
	GB44	1	4PB	150	250	224	1800		2,23	43,0	G	B	429	1,28	45	765	89,4	45,3	0,6	
	GB45	1	4PB	150	250	224	1000		1,12	43,0	G	B	429	1,28	45	765	162,0	81,2	0,2	
	B1	1	3PB	420	100	75	900	1200	6,00	48,0	G	B	213	0,68	42	840	48,4	24,6	0,4	
	B2	1	4PB	420	100	73	1400	1700	6,16	48,0	G	B	284	0,93	42	840	53,0	27,1	0,6	
Kilpatrick and Dawhorn (2006)	B3	1	3PB	420	100	73	900	1200	6,16	48,0	C	B	355	1,16	42	840	58,0	29,4	0,4	
	B4	1	3PB	420	100	75	900	1200	6,00	76,0	C	B	213	0,68	42	840	53,8	27,3	0,4	
	B5	1	4PB	420	100	73	1400	1700	6,16	76,0	G	B	284	0,93	42	840	50,8	26,0	0,6	
	B6	1	3PB	420	100	73	900	1200	6,16	76,0	G	B	355	1,16	42	840	61,6	31,2	0,4	
	B7	1	3PB	420	100	75	900	1200	6,00	92,0	G	B	213	0,68	42	840	46,2	23,5	0,4	
	B8	1	4PB	420	100	73	1400	1700	6,16	92,0	G	B	284	0,93	42	840	49,2	25,2	0,6	
	B9	1	3PB	420	100	73	900	1200	6,16	92,0	C	B	355	1,16	42	840	67,8	34,3	0,4	

Prüfer	Versuchskörper		Abmessungen				Beton			Längsbewehrung				Versagenslast				
	Bezeichnung	Test	b mm	h mm	d mm	L mm	L _t mm	a/d	f _{cm} MPa	F	T	A _f mm ²	ρ _f %	E _f GPa	f _{yk} MPa	P kN	V kN	ΔV kN
Matta et al. (2008)	SI-1	1 4PB	457	978	880	7315	9143	3,11	29,5	G	B	2412	0,60	41	600	308,2	182,6	28,5
	SI-B-1	1 4PB	457	978	880	7315	9143	3,12	29,5	G	B	4823	1,20	41	600	441,4	249,3	28,6
	SI-B-2	1 4PB	457	978	880	7315	9143	3,12	29,5	G	B	4823	1,20	41	600	432,4	244,8	28,6
Niewiels (2008)	Q-C-2L	1 4PB	300	545	441	3960	5000	3,02	43,0	G	B	4823	3,65	63	1000	280,0	145,8	5,8
	Q-A-3L	1 4PB	300	500	412	3900	5000	3,16	43,0	G	B	4019	3,25	44	480	298,0	154,3	5,3
	Q-A-5L	1 4PB	300	500	404	4500	5000	3,71	43,0	G	B	4823	3,98	63	1000	224,0	118,4	6,4
Steiner et al. (2008)	A1	1 4PB	457	978	889	7315	9143	3,09	29,6	G	B	4823	1,19	41	600	318,0	187,5	28,5
	A2	1 4PB	457	978	889	7315	9143	3,09	29,6	G	B	4823	1,19	41	600	326,0	291,5	28,5
Alam et al. (2009)	G-1-5	1 4PB	250	350	305	1700	2140	1,50	34,5	G	B	658	0,86	46	751	311,6	156,9	1,1
	G-2-5	1 4PB	250	350	305	2400	2840	2,50	39,8	G	B	658	0,86	46	751	122,0	62,8	1,8
	G-3-5	1 4PB	250	350	305	3100	3540	3,50	39,8	G	B	658	0,86	46	751	87,2	46,1	2,5
El-Sayed et al. (2009)	C-500	1 4PB	250	500	440	3100	3540	2,50	44,7	G	B	987	0,90	46	751	154,4	80,4	3,2
	G-650	1 4PB	300	650	584	3600	4040	2,50	37,4	G	B	1600	0,91	46	751	207,4	109,2	5,5
	G-800	1 4PB	300	800	734	3600	4040	2,50	37,4	G	B	2000	0,91	46	751	266,1	138,9	5,9
	G-0,5-350	1 4PB	250	350	305	2400	2840	2,50	37,4	G	B	258	0,34	46	751	145,3	74,5	1,8
	G-2,5-350	1 4PB	250	350	296	2400	2840	2,50	39,8	G	B	1058	1,43	46	751	130,9	67,3	1,8
	G-0,5-500	1 4PB	250	500	455	3100	3540	2,50	37,4	G	B	400	0,35	46	751	136,0	71,1	3,1
	G-2,5-500	1 4PB	250	500	429	3100	3540	2,50	37,4	G	B	1600	1,49	46	751	184,4	95,4	3,2
	G1	1 4PB	600	300	262	4500	5000	6,68	68,0	G	B	1206	0,77	48	683	166,0	91,2	8,2
	G2	1 4PB	600	300	262	4500	5000	6,68	68,0	G	B	2412	1,53	48	683	220,0	118,2	8,2
	Jang et al. (2009)	C-1-5-R1	2 4PB	200	250	215	2200	3200	1,50	30,0	C	B	143	0,33	146	2130	170,1	86,1
C-1-5-R2		2 4PB	150	250	215	2200	3200	1,50	30,0	C	B	143	0,44	146	2130	101,7	51,6	0,80
C-1-5-R3		2 4PB	150	250	215	2200	3200	1,50	30,0	C	B	253	0,79	148	2023	158,4	79,9	0,80
G-1-5-R1		2 4PB	200	250	215	2200	3200	1,50	30,0	G	B	143	0,33	148	980	127,1	64,6	1,00
G-1-5-R2		2 4PB	150	250	215	2200	3200	1,50	30,0	G	B	143	0,44	148	980	123,8	62,7	1,46
G-1-5-R3		2 4PB	150	250	215	2200	3200	1,50	30,0	G	B	253	0,79	148	941	147,9	74,7	1,47
C-2-0-R1		2 4PB	200	250	215	2200	3200	2,00	30,0	C	B	143	0,33	146	2130	97,8	49,9	1,06
C-2-0-R2		2 4PB	150	250	215	2200	3200	2,00	30,0	C	B	143	0,44	146	2130	87,6	44,6	1,16
C-2-0-R3		2 4PB	150	250	215	2200	3200	2,00	30,0	C	B	253	0,79	148	2023	113,8	57,7	1,32
G-2-0-R1		2 4PB	200	250	215	2200	3200	2,00	30,0	G	B	143	0,33	148	980	100,4	51,2	1,50
G-2-0-R2		2 4PB	150	250	215	2200	3200	2,00	30,0	G	B	143	0,44	148	980	86,4	44,0	1,58
G-2-0-R3		2 4PB	150	250	215	2200	3200	2,00	30,0	G	B	253	0,79	148	941	85,0	43,3	1,31
C-2-5-R1		2 4PB	200	250	215	2200	3200	2,50	30,0	C	B	143	0,33	146	2130	68,7	35,4	1,05
C-2-5-R2		2 4PB	150	250	215	2200	3200	2,50	30,0	C	B	143	0,44	146	2130	48,8	25,2	0,91
C-2-5-R3		2 4PB	150	250	215	2200	3200	2,50	30,0	C	B	253	0,79	148	2023	50,6	26,1	0,79
G-2-5-R1		2 4PB	200	250	215	2200	3200	2,50	30,0	G	B	143	0,33	148	980	49,4	25,7	1,05
G-2-5-R2	2 4PB	150	250	215	2200	3200	2,50	30,0	G	B	143	0,44	148	980	47,3	24,4	1,23	
G-2-5-R3	2 4PB	150	250	215	2200	3200	2,50	30,0	G	B	253	0,79	148	941	52,9	27,2	1,15	
C-3-5-R1	2 4PB	200	250	215	2200	3200	3,50	30,0	C	B	143	0,33	146	2130	57,1	29,5	1,04	
C-3-5-R2	2 4PB	150	250	215	2200	3200	3,50	30,0	C	B	143	0,44	146	2130	52,4	27,0	1,16	
C-3-5-R3	2 4PB	150	250	215	2200	3200	3,50	30,0	C	B	253	0,79	148	2023	57,9	29,7	1,07	
G-3-5-R1	2 4PB	200	250	215	2200	3200	3,50	30,0	G	B	143	0,33	148	980	49,7	25,9	1,11	
G-3-5-R2	2 4PB	150	250	215	2200	3200	3,50	30,0	G	B	143	0,44	148	980	40,8	21,2	1,21	
G-3-5-R3	2 4PB	150	250	215	2200	3200	3,50	30,0	G	B	253	0,79	148	941	39,7	20,6	1,03	
C-4-5-R1	2 4PB	200	250	215	2200	3200	4,50	30,0	C	B	143	0,33	146	2130	51,6	26,8	1,07	
C-4-5-R2	2 4PB	150	250	215	2200	3200	4,50	30,0	C	B	143	0,44	146	2130	47,9	24,7	1,21	
C-4-5-R3	2 4PB	150	250	215	2200	3200	4,50	30,0	C	B	253	0,79	148	2023	55,1	28,3	1,16	
G-4-5-R1	2 4PB	200	250	215	2200	3200	4,50	30,0	G	B	143	0,33	148	980	38,4	20,2	0,87	
G-4-5-R2	2 4PB	150	250	215	2200	3200	4,50	30,0	G	B	143	0,44	148	980	33,2	17,3	0,99	
G-4-5-R3	2 4PB	150	250	215	2200	3200	4,50	30,0	G	B	253	0,79	148	941	39,9	20,7	1,18	
Caporale and Luciano (2009)	I	5 4PB	150	200	170	2000	2300	4,12	20,0	G	B	236	0,92	46	970	24,3	12,7	0,98
	II	5 4PB	150	200	170	2000	2300	4,12	20,0	G	B	393	1,54	46	970	26,2	13,7	0,90
	III	5 4PB	150	200	170	2000	2300	4,12	26,6	G	B	236	0,92	46	970	27,2	14,2	0,99
	IV	5 4PB	150	200	170	2000	2300	4,12	26,6	G	B	393	1,54	46	970	29,6	15,4	0,92

Prüfer	Versuchskörper			Abmessungen						Beton			Längsbeehrung				Versagenslast		
	Bezeichnung	N	Test	b mm	h mm	d mm	L mm	L_t mm	a/d	f_{cm} MPa	F	T	A_f mm ²	ρ_f %	E_f GPa	f_{tu} MPa	P kN	V kN	ΔV kN
Olivito and Zucarelli (2010)	I	5	3PB	150	200	170	2000	2300	5,88	20,0	C	B	339	1,33	113	1725	37,5	19,3	1,21
	II	5	3PB	150	200	170	2000	2300	5,88	20,0	C	B	565	2,22	113	1725	48,1	24,6	1,31
	III	5	3PB	150	200	170	2000	2300	5,88	26,6	C	B	339	1,33	113	1725	51,6	26,4	1,50
	IV	5	3PB	150	200	170	2000	2300	5,88	26,6	C	B	565	2,22	113	1725	54,4	27,7	1,35
Bentz et al. (2010)	L05-0	1	4PB	450	1000	937	7100	8000	3,26	46,0	G	B	2152	0,51	37	397	239,0	146,5	0,96
	M05-0	1	4PB	450	500	438	7100	8000	6,96	35,0	G	B	1076	0,55	37	397	167,0	99,6	1,02
	S05-0	1	4PB	450	250	194	7100	8000	15,72	35,0	G	B	580	0,66	37	474	108,0	62,7	1,23
	L20-0	1	4PB	450	1000	857	7100	8000	3,56	36,0	G	B	8608	2,23	37	397	435,0	245,4	1,36
	M20-0	1	4PB	450	500	405	7100	8000	7,53	35,0	G	B	4304	2,36	37	397	272,0	152,3	1,63
	S20-0	1	4PB	450	250	188	7100	8000	16,22	35,0	G	B	2152	2,54	37	397	147,0	82,2	1,66
Razaqpur et al. (2011)	B1	1	U3PB	300	230	200	3630	700	3,50	52,3	C	B	213	0,36	114	1500	83,9	66,4	1,47
	B2	1	U3PB	300	330	300	3630	1050	3,50	52,3	C	B	284	0,32	114	1500	93,9	63,8	0,97
	B3	1	U3PB	300	430	400	3630	1400	3,50	52,3	C	B	354	0,30	114	1500	102,1	57,7	0,76
	B4	1	U3PB	300	530	500	3630	1750	3,50	52,3	C	B	425	0,28	114	1500	162,1	71,2	0,84
	B5	1	U3PB	300	430	400	3630	2600	6,50	52,3	C	B	354	0,30	114	1500	381,4	54,1	0,72
	B6	1	U3PB	300	430	400	3630	2400	6,00	52,3	C	B	354	0,30	114	1500	308,7	65,0	0,86

N = Anzahl identischer Versuchskörper; Test = Belastungsart des Versuchs; ST = Schubtest; 4PB = 4-Punkt-Biegeversuch; 3PB = 3-Punkt-Biegeversuch; U3PB = unsymmetrischer 3-Punkt-Biegeversuch; F = Fasertyp; C = Carbon; G = Glas; A = Aramid; T = Längsbeehrungstyp; B = Stab; G = Matte