



DIPLOMARBEIT
MASTER'S THESIS

**Zum Einfluss der Rissreibung auf die
Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. **Johann Kollegger**, M.Eng.

Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Tobias Huber**, BSc.

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Patrick Huber**, BSc.

E212-2

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Stefan Hackl, BSc.

Matr.Nr.: 1026164
Brückengasse 9/3
A-1060 Wien

Wien, im Februar 2017

.....

Kurzfassung

Das Querkrafttragverhalten ist insbesondere bei Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung unter den Forschenden nach wie vor umstritten. Es liegt zwar ein allgemeiner Konsens bezüglich der Existenz der einzelnen Tragmechanismen, welche an der Abtragung von Querkraften beteiligt sind, vor. Diese werden jedoch in den zahlreichen vorhandenen Modellvorstellungen unterschiedlich stark gewichtet. Am Institut für Tragkonstruktionen (Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau) der Technischen Universität Wien wird momentan die These verfolgt, dass die Rissreibung einen maßgeblichen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Bügelbewehrung hat. Die vorliegende Diplomarbeit dient dazu, den derzeitigen Wissensstand zu diesem Thema zusammenzutragen sowie diesen auf Basis der Ergebnisse aus Laborversuchen zu erweitern.

Zu Beginn dieser Arbeit sind die Erkenntnisse aus einer Literaturrecherche dargestellt: Es werden Gründe für die Bestrebungen, ein allgemein anerkanntes möglichst realitätsnahes Querkraftmodell zu finden, angeführt. Zudem werden alle bekannten Querkrafttragmechanismen im Zustand II bei Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung überblicksartig beschrieben. Der Fokus wird dann auf das Rissreibungsverhalten von Beton – insbesondere auf die bekanntesten diesbezüglichen Modellvorstellungen sowie auf darauf aufbauende konstitutive Beziehungen – gelegt.

Zur experimentellen Untersuchung dieses Traganteils wurden im Herbst 2015 insgesamt 15 „Push-off“-Versuche im institutseigenen Labor durchgeführt. Die Versuchskörper, welche allesamt eine externe Zwangsvorrichtung aufwiesen, wurden aus vier unterschiedlichen Betonen gegossen. Dabei wurde die Betondruckfestigkeit variiert (40 N/mm^2 bzw. 60 N/mm^2). Zudem kamen zwei in Österreich übliche Gesteinskörnungen – rundkörnige, quarzitisches Flusssedimente und kantkörniger Zuschlag aus gebrochenem Dolomit – zum Einsatz. Der Einfluss der Quersteifigkeit der „Push-off“-Körper auf die Versuchsergebnisse konnte durch die Verwendung dreier solcher Konfigurationen untersucht werden. Außerdem wurden sieben nur halbseitig schubbewehrte Stahlbetonbalken, welche ebenso aus den erwähnten vier Betonen hergestellt wurden, bis zum vollständigen Biegeschubversagen im bügelfreien Schubfeld belastet (3-Punkt-Biegeversuche). Ein Hauptaugenmerk wurde dabei auf die kontinuierliche Aufnahme der Kinematik des jeweiligen kritischen Biegeschubbrisses gelegt. Dies geschah über ein photogrammetrisches Messsystem, das zum selben Zweck auch bei den „Push-off“-Versuchen verwendet wurde.

Die Versuche (z. B. Aufbau, Durchführung und Messkonzept), die aufbereiteten Messdaten sowie darauf aufbauende weiterführende Analysen sind im Hauptteil dieser Arbeit eingehend erläutert: Die Beziehungen zwischen den charakteristischen Größen Rissgleitung, Rissöffnung, Normalspannung und Schubspannung, welche bei den „Push-off“-Versuchen erfasst wurden, werden beschrieben und hinsichtlich etwaiger Einflüsse der variierten Parameter untersucht. Dabei kommt auch ein Analysekonzept, bei welchem die durch Rissreibung absorbierte Energie begutachtet wird, zur Anwendung. Des Weiteren werden ausgewählte Rissreibungsmodelle anhand des Vergleichs damit modellierter und experimenteller Kontaktspannungsverläufe studiert. Die Querkraftversuche werden in

puncto Last-Durchbiegungs-Beziehung, Versagensmechanismus und Verlauf bzw. Kinematik des kritischen Biegeschubrisses analysiert und miteinander verglichen. Auf Basis der beiden letztgenannten Punkte und mittels der begutachteten Rissreibungsmodelle wird dann der Querkrafttraganteil zufolge Rissreibung abgeschätzt. Die experimentellen Querkraftwiderstände werden zudem jenen gemäß Eurocode 2 und fib Model Code 2010 gegenübergestellt.

Es stellte sich letztlich heraus, dass weitere derartige Versuche und darauf aufbauende Analysen von Nöten sein werden. Dadurch könnten beobachtete Tendenzen bestätigt und folglich allgemein gültige Aussagen über Einflüsse auf das Rissreibungsverhalten von Beton sowie über den prozentualen Anteil der Rissreibung an der Schubtragfähigkeit gemacht werden.

Abstract

The shear behaviour of reinforced concrete (RC) beams without stirrups is still disputed amongst scientists. There is a general consensus on the existence of the individual mechanisms transferring shear forces. However, their importance is weighted differently in the numerous shear models published in the last few decades. Currently aggregate interlock and its influence on the shear strength of RC elements without transversal reinforcement is investigated at the Institute of Structural Engineering (Department for Structural Concrete, Vienna University of Technology). This Master's thesis aims at summarizing research already done on this subject and expanding the level of education based on results of laboratory experiments.

In the first two chapters of this publication literature is reviewed: A motivation for finding a generally acknowledged realistic shear model and all the well-known shear transfer mechanisms considering RC beams without shear reinforcement are presented. After that particular attention is paid to crack friction and to various widely known aggregate interlock models.

15 push-off-tests on specimens with external restraint were carried out to investigate aggregate interlock experimentally. Both concrete strength (40 N/mm^2 , 60 N/mm^2) and aggregate type (rounded gravel, crushed dolomite) were varied by using four different concrete mixtures. Three configurations considering the transverse stiffness of the samples were applied to examine this impact on the test results. Besides that, shear tests (three point flexural tests) on seven RC beams were performed. Those were also made of the four mentioned concretes and only had stirrups on one half. Loading was increased as far as complete shear failure occurred in the area without shear reinforcement. While all the experiments were carried out, three-dimensional digital image correlation was used to record crack kinematics continuously – completing conventional measurement technology.

The experimental investigations (e.g. test configurations/procedures and instrumentation), the processed measuring data and their analysis are presented and described in detail in the main part of this thesis: The results of the push-off-tests (i.e. relationships between crack opening, crack sliding, normal stress and shear stress in the crack area) are examined – especially with regard to the influences of the varied parameters. For this purpose, a concept from the literature, in which values representing the absorbed energy due to aggregate interlock are calculated and compared with each other, was used, as well. Furthermore, selected aggregate interlock models – or rather their constitutive laws – are studied by contrasting experimental with predicted contact stresses in the crack area of the push-off-specimens. The performed shear tests are analysed with regard to load-deflection-curve, failure mechanism and kinematics of the critical shear crack. The shear strength of each beam is calculated by using the relevant equations from Eurocode 2 and fib Model Code 2010. Then the predicted values are compared with the experimental ones. At last, the contribution of crack friction to the shear resistance is assessed by linking the kinematics and the shape of a critical shear crack with aggregate interlock models.

It became apparent that additional tests of the same kind and analysis based on their

results will be necessary. This could possibly confirm observed tendencies with regard to influences on aggregate interlock and its contribution to the shear strength of RC beams without stirrups.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	I
Abstract	III
Inhaltsverzeichnis	V
1 Einleitung	1
1.1 Brückenbestand in Österreich	1
1.2 Nachweisführung bei Brückentragwerken	2
1.3 Problematik	4
1.3.1 Einwirkungsseite	5
1.3.2 Widerstandsseite	5
1.4 Lösungsansätze	7
1.5 Abgrenzung und Zielsetzung	8
2 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung	10
2.1 Tragmechanismen im Zustand II	10
2.1.1 Schubspannungen in der Betondruckzone	10
2.1.2 Rissübergreifende Zugspannungen an der Risspitze	11
2.1.3 Rissreibung	11
2.1.4 Dübelwirkung der Biegezugbewehrung	12
2.1.5 Weitere Einflüsse	12
2.2 Untersuchungen zum Rissreibungsverhalten von Beton	14
2.2.1 Allgemeines	14
2.2.2 Rissreibungsmodelle	15
3 Versuche	21
3.1 Allgemeines	21
3.1.1 Versuchsprogramm	21
3.1.2 Zusammensetzung der Betone	22
3.2 „Push-off“-Versuche	22
3.2.1 Versuchskörper	23
3.2.2 Versuchsdurchführung	28
3.2.3 Messkonzepte	34
3.3 Querkraftversuche an Stahlbetonträgern ohne Schubbewehrung	35
3.3.1 Versuchskörper	35
3.3.2 Versuchsdurchführung	37
3.3.3 Messkonzept	39

4	Ergebnisse	42
4.1	„Push-off“-Versuche	42
4.1.1	Risskinematik	42
4.1.2	Kontaktspannungen in Abhängigkeit von der Risskinematik	45
4.2	Querkraftversuche	49
4.2.1	Last-Verformungs-Beziehungen	49
4.2.2	Versagensmechanismus	50
4.2.3	Risskinematik	54
5	Analyse	59
5.1	„Push-off“-Versuche	59
5.1.1	<i>E</i> -Wert-Analyse	59
5.1.2	Vergleich der Rissreibungsmodelle	63
5.2	Querkraftversuche	67
5.2.1	Normenvergleich	67
5.2.2	Querkrafttraganteil zufolge Rissreibung	71
6	Zusammenfassung und Schlussfolgerung	75
	Literaturverzeichnis	80
	Abbildungsverzeichnis	84
	Tabellenverzeichnis	91
A	Ergebnisse	93
A.1	„Push-off“-Versuche	93
A.1.1	PoG60A	93
A.1.2	PoG60B	95
A.1.3	PoG60C	96
A.1.4	PoG40A	97
A.1.5	PoG40B	98
A.1.6	PoG40C	99
A.1.7	PoD60A	100
A.1.8	PoD60B	101
A.1.9	PoD60C	102
A.1.10	PoD40A	103
A.1.11	PoD40B	104
A.1.12	PoD40C	105
A.2	Querkraftversuche	106
A.2.1	R500oG60-1	106
A.2.2	R500oG60-2	106
A.2.3	R500oG40-1	107
A.2.4	R500oD60-1	107
A.2.5	R500oD60-2	107
A.2.6	R500oD40-1	108

A.2.7	R500oD40-2	108
B	Analyse von Rissreibungsmodellen anhand der „Push-off“-Versuche	109
B.1	Gegenüberstellung der Spannungsverläufe	109
B.1.1	PoG60A	109
B.1.2	PoG60B	109
B.1.3	PoG60C	110
B.1.4	PoG40A	110
B.1.5	PoG40B	111
B.1.6	PoG40C	111
B.1.7	PoD60A	112
B.1.8	PoD60B	112
B.1.9	PoD60C	113
B.1.10	PoD40A	113
B.1.11	PoD40B	114
B.1.12	PoD40C	114
B.2	Vergleich der äquivalenten Schub- und Normalspannung	115

1 Einleitung

Beton respektive Stahlbeton ist heute als einer der wichtigsten Konstruktionswerkstoffe aus der Bautechnik nicht mehr wegzudenken. Kenntnisse über diesen künstlichen Stein reichen bis weit in die Antike zurück. Mit dem sogenannten Opus Caementitium fand zum Beispiel im Römischen Reich ein Baustoff Verwendung, der den heutigen Betonen ähnelt und die Errichtung zahlreicher spektakulärer Konstruktionen (z. B. die Kuppel des Pantheon in Rom) ermöglichte. Der große Nachteil von Beton – die geringe Zugfestigkeit – beschränkte über die Jahrhunderte hinweg jedoch sein Anwendungsgebiet. Bis zum Beginn der Industriellen Revolution wurden so zur Überbrückung großer Hindernisse – wie Flüsse, Täler oder Meerengen – zumeist Bogentragwerke aus Steinen oder Konstruktionen aus Holz angewandt. Ab dem 18. Jahrhundert erlangte Eisen eine zunehmende Bedeutung als Konstruktionswerkstoff und eröffnete gemeinsam mit dem im 19. Jahrhundert entwickelten Verbundwerkstoff Eisenbeton neue Möglichkeiten im Brückenbau, dessen Geschichte in [1] umfangreich dargestellt ist.

Nachfolgend sind die Hintergründe bezüglich der Motivation für dieses Forschungsvorhaben überblicksartig erläutert. Dabei wird zuerst auf den Brückenbestand in Österreich eingegangen. Anschließend werden die Nachweisführung bei solchen Konstruktionen und insbesondere eine Problematik (inkl. Ursachen und Lösungsansätze), welche sich gegebenenfalls bei der Nachrechnung bestehender Brücken in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise ergibt, beschrieben. Zuletzt erfolgt die Abgrenzung und Zielsetzung dieser Diplomarbeit. Bei der Erstellung des vorliegenden Kapitels diente die Dissertation von HUBER [2], in welcher diese Thematik eingehend behandelt wird, als wichtiger Anhaltspunkt.

1.1 Brückenbestand in Österreich

Aufgrund der topographischen Gegebenheiten sind in Österreich besonders entlang des hochrangigen Verkehrsnetzes – bestehend aus Bundesstraßen (Autobahnen und Schnellstraßen) und Hochleistungs-Eisenbahnstrecken – zahlreiche Kunstbauwerke erforderlich, was nachfolgend veranschaulicht wird: Die ASFINAG (Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft) betreibt das österreichische Autobahnen- und Schnellstraßennetz, welches eine Gesamtlänge von ca. 2200 km aufweist. Laut [3] nehmen die insgesamt über 5100 Brückenobjekte ca. 10 % des gesamten Streckennetzes ein.

Ein großer Teil des heutigen Brückenbestandes wurde in den Jahrzehnten des wirtschaftlichen Aufschwungs nach Ende des 2. Weltkrieges errichtet. Die intensive Bautätigkeit gründete im zunehmenden Personenverkehr und Gütertransport und hatte ihren Höhepunkt in den 1970er- und 1980er-Jahren. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit, Dauerhaftigkeit und des breiten möglichen Einsatzspektrums wurden die meisten dieser Bauwerke in Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauweise errichtet [2]. Heute zählen mehr als 90 % aller Brückenflächen im hochrangigen österreichischen Straßennetz zur Gruppe der Massivbrücken (siehe Abbildung 1.1). Im von der ÖBB-Infrastruktur AG betriebenen Eisenbahn-

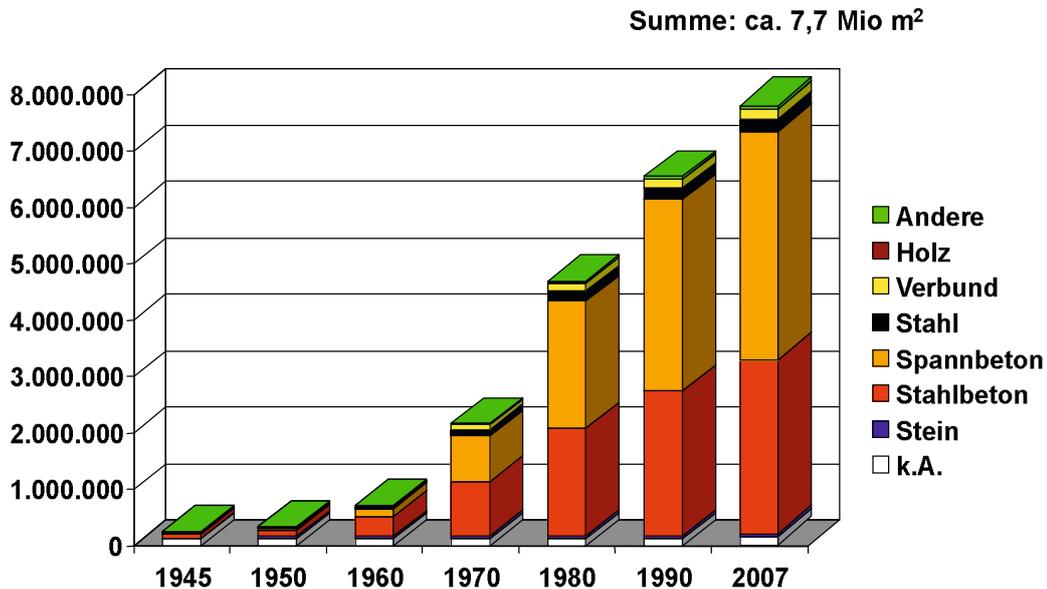


Abbildung 1.1: Aufteilung der Brückenflächen im hochrangigen österreichischen Straßennetz auf verschiedene Konstruktionsarten; entnommen aus [3].

netz gehören laut [4] über die Hälfte aller Brücken zu dieser Fraktion.

Abbildung 1.2 zeigt die Altersstruktur der Stahlbeton- und Spannbetonbrücken im hochrangigen österreichischen Verkehrsnetz. Demzufolge sind rund 60 % der Straßenbrücken sowie beinahe 50 % der Eisenbahnbrücken in den beiden bevorzugt angewendeten Bauweisen bereits mehr als 35 Jahre alt. Schon heute zählen die Zustandserfassung und -bewertung sowie die Erhaltung bestehender Tragwerke zu wichtigen Aufgaben im Brückenbau. Diese Felder werden in den nächsten Jahrzehnten zunehmend an Bedeutung gewinnen, wie HUBER in [2] annimmt.

1.2 Nachweisführung bei Brückentragwerken

Grundsätzlich sind im Zuge des Entwurfs, der Bemessung und Berechnung eines Neubaus die Regelungen aus den aktuellen Normenwerken – den sogenannten Eurocodes (Normenreihe ÖNORM EN 199x in Kombination mit der Normenreihe ÖNORM B 199x) – einzuhalten. Bemessungs- und Konstruktionsregeln für Stahlbeton- und Spannbetonbrücken sind zum Beispiel in ÖNORM EN 1992-2 [5], die in Österreich nur zusammen mit dem entsprechenden nationalen Anhang ÖNORM B 1992-2 [6] anzuwenden ist, angegeben. Die Tragfähigkeitsbewertung von Bestandsbrücken ist hingegen in der ONR 24008 [7] geregelt. Dabei kann das auf Seite 9 dieses Dokumentes beschriebene *Vertrauensprinzip* angewandt werden:

„Bei der Bewertung der Tragfähigkeit von Brücken kann grundsätzlich davon ausgegangen werden, dass das Bauwerk nach den zum Zeitpunkt der Errichtung geltenden technischen Regeln geplant und ausgeführt wurde, sofern keine gegenteiligen Hinweise auf Grund von Bauwerksprüfungen, aus Archivunterlagen oder anderen Quellen bekannt sind [...].“

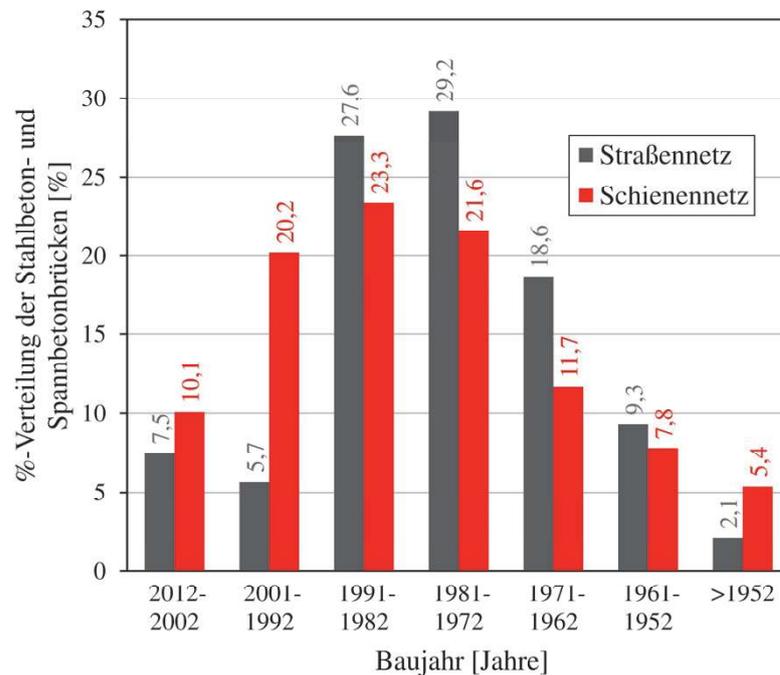


Abbildung 1.2: Altersstruktur der Stahlbeton- und Spannbetonbrücken im hochrangigen österreichischen Verkehrsnetz; entnommen aus [4].

Bestehende Brücken hielten ihren Einwirkungen oft über Jahrzehnte hinweg stand und haben sich im Gegensatz zu Neubauten bereits bewährt. Die Bewertung ihrer Tragfähigkeit ist deshalb laut ONR 24008, S. 9 [7] nur in bestimmten Fällen notwendig; wie z. B.:

- bei Feststellen von Bauschäden (z. B. Risse und Verformungen, Korrosion)
- bei Eingriffen in die Tragstruktur (z. B. Ertüchtigung)
- bei Einführung höherer Streckenklassen (Erhöhung Achs- und Meterlasten bei Eisenbahnbrücken)

Die Nachrechnung von Bestandsbrücken gemäß ONR 24008 [7] erfolgt nach einem 4-stufigen Nachweischema, wobei stets mit Stufe 1 (Nachweisführung wie bei einem Neubau) begonnen und bei Nichterfüllen der Nachweise mit der jeweils nächsthöheren Ebene fortgefahren wird:

Stufe 1 Nachweisführung nach dem letztgültigen Normenstand mit den darin festgelegten Sicherheitsstandards

Stufe 2 Nachweisführung nach dem letztgültigen Normenstand unter Anpassung von Werten auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite → z. B. Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte unter gewissen Voraussetzungen möglich

Stufe 3 Bewertung der Tragfähigkeit mittels probabilistischer Methoden: Beurteilung der Zuverlässigkeit gemäß ÖNORM EN 1990 [8]

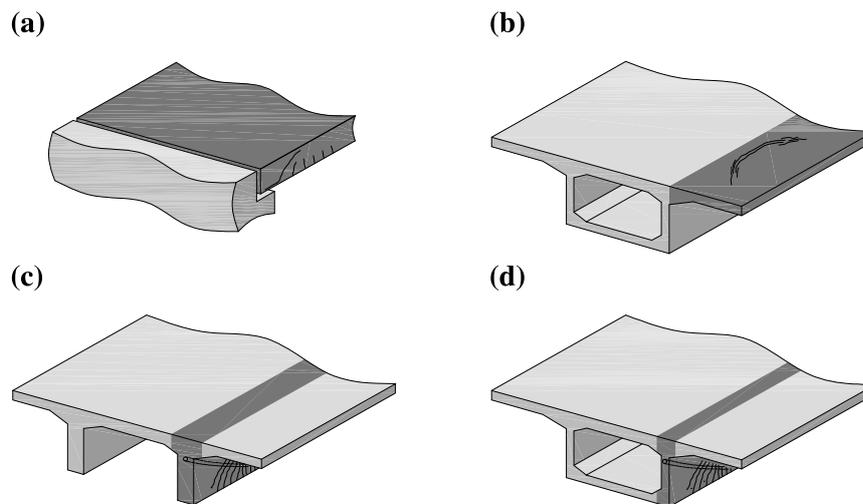


Abbildung 1.3: Fahrbahntragwerke von Brücken bzw. deren Elemente, welche häufig rechnerische Defizite hinsichtlich der Querkraftnachweise nach dem aktuellen Normenstand aufweisen: Fahrbahnplatten in (a) Brückenlängs- und (b) Querrichtung ohne Schubbewehrung; Stege vorgespannter (c) Plattenbalken- und (d) Hohlkastenbrücken mit geringem Schubbewehrungsgrad; entnommen aus [2].

Stufe 4 Unterschreitung des in ÖNORM EN 1990 [8] geforderten Zuverlässigkeitsniveaus in Sonderfällen (z. B. bei einem Sondertransport) und bei detaillierter Begründung möglich

Die höheren Stufen liefern zwar genauere Ergebnisse als das in Relation dazu einfach gehaltene Nachweisformat der ersten Stufe, bringen jedoch einen erheblichen Mehraufwand in der Berechnung mit sich.

1.3 Problematik

Bei der Nachrechnung bestehender Brückentragwerke in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise können die geforderten Tragfähigkeitsnachweise gegenüber Querkraftbeanspruchung oft nicht erbracht werden. Das erfordert entweder kostspielige Sanierungs- bzw. Verstärkungsmaßnahmen oder sogar einen vollständigen Neubau. Solche rechnerischen Defizite betreffen laut [2] zumeist folgende Fahrbahntragwerke bzw. deren Elemente:

- Fahrbahnplatten in Brückenlängs- und Querrichtung ohne Schubbewehrung bzw. mit aufgebogener Längsbewehrung am Auflager (siehe Abbildung 1.3 (a) bzw. (b))
- Stege vorgespannter Plattenbalken- und Hohlkastenbrücken mit geringem Schubbewehrungsgrad (siehe Abbildung 1.3 (c) bzw. (d))

Dies ist sowohl durch vergangene Entwicklungen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite sowie bezüglich des in den Normenwerken verankerten Sicherheitskonzeptes begründet.

1.3.1 Einwirkungsseite

Der Kraftfahrzeugbestand in Österreich änderte sich nach dem Ende des 2. Weltkrieges erheblich. Entsprechend der Statistik Straße & Verkehr [9] waren im Jahr 1948 34 000 PKWs sowie 36 000 LKWs angemeldet. Innerhalb der darauffolgenden 30 Jahre stieg der PKW-Bestand auf das fast 50-Fache an; der LKW-Bestand verfünffachte sich innerhalb desselben Zeitraumes. Seit den 1980er-Jahren verdreifachte bzw. verdoppelte sich wiederum die Zahl der angemeldeten PKWs bzw. LKWs. Mit diesem rasanten Wachstum ging ein starker Anstieg des innerstaatlichen Verkehrsaufkommens einher. Zudem hat Österreich mit seiner zentralen geographischen Lage seit jeher eine wichtige Rolle im europäischen Transitverkehr inne. Nicht nur aufgrund des Beitritts zur Europäischen Union im Jahr 1995 und der Osterweiterungen in den Jahren 2004, 2007 und 2013 wanderte der Staat in den letzten Jahrzehnten auch in das politische und wirtschaftliche Zentrum Europas.

Folglich kam es laut [9] innerhalb der letzten 35 Jahre auf den Autobahnen und Schnellstraßen zu einem Anstieg der jährlichen durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke (JDTV) um 220 %. Insbesondere der für die Verkehrswegbemessung und -erhaltung bedeutende Güterverkehr kann laut [10] seit den 1980er-Jahren eine Verdopplung der transportierten Masse auf Straße und Schiene verzeichnen. Dessen zunehmende Relevanz ist auch anhand der in Abbildung 1.4 (a) dargestellten Entwicklung des höchstzulässigen Gesamtgewichts gemäß Kraftfahrzeuggesetz (KFG) zu erkennen. Dieses wurde über die vergangenen Jahrzehnte mehrmals angehoben und liegt heute bei 44 Tonnen. In den letzten Jahren herrschte eine EU-weite Diskussion über die grenzüberschreitende Zulassung sogenannter Eurocombis – bis zu 25,25 m lange LKW-Kombinationen mit einem Gesamtgewicht von maximal 60 Tonnen. Aufgrund einer Ablehnung der Eurocombis durch den EU-Verkehrsrat im Jahr 2014 sind diesbezügliche Überlegungen momentan beiseitegelegt, könnten aber in Zukunft wieder aktuell werden.

Die beschriebenen Entwicklungen im Personen- und Güterverkehr schlugen sich auch in den entsprechenden Regelwerken nieder. Über die Jahrzehnte hinweg veränderten sich die in den jeweiligen Einwirkungs-Normen beschriebenen Verkehrslastmodelle. HUBER [2] führte diesbezüglich eine Parameterstudie durch und verglich die charakteristischen Querkraftkräfte V_k für ein Einfeldsystem mit unterschiedlichen Fahrbahnbreiten und Stützweiten nach ÖNORM EN 1991-2: 2011 [11] bzw. ÖNORM B 4002: 1964 [12] (siehe Abbildung 1.4 (b)). Er kam in [2] auf Seite 10 zu dem Schluss, dass das nach dem aktuellen Normenstand „[...] anzusetzende Verkehrslastmodell ‚LM1‘ eine deutlich höhere rechnerische Querkraftbeanspruchung auf Straßenbrücken zur Folge hat als jenes nach [...]“ der älteren ÖNORM B 4002: 1964 [12].

1.3.2 Widerstandsseite

Das Querkrafttragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen ist seit Jahrzehnten Gegenstand umfangreicher Diskussionen und wurde in zahlreichen wissenschaftlichen Arbeiten behandelt. Die bereits von MÖRSCH [13] vorgeschlagene und in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts mitunter durch KUPFER [14] erweiterte Fachwerkanalogie dient in Österreich schon lange als Basis für die Querkraftbemessung schubbewehrter Bauteile. Grundsätzlich wird dabei der Kraftfluss im beanspruchten Bauteil diskretisiert und als Fachwerk modelliert. Bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung führte die rege Forschungs-

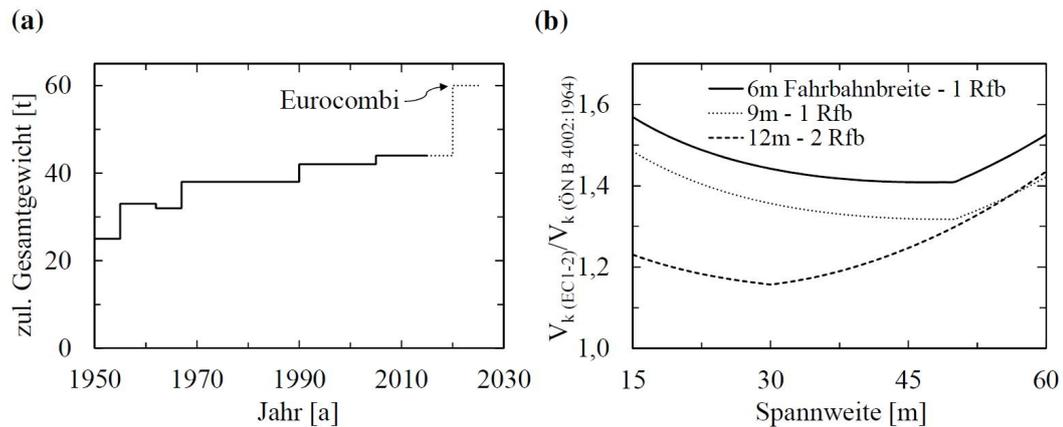


Abbildung 1.4: (a) Entwicklung des höchstzulässigen Gesamtgewichts gemäß Kraftfahrsgesetz; (b) Vergleich der charakteristischen Querkräfte V_k für ein Einfeldsystem mit unterschiedlichen Fahrbahnbreiten und Stützweiten nach ÖNORM EN 1991-2: 2011 [11] und ÖNORM B 4002: 1964 [12]; entnommen aus [2].

tätigkeit hingegen zu einer ständigen Weiterentwicklung der Berechnungsmodelle. Das bewirkte teils erhebliche Änderungen der in den entsprechenden Normen enthaltenen Nachweisformate und der konstruktiven Regeln.

Der Querkraftnachweis für Stahlbetonbauteile nach ÖNORM B 4200-4: 1957 [15] basierte zum Beispiel auf dem in den damaligen Normen verankerten deterministischen Sicherheitskonzept. Dabei war lediglich zu überprüfen, ob im Zustand II die schiefe Hauptzugspannung τ_0 (gemäß Gleichung 1.1; abhängig von der Querkraft V , der Bauteilbreite b und dem inneren Hebelarm z) einen vorgegebenen Grenzwert unterschreitet. Wurde dieser Maximalwert überschritten, musste eine Querkraftbewehrung nach der Fachwerkanalogie bemessen werden; ansonsten durfte darauf verzichtet werden (im Brückenbau laut [2] meist nur bei Fahrbahnplatten möglich). Aus konstruktiven Gründen mussten dann jedoch die zur Aufnahme der Biegemomente nicht mehr benötigten Bewehrungsstäbe aufgebogen werden.

$$\tau_0 = \frac{V}{b \cdot z} \quad (1.1)$$

Die Nachweisformate für Bauteile ohne Querkraftbewehrung wurden in den Nachfolgedokumenten der ÖNORM B 4200-4: 1957 [15] laut [2] und [4] signifikant konservativer. Mit dem Beginn der Eurocode-nahen Berechnung nach ÖNORM B 4700: 1995 [16] sowie der Einführung der Eurocodes wurde die Querkraftbemessung dieser Bauteile elementar verändert: Im Gegensatz zu den Vorgängernormen ist in den Eurocodes das semiprobabilistische Sicherheitskonzept verankert, wodurch laut [4] das Sicherheitsniveau um ca. 10 % angehoben wurde. Außerdem beruht die entsprechende Bemessungsformel nun auf einem grundlegend neuen semiempirischen Ansatz. Die daraus resultierenden erheblichen Unterschiede in der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach ÖNORM B 4200-4:1957 [15] und der neueren ÖNORM EN 1992-1-1: 2011 [17] sind in Abbildung 1.5 ersichtlich. Darin ist das Verhältnis der zulässigen Schubspannungen nach diesen beiden Normen für Fahrbahnplatten unterschiedlicher Dicke und mit verschiedenen Längsbewehrungsgraden

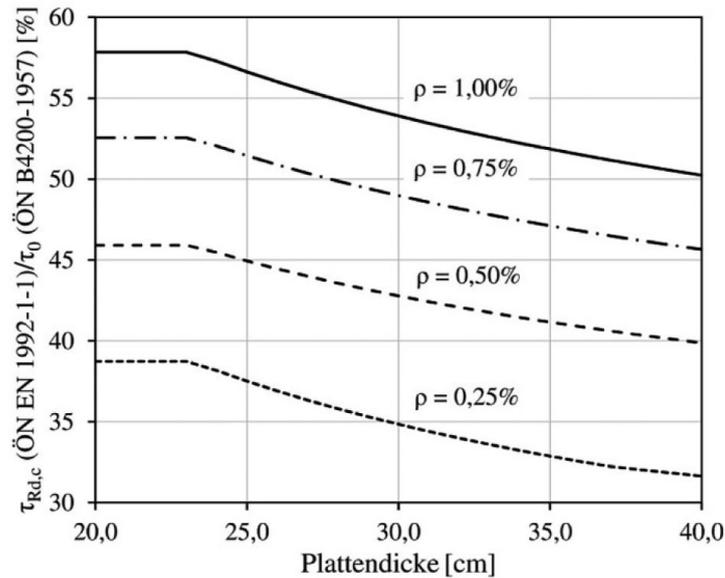


Abbildung 1.5: Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Schubbewehrung nach ÖNORM B 4200-4:1957 [15] und ÖNORM EN 1992-1-1: 2011 [17]; entnommen aus [4].

ρ illustriert. Für eine 30 cm dicke Platte mit einem Längsbewehrungsgrad von 0,25 % beträgt beispielsweise die zulässige Schubspannung $\tau_{Rd,c}$ nach ÖNORM EN 1992-1-1: 2011 [17] nur 35 % des Wertes τ_0 nach dem älteren Regelwerk [15].

Auch bei Spannbetontragwerken gab es über die Jahrzehnte hinweg Veränderungen in der Querkraftbemessung und konstruktiven Durchbildung. Unter Einhaltung eines festgelegten Grenzwertes der schiefen Hauptzugspannung waren beispielsweise bei den vorgespannten Stegen von Plattenbalken- oder Hohlkastenbrücken bis zum Jahr 1966 sehr geringe Schubbewehrungsgrade möglich, da die Normen keinen konkreten Mindestwert vorgaben.

1.4 Lösungsansätze

Trotz der regen Forschungstätigkeit ist das Querkrafttragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen nach wie vor mit offenen Fragen behaftet und umstritten. Mit der Entwicklung eines allgemein anerkannten, die Realität möglichst genau abbildenden und zukünftig in den Normen verankerten Querkraftmodells erhoffen sich Wissenschaft als auch Wirtschaft höhere rechnerische Schubtragfähigkeiten. In den nächsten Jahrzehnten könnten dadurch die enormen Kosten ansonsten notwendig gewordener Brückenneubauten bzw. Sanierungs- oder Verstärkungsmaßnahmen an bestehenden Tragwerken entfallen.

Wie anhand von Veröffentlichungen vom American Concrete Institute (ACI) [18] bzw. der Fédération Internationale du Béton (fib) [19] erkennbar ist, sind sich die Forschenden weitgehend darüber einig, welche Tragmechanismen prinzipiell an der Abtragung von Querkraften beteiligt sind. Nachfolgend sind die entsprechenden Traganteile bei einem Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung aufgelistet und in Abbildung 1.6 illustriert. Im

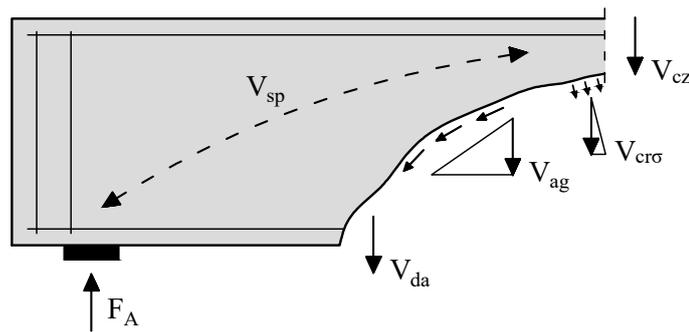


Abbildung 1.6: Querkrafttragmechanismen entlang des kritischen Schubrisses eines Stahlbetonbalkens ohne Schubbewehrung.

weiteren Verlauf dieser Diplomarbeit begrenzen sich die Untersuchungen auf diesen Teilbereich dieses umfangreichen Themengebietes.

- Resultierende der Schubspannungen in der (ungerissenen) Betondruckzone V_{cz}
- Querkrafttraganteil der rissübergreifenden Zugspannungen an der Risspitze $V_{cr\sigma}$
- Querkräfteübertragung durch die Rissreibung V_{ag}
- Querkrafttraganteil durch die Dübelwirkung der Biegezugbewehrung V_{da}
- Lastabtragung durch die Sprengwerk- bzw. Bogenwirkung V_{sp}

Die zahlreichen bestehenden Rechenmodelle unterscheiden sich teils stark in der Gewichtung dieser Einflussfaktoren sowie in dem am Querkraftversagen maßgeblich beteiligten Anteil: Bei den sogenannten Zahnmodellen (z. B. von REINECK [20]) wird beispielsweise ein Bauteil im Zustand II als Aneinanderreihung einzelner Betonzähne betrachtet. Diese sind beidseitig durch idealisierte Biegeschubrisse begrenzt und an der Oberseite in die Betondruckzone eingespannt. Nach ZINK [21] sind die Schubspannungen in der ungerissenen Biegedruckzone hauptverantwortlich für die Querkrafttragfähigkeit. Stabwerk- und Bogenmodelle gründen auf ähnlichen Überlegungen: Die Schubtragfähigkeit wird dabei maßgeblich von der Tragkapazität von Sprengwerken bzw. Druckbögen, die sich zwischen den Auflagern ausbilden, beeinflusst (siehe u. a. Modell von SPECHT und SCHOLZ [22]). Für MUTTONI [23] ist hingegen der Ausfall der Rissreibung für das Querkraftversagen von Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung verantwortlich. Bei der „Modified Compression Field Theory“ nach VECCHIO und COLLINS [24] stellt die rissübergreifende Spannungsübertragung zufolge Rissverzahnung ebenfalls den maßgeblichen Tragmechanismus dar.

1.5 Abgrenzung und Zielsetzung

Am Institut für Tragkonstruktionen (Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau) der Technischen Universität Wien wird momentan die These verfolgt, dass die Rissreibung einen wesentlichen Anteil an der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne

Schubbewehrung hat. Kapitel 2 enthält die Ergebnisse aus einer diesbezüglichen Literaturrecherche: Darin sind zunächst die allgemein anerkannten Querkrafttraganteile bei solchen Bauteilen beschrieben. Der Fokus wird dann auf Erkenntnisse aus vergangenen Untersuchungen zur rissübergreifenden, reibungsinduzierten Spannungsübertragung gelegt. Zudem wird auf die Hintergründe bekannter Rissreibungsmodelle und auf darauf basierende konstitutive Beziehungen eingegangen.

Zur experimentellen Untersuchung dieses Traganteils wurden im November 2015 im institutseigenen Labor 15 sogenannte „Push-off“-Versuche sowie sieben Querkraftversuche an Stahlbetonbalken ohne Bügelbewehrung unter Variation verschiedener Parameter durchgeführt (siehe Kapitel 3). Neben konventioneller Messtechnik kam dabei ein photogrammetrisches Messsystem zur flächendeckenden Erfassung von Verformungen zum Einsatz. Dadurch konnte die Kinematik von Rissen kontinuierlich aufgenommen werden. Im Kapitel 4 sind die daraus erhaltenen und dann aufbereiteten Messdaten erläutert. Kapitel 5 enthält darauf aufbauende weiterführende Analysen. Im abschließenden Teil dieser wissenschaftlichen Abhandlung sind die gewonnenen Erkenntnisse zusammengefasst. Mittels der durchgeführten Untersuchungen wurde angestrebt, insbesondere folgende Fragen zu klären:

- „Push-off“-Versuche:
 - Wie hängen die für das Rissreibungsverhalten charakteristischen Größen (Rissöffnung, Rissgleitung, Schubspannung, Normalspannung) voneinander ab?
 - Gibt es einen Zusammenhang zwischen der Betondruckfestigkeit bzw. der Zuschlagsart und dem Ausmaß der rissübergreifenden, reibungsinduzierten Spannungsübertragung?
 - Welchen Einfluss hat die Quersteifigkeit der „Push-off“-Körper auf die Versuchsergebnisse?
 - Wie unterscheiden sich diverse Rissreibungsmodelle aus der Literatur voneinander und wie treffend können diese das Rissreibungsverhalten von Beton, welches bei den „Push-off“-Versuchen erfasst wurde, modellieren?
- Querkraftversuche:
 - Haben die Betondruckfestigkeit bzw. die Zuschlagsart einen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit und die Kinematik des kritischen Biegeschubrisses?
 - Wie genau sagen die in gängigen Normenwerken enthaltenen Bemessungsformeln den Querkraftwiderstand von Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung voraus?
 - Kann der Querkrafttraganteil zufolge Rissreibung auf Basis der Kinematik des kritischen Biegeschubrisses und mittels ausgewählter Rissreibungsmodelle abgeschätzt werden und – falls dies so ist – wie hoch ist dieser?

2 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung

2.1 Tragmechanismen im Zustand II

Mit dem Übergang vom Zustand I in den Zustand II verändert sich das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung signifikant: Die Spannungsverteilung nach der technischen Biegetheorie ist im Allgemeinen nicht mehr anwendbar; die Abtragung von Querkraften wird fortan vom komplexen Zusammenwirken verschiedener Tragmechanismen geprägt. Diese wurden im Abschnitt 1.4 bereits erwähnt sowie in Abbildung 1.6 illustriert und sind nachfolgend näher beschrieben. Die in den Dissertationen von HUBER [2] und LATTE [25] enthaltenen umfangreichen Zusammenfassungen zu diesem Thema dienten als Leitbilder und wichtige Hilfestellungen beim Erstellen dieses Abschnittes.

2.1.1 Schubspannungen in der Betondruckzone

Bei zahlreichen Modellvorstellungen wird davon ausgegangen, dass die ungerissene Betondruckzone maßgeblich an der Abtragung von Querkraften beteiligt ist. Diese Vermutung ist naheliegend, da im Zuge eines Biegeschubversagens einzig dieser Bereich bis zuletzt unbeschadet bleibt, jedoch umstritten. Manche der Modelle unterscheiden sich vor allem im angenommenen Spannungsverlauf oberhalb der Nulllinie voneinander: ZINK [21] geht zum Beispiel innerhalb der Biegedruckzone mit der Höhe x von einer parabelförmigen Schubspannungs- sowie einer linearen Biegenormalspannungsverteilung (τ_{xz} bzw. σ_x) nach der technischen Biegetheorie aus (siehe Abbildung 2.1). Die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone V_{cz} lässt sich durch Integration der Schubspannungen τ_{xz} über diesen ungerissenen Bereich ermitteln.

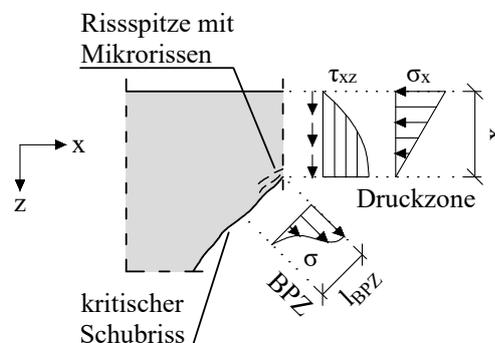


Abbildung 2.1: Spannungsverteilung in der Druck- und Bruchprozesszone (BPZ) eines Stahlbetonbalkens ohne Schubbewehrung nach ZINK [21].

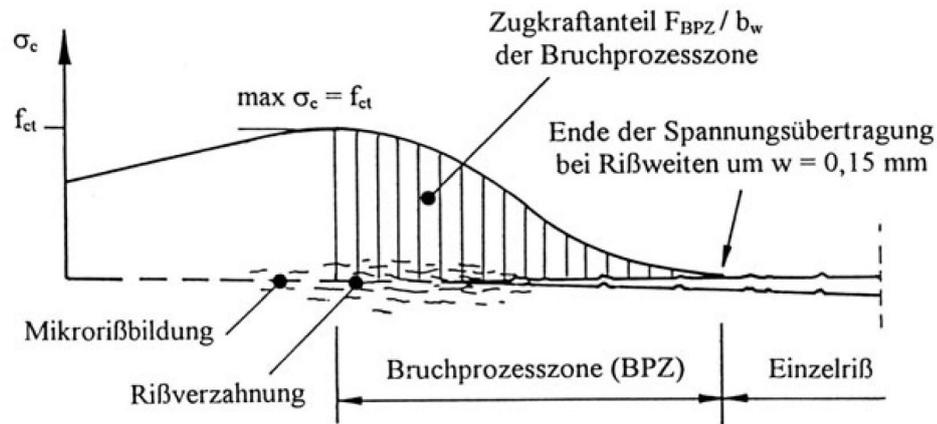


Abbildung 2.2: Bruchverhalten von Beton unter Zugbeanspruchung: innerhalb der Bruchprozesszone ist auch nach Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} eine Übertragung von Zugspannungen σ_c möglich; entnommen aus [21].

Laut [2] kann dieser Tragmechanismus momentan noch nicht hinreichend genau beschrieben werden. Versuche zu dieser Tragwirkung seien zwar der Literatur zu entnehmen, eine von den anderen Traganteilen vollständig entkoppelte Betrachtung gelang dabei bisher aber noch nicht.

2.1.2 Rissübergreifende Zugspannungen an der Rissspitze

Mit zunehmender Belastung pflanzen sich ursprünglich aus Biegerissen entwickelte Biegeschubrisse schräg in Richtung Lastangriffspunkt fort. An der Rissspitze entstehen dabei zunächst Mikrorisse, aus welchen dann Einzelrisse hervorgehen. Innerhalb eines Bereichs kleiner Rissweiten, der sogenannten Bruchprozesszone, können vom Beton auch nach Erreichen der Zugfestigkeit Zugspannungen übertragen werden (siehe Abbildung 2.2). Das ist laut [26] bis zu Rissweiten von ca. 0,15 mm möglich und lässt sich gemäß [25] durch bei der Rissöffnung aktivierte Haftspannungen sowie Reibungskräfte erklären.

Die rissübergreifenden Zugspannungen an der Rissspitze werden beispielsweise im Modell von ZINK [21] entsprechend Abbildung 2.1 angesetzt. Der daraus resultierende Querkrafttraganteil $V_{cr\sigma}$ kann prinzipiell durch Integration der Vertikalkomponenten dieser Zugspannungen σ_{\perp} über die Länge der Bruchprozesszone l_{BPZ} berechnet werden.

HILLERBORG kam in [27] zu dem Schluss, dass die Länge der Bruchprozesszone maßgeblich von den Betoneigenschaften bestimmt wird und annähernd von der Bauteilgröße unabhängig ist. Folglich ist dieser Traganteil bei kleinen Bauteilen bedeutsam, nimmt jedoch bei größeren Elementen nur eine untergeordnete Rolle ein.

2.1.3 Rissreibung

Mit fortschreitender Ausbildung eines Biegeschubrisses geht eine Rotation der beiden Rissufer um die Rissspitze einher. Dadurch werden in weiterer Folge eine Rissöffnung w und eine Rissgleitung s hervorgerufen (siehe Abbildung 2.3). Wird diese Relativbewegung aufgrund der Rauigkeit der Rissoberflächen – unter der Voraussetzung kleiner Rissweiten

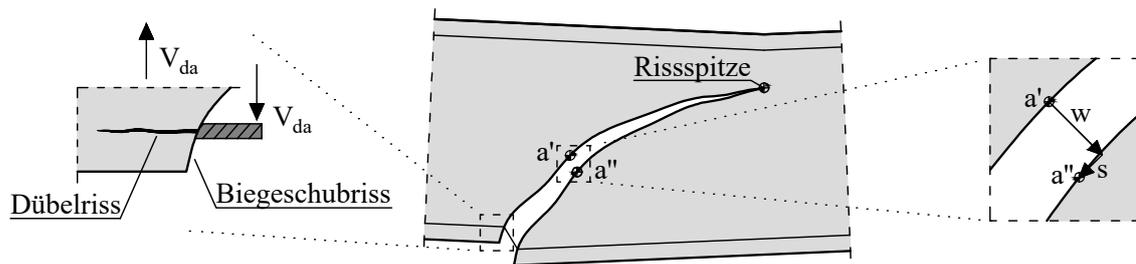


Abbildung 2.3: Überhöhte Darstellung der Kinematik an einem Biegeschubriss: die Rotation der Rissufer um die Risspitze verursacht eine Rissöffnung w sowie -gleitung s (rechts) und aktiviert durch den daraus resultierenden vertikalen Versatz auf Höhe der Biegezugbewehrung den Querkrafttraganteil V_{da} (links).

– behindert, werden Normal- und Schubspannungen (σ_{ag} bzw. τ_{ag}) zwischen den Rissufern aktiviert (siehe Abbildung 2.6 (a)). Der Querkrafttraganteil zufolge Rissreibung V_{ag} ergibt sich aus den Vertikalkomponenten der Kontaktspannungen.

Aufgrund zahlreicher Einflussfaktoren handelt es sich bei der reibungsinduzierten rissübergreifenden Spannungsübertragung um einen sehr komplexen Tragmechanismus. Im Abschnitt 2.2 wird auf diesbezügliche der Literatur zu entnehmende Untersuchungen und daraus gewonnene Erkenntnisse sowie auf bereits existierende Modelle zur Beschreibung der Rissreibung näher eingegangen.

2.1.4 Dübelwirkung der Biegezugbewehrung

Zufolge der Kinematik eines Biegeschubrisses liegt auf Höhe der Biegezugbewehrung ein vertikaler Versatz der beiden Rissufer vor (siehe Abbildung 2.3). Dadurch werden die Bewehrungsstäbe, welche in den beiden voneinander getrennten Betonteilen eingespannt sind, nicht nur zug- sondern auch schubbeansprucht. Der aus dieser Dübelwirkung herührende Querkrafttraganteil V_{da} belastet die untere Betondeckung des auflagerseitigen Balkenbereichs. In der Fläche zwischen den Bewehrungsstäben werden dabei Betonzugspannungen aktiviert. Überschreiten diese die Betonzugfestigkeit, entstehen entlang der Bewehrungsstäbe sogenannte Dübelrisse (siehe Abbildung 2.3). Deren Risspitzen wandern mit steigender Belastung weiter in Richtung Auflager, was schließlich zum Abplatzen der Betondeckung führt und laut [28] eine Bedingung für ein Biegeschubversagen ist.

BAUMANN und RÜSCH [29] führten umfangreiche Untersuchungen hinsichtlich der Dübeltragwirkung der Biegezugbewehrung durch. Sie entwickelten einen semiempirischen Ansatz, mit welchem die Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit vom Bewehrungsdurchmesser, von der Betondruckfestigkeit sowie von der Nettostegbreite (Stegbreite abzüglich aller Stabdurchmesser) berechnet werden kann.

2.1.5 Weitere Einflüsse

Sprengwerk- und Bogenwirkung – Schubschlankheit

Querkräfte können teilweise über Sprengwerke bzw. Druckbögen, die sich infolge Einzelasten bzw. Streckenlasten zwischen den Auflagern ausbilden, abgetragen werden (siehe

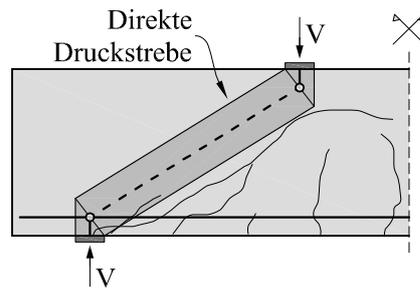


Abbildung 2.4: Lastabtragung über eine direkte Druckstrebe zufolge Sprengwerkwirkung, die sich bei Stahlbetonbalken mit kleiner Schubslankheit ausbilden kann; entnommen aus [2].

Abbildung 2.4). Das Ausmaß dieser Stützlinientragwirkung hängt maßgeblich von der sogenannten Schubslankheit a/d ab. Dieser Wert ist das Verhältnis des Abstandes zwischen Auflager und Lasteinleitungspunkt zur statischen Nutzhöhe eines punktförmig belasteten Balkens.

KANI beschäftigte sich eingehend mit dem Einfluss der Schubslankheit auf das Tragverhalten biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile. Er stellte in [30] fest, dass nur innerhalb klar definierter Grenzen für das Verhältnis a/d ein Schubversagen vor dem Erreichen der rechnerischen Momenten Tragfähigkeit eintritt und nannte diesen Bereich „Schubtal“ (siehe Abbildung 2.5). Laut [31] erreicht die Schubbruchgefahr bei $2,5 < a/d < 3,5$ ihr Maximum. Außerdem erläuterten LEONHARDT und MÖNNIG in diesem Werk, dass die Querkrafttragfähigkeit mit kleiner werdender Schubslankheit ($a/d < 2,5$) stark zunimmt, da die Sprengwerk- bzw. Bogenwirkung dann erheblich an Bedeutung gewinnt. Wird das Verhältnis a/d hingegen erhöht, gerät dieser Tragmechanismus zunehmend in den Hintergrund: Die Druckstreben der Sprengwerke bzw. die Druckbögen werden flacher und können somit von den Biegeschub- bzw. Biegerissen früher eingeschnürt werden.

Drucknormalkräfte infolge einer Vorspannung oder äußeren Belastung wirken sich ebenfalls positiv auf diese Tragwirkung aus, da dadurch größere Bauteilbereiche länger überdrückt bleiben.

Maßstabseffekt

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung nimmt bei einem ansteigenden Bauteilmaßstab nur unterproportional zu. Dieser sogenannte Maßstabseffekt ist seit den 1960er-Jahren aufgrund umfangreicher theoretischer sowie experimenteller Untersuchungen (mitunter von LEONHARDT und WALTHER [32]) bekannt. Es existieren zahlreiche Ansätze zur Erklärung dieses Phänomens. HUBER kommt beispielsweise in [2] auf S. 134 zu dem Schluss, „[...] dass der Maßstabseffekt zum Teil in der verminderten Rissverzahnung bei großen Bauteilhöhen [aufgrund größerer Rissweiten] begründet ist.“ Als einen weiteren Einflussfaktor nennt er die rissübergreifenden Zugspannungen in der Bruchprozesszone, welche bei größeren Bauteilen einen zunehmend kleineren Anteil an der gesamten Risslänge ausmacht (vgl. [27]).

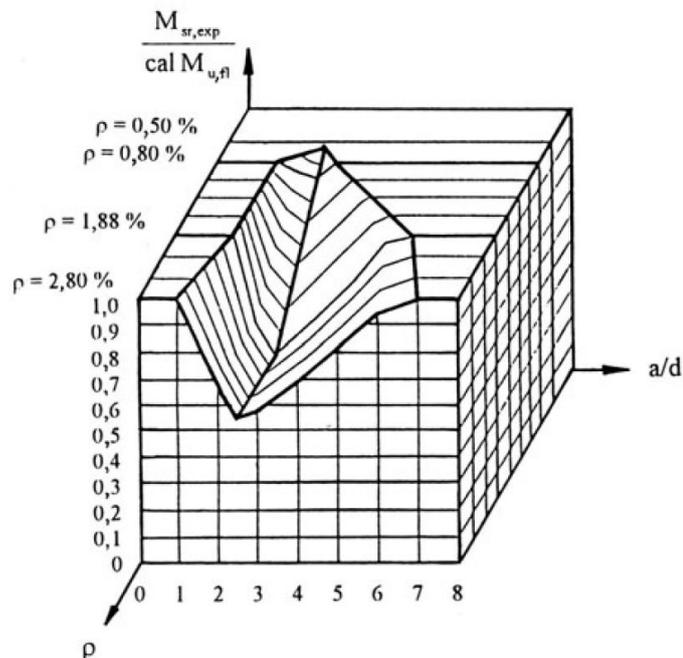


Abbildung 2.5: „Schubtal von KANI“: die rechnerische Momenten­tragfähigkeit $calM_{u,fl}$ kann unter gewissen Schubschlankheiten a/d – in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad ρ – aufgrund eines Schubversagens nicht ausgenutzt werden; entnommen aus [21].

2.2 Untersuchungen zum Rissreibungsverhalten von Beton

2.2.1 Allgemeines

In zahlreichen Publikationen der vergangenen 50 Jahre wurde das komplexe Rissreibungsverhalten von Beton – speziell im Zusammenhang mit dessen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit – behandelt. [2], [25], [33] und [34] bieten beispielsweise einen guten Überblick über den Stand der Forschung auf diesem Gebiet.

Eine der geläufigsten Konfigurationen zur Untersuchung der rissübergreifenden reibungsinduzierten Spannungsübertragung ist in Abbildung 2.6 (b) dargestellt: Bei diesen sogenannten „Push-off“-Tests, deren Durchführung beispielsweise in [35] ausführlich dokumentiert wurde, wird ein monolithisch hergestellter Betonkörper zuerst entlang einer vordefinierten Sollbruchstelle geteilt. Anschließend werden die beiden Hälften infolge äußerer Belastung gegeneinander verschoben, was zu einer Schubbeanspruchung in der vorgebrochenen Fläche führt. Zur Gewährleistung kleiner Rissweiten während des Belastungsvorgangs können entweder rissübergreifende Bewehrungsstäbe einbetoniert oder externe Zwangskräfte – beispielsweise mittels außenliegender Vorspannglieder – aufgebracht werden. Aufbauend auf Kraft- und Weggrößen, welche während der Versuchsdurchführung erfasst werden, können Beziehungen zwischen Rissöffnung, Rissgleitung, Schub- und Normalspannung in der Rissfläche aufgestellt und analysiert werden.

Das Ausmaß dieser Spannungsübertragung respektive der Einfluss der Rissreibung auf

die Querkrafttragfähigkeit hängen – gemäß eines allgemeinen Konsenses – von der Risskinematik ab: Ist beispielsweise die Rissöffnung verhindert, können große Reibungskräfte aktiviert werden; bei in Relation zum Größtkorn des Zuschlags großen Rissweiten ist eine Spannungsübertragung zufolge Rissverzahnung nicht möglich.

Ein weiterer Einflussfaktor ist die Rauigkeit der Rissufer: Sie hängt prinzipiell von der Betonzusammensetzung ab und wird laut [36] maßgeblich vom Verhältnis der Festigkeiten des Zementsteins und des Zuschlags beeinflusst. Die Qualität des Verbundes zwischen den beiden Betonphasen im ausgehärteten Zustand ist ebenfalls von Bedeutung. Bei Normalbetonen (NC) sind die Zementsteinfestigkeit bzw. die Verbundfestigkeit zwischen den Betonphasen in der Regel kleiner als die Zuschlagsfestigkeit, wodurch Risse entlang der Ränder der Gesteinskörnung verlaufen und somit eine lokal raue Rissoberfläche (Mikrorauigkeit) entsteht. Bei Leichtbetonen (LWC) und hochfesten (HPC) bzw. ultrahochfesten Betonen (UHPC) reißen hingegen die Gesteinskörner, da das Festigkeitsverhältnis der beiden Betonphasen umgekehrt ist respektive ein besserer Verbund zwischen diesen vorliegt (siehe Abbildung 2.6 (a)). Im Gegensatz zum erstgenannten Fall ist hierbei eine Rissreibung im Sinne einer Rissverzahnung aufgrund der geringeren lokalen Mikrorauigkeit nur bedingt möglich.

HAMADI und REGAN führten diesbezüglich Versuche an „Push-off“-Körpern aus Leicht- und Normalbeton durch. Sie stellten in [37] fest, dass eine kleinere Mikrorauigkeit aufgrund der Spaltung der Gesteinskörner eine Verringerung des Querkrafttraganteils zufolge Rissreibung bewirken kann. REGAN ET AL. konnten in [38] anhand von Biegeversuchen an Balken unter Variation der Gesteinsart des Zuschlags Ähnliches zeigen. Bei den „Push-off“-Versuchen von SAGASETA und VOLLUM konnten hingegen signifikante Schubspannungen über die Risse hinweg übertragen werden, obwohl die Gesteinskörner gespalten wurden [39]. Sie machten die Makrorauigkeit der Rissufer zufolge des global unebenen Rissverlaufs dafür verantwortlich. Die Autoren führten parallel zu den „Push-off“-Versuchen Biegeversuche an Balken mit gleicher Betonzusammensetzung durch. Eine Reduktion der Querkrafttragfähigkeit zufolge Reißen der Gesteinskörner konnte dabei nur bei den Versuchskörpern ohne Schubbewehrung festgestellt werden.

Auswirkungen der Sieblinie sowie der Form des Zuschlags auf das Rissreibungsverhalten von Beton sind umstritten: PAULAY und LOEBER kamen beispielsweise in [40] infolge der Durchführung von „Push-off“-Versuchen zur Erkenntnis, dass diese beiden Parameter keinen Einfluss darauf haben. Sie merkten dabei jedoch an, dass die verwendeten Größtkorndurchmesser nur innerhalb eines kleinen Bereichs (zwischen 9,5 und 19 mm) lagen.

2.2.2 Rissreibungsmodelle

In diesem Abschnitt werden die bekanntesten Rissreibungsmodelle zur Berechnung der Kontaktspannungen zwischen den sich gegenüberliegenden Ufern eines Schubrisses erläutert.

Lineares Rissreibungsmodell nach WALRAVEN

WALRAVEN ET AL. führten um 1980 umfangreiche Versuchsreihen in Form von „Push-off“-Tests – sowohl mit interner Bewehrung, als auch mit externer Zwangsvorrichtung – durch

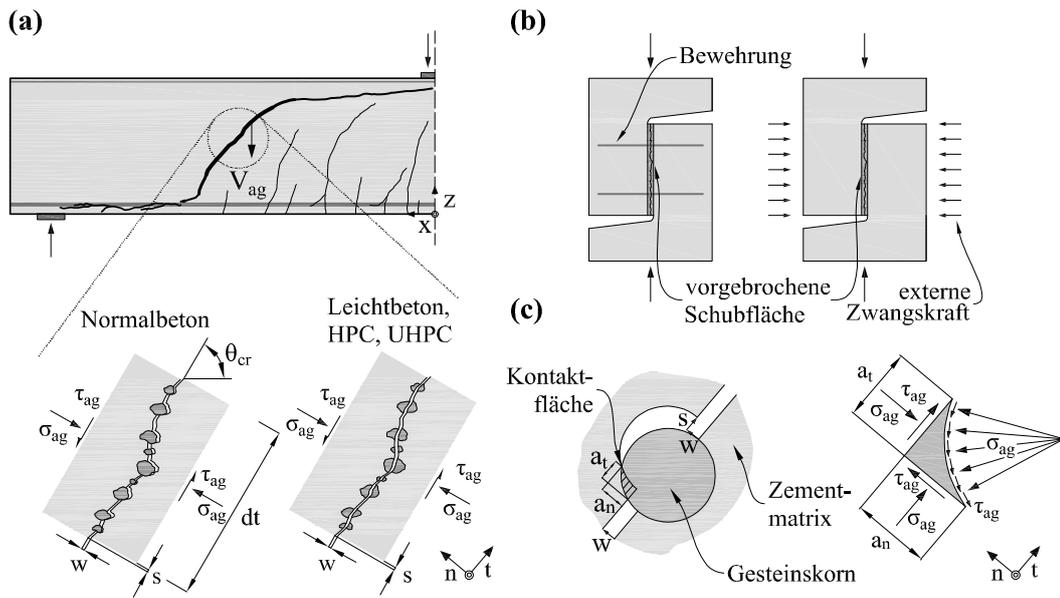


Abbildung 2.6: Querkrafttraganteil zufolge Rissreibung: (a) Normal- und Schubspannungen an gegeneinander verschobenen Rissufer bzw. unterschiedliche Rissrauigkeiten in Abhängigkeit von der Betonsorte (b) Prinzipskizze von „Push-off“-Versuchen mit interner rissüberbrückender Bewehrung bzw. externer Zwangsvorrichtung (c) Grundannahmen des Zwei-Phasen-Modells nach WALRAVEN [41][42]: Kontaktspannungen zwischen einem idealisiert-kugelförmigen starren Gesteinskorn und der visko-elastischen Zementmatrix des gegenüberliegenden Rissufers infolge einer Relativbewegung; entnommen aus [2].

und beschrieben diese ausführlich in [35]. Sie variierten dabei folgende Parameter:

- Betonfestigkeit
- Sieblinie, Größtkorndurchmesser und Art der Gesteinskörnung
- Anfangsrissöffnung
- Dehnsteifigkeit der internen Bewehrung bzw. der externen Zwangsvorrichtung

Mittels einer Regressionsanalyse der Messdaten der Versuchskörper mit externer Vorspannung konnte WALRAVEN lineare Gleichungen zur Berechnung der Kontaktspannungen infolge Rissreibung herleiten [41][42]. Diese wurden in leicht abgewandelter Form (Gleichungen 2.1 und 2.2) in den fib Model Code 2010 [43] aufgenommen. Die Größe der Schub- und Normalspannung τ_{ag} bzw. σ_{ag} wird dabei nur von der Rissöffnung w , der Rissgleitung s und der Betondruckfestigkeit f_c beeinflusst (alle Werte in [mm] bzw. [N/mm²]). Über den Faktor C_f kann berücksichtigt werden, ob die Risse entlang der Ränder der Zuschlagskörner verlaufen ($C_f = 1,0$) oder diese durchtrennen ($C_f = 0,35$).

$$\tau_{ag} = C_f \cdot \left\{ -0,04 \cdot f_c + \left[1,8 \cdot w^{-0,8} + (0,292 \cdot w^{-0,7} - 0,25) \cdot f_c \right] \cdot s \right\} \quad (2.1)$$

$$\sigma_{ag} = C_f \cdot \left\{ -0,06 \cdot f_c + \left[1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,242 \cdot w^{-0,55} - 0,19) \cdot f_c \right] \cdot s \right\} \quad (2.2)$$

Zwei-Phasen-Modell nach WALRAVEN

WALRAVEN gelang zudem die Formulierung des heute wohl bekanntesten auf einem physikalischen Hintergrund aufbauenden Rissreibungsmodells: Er betrachtete Beton in seiner in [41] bzw. [42] beschriebenen Modellvorstellung als ein Zwei-Phasen-System – bestehend aus starren, idealisiert-kugelförmigen Gesteinskörnern, die in einer visko-elastischen Zementmatrix gleichmäßig verteilt eingebettet sind. Der Rissverlauf wurde entlang der Kornränder – entsprechend der bei Normalbetonen üblichen Festigkeitsverhältnisse der Betonphasen – angenommen. Findet eine Scherbewegung s zwischen den beiden Rissufern statt und wird dabei die Rissöffnung w eingeschränkt, werden an den Kontaktflächen Normalspannungen σ_{ag} und Schubspannungen τ_{ag} aktiviert. Die Gesteinskörner dringen dabei soweit in die sich großteils plastisch verformende Zementmatrix des gegenüberliegenden Rissufers ein, bis ein Gleichgewichtszustand eintritt (siehe Abbildung 2.6 (c)).

Auf Basis dieser physikalischen Überlegungen und einer stochastischen Analyse der Rissstruktur leitete WALRAVEN ein Rechenmodell zur Ermittlung von σ_{ag} und τ_{ag} her. Aufgrund des großen Umfangs des dafür notwendigen Formelapparates werden an dieser Stelle nur dessen zwei Grundgleichungen (Gl. 2.3 bzw. Gl. 2.4) angeführt. Die Spannungen in der Rissfläche sind demnach von den Summen der projizierten Kontaktflächen zwischen den Gesteinskörnern und der Zementmatrix des gegenüberliegenden Rissufers $A_n = \sum a_n$ bzw. $A_t = \sum a_t$ (vgl. Abbildung 2.6 (c)) abhängig. Diese sind laut [41] bzw. [42] wiederum eine Funktion der Risskinematik, des Größtkorndurchmessers und des Zuschlagsanteils (bezogen auf das Betonvolumen). Die Betondruckfestigkeit fließt in den Faktor σ_{pu} (Druckfestigkeit der Zementmatrix) ein, μ ist der COULOMB'sche Reibungskoeffizient der Rissfläche.

$$\tau_{ag} = \sigma_{pu} \cdot (A_n + \mu \cdot A_t) \quad (2.3)$$

$$\sigma_{ag} = \sigma_{pu} \cdot (A_t - \mu \cdot A_n) \quad (2.4)$$

„Rough-Crack“-Modell nach BAŽANT und GAMBAROVA

BAŽANT und GAMBAROVA [44] leiteten auf Basis theoretischer Überlegungen konstitutive Beziehungen zur Beschreibung des Rissreibungsverhaltens von Beton her. Sie nahmen dabei an, dass die Schubspannung in der Rissfläche (τ_{ag}) maßgeblich vom Verhältnis der Rissgleitung s zur Rissöffnung w abhängt und die Normalspannung σ_{ag} direkt proportional zur Schubspannung τ_{ag} sowie indirekt proportional zur Rissöffnung w ist. Diese Zusammenhänge passten sie an die Ergebnisse aus den „Push-off“-Tests von PAULAY und LOEBER [40], bei welchen die Rissweite w stets konstant gehalten wurde, an. Daraus resultierten die Gleichungen 2.5 bzw. 2.6. Die Kontaktspannungen in der Rissfläche (τ_{ag} bzw. σ_{ag}) sind dabei Funktionen der Rissgleitung s bzw. der Rissöffnung w sowie der Betondruckfestigkeit f_c und des Größtkorndurchmessers d_g (alle Werte in [mm] bzw. [N/mm²]). Abschließend sei angemerkt, dass sich bei diesem sogenannten „Rough-Crack“-Modell die Schubspannung τ_{ag} mit ansteigendem Verhältnis $r = s/w$ einer Asymptote annähert ($\tau_{ag} \rightarrow \tau_u$). Eine zunehmende Rissöffnung w bewirkt hingegen eine Verkleinerung von r

und folglich eine Reduktion der rissübergreifenden Spannungsübertragung.

$$\tau_{ag} = \tau_u \cdot r \cdot \frac{a_3 + a_4 \cdot |r|^3}{1 + a_4 \cdot r^4} \quad (2.5)$$

$$\sigma_{ag} = -\frac{a_1}{w} \cdot (a_2 \cdot |\tau_{ag}|)^p \quad (2.6)$$

mit:

$$r = \frac{s}{w}; \quad \tau_u = \tau_0 \cdot \frac{a_0}{a_0 + w^2}; \quad \tau_0 = 0,245 \cdot f_c;$$

$$p = 1,30 \cdot \left(1 - \frac{0,231}{1 + 0,185 \cdot w + 5,63 \cdot w^2}\right); \quad a_0 = 0,01 \cdot d_g^2;$$

$$a_1 = 0,000\,534; \quad a_2 = 145; \quad a_3 = \frac{2,45}{\tau_0}; \quad a_4 = 2,44 \cdot \left(1 - \frac{4}{\tau_0}\right)$$

Modifiziertes „Rough-Crack“-Modell nach GAMBAROVA und KARAKOÇ

GAMBAROVA und KARAKOÇ modifizierten in [45] die konstitutiven Beziehungen des „Rough-Crack“-Modells (Gleichungen 2.5 und 2.6); mit dem Ziel, den Einfluss des Größtkorndurchmessers d_g besser abzubilden. Zudem sollte der Zusammenhang zwischen der Normalspannung σ_{ag} und der Risskinematik (w , s) adäquater beschrieben werden. Im Zuge dessen berücksichtigten sie mitunter die Ergebnisse aus von DASCHNER und KUPFER [46] durchgeführten Versuchen an „Push-off“-Körpern, bei welchen σ_{ag} konstant gehalten wurde.

Laut [45] können die Schub- und Normalspannung in der Rissfläche τ_{ag} bzw. σ_{ag} – in Abhängigkeit der Rissgleitung s bzw. der Rissöffnung w , der Betondruckfestigkeit f_c und des Größtkorndurchmessers d_g (alle Werte in [mm] bzw. [N/mm²]) – folgendermaßen berechnet werden:

$$\tau_{ag} = \tau_0 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2 \cdot w}{d_g}}\right) \cdot r \cdot \frac{a_3 + a_4 \cdot |r|^3}{1 + a_4 \cdot r^4} \quad (2.7)$$

$$\sigma_{ag} = -a_1 \cdot a_2 \cdot \frac{s}{(w^2 + s^2)^q} \cdot \tau_{ag} \quad (2.8)$$

mit:

$$r = \frac{s}{w}; \quad 0,25 \cdot f_c \leq \tau_0 \leq 0,30 \cdot f_c; \quad q = 0,25;$$

$$a_1 \cdot a_2 = 0,62; \quad a_3 = \frac{2,45}{\tau_0}; \quad a_4 = 2,44 \cdot \left(1 - \frac{4}{\tau_0}\right)$$

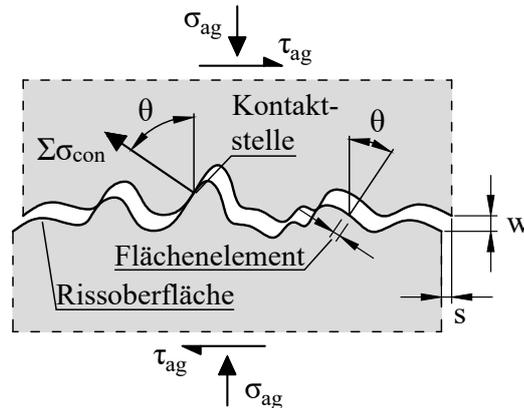


Abbildung 2.7: Grundannahmen des „Contact-Density“-Modells nach LI ET AL. [47]: Modellierung der rauhen Rissoberfläche als eine Aneinanderreihung unterschiedlich geneigter infinitesimaler Flächenelemente.

„Contact-Density“-Modell nach LI ET AL.

Das sogenannte „Contact-Density“-Modell wurde von LI ET AL. in [47] publiziert und basiert auf folgenden Annahmen:

- Die raue Rissoberfläche wird als eine Aneinanderreihung infinitesimaler unterschiedlich geneigter Flächenelemente modelliert (siehe Abbildung 2.7). Die Neigung θ ($-\pi/2 \leq \theta \leq \pi/2$) dieser potentiellen Kontakteinheiten ist eine Zufallsvariable mit der Verteilungsdichte $\Omega(\theta) = 0.5 \cdot \cos(\theta)$ (Kontaktdichtefunktion), für welche $\int_{-\pi/2}^{\pi/2} \Omega(\theta) d\theta = 1$ gilt .
- Das Verhältnis der Oberfläche eines rauhen Rissufers zum Flächeninhalt der idealisierten ebenen Rissfläche (Bezugsfläche der resultierenden Schub- und Normalspannung τ_{ag} bzw. σ_{ag}) wird durch den Wert A_t repräsentiert und kann für Betondruckfestigkeiten $f_c \leq 50 \text{ N/mm}^2$ mit $A_t = 1,27$ angenommen werden.
- Berühren sich zwei Flächenelemente der einander gegenüberliegenden Rissufer, wird in Orthogonalrichtung die Kontaktspannung σ_{con} aktiviert (siehe Abbildung 2.7). Sie hängt von der Risskinematik (Rissöffnung w bzw. Rissgleitung s) und vom Materialverhalten der Rissfläche, welches als linear elastisch-ideal plastisch angenommen wird, ab.
- In Abhängigkeit vom Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung geht mit zunehmender Rissöffnung w eine Reduktion der rissübergreifenden Spannungsübertragung – beschrieben durch den Faktor K – einher.

Die Gleichungen 2.9 und 2.10 sind die grundlegenden konstitutiven Beziehungen zur Ermittlung der in der Rissfläche resultierenden Schubspannung τ_{ag} bzw. Normalspannung σ_{ag} . Formeln zur Berechnung der darin enthaltenen Terme sind in [47] angeführt. Dieses Rechenmodell kann laut LI ET AL. für jeden beliebigen Belastungspfad angewendet werden,

wie dessen Verifizierung anhand von Reibungsversuchen zeigte.

$$\tau_{ag} = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} A_t \cdot \sigma_{con} \cdot \sin(\theta) \cdot K \cdot \Omega \, d\theta \quad (2.9)$$

$$\sigma_{ag} = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} A_t \cdot \sigma_{con} \cdot \cos(\theta) \cdot K \cdot \Omega \, d\theta \quad (2.10)$$

Die Autoren vereinfachten zudem in [47] diese komplexen Beziehungen für den häufig erforderlichen Fall der monoton steigenden Belastung. Sie vernachlässigten beispielsweise die elastische Verformungskomponente (starr-plastisches Materialverhalten) und schränkten den Integrationsbereich ein, woraus die simplen Gleichungen 2.11 und 2.12 resultierten. Die Schub- und Normalspannung sind dabei nur vom Verhältnis der Rissgleitung s zur Rissöffnung w sowie der Betondruckfestigkeit f_c (alle Werte in [mm] bzw. [N/mm²]) abhängig.

$$\tau_{ag} = \frac{r^2}{1 + r^2} \cdot m \quad (2.11)$$

$$\sigma_{ag} = \left[\frac{\pi}{2} - \cot^{-1}(r) - \frac{r}{1 + r^2} \right] \cdot m \quad (2.12)$$

mit:

$$r = \frac{s}{w}; \quad m = 3,83 \cdot f_c^{1/3}$$

3 Versuche

3.1 Allgemeines

3.1.1 Versuchsprogramm

Im November 2015 wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien experimentelle Untersuchungen des Rissreibungsverhaltens von Beton durchgeführt. Dies geschah in Form von „Push-off“-Versuchen (siehe Abschnitt 3.2), wobei die verwendeten Versuchskörper eine externe Zwangsvorrichtung besaßen. Das Ziel dieser Unternehmung war, Zusammenhänge zwischen den vier Größen Rissöffnung, Rissgleitung, Schubspannung und Normalspannung zu erkennen sowie Einflussfaktoren für die rissübergreifende, reibungsinduzierte Spannungsübertragung herauszuarbeiten. Die Versuchsreihe bestand aus 12 Hauptversuchen, welchen drei Vorversuche zur Optimierung des komplexen Versuchsablaufs vorausgingen. Zwischen den einzelnen Versuchskörpern wurde die Rauigkeit der Rissfläche durch den Einsatz verschiedener Zuschlagsarten und Betondruckfestigkeiten variiert: Bei der einen Hälfte der „Push-off“-Körper für die Hauptversuche wurden rundkörnige Flusssedimente der Molassezone (quarzitische Sand/Kies aus Nußdorf ob der Traisen) als Gesteinskörnung verwendet. Bei der anderen Hälfte kam ein Zuschlag aus kantkörnigem gebrochenen Festgestein der Kalkalpen (Dolomit aus Lienz) zum Einsatz. Damit wurden zwei Zuschlagsarten, die aufgrund des großen regionalen Vorkommens für Österreich typisch sind, berücksichtigt. Die beiden Gesteinskörnungen unterscheiden sich (neben der Kornform) auch hinsichtlich der Gesteinsart und der Druckfestigkeit voneinander. Dieser Materialkennwert streut bei natürlichen Zuschlägen in der Regel stark; in [48] sind deshalb nur ungefähre Wertebereiche für die Druckfestigkeiten der verwendeten Gesteine angegeben (Dolomit: 80 bis 240 N/mm²; Quarzit: 125 bis 430 N/mm²). Dennoch ist dabei ersichtlich, dass Dolomit im Allgemeinen eine kleinere Festigkeit als der quarzitische Sand/Kies besitzt. Für die Versuchskörper mit derselben Gesteinskörnung wurden jeweils zwei Betondruckfestigkeiten (40 N/mm² bzw. 60 N/mm²) gewählt, sodass insgesamt vier unterschiedliche Sätze zu je drei identen „Push-off“-Körpern vorlagen. Die Zusammensetzung der dabei verwendeten Betone ist im Abschnitt 3.1.2 detailliert beschrieben. Zwischen den einzelnen Versuchskörpern eines Satzes wurde jeweils der anfängliche Vorspanngrad der Rissfläche respektive die Dehnsteifigkeit der externen Zwangsvorrichtung variiert (siehe Abschnitt 3.2.1).

Außerdem wurden Querkraftversuche an Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung durchgeführt (siehe Abschnitt 3.3). Als statisches System wurde der gelenkig gelagerte Einfeldträger mit Belastung in Feldmitte gewählt. Dadurch wurden beidseitig des Lastenleitungsunktes konstante Querkraftverläufe und lineare Biegemomentenverläufe herbeigeführt. Die Balken wurden bis zum Bruch beansprucht – mit dem Ziel, die Kinetik des jeweiligen kritischen Biegeschubrisses zu erfassen. Von der Risskinematik und den Erkenntnissen aus den „Push-off“-Versuchen sollte – unter Zuhilfenahme bestehender

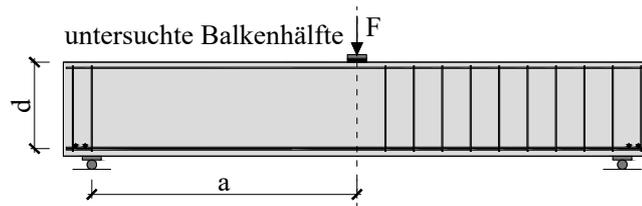


Abbildung 3.1: Prinzipische Skizze der durchgeführten Querkraftversuche an Stahlbetonträhgern.

Rissreibungmodelle – auf den Querkrafttraganteil zufolge Rissreibung rückergeschlossen werden. Die insgesamt 7 Versuchskörper wurden ebenfalls aus den vier im Abschnitt 3.1.2 beschriebenen Betonen hergestellt. Somit war eine Übertragung der Ergebnisse der Reibungsversuche auf diese Bauteilversuche problemlos möglich. Zur Beschränkung der Lage des kritischen Biegeschubrisses und folglich des zu untersuchenden Trähgerbereichs wurde jeweils nur eine Bauteilhählfte ohne Schubbewehrung ausgeführt. Abbildung 3.1 zeigt den prinzipiellen Aufbau der durchgeführten Querkraftversuche.

3.1.2 Zusammensetzung der Betone

Im Rahmen dieses Versuchsprogramms wurden vier verschiedene Betone, deren Bestandteile je 1000 kg Frischbeton in Tabelle 3.1 angegeben sind, verwendet. Die Sorten G60 und G40 wurden von der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp hergestellt und beinhalteten rundkörnigen quarzitäsen Sand/Kies (G, für engl. *gravel*; Herkunft: Nußdorf ob der Traisen) als Zuschlag. Die Sorten D60 und D40 wurden von der Firma SW Umwelttechnik Österreih GmbH in Lienz produziert und besaßen eine kantkörnige Gesteinskörnung aus gebrochenem Dolomit (D; Herkunft: Lienz). Der Buchstabe in der Betonkurzbezeichnung gibt die Zuschlagsart, die Zahl die nominelle Betondruckfestigkeit in $[N/mm^2]$ an. Die tatsächlichen, gemessenen Festigkeitswerte sind in den Abschnitten 3.2.1 bzw. 3.3.1 (Materialeigenschaften der Versuchskörper) angeführt. Bei allen Betonen wurde der Größtkorndurchmesser mit $d_g = 16\text{ mm}$ gewählt. G40 war ein Normalbeton (NC); G60, D60 und D40 waren selbstverdichtende Betone (SCC).

3.2 „Push-off“-Versuche

Im vorliegenden Abschnitt sind die durchgeführten „Push-off“-Versuche näher beschrieben. Jeweils drei Versuchskörper wurden aus den Betonen G40, D60 und D40 gegossen. Sechs Elemente, wovon drei für die Vorversuche herangezogen wurden, bestanden aus dem Beton G60. Alle Testobjekte hatten dieselbe Geometrie und waren gleich bewehrt. Unterschiede im Versuchsaufbau und -ablauf gab es nur aufgrund der Variation der anfänglichen Vorspannung der Rissfläche bzw. der Steifigkeit der externen Zwangsvorrichtung. Bei den Hauptversuchen wurden in dieser Hinsicht bei jeder Betonsorte dieselben drei Konfigurationen angewandt. Die Vorversuche wichen jedoch gänzlich davon ab, weshalb die Vergleichbarkeit der Ergebnisse nicht gegeben war und auf sie in weiterer Folge nicht mehr explizit eingegangen wird.

Tabelle 3.1: Bestandteile der verwendeten Betone je 1000 kg Frischbeton.

Kurzbezeichnung			G60	G40	D60	D40
Betonart			SCC	NC	SCC	SCC
feine Gesteinskörnung	0/1(*2)	[kg]	53,7	0,0	70,4*	73,0*
	0/4	[kg]	370,5	405,5	373,8	385,0
grobe Gesteinskörnung	4/8	[kg]	120,5	118,3	332,9	348,2
	8/16	[kg]	216,0	268,9		
Zement		[kg]	160,1	125,2	141,5	110,6
Fließmittel		[kg]	1,7	0,5	0,7	0,3
Wasser		[kg]	77,4	81,6	80,6	82,2
W/B		[-]	0,48	0,64	0,57	0,74

3.2.1 Versuchskörper

Aufbau

Geometrie und Bewehrung der verwendeten „Push-off“-Körper sind in Abbildung 3.2 illustriert: Die monolithisch hergestellten Objekte waren insgesamt 40 cm breit, 60 cm hoch und 15 cm tief und bestanden jeweils aus zwei gleichartigen, um 180° zueinander verdrehten L-förmigen Hälften. Im unbewehrten Verbindungsbereich der beiden Teile verringerte sich die Objekttiefe zufolge beidseitiger dreieckförmiger Kerben, wodurch eine geplante Schubfläche von $12\text{ cm} \cdot 30\text{ cm} = 360\text{ cm}^2$ zustande kam. Die Versuchskörper besaßen somit dieselbe Geometrie wie jene von WALRAVEN ET AL. [35] [42]. Die L-förmigen Teile wurden ähnlich einer biegesteifen Rahmenecke mit negativem (eindrehendem) Biegemoment bewehrt: Zur Aufnahme der Biegezug- bzw. Biegedruckkräfte wurden Bewehrungsstäbe parallel zu den schmalen Außenflächen angeordnet (Positionen 1 bis 3), dazwischen lagen Bügel zur Abtragung von Querkräften (Positionen 4 bis 6). Die Dimensionen der gerippten Stahleinlagen wurden prinzipiell aus [35] bzw. [42] übernommen; teilweise wurden Stäbe mit einem etwas größeren Durchmesser gewählt. Durch diese großzügige Bewehrung wurde sichergestellt, dass sich die beiden Versuchskörperhälften im Zuge der Versuchsdurchführung starr verhalten und eine Verformung nur in der planmäßigen Schubfläche stattfindet.

Entlang der beiden größeren Schmalseiten der Versuchskörper wurden vierfach-gelochte Stahlplatten mit Längs- und Quersteifen (siehe Abbildung 3.3) angebracht. Diese dienen der gleichmäßigen Verteilung und Einleitung planmäßiger Vorspannkräfte und aus der behinderten Rissöffnung resultierender Zwangskräfte. Etwaige Unebenheiten der darunterliegenden Betonoberflächen wurden mit einem schnellhärtenden Versetzmörtel ausgeglichen. Die sich einander gegenüberliegenden Lastverteilungsplatten waren über vier Gewindestangen mit Muttern und Beilagscheiben kraftschlüssig verbunden. Bei gewissen Versuchskörpern (siehe Abschnitt 3.2.2) wurden letztere durch Pakete übereinanderliegender Tellerfedern ergänzt. Dadurch konnte die Steifigkeit dieser Zwangsvorrichtung variiert werden. Der vollständige Aufbau der Versuchskörper (inklusive externer Zwangsvorrich-

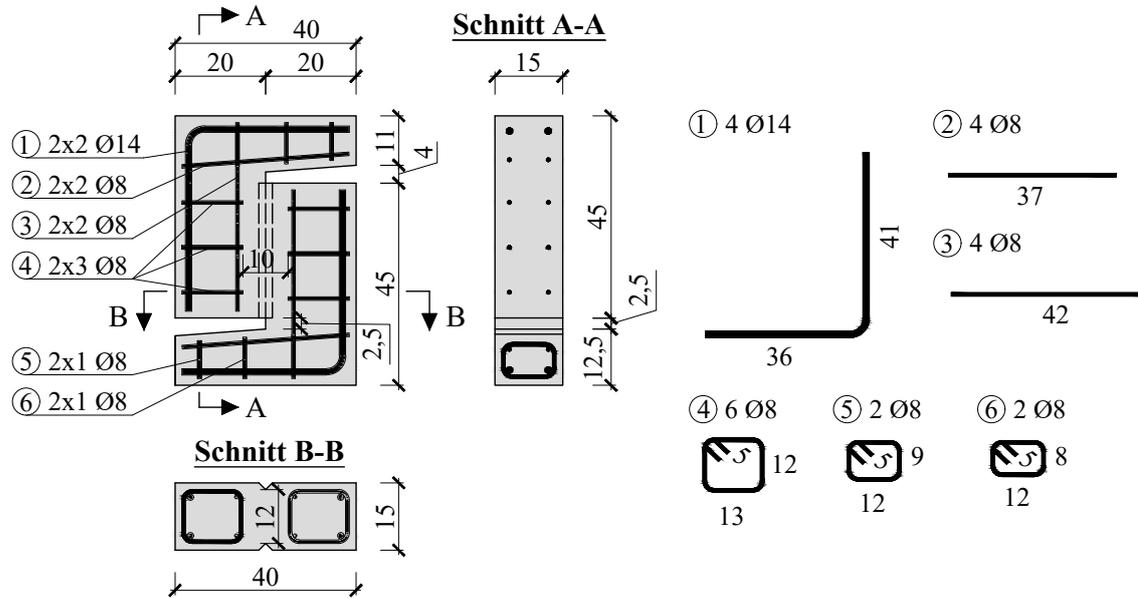


Abbildung 3.2: Geometrie und Bewehrung der „Push-off“-Körper ohne der externen Zwangsvorrichtung; Abmessungen in [cm].

Abbildung 3.4 ersichtlich.

Die Belastung der „Push-off“-Körper wurde im Zuge der Versuchsdurchführung in der Regel zumindest solange gesteigert, bis die Gleitung in der planmäßigen Schubfläche gleich 2 mm war. Die einander gegenüberliegenden Auflagerpunkte der Gewindestangen (Ø20 mm, Annahme: $E = 205\,000\text{ N/mm}^2$) mit der Biegesteifigkeit EI und der Stützweite $l = 40\text{ cm}$ wiesen dabei stets dieselbe Relativverschiebung Δs auf (siehe Abbildung 3.5 (a)). Unter der Annahme einer vollständigen Einspannung der Stäbe in den anschließenden Stahlplatten wurden dadurch in den Auflagerpunkten der Gewindestangen folgende maximalen Zwangsschnittgrößen aktiviert (Anmerkung: Berechnung mittels Einzelstabformeln):

$$M_a = -M_b = -\frac{6 \cdot EI}{l^2} \cdot \Delta s = -0,12\text{ kN m} \quad (3.1)$$

$$V_a = V_b = \frac{M_b - M_a}{l} = 0,60\text{ kN} \quad (3.2)$$

Die Schnittgrößenverläufe entlang der Stabachsen sind in Abbildung 3.5 (b) dargestellt. Der aus dieser Dübelwirkung der Gewindestangen resultierende Traganteil von $4 \cdot 0,60\text{ kN} = 2,40\text{ kN}$ ist – in Relation zur gesamten Traglast der „Push-off“-Körper ($>200\text{ kN}$) – vernachlässigbar. Der steife Anschluss der Gewindestangen an die Lasteinleitungsplatten hatte also keine nennenswerten Auswirkungen auf die gemessenen Werte.

Herstellung

Im Herbst 2015 wurden die „Push-off“-Körper gemeinsam mit den im Abschnitt 3.3 beschriebenen Stahlbetonträgern von zwei verschiedenen Unternehmen hergestellt: Die

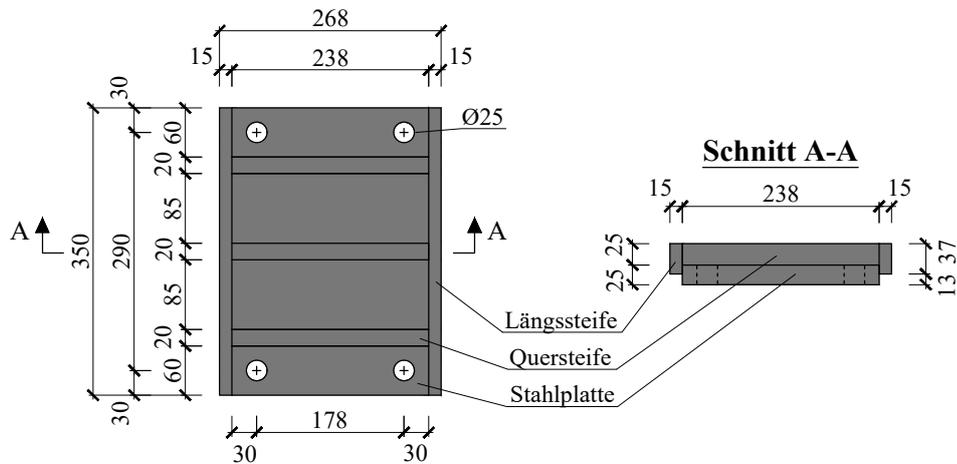


Abbildung 3.3: Geometrie der bidirektional ausgesteiften Stahlplatten der externen Zwangsvorrichtung; Abmessungen in [mm].

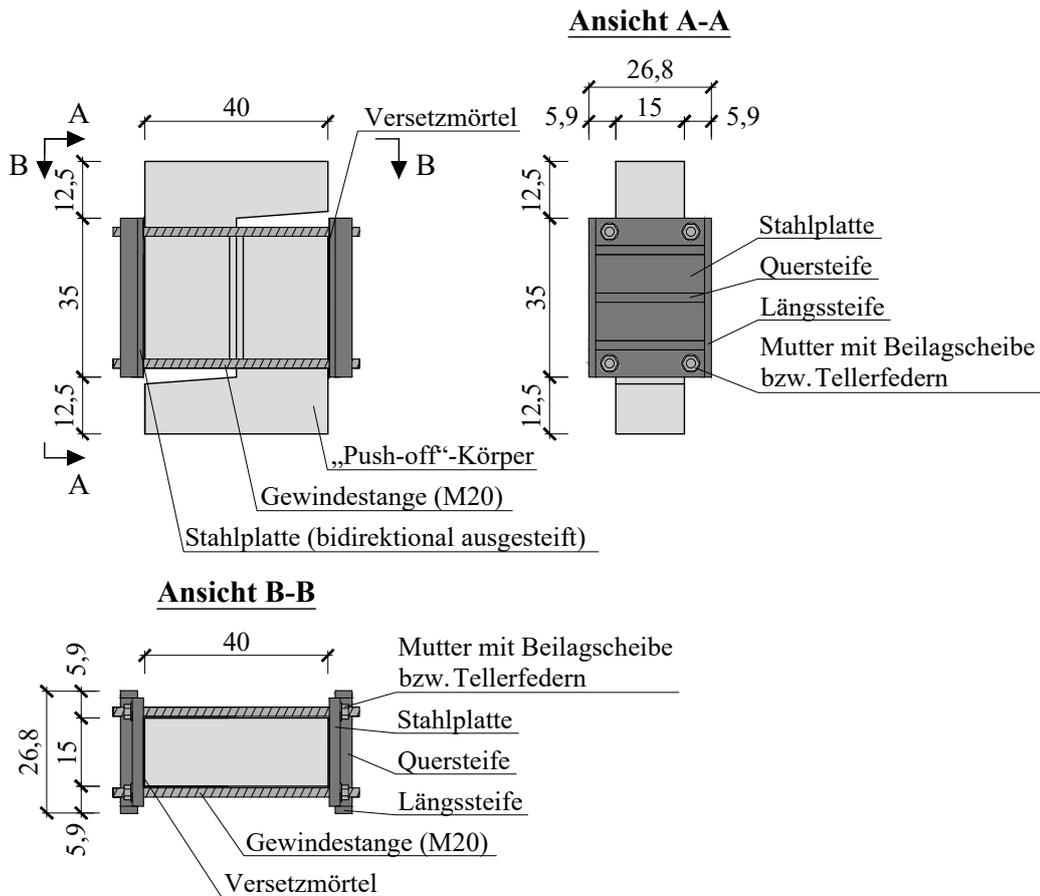


Abbildung 3.4: Aufbau der „Push-off“-Körper inklusive externer Zwangsvorrichtung; Abmessungen in [cm].

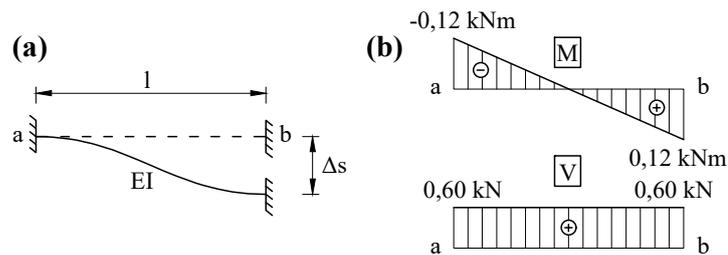


Abbildung 3.5: Zwangsschnittgrößen in den Gewindestangen: (a) statisches System mit eingprägter Auflagerverschiebung; (b) Schnittgrößenverläufe entlang der Stabachse.

Versuchskörper aus den Betonen D60 und D40 wurden vom 17. bis 18.09.2015 im Fertigteilwerk der Firma SW Umwelttechnik Österreich GmbH in Lienz betoniert. Jene mit einem rundkörnigen, quarzitischem Zuschlag (Betone G60 und G40) wurden am 12., 13. und 15.10.2015 von der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp produziert.

An jedem der insgesamt fünf Betoniertage wurden drei „Push-off“-Körper sowie ein (Gars am Kamp) bzw. zwei (Lienz) Träger aus derselben Betonsorte simultan hergestellt: Am Vormittag des jeweiligen Arbeitstages wurden zuerst Schalung und Bewehrungskörbe von Institutsmitarbeitern auf deren Konformität überprüft (siehe Abbildungen 3.6 (a) und (b)). Diese waren bereits von Werksmitarbeitern entsprechend der im Voraus an die Fertigteilwerke übermittelten Pläne vorbereitet worden. Anschließend wurden die einzelnen Komponenten des gewählten Betons (Anmerkung: die Bestandteile aller untersuchten Betone sind im Abschnitt 3.1.2 beschrieben) mittels einer Mikroprozessorsteuerung miteinander vermengt. Dessen darauffolgender Einbau in die Schalung erfolgte über eine Rutsche, welche an einem Transportbehälter montiert war. Danach wurde der Frischbeton mit Hilfe von Rüttelflaschen verdichtet (siehe Abbildung 3.6 (c)). Zum späteren Transport der Versuchskörper wurden jeweils zwei Anker an deren Oberseiten versetzt (siehe Abbildung 3.6 (d)). Die freiliegenden Oberflächen wurden abschließend mit einem Schutzmittel zur Verhinderung von Schwindrissen besprüht. Alle diese Arbeiten wurden von Werksmitarbeitern unter ständiger Anwesenheit und Kontrolle von Institutsmitarbeitern durchgeführt. Am darauffolgenden Morgen wurden die Versuchskörper von Werksmitarbeitern wieder ausgeschalt. Die Schalungselemente konnten dann für den nächsten Betonierdurchgang wiederverwendet werden. Neben den Versuchskörpern wurden je Produktionstag 12 genormte Prüfzylinder ($d = 150 \text{ mm}$, $h = 300 \text{ mm}$) hergestellt, was die spätere Ermittlung der tatsächlichen Materialkennwerte ermöglichte (siehe Abbildung 3.6 (e)).

Die Betonelemente wurden von den beiden Fertigteilbau-Unternehmen in das Labor des Forschungsbereichs in der Gußhausstraße in Wien geliefert und dort bis zu deren Verwendung im November und Dezember 2015 gelagert. Abschließend sei angemerkt, dass das Anbringen der externen Zwangsvorrichtung an einen „Push-off“-Körper erst unmittelbar vor der Versuchsdurchführung erfolgte und deshalb im Abschnitt 3.2.2 näher beschrieben wird.



Abbildung 3.6: Herstellung der „Push-off“-Körper: (a) Schalungsvorrichtung für drei „Push-off“-Körper und einen Balken; (b) Schalung mit Bewehrungskorb eines „Push-off“-Körpers von oben; (c) Einbau des Frischbetons über eine Rutsche (im Vordergrund) und Verdichtung mittels einer Rüttelflasche (im Hintergrund); (d) frisch betonierter „Push-off“-Körper mit zwei Transportankern; (e) frisch betonierte Zylinder für Materialtests.

Materialeigenschaften

Die Hälfte der insgesamt 60 gemeinsam mit den Versuchskörpern hergestellten Prüfzylinder wurde zur Bestimmung der tatsächlichen Materialeigenschaften der „Push-off“-Körper zum Zeitpunkt der jeweiligen Versuchsdurchführung herangezogen. Je Betonsorte wurden in der Regel drei einaxiale Druck- und drei Spaltzugprüfungen gemäß ONR 23303 [49] durchgeführt (Ausnahme: G60 → doppelte Anzahl der Prüfungen aufgrund der Vorversuche). Dabei waren folgende Arbeitsschritte erforderlich: Zuerst wurden die Grund- und Deckflächen der Zylinder, welche für die Druckversuche vorgesehen waren, geschliffen, um planparallele Lastangriffsflächen zu erhalten. Auf die restlichen Prüfkörper wurden jeweils zwei wenige Millimeter dicke und 1 cm breite Hartfaserstreifen (entlang zweier gegenüberliegender Mantellinien) geklebt. Diese dienten der Lastverteilung und waren notwendig, um einen Zugbruch anstelle eines Schub- oder Druckbruchs herbeizuführen. Zudem kam es zur Aufnahme der tatsächlichen Massen, Durchmesser und Höhen aller Betonkörper. Nach der Vorbereitungsphase wurden die einzelnen Zylinder mittig auf den Arbeitstisch der Druckprüfmaschine des Labors gestellt (Druckprüfungen) respektive gelegt (Spaltzugprüfungen) und bis zum Bruch zunehmend belastet (siehe Abbildung 3.7). Während jedes Belastungsvorgangs wurde der Verlauf der aufgebrachten Kraft aufgezeichnet. Die Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ bzw. die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ konnten aus dem dabei notierten Maximalwert F_{max} und den tatsächlichen Zylinderdimensionen folgendermaßen ermittelt werden:

$$f_{c,cyl} = \frac{F_{max}}{\frac{d^2 \cdot \pi}{4}} \quad (3.3)$$

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F_{max}}{d \cdot \pi \cdot h} \quad (3.4)$$

In Tabelle 3.2 sind für jede Betonsorte die – aus jeweils drei Prüfungen gemittelte – Zylinderdruck- bzw. Spaltzugfestigkeit, die Dichte und das Alter der Prüfzylinder zum Zeitpunkt der Materialtests angegeben. Dabei ist ersichtlich, dass bei den Betonen G60, G40 und D40 die Abweichung der tatsächlichen von der nominellen Druckfestigkeit nur maximal 6 % betrug. Bei der Sorte D60 wurde die planmäßige Festigkeit hingegen um 15 % unterschritten.

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass bei den gerippten Stahleinlagen der „Push-off“-Körper und bei den Lastverteilungsplatten der externen Zwangsvorrichtung gängige Stahlarten (BSt 550 bzw. S 235) zur Anwendung kamen. Diesbezügliche Materialprüfungen wurden im Rahmen des Forschungsprojekts nicht durchgeführt.

3.2.2 Versuchsdurchführung

Die 12 maßgeblichen „Push-off“-Versuche – auf die Vorversuche wird fortan, wie bereits erläutert, nicht weiter eingegangen – wurden an elf Tagen im November 2015 durchgeführt. Der Versuchsablauf war bei allen Versuchskörpern grundsätzlich gleich: Zuerst wurden Vorbereitungsarbeiten erledigt, dann kam es zum Spalten des Testobjekts in der planmäßigen Reibungsfläche („Pre-cracking“) – gefolgt vom eigentlichen Reibungsversuch.

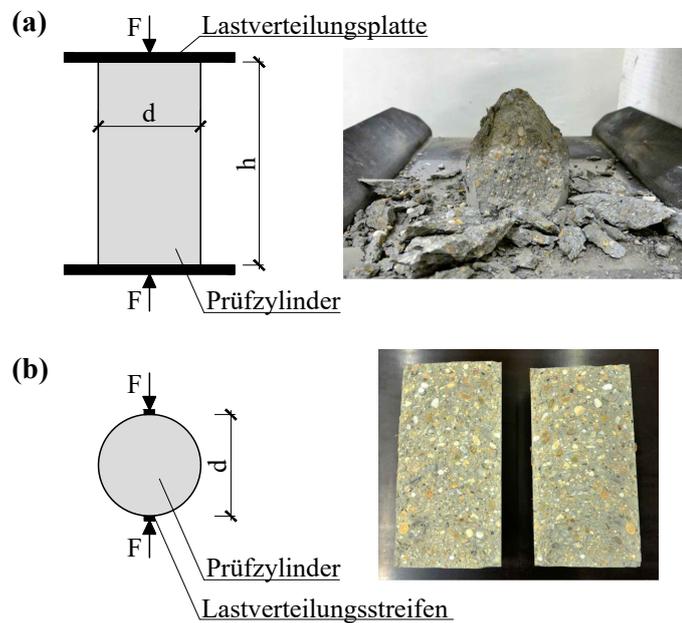


Abbildung 3.7: Prinzipskizzen der Materialtests und typische Bruchbilder bei der Verwendung von Prüfcylindern (Nenndurchmesser $d = 150$ mm; Nennhöhe $h = 300$ mm): (a) Druckprüfung; (b) Spaltzugprüfung.

Tabelle 3.2: Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$, Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$, Dichte ρ und Alter der bei den „Push-off“-Körpern verwendeten Betone zum Zeitpunkt der Materialtests; Mittelwerte und Standardabweichungen aus Stichproben zu je drei Prüfungen.

Betonsorte	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	ρ [g/cm ³]	Alter [d]
G60	63,5 ±3,0	3,3 ±0,1	2,3 ±0,0	29
G40	38,4 ±0,6	3,0 ±0,4	2,3 ±0,0	36
D60	51,0 ±0,6	3,2 ±0,3	2,4 ±0,0	67
D40	42,5 ±1,8	3,0 ±0,4	2,4 ±0,0	69

Innerhalb der vier Testgruppen – bestehend aus jeweils drei Versuchskörpern aus demselben Beton – wurden die anfängliche Vorspannung der Reibungsfläche und die Steifigkeit der externen Zwangsvorrichtung variiert. Letzteres geschah durch den Einsatz von Tellerfedern, welche die Beilagscheiben an den acht Befestigungspunkten der Gewindestangen mit den Lastverteilungsplatten ergänzten. Die untersuchten Konfigurationen sind nachfolgend aufgelistet.

Typ A keine Vorspannung, 16 Tellerfedern je Befestigungspunkt

Typ B Vorspannung auf 1 N/mm^2 , keine Tellerfedern

Typ C keine Vorspannung, keine Tellerfedern

In Tabelle 3.3 sind die Tage, an denen die Versuchskörper betoniert bzw. getestet wurden, sowie deren Alter zum Zeitpunkt der jeweiligen Versuchsdurchführung angegeben. Die Versuchskörperbezeichnung setzt sich aus der Abkürzung „Po“ (für „Push-off“-Körper), der Betonsorte (siehe Abschnitt 3.1.2) und dem Versuchstyp (A/B/C) zusammen.

Tabelle 3.3: Zeitplan für die „Push-off“-Versuche und Alter der Versuchskörper zum Zeitpunkt der jeweiligen Versuchsdurchführung.

Versuchskörper	betoniert am	getestet am	Alter [d]
PoG60A	15.10.2015	11.11.2015	27
PoG60B	15.10.2015	13.11.2015	29
PoG60C	15.10.2015	09.11.2015	25
PoG40A	13.10.2015	17.11.2015	35
PoG40B	13.10.2015	18.11.2015	36
PoG40C	13.10.2015	19.11.2015	37
PoD60A	17.09.2015	20.11.2015	64
PoD60B	17.09.2015	23.11.2015	67
PoD60C	17.09.2015	25.11.2015	69
PoD40A	18.09.2015	26.11.2015	69
PoD40B	18.09.2015	26.11.2015	69
PoD40C	18.09.2015	27.11.2015	70

Vorlaufarbeiten

Zu Beginn der Vorlaufarbeiten für einen „Push-off“-Versuch wurde stets eine der beiden Stahlplatten der externen Zwangsvorrichtung auf zwei ca. 80 cm lange, nebeneinander am Hallenboden liegende Kanthölzer positioniert. Anschließend wurde der schnellhärtende Versetzmörtel angerührt und auf der Stahlplatte verteilt. Der jeweilige „Push-off“-Körper wurde mit Hilfe des Hallenkrans – mit der längeren Schmalseite nach unten gerichtet – mittig in das Mörtelbett gesetzt. In weiterer Folge wurde auf der nach oben gerichteten Betonfläche ebenfalls Mörtel verteilt. Die zweite Lastverteilungsplatte wurde schließlich

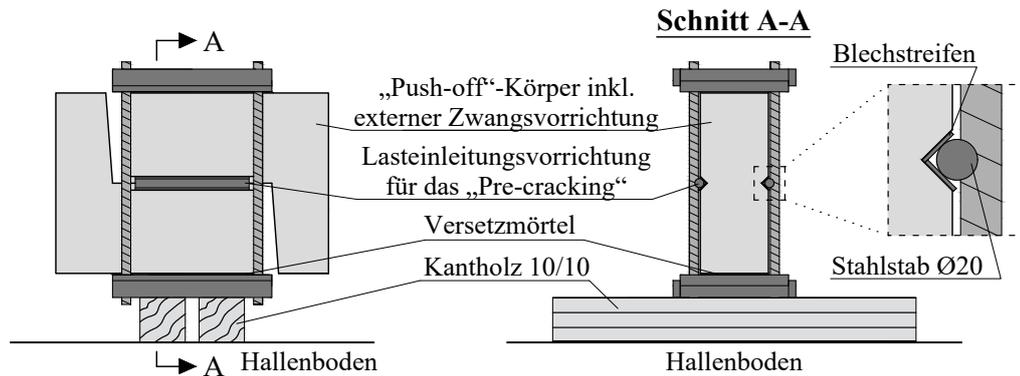


Abbildung 3.8: Vorlaufarbeiten für die „Push-off“-Versuche: kraftschlüssige Verbindung von Betonkörper und externer Zwangsvorrichtung; Montage der Lasteinleitungsrichtung für das „Pre-cracking“.

exakt über dem unten liegenden Gegenstück auf dieses Mörtelbett gelegt und angepresst. Nach jedem dieser Schritte wurde die planparallele Ausrichtung der einzelnen Elemente kontrolliert. Aufgrund der kurzen Verarbeitungszeit des Versetzmörtels von nur wenigen Minuten musste all das sehr rasch und gut aufeinander abgestimmt geschehen.

Nach einer kurzen Wartezeit von ein paar Minuten wurden die vier Gewindestangen durch die dafür vorgesehenen Löcher in den Stahlplatten gesteckt. Auf die insgesamt acht Gewindestangen-Enden wurden Beilagscheiben bzw. Tellerfedern und Muttern, welche dann handfest angezogen wurden, gegeben. Zuletzt wurden zwei Blechstreifen und ein Stahlstab, welche der Lasteinleitung während des „Pre-cracking“ dienen, an jede der beiden Kerben im Betonkörper geklebt. Das Resultat dieser Vorlaufarbeiten ist in Abbildung 3.8 ersichtlich. All das Beschriebene wurde meist am Ende eines Arbeitstages erledigt, damit der Versetzmörtel über Nacht vollständig aushärten konnte.

Am darauffolgenden Morgen wurde dann der gesamte Versuchskörper gekippt, sodass die Seitenflächen beider Lastverteilungsplatten auf den Kanthölzern zu liegen kamen. In dieser Position wurde der „Push-off“-Körper mit einem semi-elektrischen Hochhubwagen und unter Verwendung von Hebegurten zur Druckprüfmaschine, wo das „Pre-cracking“ stattfand, transportiert.

„Pre-cracking“ – Spaltung der Versuchskörper

Vor der Durchführung der eigentlichen „Push-off“-Versuche mussten die monolithisch hergestellten Versuchskörper in der planmäßigen Schubfläche gespalten werden („Pre-cracking“). Der dabei verwendete Aufbau ist in Abbildung 3.9 ersichtlich und ähnelte im Prinzip jenem einer Spaltzugprüfung: Die von der Hydraulikpresse der Druckprüfmaschine erzeugte Kraft wurde über die aufgeklebten Stahlstäbe und Blechstreifen zentrisch in die „Push-off“-Körper eingeleitet und bis zum Spaltzugbruch gesteigert. Zusätzliche, auf bzw. unter den Stahlstäben positionierte Stahlplatten ($l, b \approx 25$ cm) dienen dem Höhenausgleich und verhinderten eine Lasteinleitung über die externe Zwangsvorrichtung. Die Stabilisierung der Versuchskörper gegen Verdrehen erfolgte durch Styroporblöcke.

Die „Push-off“-Körper wurden mit Hilfe des Hochhubwagens liegend (entsprechend der Lage während des Transports) in die Druckprüfmaschine gehoben. Unmittelbar vor

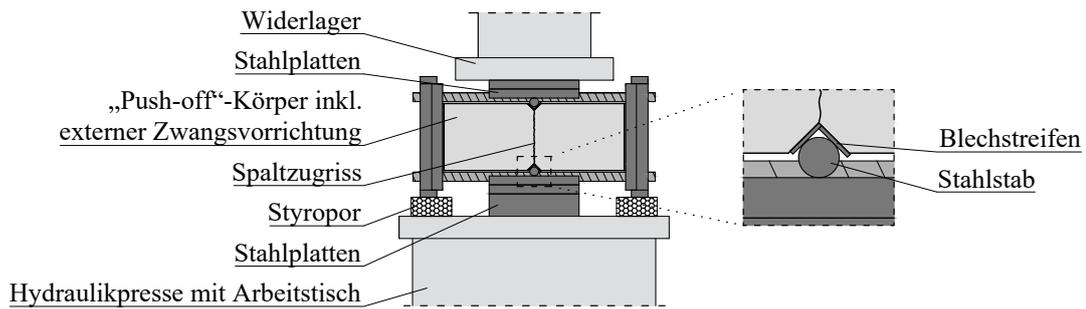


Abbildung 3.9: „Pre-cracking“: Spaltung der „Push-off“-Körper in der Druckprüfmaschine.

dem „Pre-cracking“ wurde die planmäßige Schubfläche auf eine Druckspannung von 1 N/mm^2 vorgespannt, indem die Schraubenmutter an den Gewindestangen mit Schlüsseln entsprechend fest angezogen wurden. Die Belastung der Versuchskörper erfolgte weggesteuert; die Belastungsgeschwindigkeit wurde manuell geregelt. Während des Belastungsvorgangs wurden die Zugkräfte in den Gewindestangen, die Rissgleitung sowie die Rissöffnung gemessen. Das Spaltzugversagen kündigte sich durch eine immer rascher zunehmende Rissöffnung an und war letztendlich auch akustisch wahrzunehmen. Durch die Reduktion der Belastungsgeschwindigkeit vor dem Versagen und die initiale Vorspannung der planmäßigen Schubfläche konnte sie jedoch immer klein gehalten werden, was für die nachfolgenden Reibungsversuche essentiell war. Anschließend wurden die Versuchskörper mit dem Hochhubwagen wieder ausgebaut und zum nächsten Versuchsstand transportiert.

„Push-off“-Versuche

Der Aufbau der „Push-off“-Versuche ist in Abbildung 3.10 dargestellt: Die auf Stahlrollen gelagerten, nun stehend eingebauten Versuchskörper wurden durch den Hydraulikzylinder des „Schenck“-Prüfrahmens zentrisch belastet. Dadurch wurden hauptsächlich Verformungen in der vorgebrochenen Schubfläche hervorgerufen und somit Reibungskräfte aktiviert. Die unterseitige Lastverteilung bzw. -einleitung erfolgte über eine 10 cm breite Stahlplatte. An der Versuchskörper-Oberseite geschah dies durch eine 10 cm breite Elastomerauflage, auf welcher eine ebenso große Stahlplatte und eine Kraftmessdose angeordnet waren. Das in ihrer Höhenlage versetzbare Querhaupt des Prüfrahmens wurde an die im Abschnitt 3.3 beschriebenen Querkraftversuche angepasst. Die dadurch bei den „Push-off“-Versuchen angefallene, zu überwindende Höhendifferenz wurde durch zusätzliche Stahlplatten unter den Versuchskörpern sowie durch einen für solche Zwecke dienlichen Unterbau der Kraftmessdose ausgeglichen.

Die „Push-off“-Körper wurden mit dem Hallenkran in die Grube des Prüfrahmens gehoben und dort zunächst neben diesen auf Schwergewichtsrollen gestellt. Anschließend wurden sie in ihre endgültige Position gebracht, wo die Vorspannung der Rissfläche auf das gewünschte Maß durch Anziehen respektive Lösen der Schraubenmutter an den Gewindestangen geändert wurde. Danach wurde der Versuchsaufbau vervollständigt, die Stahlstangen und Blechstreifen an den Kerben wurden entfernt. Die darauffolgende Belastung erfolgte weggesteuert, die Belastungsgeschwindigkeit wurde konstant gehalten. Während des Belastungsvorgangs wurden die Risskinematik, die Zugkräfte in den

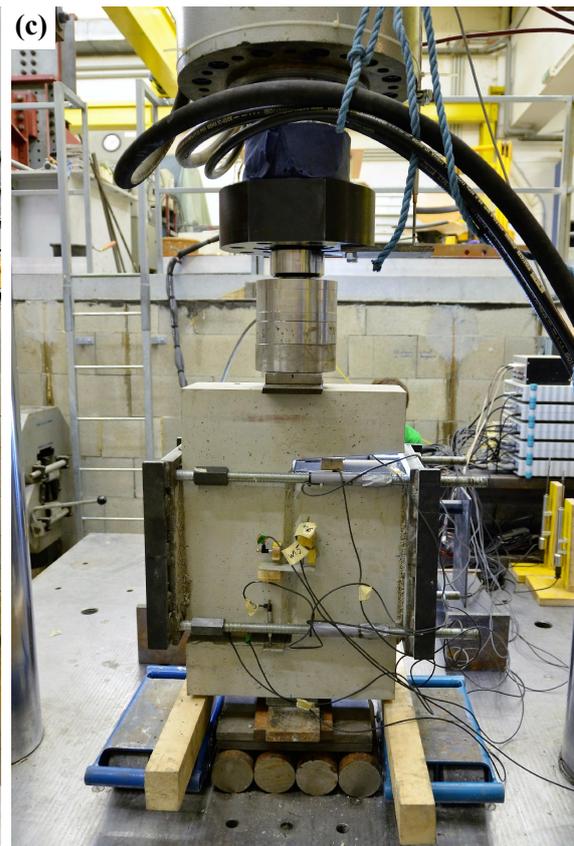
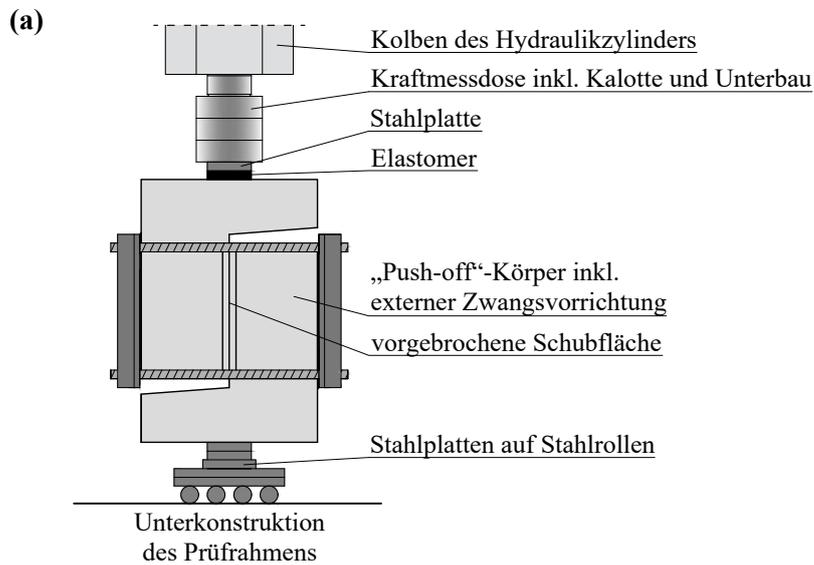


Abbildung 3.10: Aufbau und Durchführung der „Push-off“-Versuche im „Schenck“-Prüfrahmens: (a) Systemskizze; Illustrationen des Versuchsaufbaus von der (b) Vorderseite (mit den Kameras des photogrammetrischen Messsystems) und von der (c) Rückseite.

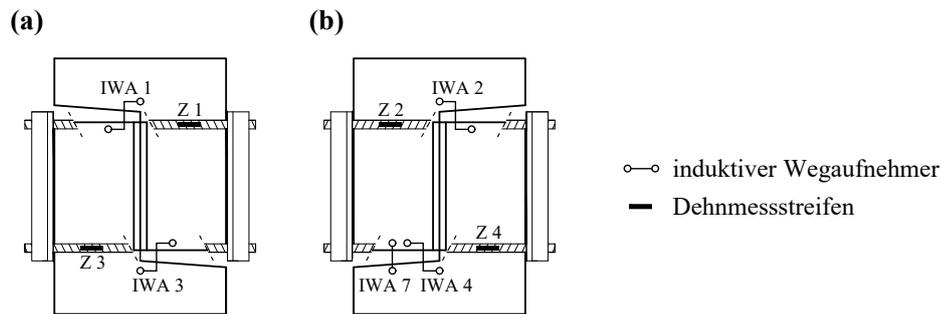


Abbildung 3.11: Messkonzept beim Spalten der „Push-off“-Körper in der planmäßigen Schubfläche: (a) Oberseite; (b) Unterseite.

Gewindestangen und die aufbrachte Kraft erfasst. Nach Erreichen einer maximalen Rissgleitung von 2 mm wurden die Versuche abgebrochen und die „Push-off“-Körper wieder ausgebaut. Abschließend wurden die Versuchskörper zerlegt; die Stahlteile wurden gereinigt und für den nächsten Durchgang vorbereitet.

3.2.3 Messkonzepte

Nachfolgend sind die beiden Messkonzepte, welche beim „Pre-cracking“ (siehe Abbildung 3.11) und bei den eigentlichen „Push-off“-Versuchen (siehe Abbildung 3.12) zur Anwendung kamen, erläutert.

„Pre-cracking“

Während dem „Pre-cracking“ wurde die in der planmäßigen Schubfläche fortschreitende Rissöffnung von vier induktiven Wegaufnehmern (IWA 1 bis IWA 4) gemessen. Diese waren in den beiden Fugen zwischen den L-förmigen Hälften der „Push-off“-Körper positioniert. Die Rissgleitung wurde mit dem Wegaufnehmer IWA 7 an der Versuchskörper-Unterseite erfasst. Zur Aufnahme der Längsdehnungen der Gewindestangen kamen Dehnmessstreifen (Z 1 bis Z 4) zum Einsatz. Mit Hilfe des Hooke’schen Gesetzes konnten daraus die Zugkräfte in den Gewindestangen berechnet werden. Die aufbrachte Kraft wurde über den hydraulischen Druck in der Presse gemessen.

„Push-off“-Versuche

Jene Messinstrumente, welche bereits beim „Pre-cracking“ zum Einsatz kamen, wurden zum selben Zweck bei den „Push-off“-Versuchen verwendet. Zwei weitere Wegaufnehmer wurden zudem zentral an der vorgebrochenen Schubfläche auf der Versuchskörper-Rückseite befestigt: IWA 5 diente der Aufnahme der Rissöffnung, IWA 6 erfasste die Rissgleitung. Die aufbrachte Kraft wurde über eine Ringtorsions-Kraftmessdose, welche zwischen dem Kolben des Hydraulikzylinders und dem jeweiligen „Push-off“-Körper positioniert war, und über den hydraulischen Druck in der Presse gemessen.

Als Ergänzung dieser herkömmlichen Messinstrumente kam das photogrammetrische Messsystem ARAMIS 4M zum Einsatz. Dadurch konnten die Verformungen im Bereich der Schubfläche an der Versuchskörper-Vorderseite flächendeckend erfasst werden. Da die

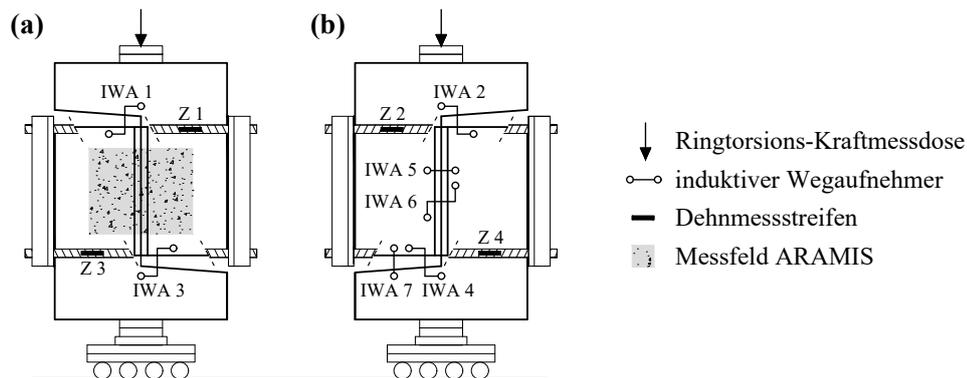


Abbildung 3.12: Messkonzept bei den eigentlichen „Push-off“-Versuchen: (a) Vorderseite; (b) Rückseite.

Vorteile dieses Systems vor allem bei den Querkraftversuchen an den Stahlbetonbalken zur Geltung kamen, ist es im Abschnitt 3.3.3 näher beschrieben.

3.3 Querkraftversuche an Stahlbetonträgern ohne Schubbewehrung

Nachfolgend sind die an Stahlbetonträgern durchgeführten Querkraftversuche näher beschrieben. Jeder der insgesamt sieben Versuchskörper hatte dieselbe Geometrie und war gleich bewehrt. Jeweils zwei Balken wurden aus den Betonen G60, D60 und D40 hergestellt, einer wurde aus dem Beton G40 gegossen (siehe Abschnitt 3.1.2). Der Versuchsaufbau sowie der Versuchsablauf waren bei allen Trägern identisch.

3.3.1 Versuchskörper

Aufbau

In Abbildung 3.13 sind die Abmessungen und das Bewehrungsprinzip der untersuchten Stahlbetonträger ersichtlich. Die Versuchskörper waren 3,10 m lang, wodurch das eingeschränkte Raumangebot in der Grube des „Schenck“-Prüfrahmens, wo diese Bauteilversuche durchgeführt wurden, bestmöglich ausgenützt wurde. Die Höhe der Balken betrug 50 cm. Unter Berücksichtigung eines Trägerüberstandes an den Auflagern von 15 cm und einer statischen Nutzhöhe von 46 cm wurde dadurch die kritische Schubslankheit $a/d = \frac{0,5 \cdot 310 - 15}{46} = 3,04$ herbeigeführt. Wie bereits im Abschnitt 2.1.5 angemerkt wurde, ist bei diesem Verhältnis die Schubbruchgefahr am größten. Die Querschnittsbreite der Balken betrug 15 cm, wodurch eine ausreichend breite Betondruckzone und eine genügend große Kippsicherheit während der Versuchsdurchführung gewährleistet wurde.

Die Bewehrung der Versuchskörper erfolgte über gerippte Stahleinlagen: Vier Stäbe am unteren Balkenrand (Position 1) dienten als Biegezugbewehrung und wurden so dimensioniert, dass ein vorzeitiges Biegeversagen ausgeschlossen werden konnte (geometrischer Bewehrungsgrad $\rho = 1,17\%$). Die Verankerung dieser Elemente erfolgte über je zwei

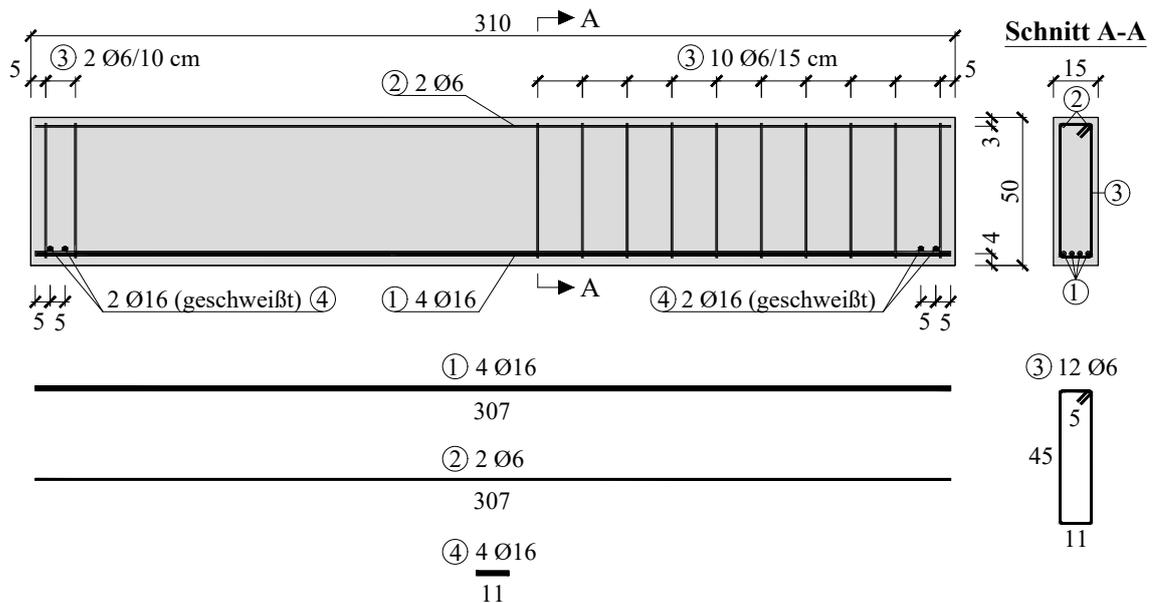


Abbildung 3.13: Geometrie und Bewehrung der Stahlbetonbalken; Abmessungen in [cm].

Querstäbe (Position 4), welche an den Stabenden angeschweißt wurden. Eine der Balkenhälften wurde vollständig schubbewehrt; die andere blieb weitgehend frei von Bügeln – aus konstruktiven Gründen wurden lediglich im Randbereich zwei davon angeordnet (Position 3). Jener Bereich, in welchem der kritische Biegeschubriss zu erwarten war, wurde somit auf dieses unverbügelte Versuchsfeld eingeschränkt. Zwei Stäbe entlang der Balkenoberseite (Position 2) vervollständigten den Bewehrungskorb.

Herstellung

Die sieben Stahlbetonträger wurden gemeinsam mit den „Push-off“-Körpern im Herbst 2015 von zwei verschiedenen Fertigteilbau-Unternehmen produziert. Der Herstellungsprozess war bei allen Versuchskörpern identisch und wurde deshalb bereits im Abschnitt 3.2.1 näher beschrieben. In Abbildung 3.14 sind Illustrationen von der Produktion mit dem Fokus auf den in diesem Abschnitt behandelten Balken ersichtlich.

Materialeigenschaften

In zeitlicher Nähe zu den Querkraftversuchen wurden die tatsächlichen Materialkennwerte der verwendeten Betone unter Zuhilfenahme der Prüfzylinder erhoben. Die Vorgehensweise deckte sich mit jener bei den „Push-off“-Körpern (siehe Abschnitt 3.2.1) und wird deshalb an dieser Stelle nicht mehr beschrieben. In Tabelle 3.4 sind für jeden Versuchskörper die Zylinderdruck- bzw. die Spaltzugfestigkeit, die Dichte und das Alter der Prüfzylinder zum Zeitpunkt der Materialtests angegeben. Die Versuchskörperbezeichnung setzt sich dabei aus dem Buchstaben „R“ (für Rechteckquerschnitt), der Balkenhöhe (in [mm]), dem Buchstaben „o“ (ohne Schubbewehrung) und der Betonsorte (siehe Abschnitt 3.1.2) zusammen. Eine mittels Bindestrich angehängte Nummer dient der eindeutigen Zuordnung bei mehreren gleichartigen Versuchskörpern.

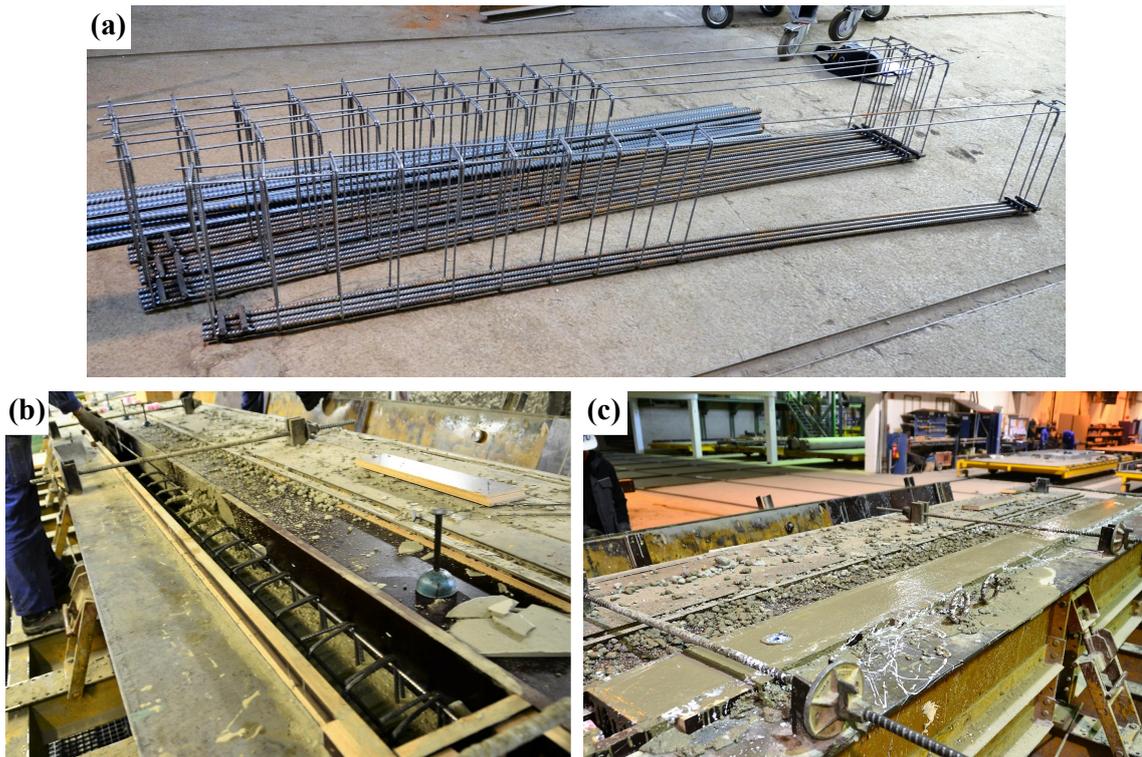


Abbildung 3.14: Herstellung der Stahlbetonträger: (a) Bewehrungskörbe; (b) Betoniervorgang; (c) frisch betonierter Balken mit zwei Transportankern.

Bei der Betonsorte D60 wurde die nominelle Druckfestigkeit um bis zu 18 % unterschritten. Beim Versuchskörper R500oG60-2 war die Abweichung des tatsächlichen Wertes von der angestrebten Festigkeit etwas geringer, betrug jedoch ebenfalls über 10 %. Diese Diskrepanz war bei den restlichen Balken bedeutend kleiner ($< 6\%$).

Für die gerippten Stahleinlagen wurde gewöhnlicher Bewehrungsstahl BSt 550 verwendet. Auf diesbezügliche Materialprüfungen wurde im Rahmen dieser Arbeit verzichtet.

3.3.2 Versuchsdurchführung

Die Querkraftversuche wurden ebenso wie die „Push-off“-Versuche im „Schenk“-Prüfrahmen des institutseigenen Labors durchgeführt. Der dabei verwendete Versuchsaufbau ist in Abbildung 3.15 dargestellt: Die Balken waren in einem Abstand von 15 cm vom jeweiligen Trägerrand auf Stahlrollen gelenkig gelagert. Die Lastverteilung bzw. -einleitung erfolgte über 10 cm breite Stahlplatten. Die Rollenlager lagen wiederum auf Stahlprofilen, wodurch ein gewisser Arbeitsraum unter den Versuchskörpern geschaffen wurde. Die Stahlbetonträger wurden in deren Symmetrieebene zentrisch durch den Hydraulikzylinder des Prüfrahmens belastet. Zwischen dessen Kolben und den Balken befanden sich eine 10 cm breite Elastomerauflage und eine ebenso große Stahlplatte (zur Lastverteilung bzw. -einleitung) sowie eine Kraftmessdose.

Die Versuchskörper wurden mit dem Hallenkran in die Grube des Prüfrahmens gehoben und dort auf den vorbereiteten Lagerkonstruktionen exakt ausgerichtet. Anschließend wurde der Versuchsaufbau vervollständigt. Die darauffolgende Belastung erfolgte weggesteuert

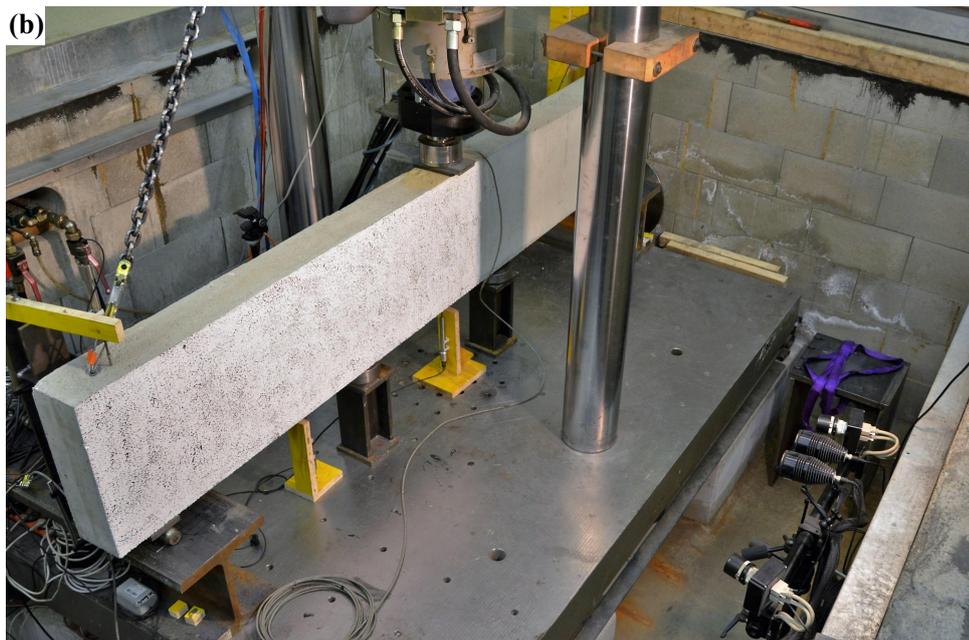
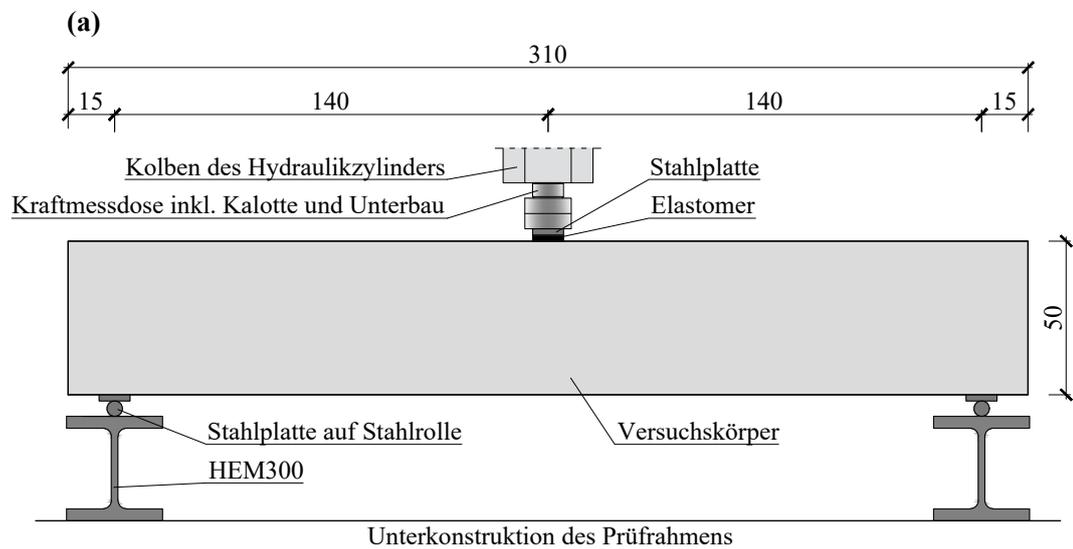


Abbildung 3.15: Aufbau und Durchführung der Querkraftversuche an Stahlbetonbalken im „Schenk“-Prüfrahmens: (a) Systemskizze; (b) Illustration des Versuchsaufbaus von der Vorderseite (mit den Kameras des photogrammetrischen Messsystems); Abmessungen in [cm].

Tabelle 3.4: Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$, Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$, Dichte ρ und Alter der bei den Stahlbetonbalken verwendeten Betone zum Zeitpunkt der Materialtests; Mittelwerte und Standardabweichungen aus Stichproben zu je drei Prüfungen.

Versuchskörper	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	ρ [g/cm ³]	Alter [d]
R500oG60-1	63,4 ±2,0	3,6 ±0,2	2,4 ±0,0	51
R500oG60-2	66,7 ±1,5	3,9 ±0,4	2,3 ±0,0	48
R500oG40-1	39,4 ±0,7	3,0 ±0,2	2,3 ±0,0	50
R500oD60-1	49,1 ±1,1	3,3 ±0,2	2,4 ±0,0	46
R500oD60-2	51,0 ±0,6	3,2 ±0,3	2,4 ±0,0	67
R500oD40-1	41,6 ± 0,9	3,0 ± 0,1	2,4 ±0,0	45
R500oD40-2	42,5 ± 1,8	3,0 ± 0,4	2,4 ±0,0	69

und wurde in mehreren Laststufen mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit bis zum Biegeschubversagen gesteigert. Währenddessen wurde die Verformung der unverbügelten Hälfte der Versuchskörper – also jener Bereich, in welchem der kritische Biegeschubriss zu erwarten war – flächendeckend erfasst. Zudem wurden die Balkendurchbiegung, die Auflagerabsenkung und die aufgebrachte Kraft gemessen sowie die Entwicklung des Rissbildes dokumentiert. Abschließend wurden die Träger wieder mit dem Hallenkran ausgebaut.

In Tabelle 3.5 sind die Tage, an denen die Balken betoniert bzw. getestet wurden, sowie deren Alter zum Zeitpunkt der jeweiligen Versuchsdurchführung angegeben.

3.3.3 Messkonzept

Das Messkonzept, welches bei den Querkraftversuchen zur Anwendung kam, ist in Abbildung 3.16 dargestellt: Der Fokus wurde auf die kontinuierliche Erfassung der Kinematik des kritischen Biegeschubrisses gelegt. Dies geschah mit Hilfe des von der Gesellschaft für Optische Messtechnik (GOM) entwickelten photogrammetrischen Messsystems ARAMIS 4M – bestehend aus einer Messeinheit (zwei Kameras mit LED-Leuchten) und einer Computer-Software. Im Zuge der dafür erforderlich gewesenem Vorbereitungsarbeiten wurde jener Bereich auf der unverbügelten Balkenseite, in welchem der kritische Biegeschubriss zu erwarten war, mit einer weißen Wandfarbe bemalt. Auf diese Fläche wurde ein stochastisches, schwarzes (und somit kontrastreiches) Muster mit einer Strukturbürste aufgetragen. Während des Belastungsvorgangs machten die beiden Kameras der Messeinheit in einer vorgegebenen Frequenz hochauflösende Bilder (4 Megapixel) vom sich

Tabelle 3.5: Zeitplan für die Querkraftversuche und Alter der Stahlbetonträger zum Zeitpunkt der jeweiligen Versuchsdurchführung.

Versuchskörper	betoniert am	getestet am	Alter [d]
R500oG60-1	12.10.2015	30.11.2015	49
R500oG60-2	15.10.2015	01.12.2015	47
R500oG40-1	13.10.2015	01.12.2015	49
R500oD60-1	17.09.2015	29.10.2015	42
R500oD60-2	17.09.2015	02.12.2015	76
R500oD40-1	18.09.2015	30.10.2015	42
R500oD40-2	18.09.2015	02.12.2015	75

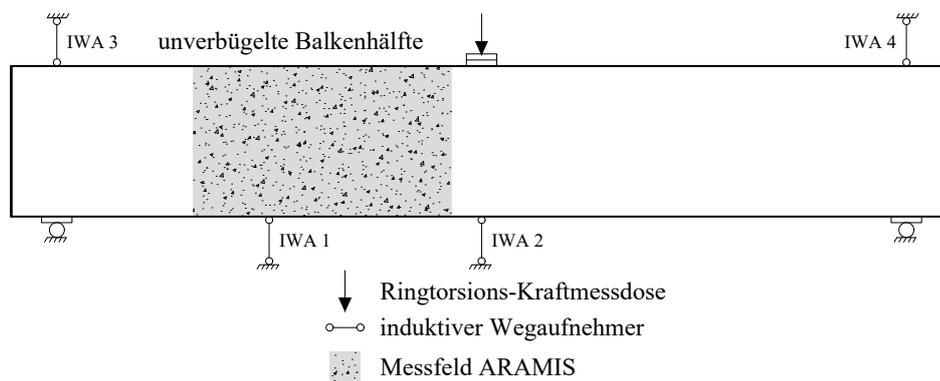


Abbildung 3.16: Messkonzept bei den Querkraftversuchen.

verformenden Messfeld. Aufgrund der zueinander schrägen Ausrichtung der Objektive konnte ein dreidimensionales Bild generiert werden, wobei jedem Pixel ein Grauwert zugeteilt wurde. Durch den Vergleich der Grauwertstrukturen aufeinanderfolgender Aufnahmen konnte die Computer-Software auf die Verformung der gesamten Oberfläche und somit auf die Risskinematik schließen.

Als ergänzende Maßnahmen wurden herkömmliche Messinstrumente verwendet: Induktive Wegaufnehmer nahmen die Durchbiegung der belasteten Balken im Viertelpunkt auf der unverbügelten Trägerhälfte (IWA 1) und in Trägermitte (IWA 2) auf. IWA 3 und IWA 4 erfassten die vertikale Verschiebung an den beiden Auflagern. Die aufgebrachte Kraft wurde von einer Ringtorsions-Kraftmessdose, welche zwischen den Versuchskörpern und dem Kolben des Hydraulikzylinders positioniert war, gemessen und konnte zudem aus dem hydraulischen Druck in der Presse berechnet werden. Nach jeder Laststufe wurden die Rissverläufe mit einer Kamera aufgenommen und mit Ölkreiden markiert.

4 Ergebnisse

4.1 „Push-off“-Versuche

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse aus den „Push-off“-Versuchen beschrieben und einander gegenübergestellt. Dabei handelt es sich um Versuchskurven, welche auf Basis der aufbereiteten Messdaten erstellt wurden. Sie illustrieren die Beziehung zwischen jeweils zwei der Größen Rissgleitung s , Rissöffnung w , Schubspannung τ_{ag} und Normalspannung σ_{ag} in der Rissfläche. Im Anhang A.1 sind für jeden der insgesamt 12 durchgeführten Versuche die fünf gleichen Relationen, auf welche auch nachfolgend näher eingegangen wird, abgebildet, nämlich: $w(s)$ (Risskinematik), $\tau_{ag}(s)$, $\sigma_{ag}(s)$, $\tau_{ag}(w)$, $\sigma_{ag}(w)$.

4.1.1 Risskinematik

Während der „Push-off“-Versuche wurde die Risskinematik punktuell mit Wegaufnehmern erfasst. Die aufgezeichneten Messwerte konnten direkt aus dem verwendeten Messprogramm Catman exportiert und in weiterer Folge aufbereitet werden. Die aus der photogrammetrischen Messung erhaltenen Daten mussten hingegen zuvor mit der Software GOM Correlate 2016 ausgewertet werden. Das Programm erfasste und modellierte dabei den Verformungszustand des Messfeldes jedes Versuchskörpers zu bestimmten Zeitpunkten. Zur Ermittlung konkreter Rissöffnungs- und Gleitungsverläufe wurden im oberen und unteren Drittel sowie auf halber Höhe eines Messfeldes Punktepaare, welche durch den Riss voneinander getrennt waren, definiert. Von der Relativverschiebung zweier benachbarter Punkte in bzw. normal zur Belastungsrichtung konnte auf die Gleitung bzw. Öffnung des Risses an der jeweiligen Stelle geschlossen werden. Abbildung 4.1 zeigt am Beispiel des Versuchskörpers PoD60A die Lage der drei Punktepaare sowie die an diesen Positionen ausgelesene Relativverschiebung der Versuchskörperhälften am Ende der Belastungsphase. Außerdem ist der zu diesem Zeitpunkt vorgelegene Hauptformänderungszustand des Messfeldes dargestellt. Dabei ist ersichtlich, dass sich dieses abseits des Schubrisses kaum verformte. Die Messpunkte entlang des Risses waren hingegen bereits bei einer Rissgleitung von ca. 0,5 mm und einer Rissöffnung von ca. 0,4 mm sowie einer Hauptformänderung von über 10 % großteils ausgefallen. Die jeweils drei mit Hilfe des Systems ARAMIS 4M erhaltenen s - w -Verläufe unterscheiden sich bei allen Versuchskörpern nur marginal voneinander, wie Abbildung 4.2 beispielhaft zeigt. Jener Graph, welcher die Risskinematik auf halber Höhe des Messfeldes beschreibt, liegt in sämtlichen Fällen zwischen den beiden anderen Kurven. Dies deutet auf Relativverdrehungen der Versuchskörperhälften hin – deren Auswirkungen werden jedoch aufgrund des geringfügigen Ausmaßes als vernachlässigbar eingeschätzt.

Vergleicht man die Rissöffnungs-Gleitungs-Beziehungen, die auf Basis der Messdaten der Wegaufnehmer IWA 5 und IWA 6 erstellt wurden, mit jenen, die das photogrammetrische System auf halber Messfeldhöhe aufzeichnete, lässt sich bei der Hälfte aller Versuche eine gute Übereinstimmung feststellen (siehe Abbildung 4.3 (a)). Bei der anderen

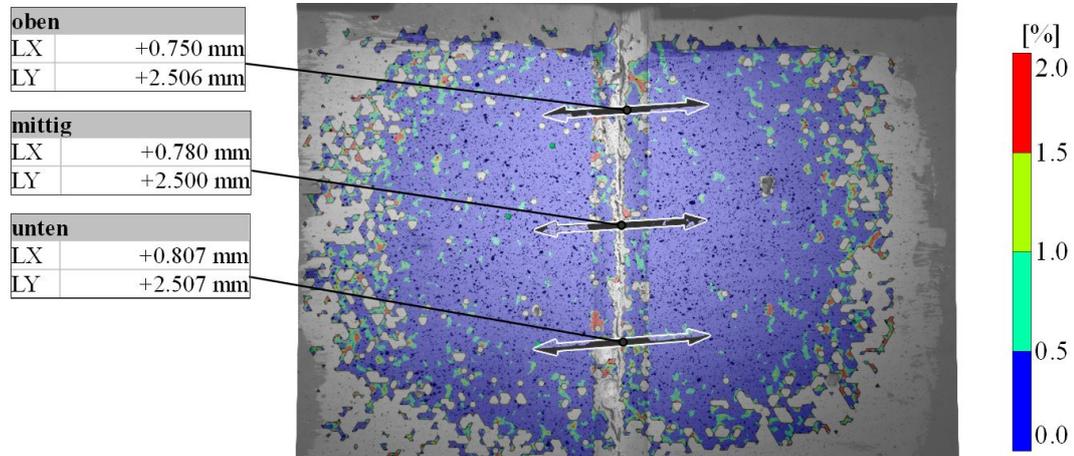


Abbildung 4.1: PoD60A – Hauptformänderungszustand des Messfeldes kurz vor der Versuchskörper-Entlastung sowie die an drei Positionen aufgenommene Relativverschiebung der Versuchskörperhälften ($LX = w - w_0$, $LY = s - s_0$); ausgewertet mit der Software GOM Correlate 2016.

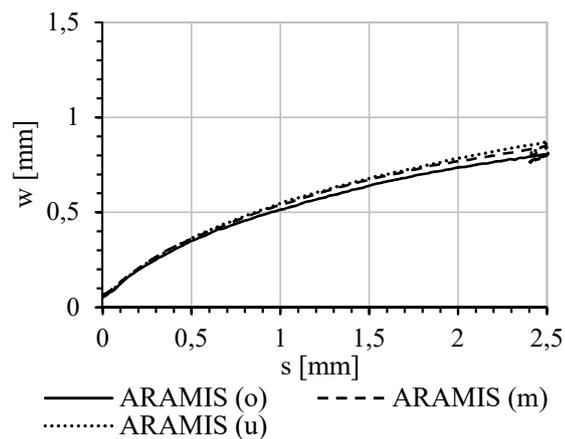


Abbildung 4.2: PoD60A – Vergleich der Risskinematik, welche mit ARAMIS an verschiedenen Punkten entlang des Risses (unten, mittig, oben; vgl. Abbildung 4.1) aufgenommen wurde.

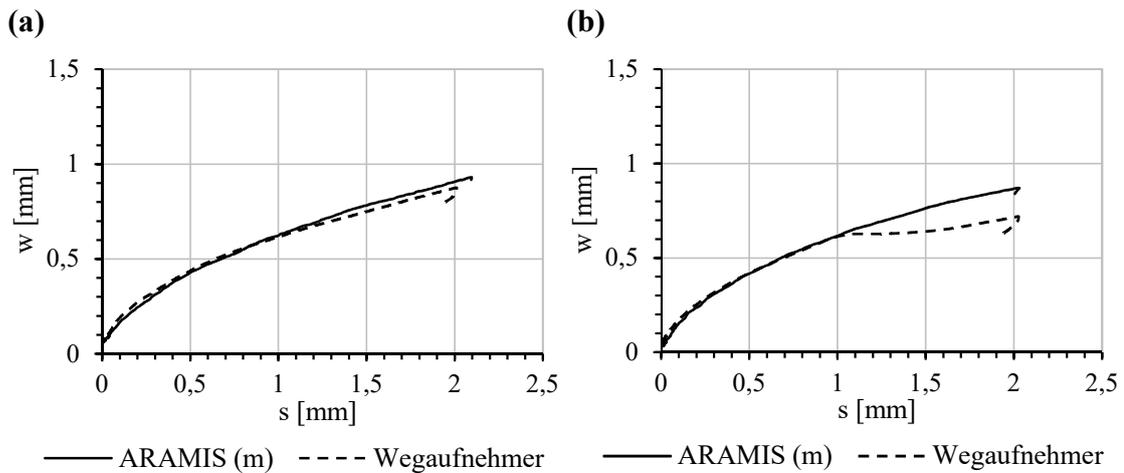


Abbildung 4.3: Risskinematik – Vergleich der verwendeten Messsysteme: (a) PoD40C; (b) PoG40C.

Hälfte weichen die jeweiligen Graphen mehr oder weniger stark voneinander ab. Während die ARAMIS-Verläufe durchgehend plausibel erscheinen, waren manche der Messungen mit den Wegaufnehmern offensichtlich fehlerhaft: Beim Versuchskörper PoG40C (siehe Abbildung 4.3 (b)) decken sich beispielsweise die Ergebniskurven beider Messsysteme bis zu einer Gleitung von 1,1 mm. Mit zunehmender Rissgleitung steigt die ARAMIS-Kurve erwartungsgemäß weiter an, der andere Graph weist hingegen an dieser Stelle einen Knick auf. Die Rissöffnung stagniert dabei anfangs bei ca. 0,6 mm und wird erst später wieder größer. Es wird vermutet, dass der Wegaufnehmer mechanisch behindert worden ist (z. B. durch ein Sandkorn oder durch Reste des Klebers zur Befestigung der Messinstrumente) und als Folge dessen die Verschiebung nicht korrekt erfasste. Aufgrund dieser potentiellen Fehleranfälligkeit wird im weiteren Verlauf dieser Arbeit einzig auf die Risskinematik, welche mit dem photogrammetrischen Messsystem auf halber Messfeldhöhe erfasst wurde, Bezug genommen.

In Abbildung 4.4 ist die Risskinematik aller Versuchskörper dargestellt. Dabei ist ersichtlich, dass die aufgebrachte Belastung im Regelfall zumindest bis zum Erreichen der planmäßigen Rissgleitung von 2,0 mm monoton gesteigert wurde. Eine weitere Lasterhöhung wäre zumeist problemlos möglich gewesen, die Versuche wurden jedoch spätestens bei einer Gleitung von 2,5 mm abgebrochen. Bei PoG60B wurde zwar letztendlich die angestrebte Relativverschiebung der beiden Versuchskörperhälften in Belastungsrichtung überschritten, bei einer Gleitung von ca. 1 mm kam es jedoch zwischenzeitlich zu einer vollständigen Entlastung. Mit dieser ging ein kurzzeitiger, geringfügiger Rückgang von s und w einher. Die planmäßige Rissgleitung konnte lediglich bei zwei Versuchskörpern nicht erreicht werden: Während bei PoG40B die Versuchsdurchführung knapp darunter aufgrund von Betonabplatzungen an der Lasteinleitungsstelle abgebrochen wurde, wurde die Belastung von PoG60C bereits bei einer Gleitung von etwa 1,3 mm beendet.

Die dargestellten s - w -Verläufe weisen im Allgemeinen zu Beginn die größte Steigung $\frac{dw}{ds}$ auf. Mit zunehmender Rissgleitung wird dieser Wert kleiner, bleibt jedoch innerhalb des untersuchten Bereichs ($s \leq 2,5$ mm) stets größer als Null. Die Versuchskurven der „Push-off“-Körper mit kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit (PoDxxx, Abbildung

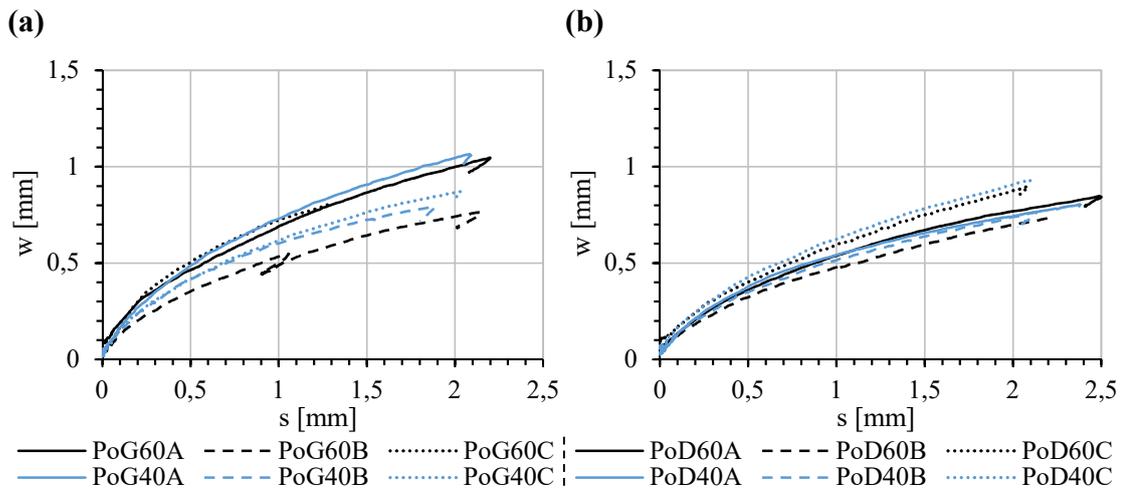


Abbildung 4.4: Risskinematik aller Versuchskörper mit (a) rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag und (b) kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit.

4.4 (b)) sind in der Regel flacher als die Graphen der Versuchskörper mit rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag (PoGxxx, Abbildung 4.4 (a)). Dies zeigt sich beispielsweise anhand des Vergleichs der mittleren Steigung der Kurven zwischen $s = s_0 = 0$ mm und $s = 1,0$ mm – ausgedrückt durch den Differenzenquotienten $\frac{\Delta w}{\Delta s} = \frac{w-w_0}{s-s_0}$. Bei den Versuchskörpern PoDxxx ist dieses Verhältnis ungefähr gleich 0,5, bei den anderen zumeist größer. Betrachtet man die jeweils drei Versuchskörper aus demselben Beton für sich, weisen jene des Typs B bei einer gewissen Rissgleitung stets die kleinste Rissöffnung auf. Die Rissgleitungs-Öffnungs-Beziehungen von PoD60A und PoD40A decken sich annähernd – ähnliches gilt für die Paarungen PoD60B/PoD40B, PoD60C/PoD40C und PoG60A/PoG40A.

Die initiale Rissöffnung $w_0 = w(s = 0 \text{ mm})$ wurde durch das „Pre-cracking“ und den Einstellvorgang des gewünschten Vorspanngrades der Schubfläche unmittelbar vor der Versuchsdurchführung maßgeblich beeinflusst. Sie ist zwar bereits in Abbildung 4.4 ungefähr ablesbar, jedoch zum besseren Vergleich aller Versuchskörper nochmals explizit in Tabelle 4.1 aufgelistet. Dabei ist zu erkennen, dass w_0 nie größer als 0,10 mm war. Bei den Versuchskörpern des Typs B blieb sie sogar immer kleiner als 0,06 mm. Die Anfangsrissgleitung s_0 wurde zu Beginn jedes „Push-off“-Versuches gleich Null gesetzt, da sie stets nur marginal davon abwich.

4.1.2 Kontaktspannungen in Abhängigkeit von der Risskinematik

Nachfolgend wird auf die Entwicklung der Kontaktspannungen in der Rissfläche in Abhängigkeit von den kinematischen Größen s bzw. w eingegangen. Bei der Ermittlung von τ_{ag} und σ_{ag} wurde die Verkleinerung der Schubfläche A_{ag} bei zunehmender Rissgleitung s vernachlässigt, sodass gilt: $A_{ag}(s) \approx A_{ag,0} = 30 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm} = 360 \text{ cm}^2$. Zudem wurde angenommen, dass sich die einwirkenden Kräfte gleichmäßig auf die Rissfläche verteilen und somit die jeweilige Spannung in allen Flächenpunkten gleich groß ist. Die Schubspannung τ_{ag} konnte somit mittels Division der vom Prüfrahen aufgebracht Kraft F_{\parallel}

Tabelle 4.1: Initiale Rissöffnung w_0 und Normalspannung $\sigma_{ag,0}$ aller Versuchskörper bei den „Push-off“-Versuchen.

Versuchskörper	w_0 [mm]	$\sigma_{ag,0}$ [N/mm ²]
PoG60A	0,08	0,13
PoG60B	0,04	1,14
PoG60C	0,04	0,10
PoG40A	0,05	0,32
PoG40B	0,02	1,02
PoG40C	0,03	0,31
PoD60A	0,06	0,22
PoD60B	0,06	1,22
PoD60C	0,10	0,39
PoD40A	0,03	0,34
PoD40B	0,06	1,23
PoD40C	0,06	0,26

durch $A_{ag,0}$ berechnet werden (siehe Gleichung 4.1). Die Normalspannung σ_{ag} ergab sich analog dazu aus der resultierenden Vorspannkraft $F_{\perp} = \sum F_{GS,i}$ (siehe Gleichung 4.2). Die Zugkraft in einer Gewindestange der externen Zwangsvorrichtung ($F_{GS,i}$) wurde – auf Basis der mit dem entsprechenden Dehnmessstreifen aufgenommenen Längsdehnung $\varepsilon_{GS,i}$, der Querschnittsfläche A_{GS} und des Elastizitätsmoduls E_{GS} – unter Anwendung des Hooke’schen Gesetzes ermittelt.

$$\tau_{ag} = \frac{F_{\parallel}}{A_{ag,0}} \quad (4.1)$$

$$\sigma_{ag} = \frac{F_{\perp}}{A_{ag,0}} = \frac{\sum_{i=1}^4 F_{GS,i}}{A_{ag,0}} = \frac{\sum_{i=1}^4 A_{GS} \cdot E_{GS} \cdot \varepsilon_{GS,i}}{A_{ag,0}} \quad (4.2)$$

Schubspannungsverläufe

Abbildung 4.5 zeigt die s - τ_{ag} -Verläufe aller Versuchskörper. Dabei ist ein genereller Anstieg der Schubspannung in der Rissfläche mit zunehmender Rissgleitung zu erkennen. Zudem weisen alle Graphen bei $s < 0,1$ mm eine weitaus größere Steigung $\frac{d\tau_{ag}}{ds}$ als im weiteren Verlauf auf. Die Versuchskurve von PoG60C verläuft großteils über jener von PoG60A und unter der von PoG60B. Diese Reihung entspricht jener, welche aufgrund der anfänglichen Quersteifigkeiten (Typ A/B/C) zu erwarten war, und liegt in analoger Weise bei den drei „Push-off“-Körpern aus dem Beton G40 vor. Die restlichen Versuchskörper folgen diesem Muster hingegen nicht gänzlich: In der Rissfläche von PoD40A wurde bereits bei einer sehr kleinen Rissgleitung eine ungewöhnlich große Schubspannung,

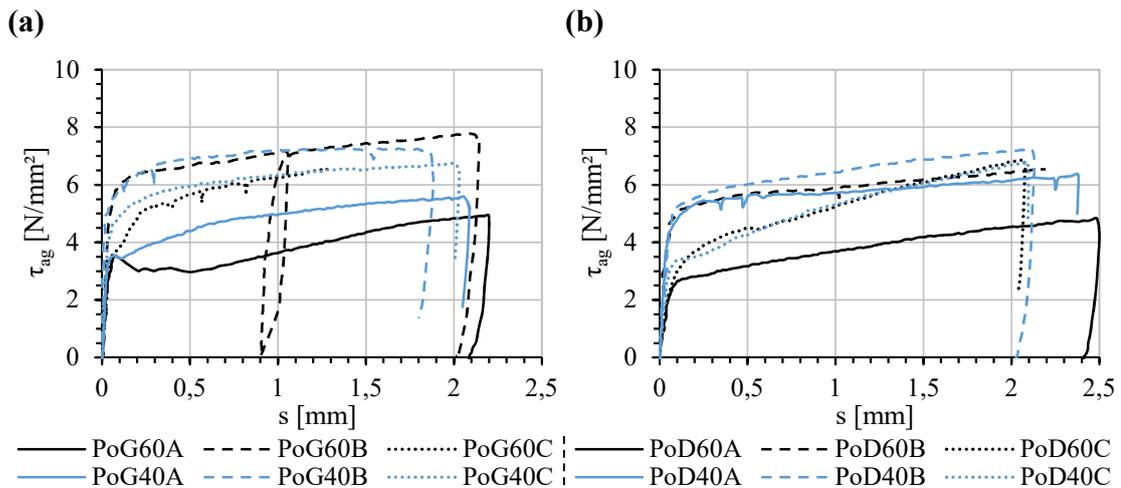


Abbildung 4.5: Rissgleitungs-Schubspannungs-Verläufe aller Versuchskörper mit (a) rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag und (b) kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit.

welche sogar annähernd auf dem Niveau von PoD40B lag, aktiviert. Die Versuchskurven von PoD60C und PoD40C decken sich großteils und besitzen bei $s > 0,5$ mm die größte Steigung aller s - τ_{ag} -Verläufe. Bei den insgesamt sechs Versuchskörpern mit kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit ist der annähernd lineare Zusammenhang zwischen der kinematischen Größe und der Kontaktspannung bei $s > 0,2$ mm bemerkenswert.

Wird die Schubspannung in der Rissfläche über der zweiten relevanten kinematischen Größe, der Rissöffnung, aufgetragen, ergeben sich die in Abbildung 4.6 dargestellten Graphen. Diese weisen ähnliche Merkmale wie die Verläufe aus Abbildung 4.5 auf: τ_{ag} nimmt in der Regel mit ansteigender Rissöffnung zu; die Steigung aller Versuchskurven ist anfangs weitaus am größten. Zudem treffen die im vorigen Absatz beschriebenen Erkenntnisse bezüglich der relativen Lage der flachen Äste der Graphen zu.

Normalspannungsverläufe

Die anfängliche Normalspannung in der Rissfläche $\sigma_{ag,0} = \sigma_{ag}(s = 0 \text{ mm})$ (siehe Tabelle 4.1) lag bei den Versuchskörpern des Typs B zwischen $1,14 \text{ N/mm}^2$ und $1,23 \text{ N/mm}^2$. Die restlichen „Push-off“-Körper waren ebenfalls – jedoch in einem weitaus geringerem Ausmaß – vorgespannt ($0,10 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ag,0} < 0,39 \text{ N/mm}^2$). Die Abweichungen von den planmäßigen Werten (siehe Abschnitt 3.2.2) sind auf die Auswirkungen des „Pre-cracking“ zurückzuführen.

Mit steigender Rissgleitung ging in der Regel ein Zunahme der Normalspannung einher, wie anhand Abbildung 4.7 erkennbar ist. Die Funktionen $\sigma_{ag}(s)$ sind generell konkav: die Steigung der Graphen – ausgedrückt durch die Ableitung $\frac{d\sigma_{ag}}{ds}$ – ist bei kleiner Abszisse am größten und nimmt dann allmählich ab. Bei den Versuchskörpern des Typs B wurde in der Rissfläche stets die größte Normalspannung aktiviert, die Verläufe der Versuchskörper des Typs A sind hingegen am flachsten.

Die in Abbildung 4.8 dargestellten Funktionsgraphen veranschaulichen die Beziehung

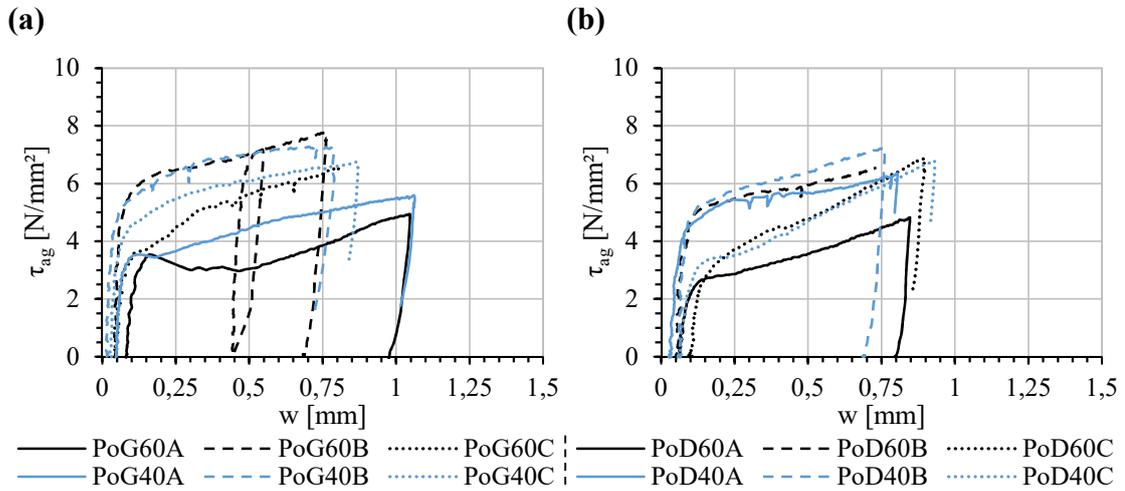


Abbildung 4.6: Rissöffnungs-Schubspannungs-Verläufe aller Versuchskörper mit (a) rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag und (b) kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit.

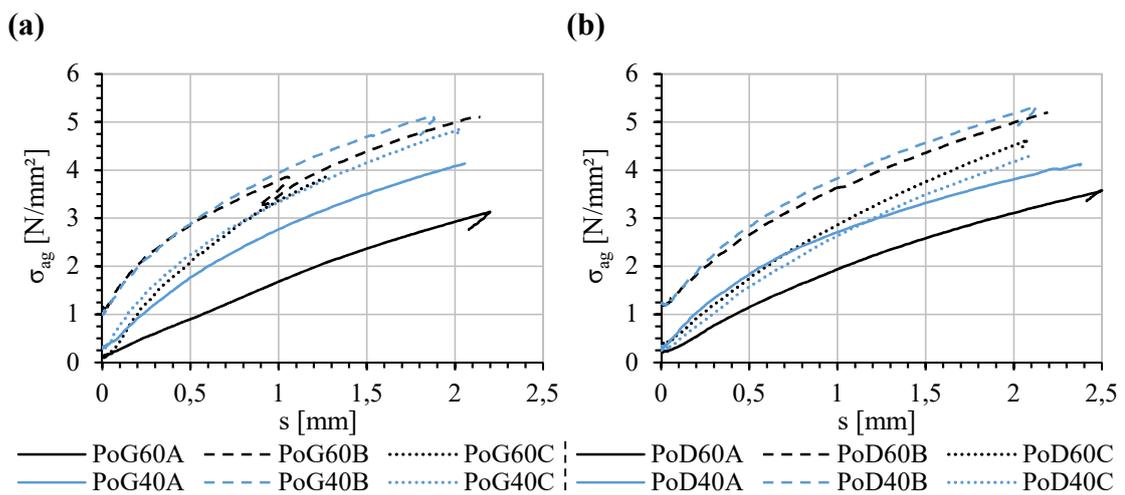


Abbildung 4.7: Rissgleitungs-Normalspannungs-Verläufe aller Versuchskörper mit (a) rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag und (b) kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit.

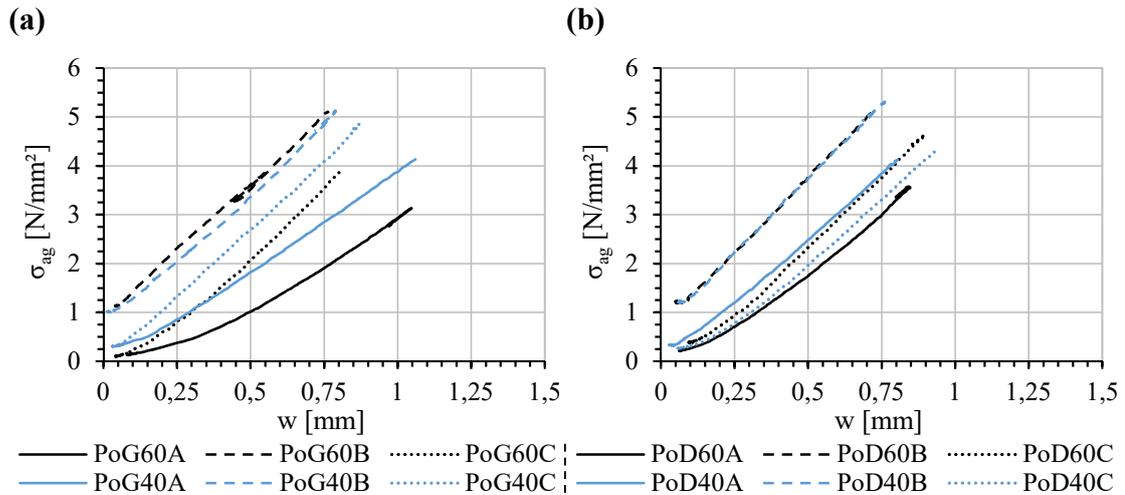


Abbildung 4.8: Rissöffnungs-Normalspannungs-Verläufe aller Versuchskörper mit (a) rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag und (b) kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit.

zwischen Rissöffnung und Normalspannung. Deren Steigung kann als Quersteifigkeit der „Push-off“-Körper interpretiert werden. Diese war bei den Versuchskörpern des Typs B während der gesamten Versuchsdurchführung annähernd konstant. Die Steifigkeit der restlichen Versuchskörper in Querrichtung stieg mit zunehmender Rissöffnung an und näherte sich dabei jener von PoG60B/PoG40B/PoD60B/PoD40B. Die Versuchskörper des Typs A verhielten sich – mit Ausnahme von PoD40A – bei kleinen Rissuferverschiebungen am weichsten.

4.2 Querkraftversuche

Nachfolgend sind die aufbereiteten Messdaten aus den sieben Querkraftversuchen dargestellt und beschrieben. Im Zuge dessen wird auf die Last-Verformungs-Beziehungen und den Versagensmechanismus der Stahlbetonbalken sowie die Kinematik des jeweiligen kritischen Biegeschubrisses näher eingegangen.

4.2.1 Last-Verformungs-Beziehungen

Die untersuchten Träger wurden stets bis zum vollständigen Bauteilversagen – die Querkrafttragfähigkeit wurde erwartungsgemäß vor der Momententragfähigkeit erreicht – beansprucht. Im Anhang A.2 ist für jeden Versuchskörper der während der Versuchsdurchführung aufgezeichnete Verlauf der in Feldmitte aufgebrachten Kraft F in Abhängigkeit von der Balkendurchbiegung δ an dieser Position explizit dargestellt. Im vorliegenden Abschnitt sind diese Graphen in zwei Diagrammen (getrennt nach der Zuschlagsart) zum besseren Vergleich übereinander gelegt (siehe Abbildung 4.9). Dabei ist ersichtlich, dass alle Träger sowohl im ungerissenen als auch im gerissenen Zustand ähnlich große Steifigkeiten aufwiesen. Unter Vernachlässigung der kurzzeitigen Kraftabfälle zwischen zwei

aufeinanderfolgenden Laststufen stieg die Kraft F in der Regel monoton bis zur Maximallast $F_{Exp.}$ an. Abgesehen vom Versuchskörper R500oD60-1 entsprach sie der Schubrislast F_{scr} und fiel somit mit dem Erreichen der Querkrafttragfähigkeit zusammen (siehe Abbildung 4.10 (a)). Die Versuchskurve des Trägers R500oD60-1 wich in zwei Punkten von diesem Regelfall ab: Bei einer Kraft von ungefähr 120 kN und einer Durchbiegung von ca. 3,75 mm kam es zu einer Unterbrechung der Versuchsdurchführung, wobei der Betonkörper zwischenzeitlich vollständig entlastet wurde. Im Zuge der Wiederbelastung wurde der bereits zurückgelegte Pfad wieder annähernd aufgenommen. Wie Abbildung 4.10 (b) verdeutlicht, entsprach die Schubrislast F_{scr} bei diesem Balken nicht der Maximallast $F_{Exp.}$. Erstere wurde bei einer Durchbiegung von etwa 4,7 mm erreicht und stellte ein lokales Maximum des F - δ -Verlaufs dar. Nach Passieren dieses Extremwertes fiel die Kraft zunächst um ca. 20 kN ab und stieg dann – unter Begleitung großer Verformungen – bis zum Erreichen von $F_{Exp.}$ wieder kontinuierlich an.

In Tabelle 4.2 sind die maximalen Versuchslasten $F_{Exp.}$ aller Versuchskörper mit den entsprechenden Durchbiegungen in Feldmitte $\delta_{Exp.}$ zusammengefasst. Zudem sind die daraus resultierenden maßgeblichen Schnittgrößen (Querkraft an den Auflagern $V_{Exp.}$ und Biegemoment in Feldmitte $M_{Exp.}$) angeführt. Diese wurden unter Berücksichtigung des Eigengewichts der Betonkörper berechnet. Die Versuchsergebnisse weichen zwar alleine innerhalb der Versuchskörper aus dem gleichen Beton relativ stark voneinander ab. Es kann jedoch erkannt werden, dass die Schubrislast tendenziell bei den Balken mit rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag respektive mit der kleineren nominellen Druckfestigkeit größer als bei den jeweiligen Gegenstücken ist.

Abgesehen vom Spezialfall R500oD60-1 wiesen die Versuchsträger ein nur sehr schwach ausgeprägtes Nachbruchverhalten auf und verhielten sich somit äußerst spröde. Zum Zeitpunkt t_{lp} wurde mit dem photogrammetrischen Messsystem das letzte Bild vom Messfeld unmittelbar vor dem Beginn des instabilen Risswachstums aufgenommen (siehe Abbildung 4.10). Ausgehend vom Zeitpunkt der maximalen Versuchslast $t_{Exp.}$ konnte die Durchbiegung bis dahin nur geringfügig gesteigert werden: Das Verhältnis $\frac{\delta_{lp}}{\delta_{Exp.}}$ war bei allen Balken $\leq 1,02$. Die Querkraft V nahm währenddessen um höchstens 6 % ab. Tabelle 4.3 beinhaltet alle charakteristischen Werte zum Zeitpunkt t_{lp} (aufgebrachte Kraft, Durchbiegung in Feldmitte, Querkraft an den Auflagern, Biegemoment in Feldmitte). Zudem sind darin die Verhältnisse $\frac{V_{lp}}{V_{Exp.}}$ und $\frac{\delta_{lp}}{\delta_{Exp.}}$ angeführt.

4.2.2 Versagensmechanismus

Beim Großteil der Stahlbetonträger war ein klassisches Biegeschubversagen zu beobachten. Der entsprechende Versagensmechanismus wird nachfolgend beschrieben und ist in Abbildung 4.11 (a) am Beispiel von R500oG60-1 illustriert: Erste Biegerisse an der Balkenunterseite in Feldmitte markierten den Übergang vom Zustand 1 in den Zustand 2 und gingen mit einer markanten Steifigkeitsreduktion einher. Mit zunehmender Belastung entstanden zum einen weitere Biegerisse – auch in auflagernäheren Bereichen. Zum anderen pflanzten sich die bestehenden in Richtung Druckzone fort. Manche dieser Risse neigten sich mit fortschreitendem Risswachstum zur Lasteinleitungsstelle hin und entwickelten sich somit zu Biegeschubrisen. Zum Zeitpunkt der maximalen Versuchslast ($t = t_{Exp.}$) hatte sich bereits jener kritische Biegeschubriss, der später zum vollständigen

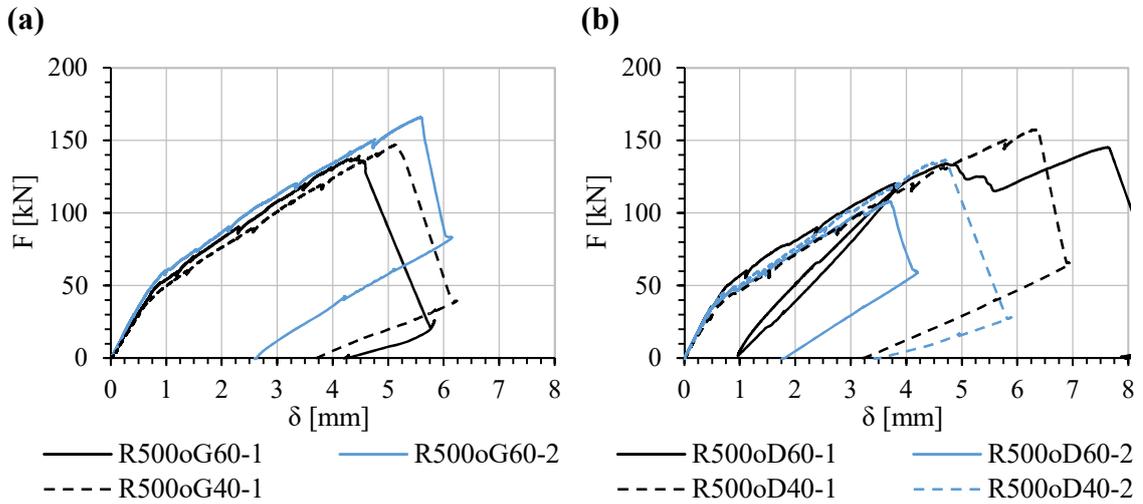


Abbildung 4.9: Kraft-Durchbiegungs-Verläufe aller Stahlbetonträger mit (a) rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag und (b) kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit.

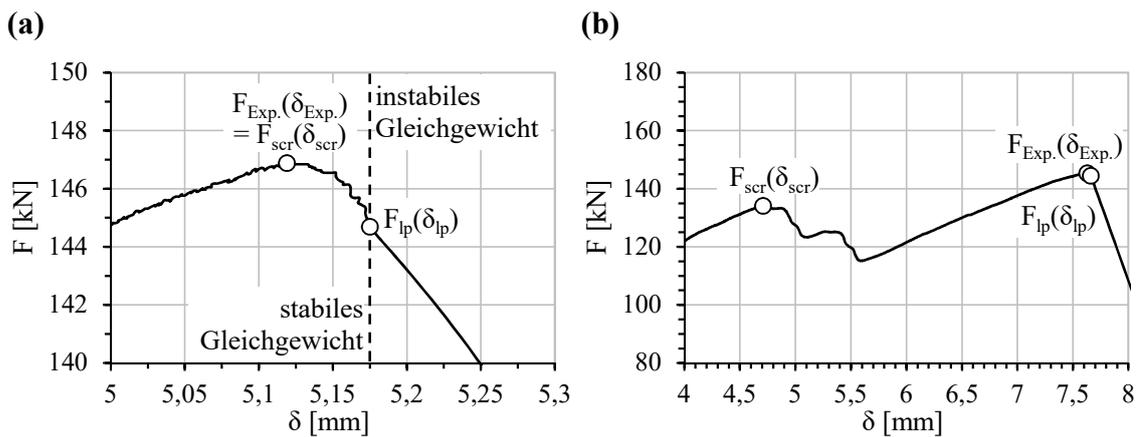


Abbildung 4.10: Maximale Versuchslast $F_{Exp.}$, Schubrislast F_{scr} und Last unmittelbar vor dem Biegeschubversagen F_{lp} : (a) R500oG40-1 (Regelfall); (b) R500oD60-1 (Spezialfall).

Tabelle 4.2: Maßgebliche Schnittgrößen ($V_{Exp.}$ bzw. $M_{Exp.}$) sowie Durchbiegung in Feldmitte $\delta_{Exp.}$ bei der maximalen Versuchslast $F_{Exp.}$.

Versuchskörper	$F_{Exp.}$ [kN]	$\delta_{Exp.}$ [mm]	$V_{Exp.}$ [kN]	$M_{Exp.}$ [kN m]
R500oG60-1	139,4	4,48	72,6	99,4
R500oG60-2	165,9	5,57	85,9	118,0
R500oG40-1	146,9	5,12	76,4	104,7
R500oD60-1	145,3 (134,0*)	7,63 (4,71*)	75,6 (69,9*)	103,6 (95,7*)
R500oD60-2	107,9	3,70	56,9	77,4
R500oD40-1	157,7	6,36	81,8	112,3
R500oD40-2	136,4	4,69	71,1	97,3

*Werte zum Zeitpunkt der Schubrislast

Tabelle 4.3: Aufgebrachte Kraft F_{lp} , daraus resultierende maßgebliche Schnittgrößen (V_{lp} bzw. M_{lp}) sowie Durchbiegung in Feldmitte δ_{lp} unmittelbar vor dem Beginn des instabilen Risswachstums; Verhältnis zwischen der Querkraft V bzw. der Durchbiegung in Feldmitte δ zum Zeitpunkt t_{lp} und jener zum Zeitpunkt $t_{Exp.}$.

Versuchskörper	F_{lp} [kN]	δ_{lp} [mm]	V_{lp} [kN]	M_{lp} [kN m]	$\frac{V_{lp}}{V_{Exp.}}$ [-]	$\frac{\delta_{lp}}{\delta_{Exp.}}$ [-]
R500oG60-1	130,4	4,59	68,1	93,1	0,94	1,02
R500oG60-2	164,9	5,61	85,3	117,2	0,99	1,01
R500oG40-1	144,7	5,18	75,3	103,1	0,99	1,01
R500oD60-1	144,5	7,66	75,2	103,0	0,99 (1,07*)	1,00 (1,63*)
R500oD60-2	103,7	3,76	54,7	74,4	0,96	1,02
R500oD40-1	155,3	6,39	80,5	110,5	0,98	1,00
R500oD40-2	134,2	4,74	70,0	95,8	0,98	1,01

*Berücksichtigung der Werte zum Zeitpunkt der Schubrislast

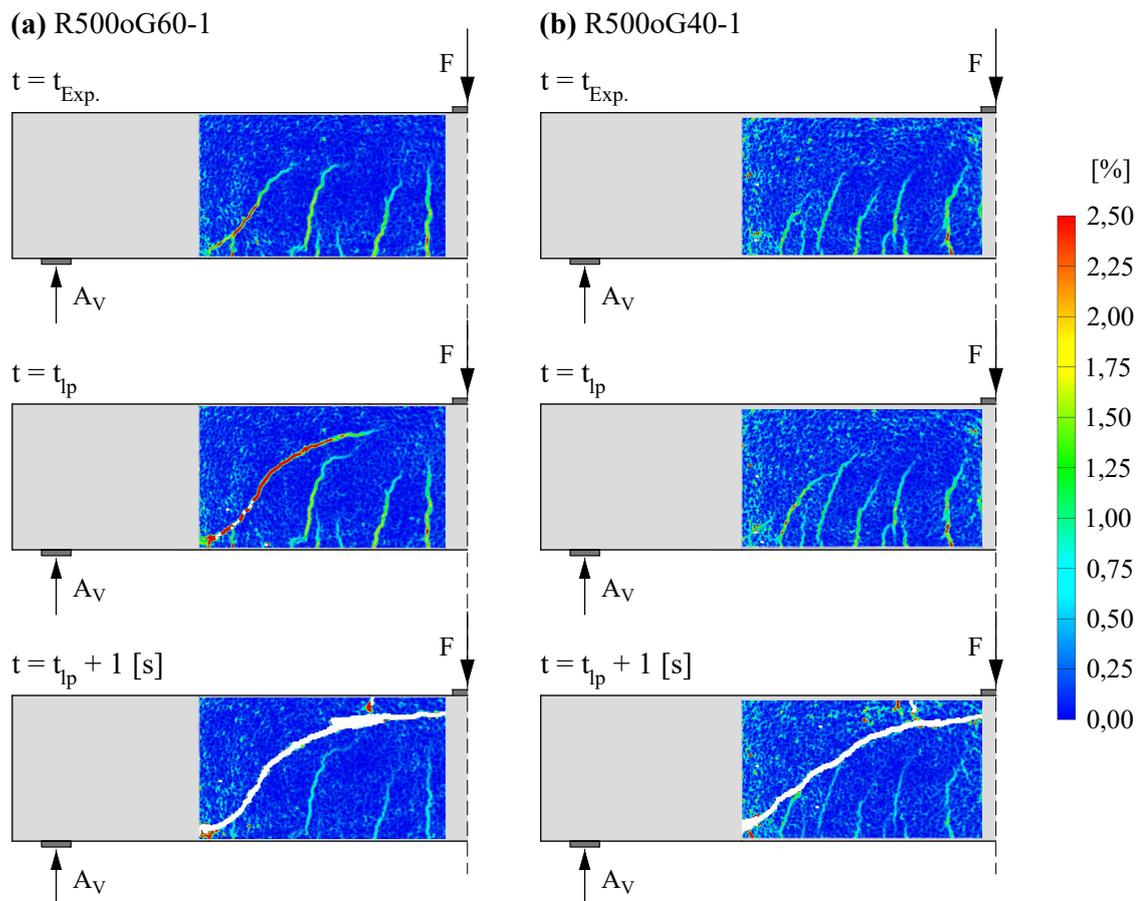


Abbildung 4.11: Versagensmechanismus der Stahlbetonträger: Hauptformänderungszustand des Versuchsfeldes der Versuchskörper R500oG60-1 und R500oG40-1 zu den Zeitpunkten $t_{Exp.}$ (maximale Versuchslast), t_{lp} und $t_{lp} + 1$ s (unmittelbar vor bzw. nach dem Bauteilversagen); ausgewertet mit der Software GOM Correlate 2016.

Versagen führte, etabliert. Dessen Risspitze wanderte in weiterer Folge am markantesten in Richtung Lasteinleitungspunkt. Unmittelbar vor dem vollständigen Bauteilversagen ($t = t_{lp}$) war dadurch die Druckzonenhöhe bereits massiv eingeschränkt worden. Der Versuch einer weiteren Laststeigerung leitete das instabile Risswachstum ein ($t = t_{lp} + 1$ s). Die Druckzone konnte dabei die zunehmenden Spannungen nicht mehr aufnehmen und versagte explosionsartig.

Beim Versuchskörper R500oG40-1 lag ebenfalls ein Biegeschubversagen vor. Der dabei beobachtete Versagensmechanismus unterschied sich jedoch in einem markanten Punkt von den restlichen Trägern: Der Riss, welcher letztendlich zum vollständigen Bauteilversagen führte, existierte bis zum Zeitpunkt t_{lp} nicht, wie Abbildung 4.11 (b) zeigt. Er entstand erst unmittelbar danach und ohne Vorankündigung aus mehreren einzelnen Biegeschubrisen und drang infolge des instabilen Risswachstums weit in Richtung Lasteinleitungspunkt vor.

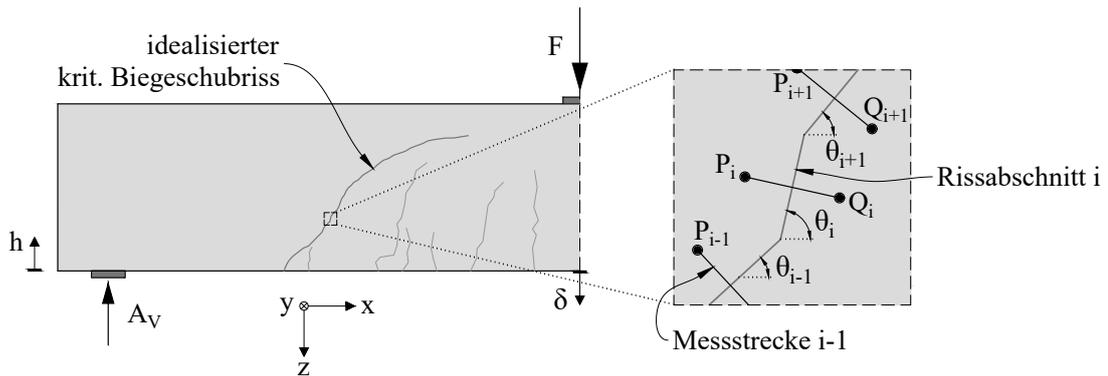


Abbildung 4.12: R500oG60-1 – idealisierter kritischer Biegeschubriss mit Messstrecken zur Ermittlung der Rissuferverschiebung.

4.2.3 Rissskinematik

Während der Versuchsdurchführung wurde die Kinematik des Versuchsfeldes mit dem photogrammetrischen Messsystem ARAMIS 4M flächendeckend aufgenommen. Auf Basis der daraus gewonnenen Messdaten konnte mit Hilfe des Analyseprogramms GOM Correlate 2016 der Hauptformänderungszustand des untersuchten Balkenbereichs zu verschiedenen Zeitpunkten bestimmt werden (siehe Abbildung 4.11). Die Software ermöglichte zudem das Auslesen der Kinematik des kritischen Biegeschubrisses. Dazu wurde das finale Rissbild zunächst idealisiert, indem die Risse durch Polygonzüge – bestehend aus ca. 2 cm langen Geradenstücken – angenähert wurden (siehe Abbildung 4.12, links). Auf halber Länge jedes Abschnittes i des kritischen Biegeschubrisses wurde dann eine Messstrecke i , welche orthogonal zum Riss ausgerichtet war, definiert (siehe Abbildung 4.12, rechts). Deren Endpunkte P_i und Q_i waren am jeweils anderen Rissufer positioniert. Infolge der Belastung eines Versuchskörpers trat eine Relativverschiebung der beiden Endpunkte einer Messstrecke i in Lastrichtung (Δz_i) sowie orthogonal dazu (Δx_i) auf. Diese Werte wurden von der verwendeten Software für jeden Rissabschnitt und für jeden untersuchten Zeitpunkt ausgelesen und konnten dann exportiert werden. GOM Correlate 2016 ermöglichte diesbezüglich eine sogenannte Starrkörperbewegungskorrektur. Das bedeutet, dass alle Verschiebungen zufolge einer Starrkörperverformung nicht berücksichtigt wurden.

Aus der Relativverschiebung der Endpunkte einer Messstrecke i in Richtung der zwei relevanten Achsen des globalen Koordinatensystems (Δz_i , Δx_i) und der Neigung des Rissabschnitts i (θ_i) konnten die Rissöffnung w_i (Gleichung 4.3) sowie die Rissgleitung s_i (Gleichung 4.4) an dieser Stelle berechnet werden.

$$w_i = \Delta x_i \cdot \sin \theta_i + \Delta z_i \cdot \cos \theta_i \quad (4.3)$$

$$s_i = \Delta z_i \cdot \sin \theta_i - \Delta x_i \cdot \cos \theta_i \quad (4.4)$$

Abbildung 4.13 zeigt die Kinematik des kritischen Biegeschubrisses der untersuchten Versuchskörper bei den Laststufen $V_{Exp.}$ und V_{Ip} . Die aus der erläuterten Vorgehensweise erhaltenen kinematischen Größen wurden dabei direkt an den entsprechenden Rissabschnitten aufgetragen. Zur besseren Veranschaulichung sind diese Messwerte zudem in

Abbildung 4.14 gemeinsam mit der Rissneigung über der Balkenhöhe dargestellt. Der Träger R500oG40-1 fehlt in diesen Illustrationen und den nachfolgenden Erläuterungen gänzlich, da dessen kritischer Biegeschubriss zu den beobachteten Zeitpunkten noch nicht existent war (siehe Abschnitt 4.2.2).

Die Diagramme des vorliegenden Abschnittes lassen keinen Einfluss von Zuschlagsart und Betondruckfestigkeit auf den Rissverlauf respektive auf das Ausmaß der Risskinematik erkennen. Selbst Versuchskörper aus demselben Beton weisen diesbezüglich teils markante Unterschiede auf. R500oD60-1 setzt sich mit den weitaus größten Rissuferverschiebungen von den restlichen Balken deutlich ab. Es ist anzunehmen, dass die Lage und der Verlauf des kritischen Biegeschubrisses hauptsächlich von lokalen Schwachstellen im Beton beeinflusst werden. Die Rissgleitung hängt maßgeblich von der Rissneigung ab. Steile Rissabschnitte gehen stets mit relativ großen Relativverschiebungen der Rissufer parallel zur Rissoberfläche einher; für flachere Abschnitte gilt das Gegenteil. Dies kann am besten anhand Abbildung 4.14 (c) erkannt werden: Die Verläufe von Rissneigung und Rissgleitung (bei den Laststufen $V_{Exp.}$ und V_{lp}) sind dabei annähernd parallel. Bei manchen Versuchskörpern (z. B. R500oD60-1, R500oD40-1) ist außerdem ein Zusammenhang zwischen Rissöffnung und -neigung ersichtlich: Werte von w sind bei steilen Rissabschnitten tendenziell kleiner. Die Rissöffnung ist in der Regel dominant gegenüber der Rissgleitung. Bei Passagen großer Rissneigung nähern sich die kinematischen Größen einander an. Die Gleitung übersteigt dabei teilweise sogar die Rissuferverschiebung orthogonal dazu.

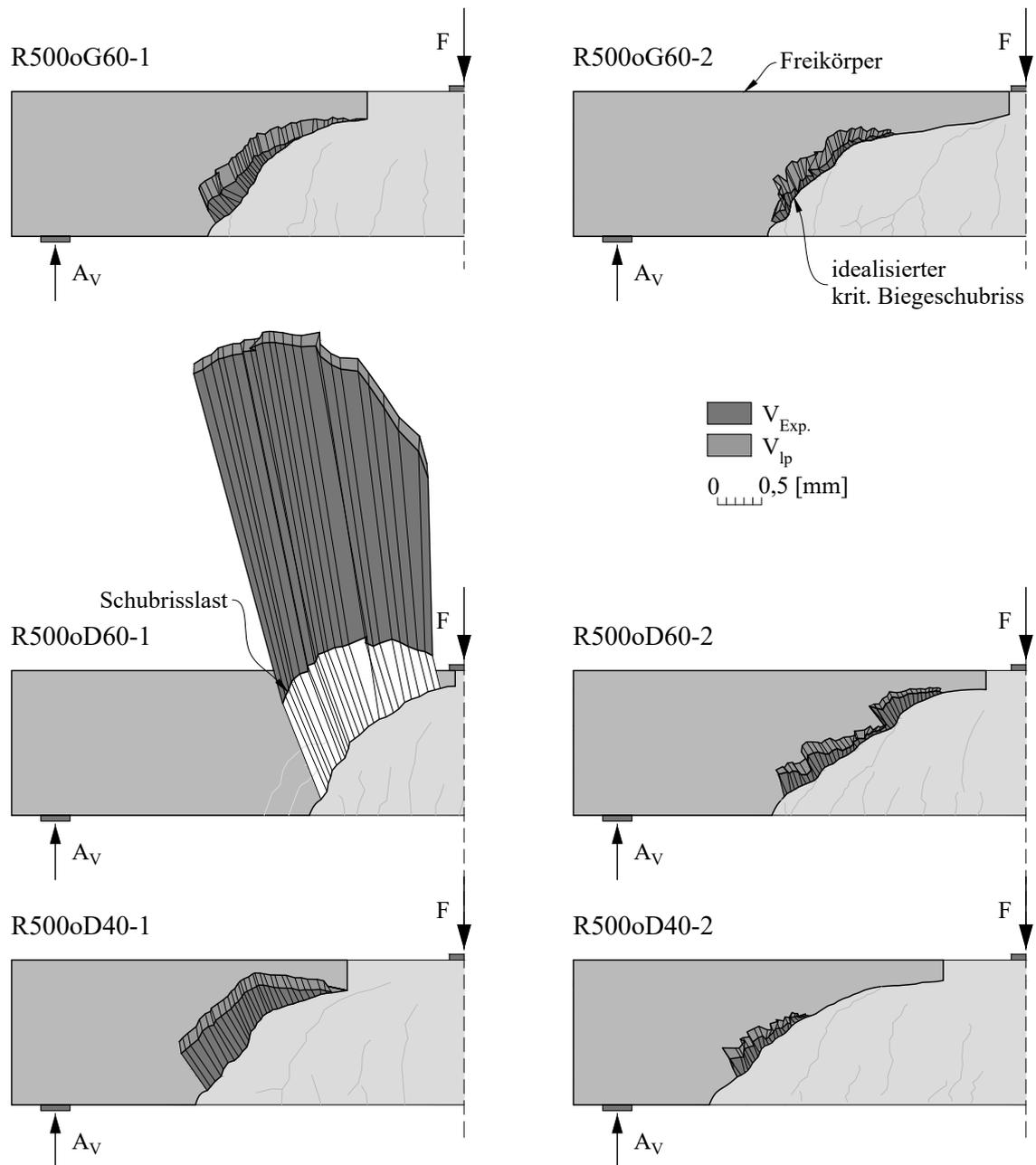


Abbildung 4.13: Kinematik des kritischen Biegeschubrisses bei den Laststufen $V_{Exp.}$ und V_{lp} ; modifiziert entnommen aus [34].

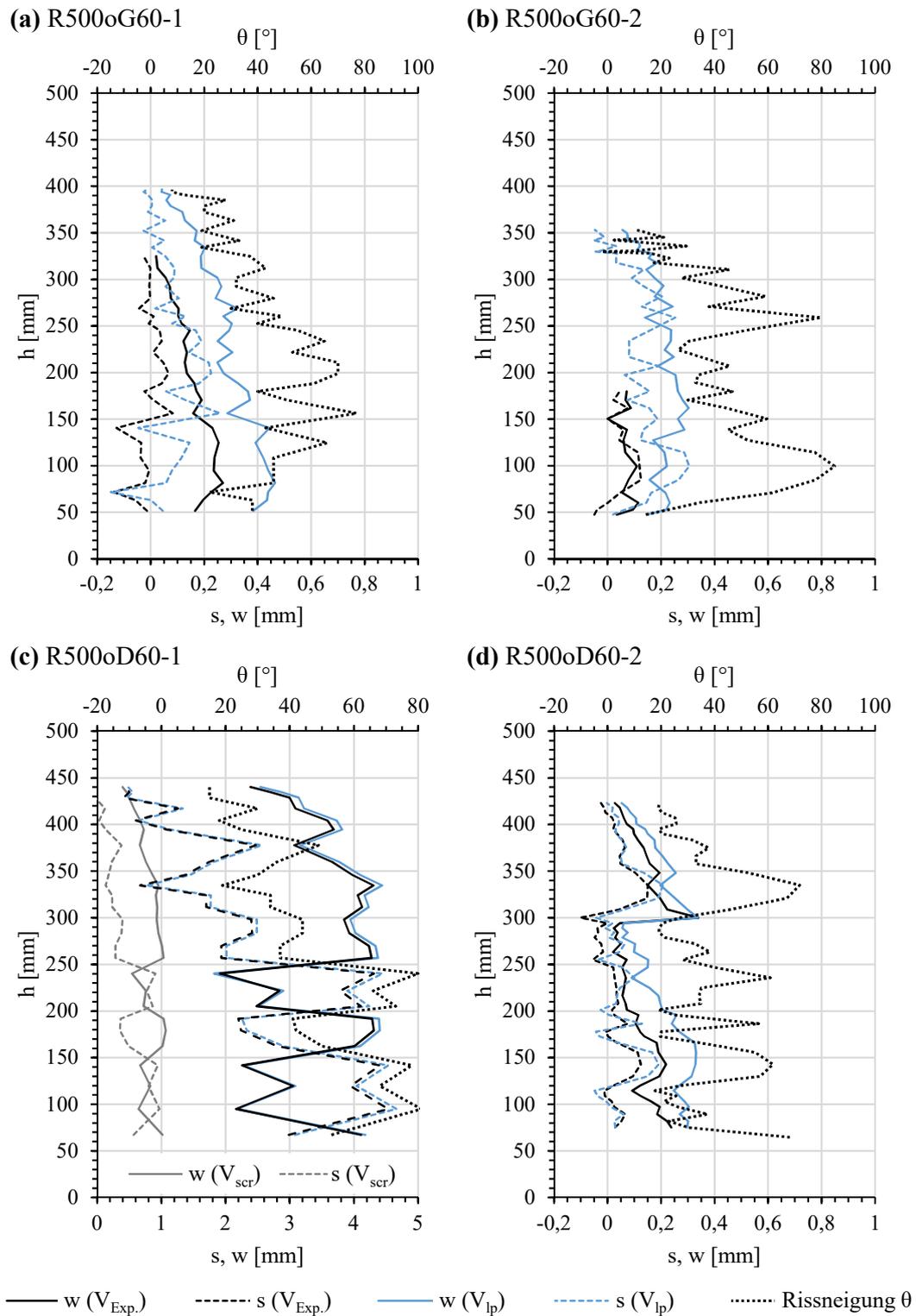


Abbildung 4.14: Kinematik des kritischen Biegeschubrisses bei den Laststufen $V_{Exp.}$ und V_{Ip} bzw. Rissneigung über der Trägerhöhe.

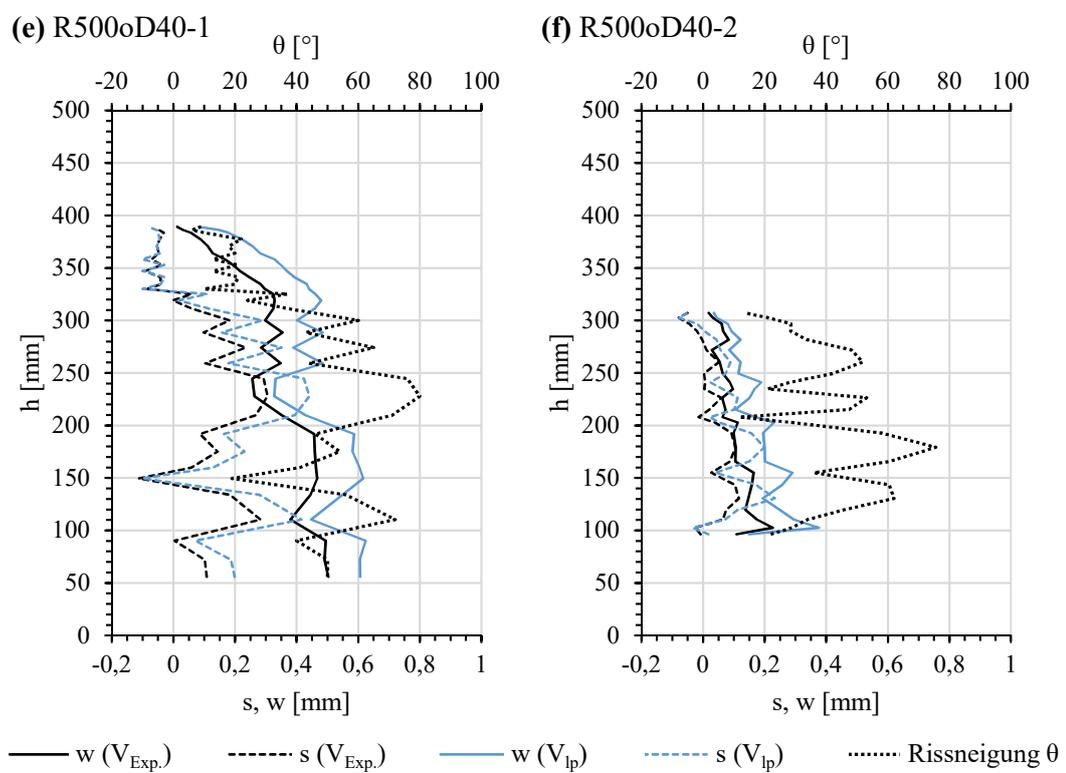


Abbildung 4.14: Kinematik des kritischen Biegeschubrisses bei den Laststufen $V_{Exp.}$ und V_{lp} bzw. Rissneigung über der Trägerhöhe (Fortsetzung).

5 Analyse

Die im Kapitel 4 vorgestellten aufbereiteten Messdaten aus den „Push-off“- und Querkraftversuchen wurden für weiterführende Analysen herangezogen. Nachfolgend sind die im Zuge dessen angestellten Untersuchungen und die daraus gewonnenen Erkenntnisse beschrieben. Diese betreffen Einflüsse auf das Rissreibungsverhalten, den Vergleich ausgewählter Rissreibungsmodelle bzw. Normen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit sowie den Anteil der Rissreibung an der Querkrafttragfähigkeit.

5.1 „Push-off“-Versuche

5.1.1 *E*-Wert-Analyse

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse aus den „Push-off“-Versuchen unter Berücksichtigung der während der Versuchsdurchführung verrichteten Arbeit näher analysiert. Dabei kommt ein Konzept, welches von KIM ET AL. in [50] vorgestellt wurde und auf den Überlegungen von BARRAGÁN ET AL. [51] aufbaut, zur Anwendung: Im Rahmen dieser sogenannten *E*-Wert-Analyse werden zuerst die Flächen unter der s - τ_{ag} -Kurve bzw. der s - σ_{ag} -Kurve von $s = s_0$ bis $s = s'$ (mit s' als beliebig festgelegter oberer Grenzwert) berechnet und anschließend durch s' dividiert. Die dadurch berechneten Größen verrichten bis zum gewählten Wert s' dieselbe Arbeit in Belastungsrichtung wie die experimentell ermittelten Spannungen und werden somit in weiterer Folge als äquivalente Schubspannung $\tau_{ag,eq}(s')$ (Gleichung 5.1) bzw. äquivalente Normalspannung $\sigma_{ag,eq}(s')$ (Gleichung 5.2) bezeichnet. Sie stellen die über die Rissgleitung (von s_0 bis s') gemittelten Kontaktspannungen dar. Laut [50] ist das Verhältnis der beiden Größen ($E(s')$, Gleichung 5.3) ein Indikator für die infolge Rissreibung absorbierte Energie, wobei höhere Werte $E(s')$ auf ein ausgeprägteres Rissreibungsverhalten hindeuten. Die *E*-Wert-Analyse wurde im Zuge dieser Diplomarbeit alle 0,25 mm ($s'_{i+1} = s'_i + 0,25$ mm) durchgeführt – beginnend mit $s'_1 = 0,25$ mm und endend mit $s'_8 = 2,00$ mm.

$$\tau_{ag,eq}(s') = \frac{1}{s'} \cdot \int_0^{s'} \tau_{ag}(s) ds \quad (5.1)$$

$$\sigma_{ag,eq}(s') = \frac{1}{s'} \cdot \int_0^{s'} \sigma_{ag}(s) ds \quad (5.2)$$

$$E(s') = \frac{\tau_{ag,eq}(s')}{\sigma_{ag,eq}(s')} \quad (5.3)$$

Jedes der in Abbildung 5.1 dargestellten Diagramme zeigt beide äquivalenten Spannungen aller Versuchskörper für jeweils einen bestimmten Wert s' . Dabei ist ersichtlich, dass die berechneten Größen mit zunehmender Rissgleitung ansteigen: $\tau_{ag,eq}$ startet bei allen „Push-off“-Körpern bei s'_1 bereits auf einem relativ hohen Niveau – bedingt durch die sehr große Anfangssteifigkeit in Belastungsrichtung – und nimmt dann in einem weitaus kleineren Ausmaß als $\sigma_{ag,eq}$ zu. Bei PoG40C vergrößert sich beispielsweise $\tau_{ag,eq}$ von $s'_1 = 0,25$ mm bis $s'_8 = 2,00$ mm um ca. 25 %; $\sigma_{ag,eq}$ verdreifacht sich währenddessen. An dieser Stelle sei vorweggenommen, dass diese unterschiedlich große relative Zunahme die Ursache für die charakteristische Form der in Abbildung 5.2 dargestellten interpolierten E -Wert-Verläufe ist. Die Datenpunkte der Versuchskörper des Typs B liegen am weitesten von den beiden Diagrammachsen entfernt, sind dabei relativ klar von den restlichen getrennt und unterscheiden sich in ihrer Abszisse nur geringfügig voneinander. Die Versuchskörper vom Typ A weisen hingegen tendenziell die kleinsten äquivalenten Spannungen auf. PoD40A sticht aufgrund des bereits bei s'_1 sehr großen Wertes von $\tau_{ag,eq}$ hervor. Dieser liegt über jenem von PoD40C und auf demselben Niveau von PoD40B. Abgesehen von diesem Ausreißer ist die äquivalente Schubspannung bei den Versuchskörpern mit rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag stets größer als bei jenen mit kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit. Weitere allgemein gültige Zusammenhänge zwischen den variierten Einflussfaktoren und der reibungsinduzierten Spannungsübertragung können anhand dieser Diagramme nicht festgestellt werden. Es ist lediglich zu erkennen, dass $\tau_{ag,eq}$ und $\sigma_{ag,eq}$ tendenziell bei kleiner Betonfestigkeit sowie bei quarzitischem Zuschlag größer sind.

Abbildung 5.2 zeigt die Entwicklung des E -Wertes in Abhängigkeit von s' . Die Funktionswerte zwischen den berechneten Datenpunkten wurden durch Interpolation erhalten. Das Verhältnis der äquivalenten Schubspannung zur äquivalenten Normalspannung ist bei allen Versuchskörpern anfangs am größten. Die dargestellten Graphen sind in der Regel konvex und flachen mit zunehmendem Wert s' meist stark ab. Der ungewöhnliche Verlauf von PoG60B ist in der zwischenzeitlichen vollständigen Entlastung des Versuchskörpers bei $s \approx 1,00$ mm begründet. Die Rissreibung ist somit anfangs maximal und nimmt mit zunehmender Rissuferverschiebung stetig ab. Während die berechneten E -Werte bei s'_1 am stärksten streuen, nähern sich die abgebildeten Verläufe mit ansteigender Rissgleitung in ihren Ordinaten an, sodass für alle „Push-off“-Körper $E(s'_8 = 2,00 \text{ mm}) \approx 2$ gilt. Vergleicht man die Funktionsgraphen der jeweils drei Versuchskörper aus demselben Beton miteinander, ist Folgendes festzustellen: Die durch Rissreibung absorbierte Energie war bei den Versuchskörpern des Typs B in der Regel am kleinsten und bei jenen des Typs A am größten (Ausnahme: der Graph von PoG40C verläuft marginal über jenem von PoG40A). Ein allgemein gültiger Zusammenhang zwischen der Betonfestigkeit bzw. der Zuschlagsart und dem Rissreibungsverhalten kann zwar nicht erkannt werden. Die Versuchskurven der „Push-off“-Körper mit rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag respektive mit einer nominellen Betondruckfestigkeit von 40 N/mm^2 liegen jedoch tendenziell über den jeweils anderen.

Beim von KIM ET AL. vorgestellten Analysekonzept werden nur drei der vier für das Rissreibungsverhalten charakteristischen Größen berücksichtigt – die Rissöffnung w fließt nicht in $E(s')$ ein. Aus diesem Grund wurde es auch in einer modifizierten Form, wobei

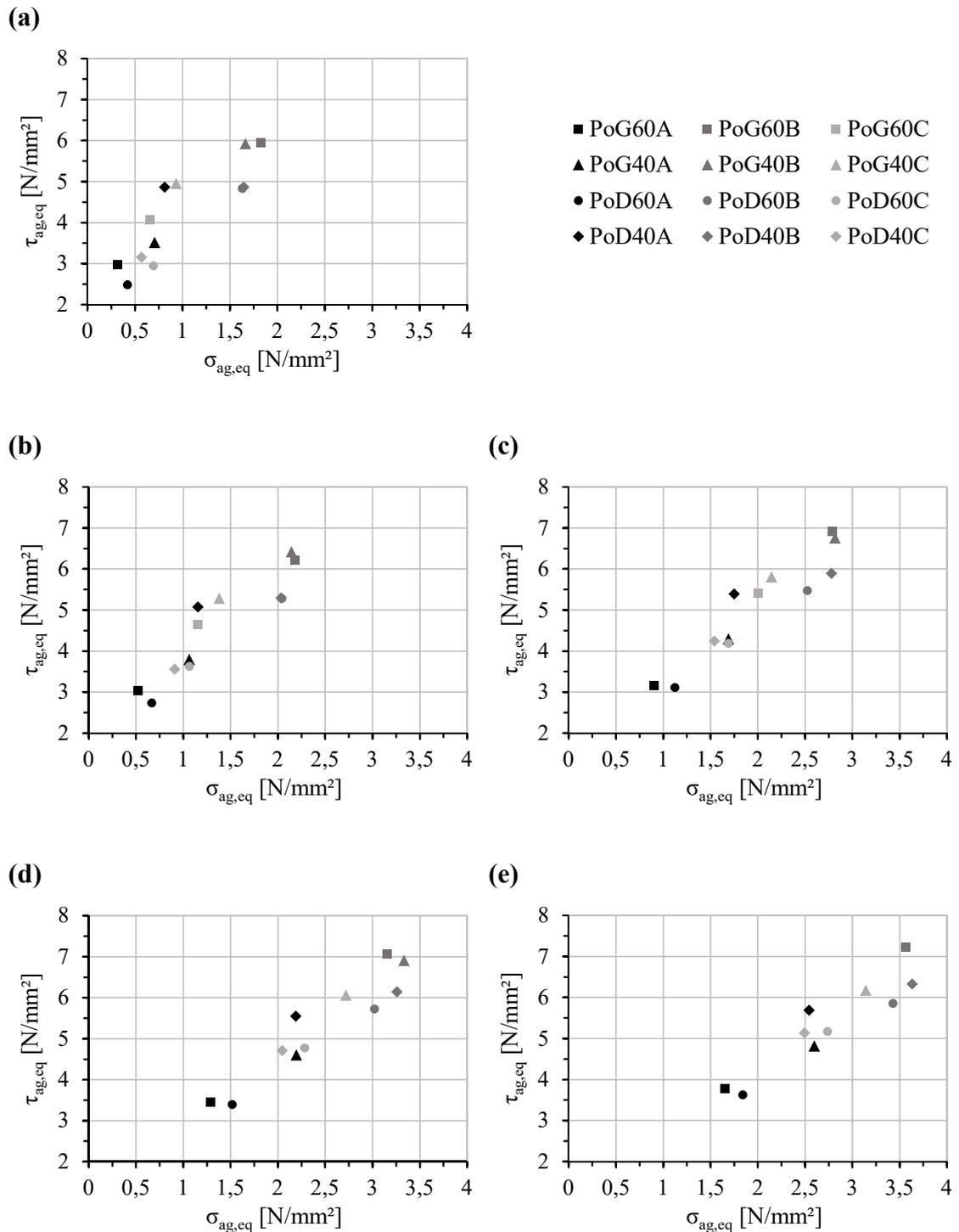


Abbildung 5.1: Äquivalente Schub- und Normalspannung aller Versuchskörper bei:
 (a) $s' = 0,25$ mm; (b) $s' = 0,50$ mm; (c) $s' = 1,00$ mm; (d) $s' = 1,50$ mm; (e) $s' = 2,00$ mm.

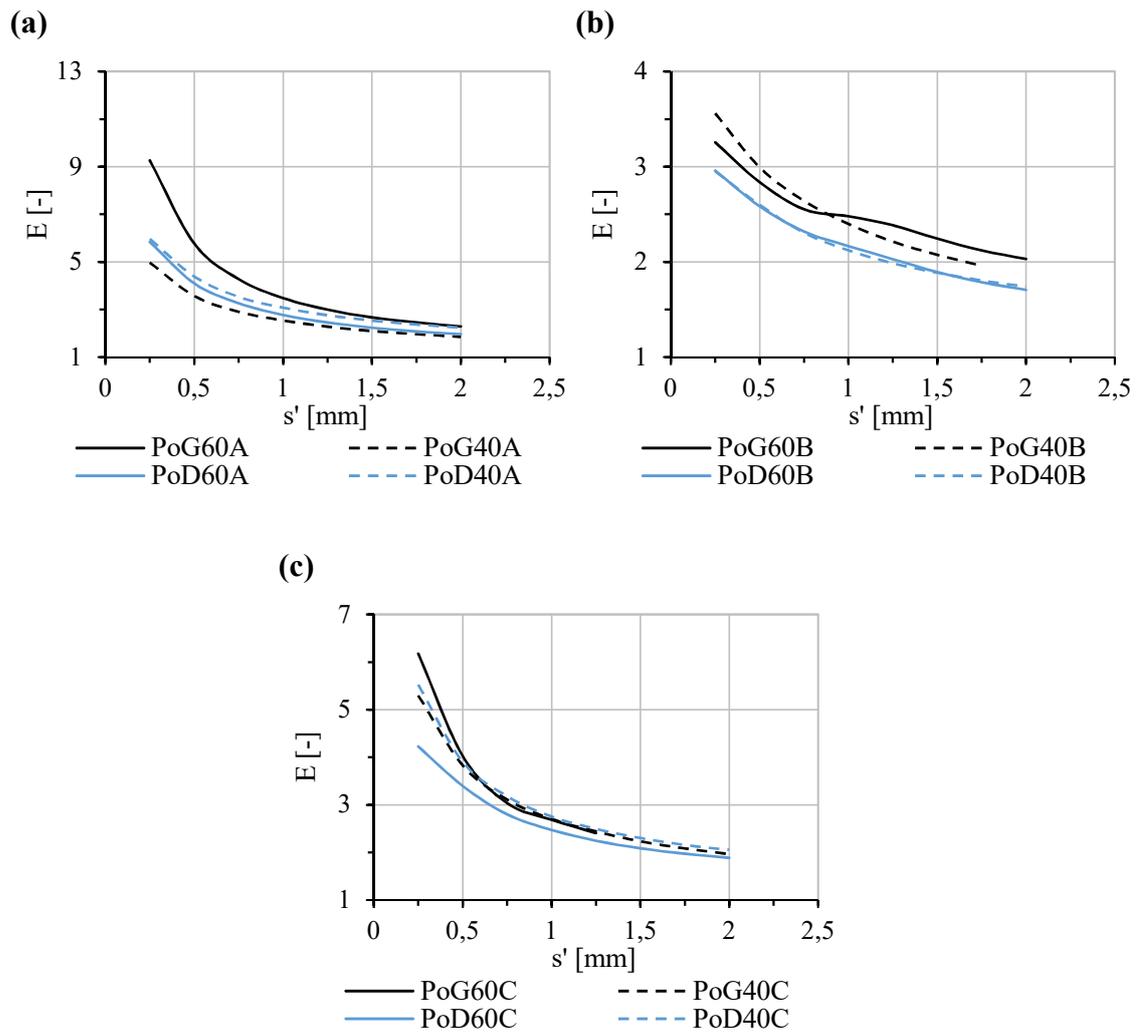


Abbildung 5.2: Interpolierte E -Wert-Verläufe aller Versuchskörper vom (a) Typ A; (b) Typ B; (c) Typ C.

Gleichung 5.4 anstatt Gleichung 5.2 zum Einsatz kam, angewandt.

$$\sigma_{ag,eq}(s') = \frac{1}{w(s') - w_0} \cdot \int_{w_0}^{w(s')} \sigma_{ag}(w) dw \quad (5.4)$$

Die äquivalente Normalspannung $\sigma_{ag,eq}(s')$ wurde folglich auf Basis der w - σ_{ag} -Verläufe berechnet und kann dabei als über die Rissöffnung gemittelte Normalspannung in der Rissfläche interpretiert werden. Aus den daraus erhaltenen E -Wert-Verläufen konnten keine neuen Erkenntnisse gewonnen werden, weshalb an dieser Stelle auf eine Darstellung der Ergebnisse verzichtet wird.

5.1.2 Vergleich der Rissreibungsmodele

Im Zuge der Analyse der „Push-off“-Versuche wurden drei der im Abschnitt 2.2.2 vorgestellten Rissreibungsmodele miteinander verglichen. Dabei wurden die in der Rissfläche aktivierten Kontaktspannungen mit Hilfe der jeweiligen konstitutiven Beziehungen berechnet, untersucht und einander gegenübergestellt. Folgende Modelle kamen zum Einsatz:

- lineares Rissreibungsmodell aus dem fib Model Code 2010 [43] (siehe Gleichungen 2.1 und 2.2)
- modifiziertes „Rough-Crack“-Modell nach GAMBAROVA und KARAKOÇ [45] (siehe Gleichungen 2.7 und 2.8)
- vereinfachtes „Contact-Density“-Modell nach LI ET AL. [47] (siehe Gleichungen 2.11 und 2.12)

Einflussfaktoren

Die rissübergreifende reibungsinduzierte Spannungsübertragung ist bei allen drei Modellen von der Risskinematik (siehe Abschnitt 4.1.1) abhängig. Diese fließt jedoch in unterschiedlicher Form in die Berechnung ein: Während beim linearen Rissreibungsmodell aus dem fib Model Code 2010 die Rissgleitung und -öffnung explizit und unabhängig voneinander in den konstitutiven Beziehungen aufscheinen, wird beim vereinfachten „Contact-Density“-Modell lediglich das Verhältnis zwischen diesen beiden Größen berücksichtigt. Beim modifizierten „Rough-Crack“-Modell kommen beide beschriebenen Varianten vor. Zudem beinhalten alle verwendeten Formeln die Zylinderdruckfestigkeit des jeweiligen Betons (siehe Tabelle 3.2). Beim Rissreibungsmodell nach GAMBAROVA und KARAKOÇ fließt sie in die Grenzschubspannung ein. Diese wurde mit $\tau_0 = 0,25 \cdot f_c$ (unterer Grenzwert des empfohlenen Wertebereichs) angenommen, da dadurch die beste Übereinstimmung mit den experimentellen Verläufen erzielt wurde. Das modifizierte „Rough-Crack“-Modell berücksichtigt als einziges explizit den Größtkorndurchmesser des Zuschlags. Über den Vorfaktor C_f kann beim linearen Rissreibungsmodell aus dem fib Model Code 2010 der Anteil der gespaltenen Gesteinskörner in der Rissfläche berücksichtigt werden. Er wurde für jede Betonsorte infolge augenscheinlicher Untersuchung der Rissflächen der Spaltzugprüfkörper bestimmt; die gewählten Werte sind in Tabelle 5.1 ersichtlich. Anhand

Tabelle 5.1: Vorwert C_f (dimensionslos) für das lineare Rissreibungsmodell aus dem fib Model Code 2010 [43] für jede der verwendeten Betonsorten.

G60	G40	D60	D40
0,50	0,80	0,40	0,55

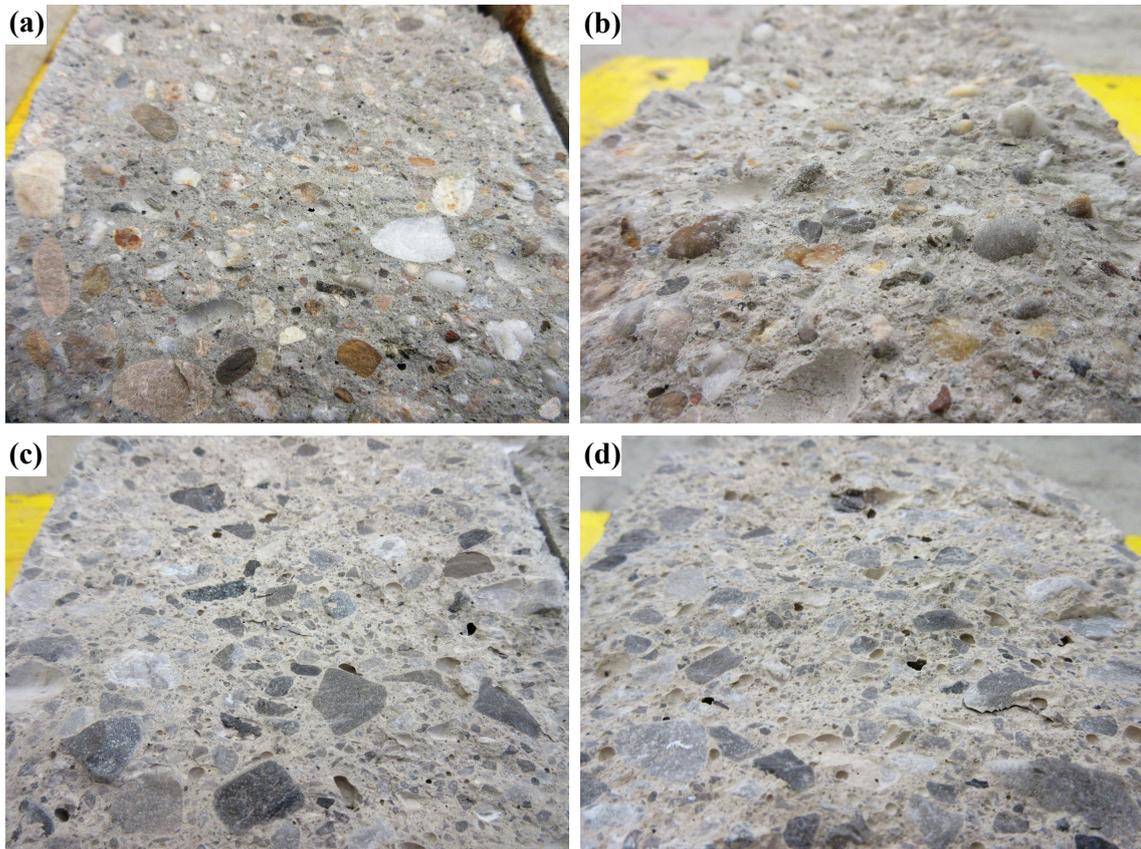


Abbildung 5.3: Rissflächen der Spaltzugprüfkörper: (a) G60; (b) G40; (c) D60; (d) D40.

Abbildung 5.3 wird beispielhaft gezeigt, dass die Rissfläche bei der Betonsorte G40, dem einzigen untersuchten Normalbeton, weitaus die größte Mikrorauigkeit aufwies: Die deutliche Mehrheit der Körner blieb infolge der Spaltzugprüfung ungerissen. Bei den drei selbstverdichtenden Betonen wurde der Großteil des Zuschlages in der Rissfläche gespalten.

Spannungsverläufe

Für jeden Versuch wurden die Verläufe der Kontaktspannungen mittels der ausgewählten Rissreibungsmodelle in Abhängigkeit von den eingangs beschriebenen jeweiligen Einflussfaktoren nachgerechnet. Die ermittelten Werte wurden anschließend gemeinsam mit den experimentellen Spannungen über der Rissgleitung aufgetragen, wie die Abbildungen 5.4 und 5.5 beispielhaft zeigen. Auf eine Darstellung der Kontaktspannungen über der Rissöffnung wurde verzichtet, da dadurch lediglich die Abszissenachse entsprechend der

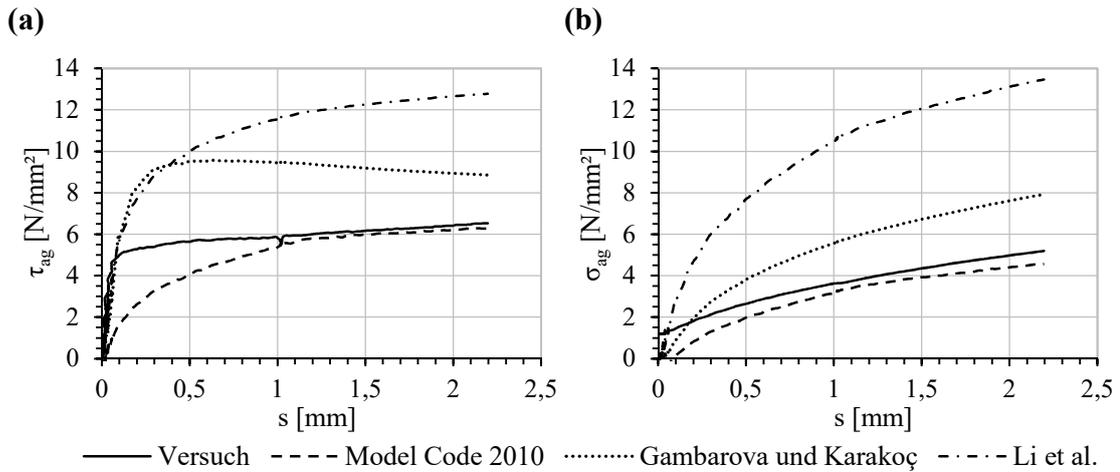


Abbildung 5.4: PoD60B – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

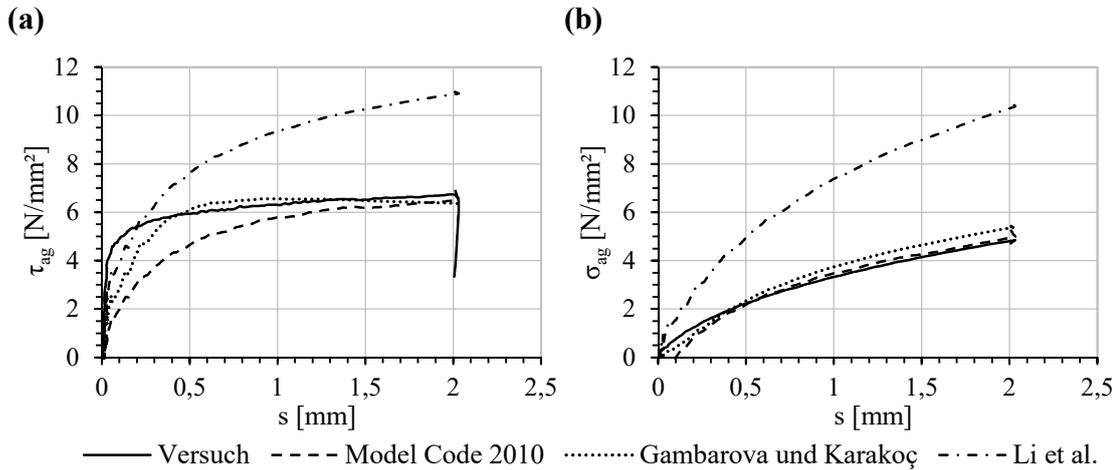


Abbildung 5.5: PoG40C – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

jeweiligen Risskinematik verzerrt wäre und folglich kein Mehrwert daraus entstünde. Im Anhang B.1 sind die experimentellen sowie modellierten Spannungsverläufe aller Versuchskörper abgebildet. Daraus können die nachfolgend beschriebenen Schlüsse gezogen werden:

- Das vereinfachte „Contact-Density“-Modell sagt die große Anfangssteifigkeit der Versuchskörper in Belastungsrichtung am besten voraus. Dasselbe gilt folglich für die Schubspannung in der Rissfläche bei einer sehr kleinen Rissgleitung ($s < 0,1$ mm). Mit zunehmender Rissuferverschiebung werden die berechneten Werte von τ_{ag} und σ_{ag} kontinuierlich größer. Sie übersteigen dabei die experimentellen Spannungen weitaus am stärksten.
- Die mit Hilfe des modifizierten „Rough-Crack“-Modells ermittelten s - τ_{ag} -Verläufe weichen ebenfalls in der Regel bei sehr kleiner Rissgleitung nur relativ schwach

von den Versuchskurven ab. Die modellierten Funktionsgraphen besitzen bei s_0 die größte Steigung und weisen zwischen $s = 0,50$ mm und $s = 1,50$ mm ein globales Maximum auf. Die Schubspannung nimmt also bei sehr großer Rissgleitung wieder allmählich ab. Die Steigung der s - σ_{ag} -Verläufe, welche zumeist zwischen der experimentellen Kurve und jener zufolge dem Modell nach LI ET AL. liegen, ist hingegen stets größer als Null. Die Qualität der Vorhersage der reibungsinduzierten Spannungsübertragung ist stark von der Betonsorte abhängig: Bei den „Push-off“-Körpern aus den Betonen G60 und D60 werden die Kontaktspannungen in der Rissfläche insbesondere bei fortgeschrittener Rissuferverschiebung teils deutlich überschätzt. Bei jenen aus dem Beton D40 geschieht dies in einem etwas geringeren Ausmaß. Dieses Modell eignet sich am besten für die „Push-off“-Körper aus Normalbeton (G40): Es unterschätzt zwar die Anfangssteifigkeit in Belastungsrichtung – stärker als das „Contact-Density“-Modell und in einem kleineren Ausmaß als das lineare Rissreibungsmodell aus dem fib Model Code 2010. Die Versuchskurven werden jedoch insbesondere bei PoG40C gesamtheitlich betrachtet gut angenähert.

- Das lineare Rissreibungsmodell aus dem fib Model Code 2010 unterschätzt die Anfangssteifigkeit aller Versuchskörper in Belastungsrichtung am stärksten. In der Regel geht mit fortschreitender Rissuferverschiebung ein Anstieg von τ_{ag} und σ_{ag} einher. Bei den Versuchskörpern G60A/G40A bzw. D60C/D40C ist die Übertragung der Schubspannung jedoch bei $s \approx 1,00$ mm bzw. bei $s \approx 1,50$ mm maximal und nimmt dann wieder ab. Die mittels fib Model Code 2010 modellierten Graphen verlaufen mehrheitlich unter den Versuchskurven; das Modell respektive die damit berechneten Spannungen befinden sich folglich meist auf der sicheren Seite. Bei sehr kleinen Rissuferverschiebungen lieferte dieses Reibungsmodell oft negative Werte für die Spannungen in der Rissfläche, welche dann aus Gründen der Plausibilität durch Null ersetzt wurden: Eine negative Normalspannung ($\sigma_{ag} < 0$) muss beispielsweise gemäß der gewählten Vorzeichenkonvention als Zugspannung interpretiert werden. Diese kann jedoch nicht über einen Riss hinweg übertragen werden ($\rightarrow \sigma_{ag} \equiv 0$).

Gegenüberstellung der äquivalenten Spannungen

Die Analyse der drei Rissreibungsmodelle erfolgte zudem anhand der sogenannten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung (siehe Abschnitt 5.1.1) – also auf Basis der verrichteten Arbeit: Zu diesem Zweck wurden die Flächen unter den experimentellen und modellierten Spannungsverläufen aus Anhang B.1 von s_0 bis zu einer festgelegten Rissgleitung s' ermittelt und durch den Wert s' dividiert (siehe Gleichungen 5.1 und 5.2). Dieser Rechenschritt wurde bei allen Versuchskörpern für $s' = 0,50$ mm, $s' = 1,00$ mm, $s' = 1,50$ mm und $s' = 2,00$ mm durchgeführt. Die daraus resultierenden äquivalenten Spannungen ($\tau_{ag,eq}$ bzw. $\sigma_{ag,eq}$) sind dem Anhang B.2 (siehe Tabellen B.1 bis B.4) zu entnehmen. Wie bereits im Abschnitt 5.1.1 erläutert wurde, können diese Werte als über die Rissgleitung gemittelte Spannungen interpretiert werden.

Die Verläufe wurden somit innerhalb eines festgelegten Definitionsbereichs auf konstante (energieäquivalente) Funktionen reduziert, was die qualitative Beurteilung der untersuchten Modelle vereinfachte: Für jeden Versuchskörper und für jeden oberen Grenzwert

der Rissgleitung wurde das Verhältnis zwischen der mit Hilfe eines Rissreibungsmodells berechneten und der auf Basis der Versuchsdaten ermittelten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung ermittelt. All diese Relationen $\frac{\tau_{ag,eq}^{Modell}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$ und $\frac{\sigma_{ag,eq}^{Modell}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$ sind in den Tabellen B.5 bis B.8 aufgelistet. Sie zeigen, wie stark die untersuchten Rissreibungsmodelle die tatsächliche Spannungsübertragung bei den einzelnen „Push-off“-Versuchen im Mittel über- bzw. unterschätzen.

Diese Verhältnisse wurden zuletzt über verschiedene Gruppen von Versuchskörpern gemittelt, um generelle Tendenzen besser zu veranschaulichen (siehe Tabellen 5.2 und 5.3). Die daraus gewonnenen Erkenntnisse decken sich weitgehend mit jenen, welche bereits anhand der optischen Begutachtung der Spannungsverläufe erhalten wurden:

- Betrachtet man alle Versuchskörper sowie den gesamten untersuchten Bereich ($s' = 2,00$ mm), sagt das Reibungsmodell aus dem fib Model Code 2010 die Spannungen in der Rissfläche tendenziell am besten voraus und liegt dabei im Mittel auf der sicheren Seite. Bei kleiner Rissuferverschiebung ($s' = 0,50$ mm) unterschätzt es jedoch die durch Reibung aktivierte Schub- und Normalspannung teils signifikant.
- Abgesehen von den Versuchskörpern aus dem Beton G40, wo es die beste Vorhersage aller Modelle macht, überschätzt das modifizierte „Rough-Crack“-Modell die reibungsinduzierte Spannungsübertragung.
- Die mit den konstitutiven Beziehungen nach LI ET AL. berechneten Kontaktspannungen weichen am stärksten von den tatsächlichen ab. Dies gilt insbesondere für die Normalspannung in der Rissfläche. Auch bei diesem Modell liegt die beste Übereinstimmung mit den tatsächlichen Werten beim Beton G40 vor.

5.2 Querkraftversuche

5.2.1 Normenvergleich

Im vorliegenden Abschnitt werden die experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten $V_{Exp.}$ der untersuchten Stahlbetonträger mit den rechnerischen Querschnittswiderständen $V_{R,Norm}$ zufolge der nachstehenden Normenwerke verglichen:

- Eurocode 2 (EC2): ÖNORM EN 1992-1-1:2011 [17]; nationales Anwendungsdokument (NAD) für Österreich: ÖNORM B 1992-1-1:2011 [52]
- fib Model Code 2010 (MC10) [43]

Die entsprechenden Tragfähigkeiten aller Versuchskörper sind in Tabelle 5.4 einander gegenübergestellt. Diese Zusammenstellung zeigt auch die daraus resultierenden Verhältnisse $\frac{V_{Exp.}}{V_{R,Norm}}$, welche in Abbildung 5.6 zur besseren Veranschaulichung illustriert sind. Dabei ist ersichtlich, dass sowohl EC2 als auch MC10 die tatsächlichen Querkraftwiderstände relativ gut vorhersagen. Die erstgenannte Norm überschätzt die experimentelle Tragfähigkeit durchschnittlich um ca. 9 %. fib Model Code 2010 liegt im Mittel auf der

Tabelle 5.2: Mittelwert und Standardabweichung vom Verhältnis zwischen der mit Hilfe verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten und der auf Basis der Versuchsdaten ermittelten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung; $s' = 0,50$ mm.

gemittelt über	Model Code 2010		Gambarova/Karakoç		Li et al.	
	$\frac{\tau_{ag,eq}^{MC10}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{MC10}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\tau_{ag,eq}^{Gamb.}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{Gamb.}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\tau_{ag,eq}^{Li}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{Li}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$
Poxxxx	0,60 ±0,11	0,70 ±0,24	1,33 ±0,49	1,40 ±0,75	1,42 ±0,42	2,94 ±1,36
PoxxxA	0,70 ±0,13	0,96 ±0,22	1,59 ±0,70	2,03 ±1,03	1,70 ±0,58	4,16 ±1,75
PoxxxB	0,55 ±0,04	0,53 ±0,04	1,20 ±0,37	0,93 ±0,28	1,22 ±0,24	2,04 ±0,44
PoxxxC	0,55 ±0,08	0,63 ±0,19	1,20 ±0,31	1,25 ±0,29	1,33 ±0,29	2,63 ±0,58
PoG60x	0,58 ±0,14	0,67 ±0,34	1,46 ±0,33	1,76 ±0,98	1,37 ±0,32	3,07 ±1,58
PoG40x	0,60 ±0,09	0,66 ±0,13	0,84 ±0,13	0,80 ±0,18	1,07 ±0,19	1,95 ±0,43
PoD60x	0,64 ±0,19	0,77 ±0,39	1,85 ±0,57	1,86 ±0,95	1,87 ±0,56	3,91 ±2,00
PoD40x	0,57 ±0,05	0,71 ±0,17	1,18 ±0,10	1,20 ±0,33	1,35 ±0,16	2,83 ±0,72

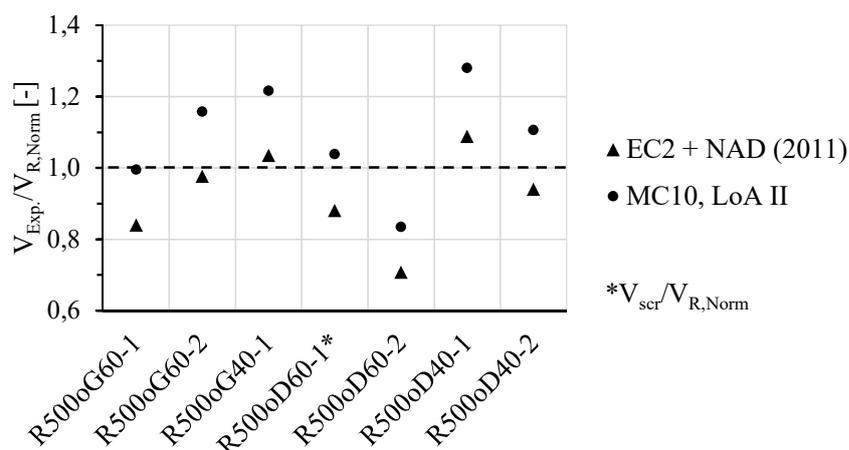


Abbildung 5.6: Verhältnis zwischen der experimentellen Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ und der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $V_{R, Norm}$ zufolge Eurocode 2 (inkl. NAD für Österreich) [17][52] bzw. fib Model Code 2010 [43] (Näherungsstufe II).

Tabelle 5.3: Mittelwert und Standardabweichung vom Verhältnis zwischen der mit Hilfe verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten und der auf Basis der Versuchsdaten ermittelten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung; $s' = 2,00$ mm.

gemittelt über	Model Code 2010		Gambarova/Karakoç		Li et al.	
	$\frac{\tau_{ag,eq}^{MC10}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{MC10}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\tau_{ag,eq}^{Camb.}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{Camb.}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\tau_{ag,eq}^{Li}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{Li}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$
Poxxxx	0,84 ±0,13	0,98 ±0,19	1,50 ±0,49	1,72 ±0,67	1,86 ±0,45	2,98 ±0,84
PoxxxxA	0,91 ±0,15	1,12 ±0,20	1,77 ±0,69	2,14 ±0,91	2,17 ±0,59	3,57 ±1,12
PoxxxxB	0,85 ±0,03	0,91 ±0,11	1,39 ±0,21	1,46 ±0,30	1,65 ±0,17	2,61 ±0,25
PoxxxxC	0,73 ±0,11	0,86 ±0,15	1,26 ±0,28	1,42 ±0,30	1,66 ±0,23	2,58 ±0,35
PoG60x	0,89 ±0,01	1,12 ±0,10	1,94 ±0,63	2,45 ±1,01	2,03 ±0,68	3,48 ±1,10
PoG40x	0,80 ±0,07	0,91 ±0,12	1,04 ±0,10	1,13 ±0,06	1,52 ±0,16	2,17 ±0,01
PoD60x	0,86 ±0,24	0,94 ±0,30	1,80 ±0,47	1,94 ±0,61	2,17 ±0,56	3,42 ±1,07
PoD40x	0,80 ±0,08	0,96 ±0,17	1,22 ±0,07	1,41 ±0,24	1,66 ±0,09	2,76 ±0,44

Tabelle 5.4: Vergleich der experimentellen Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit den rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten $V_{R, Norm}$ zufolge Eurocode 2 (inkl. NAD für Österreich) [17][52] und fib Model Code 2010 [43] (Näherungsstufe II).

Versuchskörper	$V_{Exp.}$ [kN]	$V_{R, EC2}$ [kN]	$\frac{V_{Exp.}}{V_{R, EC2}}$ [-]	$V_{R, MC10}$ [kN]	$\frac{V_{Exp.}}{V_{R, MC10}}$ [-]
R500oG60-1	72,6	86,5	0,84	73,0	0,99
R500oG60-2	85,9	88,0	0,98	74,2	1,16
R500oG40-1	76,4	73,8	1,03	62,8	1,22
R500oD60-1*	69,9	79,4	0,88	67,4	1,04
R500oD60-2	56,9	80,4	0,71	68,2	0,83
R500oD40-1	81,8	75,1	1,09	63,9	1,28
R500oD40-2	71,1	75,7	0,94	64,3	1,11
Mittelwert			0,92		1,09
Standardabweichung			0,13		0,15
Variationskoeffizient			13,86 %		13,72 %

*Berücksichtigung der Schubrisslast

sicheren Seite und unterschätzt dabei $V_{Exp.}$ um etwa 8 %. Das Verhältnis $\frac{V_{Exp.}}{V_{R, Norm}}$ zufolge EC2 ist zudem bei allen Balken kleiner als jenes zufolge MC10.

Nachfolgend wird auf die Formeln aus den beiden Regelwerken, welche zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeiten herangezogen wurden, eingegangen. Dabei sei vorweggenommen, dass in die Gleichungen 5.5-5.10 Längen in [mm], Kräfte in [N] sowie Flächen und Spannungen in daraus zusammengesetzten Einheiten eingesetzt werden müssen, um die gesuchten rechnerischen Querschnittswiderstände in [N] zu erhalten.

Eurocode 2 + nationales Anwendungsdokument für Österreich (2011)

Der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes von Stahlbetonbauteilen ohne Bügelbewehrung kann entsprechend Gleichung 5.5 ermittelt werden. $V_{Rd,c}$ ist demzufolge vom Vorwert $C_{Rd,c}$ abhängig. Der darin enthaltene Teilsicherheitsbeiwert γ_c wurde im konkreten Fall gleich 1,0 gesetzt (anstatt $\gamma_c = 1,5$), wodurch ein Mittelwert für den Querkraftwiderstand berechnet werden konnte. In die Bemessungsgleichung fließt zudem der Beiwert k zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts ein. Dieser ist wiederum eine Funktion der statischen Nutzhöhe d . ρ_l ist der geometrische Längsbewehrungsgrad und somit von der Querschnittsfläche der Biegezugbewehrung A_{st} , der statischen Nutzhöhe d und der kleinsten Querschnittsbreite in der Zugzone b_w abhängig. Der ebenfalls in Gleichung 5.5 enthaltene Wert f_{ck} bezeichnet die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit vom Beton. Er wurde bei den durchgeführten Berechnungen durch die mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} ersetzt. Über den Term $k_1 \cdot \sigma_{cp}$ wird der Einfluss der Normalkraft im Querschnitt berücksichtigt. Die Spannung σ_{cp} ist dabei von deren Designwert N_{Ed} (positiv bei einer Druckkraft) und der Beton-Querschnittsfläche A_c abhängig und wird auf 20 % des Designwertes der Zylinderdruckfestigkeit vom Beton (f_{cd}) begrenzt. Bei den durchgeführten Querkraftversuchen lag keine Normalkraftbeanspruchung vor, wodurch dieser Ausdruck gleich Null gesetzt werden konnte. Da die Schubtragfähigkeit in so einem Fall mit abnehmendem Längsbewehrungsgrad gegen Null gehen würde, ist eine Mindestquerkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c,min}$ für Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung gemäß Gleichung 5.6 festgelegt.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (5.5)$$

$$V_{Rd,c} \geq V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (5.6)$$

mit:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}; \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0; \quad \rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

$$k_1 = 0,15; \quad \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}; \quad v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

fib Model Code 2010

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung lässt sich laut [43] mit Gleichung 5.7 berechnen. $V_{Rd,c}$ hängt demnach von der

charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_{ck} , dem Vorfaktor k_v , dem inneren Hebelarm z ($\approx 90\%$ der statischen Nutzhöhe d), der minimalen Zugzonenbreite b_w und dem Teilsicherheitsbeiwert γ_c ab. Der letztgenannte Faktor wurde zur Ermittlung des Mittelwertes des jeweiligen Querschnittswiderstandes gleich 1,0 gesetzt (anstatt $\gamma_c = 1,5$). f_{ck} wurde zum selben Zweck durch die mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} ersetzt.

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (5.7)$$

Die Berechnung des Vorfaktors k_v erfolgt in der sogenannten Näherungsstufe II (LoA II) gemäß Gleichung 5.8. Diese Funktion lässt sich in zwei Terme, welche dann miteinander multipliziert werden, aufspalten: Der erste beinhaltet die Längsdehnung des Bauteils auf halber Höhe des inneren Hebelarms des betrachteten Querschnitts (ε_x) und bewirkt eine Verminderung der Querkrafttragfähigkeit mit zunehmender Belastung. ε_x kann mit Gleichung 5.9 berechnet werden. Der Wert hängt dabei – unter Abwesenheit einer Normalkraftbeanspruchung – von der Querschnittsfläche A_s und dem Elastizitätsmodul E_s der Biegezugbewehrung, den Bemessungswerten von Biegemoment (M_{Ed}) und Querkraft (V_{Ed}) sowie dem inneren Hebelarm z ab. Der zweite Term in Gleichung 5.8 berücksichtigt den Einfluss des Maßstabeffekts. Er beinhaltet den inneren Hebelarm z und den Faktor k_{dg} , in welchen der Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung (d_g) gemäß Gleichung 5.10 einfließt.

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} \quad (5.8)$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} \right) \quad (5.9)$$

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (5.10)$$

Der Ausdruck $\sqrt{f_{ck}}$ aus Gleichung 5.7 soll maximal gleich 8 N/mm^2 sein. Außerdem ist der Wert d_g bei Leichtbetonen bzw. bei einer Betondruckfestigkeit größer als 70 N/mm^2 gleich Null zu setzen. Damit wird dem verminderten Ausmaß der Rissuferverzahnung bei solchen Betonen Rechnung getragen.

5.2.2 Querkrafttraganteil zufolge Rissreibung

Auf Basis der Kinematik des kritischen Biegeschubrisses eines Stahlbetonträgers konnte der Anteil der Rissreibung an dessen Querkrafttragfähigkeit ermittelt werden. Dazu wurden dieselben drei Modelle, welche bereits bei der Nachrechnung der „Push-off“-Versuche (siehe Abschnitt 5.1.2) zum Einsatz kamen, herangezogen.

Für jeden Abschnitt i eines idealisierten kritischen Biegeschubrisses waren die Rissgleitung s_i und die Rissöffnung w_i bei den Laststufen $V_{Exp.}$ und V_{Ip} bekannt (siehe Abschnitt

4.2.3). Unter Zuhilfenahme dieser kinematischen Größen und der konstitutiven Beziehungen der verwendeten Modelle erfolgte zuerst die Berechnung der Schubspannung $\tau_{ag,i}^{Modell}$ und der Normalspannung $\sigma_{ag,i}^{Modell}$ in allen Rissabschnitten zu den betrachteten Zeitpunkten. Im Zuge dessen wurde der Faktor C_f beim linearen Rissreibungsmodell aus dem fib Model Code 2010 entsprechend Tabelle 5.1 gewählt. Die Ermittlung der darin enthaltenen Werte ist im Abschnitt 5.1.2 erläutert. Der ebenfalls festzulegende Parameter τ_0 , welcher in einer der Formeln des modifizierten „Rough-Crack“-Modells aufscheint, wurde gleich 25 % der Zylinderdruckfestigkeit vom jeweiligen Beton gesetzt. Dies liegt in der Tatsache begründet, dass so bei der Nachrechnung der „Push-off“-Versuche die beste Übereinstimmung der modellierten mit den experimentellen Spannungsverläufen erzielt wurde. Der Querkrafttraganteil zufolge Rissreibung konnte dann für alle gewählten Modelle sowie für die beiden charakteristischen Laststufen gemäß Gleichung 5.11 ermittelt werden. Demnach wurden für jeden Rissabschnitt i mit der Neigung θ_i die Vertikalkomponenten der beiden Kontaktspannungen $\tau_{ag,i}^{Modell}$ und $\sigma_{ag,i}^{Modell}$ ermittelt und aufgrund entgegengesetzter Wirkungsrichtungen voneinander subtrahiert. Diese Differenz wurde bei allen n Risstteilen mit der jeweiligen Abschnittslänge l_i und der Balkenbreite b_w multipliziert ($= V_{ag,i}^{Modell}$). Die Summe der daraus resultierten Werte stellte den gesuchten Querkrafttraganteil V_{ag}^{Modell} dar.

$$V_{ag}^{Modell} = \sum_{i=1}^n V_{ag,i}^{Modell} = \sum_{i=1}^n (\tau_{ag,i}^{Modell} \cdot \sin \theta_i - \sigma_{ag,i}^{Modell} \cdot \cos \theta_i) \cdot l_i \cdot b_w \quad (5.11)$$

In Tabelle 5.5 sind die dadurch erhaltenen Werte sowie deren Anteil an der jeweiligen experimentellen Querkraft zum Zeitpunkt $t_{Exp.}$ zusammengefasst. Die Verhältnisse $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{Exp.}}$ sind zudem in Abbildung 5.7 dargestellt. Dabei ist ersichtlich, dass die Relationen zufolge der Rissreibungsmodelle nach GAMBAROVA/KARAKOÇ und LI ET AL. bei allen Versuchskörpern (außer bei R500oG60-1) annähernd gleich 1 sind oder diesen Wert übersteigen. Der Mittelwert des Verhältnisses $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{Exp.}}$ beträgt bei beiden 1,19. Das lineare Rissreibungsmodell aus dem fib Model Code 2010 lieferte vergleichsweise kleine Rissreibungsanteile (Mittelwert: 0,31). Beim Träger R500oG60-1 war der Wert V_{ag}^{MC10} gleich 0. Werden alle untersuchten Versuchskörper herangezogen, so streuen die besprochenen Relationen bei jedem Rissreibungsmodell stark: Der Variationskoeffizient ist stets größer als 50 %. Betrachtet man die Verhältnisse bei den zwei Balken aus dem Beton G60 bzw. D60, sind ebenfalls große Abweichungen auszumachen. Die Werte $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{Exp.}}$ streuen bei der Betonsorte D40 am schwächsten (Variationskoeffizient kleiner als 17 %). Das Modell aus dem fib Model Code 2010 lieferte dabei die plausibelsten Rissreibungsanteile (Mittelwert: 0,37).

Tabelle 5.6 zeigt die modellierten Querkrafttraganteile zufolge Rissreibung V_{ag}^{Modell} unmittelbar vor dem vollständigen Bauteilversagen ($t = t_{lp}$). Die darin ebenfalls enthaltenen Verhältnisse $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{lp}}$ sind in Abbildung 5.8 illustriert. Abgesehen vom Versuchskörper R500oD60-1 – dort trifft Folgendes nur auf das vereinfachte „Contact-Density“-Modell zu – sagten alle Rissreibungsmodelle zum Zeitpunkt t_{lp} größere Werte von V_{ag}^{Modell} als zum Zeitpunkt $t_{Exp.}$ voraus. Dasselbe gilt für die Relationen zur jeweiligen experimentellen Querkraft ($V_{Exp.}$ bzw. V_{lp}). Die Verhältnisse $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{lp}}$ sind lediglich beim linearen Rissreibungsmodell aus dem fib Model Code 2010 stets kleiner als 1 und streuen innerhalb jedes Modells sowie bei den Betonsorten G60 und D60 in der Regel stark.

Tabelle 5.5: Querkrafttraganteil der Rissreibung V_{ag}^{Modell} zufolge verschiedener Rissreißungsmodelle zum Zeitpunkt $t_{Exp.}$.

Versuchskörper	$V_{Exp.}$ [kN]	V_{ag}^{MC10} [kN]	$\frac{V_{ag}^{MC10}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{ag}^{Gamb.}$ [kN]	$\frac{V_{ag}^{Gamb.}}{V_{Exp.}}$ [-]	V_{ag}^{Li} [kN]	$\frac{V_{ag}^{Li}}{V_{Exp.}}$ [-]
R500oG60-1	72,6	0,0	0,00	16,2	0,22	20,5	0,28
R500oG60-2	85,9	36,2	0,42	137,7	1,60	90,0	1,05
R500oD60-1*	69,9	40,3	0,58	143,1	2,05	180,7	2,58
R500oD60-2	56,9	7,6	0,13	74,4	1,31	70,5	1,24
R500oD40-1	81,8	33,4	0,41	77,0	0,94	90,5	1,11
R500oD40-2	71,1	22,9	0,32	72,9	1,03	63,3	0,89
Mittelwert			0,31		1,19		1,19
Standardabweichung			0,21		0,62		0,76
Variationskoeffizient			67,66 %		52,31 %		63,78 %

*Berücksichtigung der Schubrislast

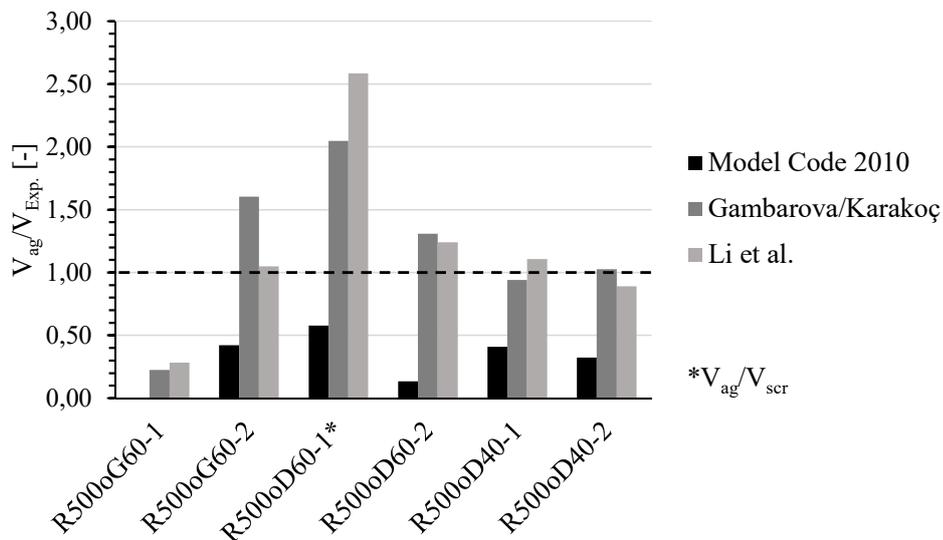


Abbildung 5.7: Verhältnis zwischen dem mittels verschiedener Rissreißungsmodelle berechneten Querkrafttraganteil V_{ag}^{Modell} und der experimentellen Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$.

Tabelle 5.6: Querkrafttraganteil der Rissreibung V_{ag}^{Modell} zufolge verschiedener Rissreißungsmodelle zum Zeitpunkt t_{lp} .

Versuchskörper	V_{lp} [kN]	V_{ag}^{MC10} [kN]	$\frac{V_{ag}^{MC10}}{V_{lp}}$ [-]	$V_{ag}^{Gamb.}$ [kN]	$\frac{V_{ag}^{Gamb.}}{V_{lp}}$ [-]	V_{ag}^{Li} [kN]	$\frac{V_{ag}^{Li}}{V_{lp}}$ [-]
R500oG60-1	68,1	21,0	0,31	84,4	1,24	82,8	1,22
R500oG60-2	85,3	82,8	0,97	217,6	2,55	162,5	1,90
R500oD60-1	75,2	0,0	0,00	77,8	1,04	229,1	3,05
R500oD60-2	54,7	12,0	0,22	75,5	1,38	71,9	1,31
R500oD40-1	80,5	38,7	0,48	91,9	1,14	110,9	1,38
R500oD40-2	70,0	29,9	0,43	78,1	1,12	71,7	1,02
Mittelwert			0,40		1,41		1,65
Standardabweichung			0,33		0,57		0,75
Variationskoeffizient			81,58 %		40,48 %		45,34 %

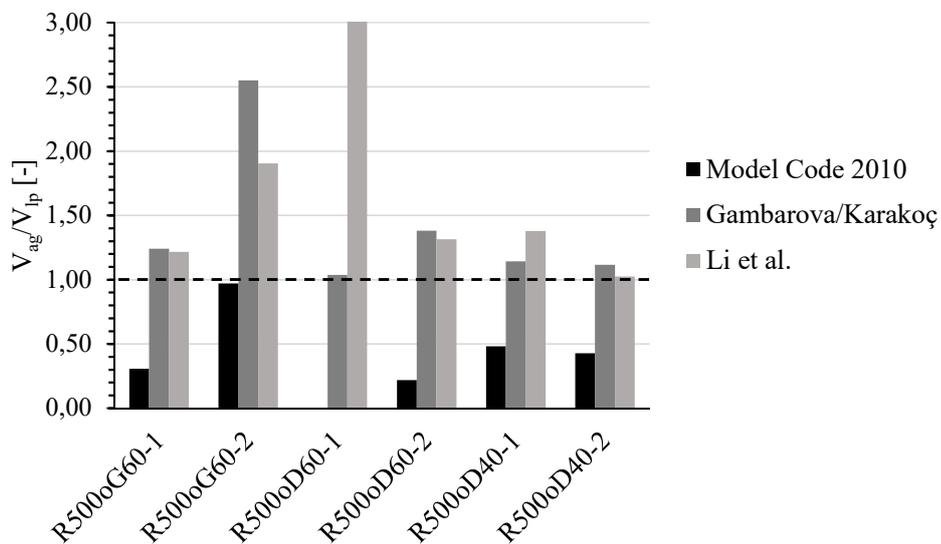


Abbildung 5.8: Verhältnis zwischen dem mittels verschiedener Rissreißungsmodelle berechneten Querkrafttraganteil V_{ag}^{Modell} und der experimentellen Querkraft unmittelbar vor dem Bauteilversagen V_{lp} .

6 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

In Österreich befinden sich aufgrund der topographischen Gegebenheiten zahlreiche Kunstbauwerke entlang des hochrangigen Verkehrswegenetzes. Insbesondere in den letzten 60 Jahren wurden viele Brücken in Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauweise errichtet. Bei der Nachrechnung mittlerweile betagter Konstruktionen, was z. B. infolge von Ertüchtigungsmaßnahmen erforderlich ist, können oftmals die Querkrafttragfähigkeitsnachweise nicht erbracht werden. Dies ist in der Tatsache begründet, dass sich im Laufe der letzten Jahrzehnte einerseits die Verkehrslasten erhöhten und gleichzeitig die Bemessungsformeln in den entsprechenden Normen konservativer wurden. Das Querkrafttragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen ist unter den Forschenden nach wie vor umstritten. Es liegt zwar ein allgemeiner Konsens über die Existenz der einzelnen Anteile, welche an der Abtragung von Querkraften beteiligt sind, vor. Diese werden jedoch in den zahlreichen bestehenden Querkraftmodellen unterschiedlich stark gewichtet. Von der Findung eines allgemein anerkannten Rechenmodells, welches die Realität möglichst genau abzubilden vermag, erhoffen sich Wirtschaft und Wissenschaft höhere Schubtragfähigkeiten. Diese würden dann ansonsten erforderliche kostspielige Sanierungsmaßnahmen eventuell obsolet machen. Im ersten Kapitel, welches ebenso wie das Folgekapitel vollständig auf einer Literaturrecherche basiert, wird auf die beschriebene Problematik näher eingegangen.

Am Institut für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien wird momentan die These verfolgt, dass die Reibung der Rissufer des kritischen Biegeschubrisses einen maßgeblichen Anteil an der Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Bügelbewehrung zufolge hat. Im zweiten Kapitel dieser Arbeit werden zunächst alle allgemein anerkannten Tragmechanismen im Zustand II bei diesen Konstruktionen erläutert. Anschließend wird der Fokus auf das Rissreibungsverhalten von Beton gelegt. Dieses ist gemäß eines allgemeinen Konsenses von der sogenannten Risskinematik, der Rissuferverschiebung normal (Rissöffnung) und parallel (Rissgleitung) zur Rissoberfläche, abhängig. Das Ausmaß der rissübergreifenden reibungsinduzierten Spannungsübertragung wird demnach auch von der Rauigkeit der Rissufer beeinflusst. Es wird auf mehrere diesbezügliche experimentelle sowie theoretische Untersuchungen aus der Literatur eingegangen. Zudem werden die bekanntesten Rissreibungsmodelle und die darauf basierenden konstitutiven Beziehungen, mit welchen die Schub- und Normalspannung in der Rissfläche berechnet werden können, vorgestellt.

Im Zuge dieser Diplomarbeit wurden im institutseigenen Labor in der Gußhausstraße in Wien insgesamt 15 „Push-off“-Versuche an Versuchskörpern mit externer Zwangsvorrichtung durchgeführt. Diese zählen zu den gängigsten Methoden, um das Rissreibungsverhalten von Beton zu analysieren. Dabei wurden die Zuschlagsart (rundkörnige quarzitisches Flusssedimente, kantkörniger Zuschlag aus gebrochenem Dolomit) und die Betondruckfestigkeit (40 N/mm^2 , 60 N/mm^2) durch Verwendung von vier verschiedenen Betonzusammensetzungen (siehe Abschnitt 3.1.2) variiert. Zudem kamen unterschiedli-

che Versuchskörper-Steifigkeiten in Querrichtung (orthogonal zur Belastungsrichtung) zum Einsatz: Die initiale Vorspannung der Rissfläche bzw. die Steifigkeit der externen Zwangsvorrichtung wurde bei jeder der drei gewählten Konfigurationen entsprechend angepasst. Die „Push-off“-Körper (Aufbau, Herstellung und Materialeigenschaften) sowie die Versuchsdurchführung und die dabei verwendete Messtechnik sind im Abschnitt 3.2 beschrieben. Abschnitt 4.1 enthält die daraus gewonnenen und dann aufbereiteten Messdaten – Versuchskurven, welche die Beziehung zwischen jeweils zwei der Größen Rissgleitung, Rissöffnung, Schubspannung und Normalspannung beschreiben. Da sich diese vier Parameter gegenseitig beeinflussen, ist eine Bewertung der Ergebnisse lediglich anhand dieser Graphen schwierig. Deshalb wurde die sogenannte *E*-Wert-Analyse (in ihrer originalen Form nach KIM ET AL. [50] sowie in einer modifizierten Variante) durchgeführt (siehe Abschnitt 5.1.1). Die Verläufe der beiden Kontaktspannungen wurden zudem mittels dreier Rissreibungsmodelle (lineares Rissreibungsmodell aus dem fib Model Code 2010 [43], modifiziertes „Rough-Crack“-Modell nach GAMBAROVA UND KARAKOÇ [45], vereinfachtes „Contact-Density“-Modell nach LI ET AL. [47]) nachgerechnet (siehe Abschnitt 5.1.2). Die wichtigsten Erkenntnisse, welche auf Basis der „Push-off“-Versuche erlangt wurden, sind nachfolgend aufgelistet:

- „Push-off“-Versuche scheinen eine adäquate Methode zur Untersuchung des Rissreibungsverhaltens von Beton zu sein: Die dafür charakteristischen Größen – die Risskinematik und die Kontaktspannungen – können direkt und relativ einfach gemessen und dann einander gegenübergestellt werden. Aufgrund des in seiner Gesamtheit komplexen Versuchsablaufs werden bei erstmaliger Durchführung einer solchen Serie unbedingt Vorversuche angeraten.
- Die kontinuierliche Ermittlung der Risskinematik entlang des gesamten Risses durch ein photogrammetrisches Messsystem ist der punktuellen Aufnahme über Wegaufnehmer vorzuziehen. Die zweite Variante ist zwar einfacher in der Ausführung und Auswertung, erwies sich letztlich jedoch als fehleranfällig.
- Bei den untersuchten „Push-off“-Körpern mit rundkörniger quarzitischer Gesteinskörnung war die Rissöffnung bei einer gewählten Rissgleitung in der Regel größer als bei jenen mit kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit.
- Die Spannungen in der Rissfläche nahmen im Rahmen der Versuchsdurchführung stetig zu: Während τ_{ag} bei noch sehr kleinen Rissuferverschiebungen ($s < 0,1$ mm) um ein Vielfaches schneller anstieg als danach, veränderte sich die Steigung der Normalspannungsverläufe ($\sigma_{ag}(s)$, $\sigma_{ag}(w)$) nur allmählich.
- Eine Erhöhung der Quersteifigkeit der Versuchskörper ging stets mit einer Zunahme der Kontaktspannungen einher. Es konnte jedoch kein eindeutiger, allgemein gültiger Zusammenhang zwischen Zuschlagsart bzw. Betondruckfestigkeit und dem Ausmaß der reibungsinduzierten rissübergreifenden Spannungsübertragung festgestellt werden. So einer ließ sich auch nicht mittels *E*-Wert-Analyse (Vergleich der durch Rissreibung absorbierten Energie) und auf Basis des Konzeptes der äquivalenten Spannungen (Vergleich der verrichteten Arbeit, d. h. der Flächen unter den jeweiligen Versuchskurven) nachweisen. Anhand der Versuchsergebnisse ist

lediglich ein Trend zu erkennen: τ_{ag} und σ_{ag} scheinen tendenziell bei den „Push-off“-Körpern mit rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag bzw. mit der nominell kleineren Betondruckfestigkeit größer zu sein als bei den jeweiligen Gegenstücken.

- Die Rissreibungsmodelle nach LI ET AL. und GAMBAROVA/KARAKOÇ sagten die sehr große Anfangssteifigkeit der Versuchskörper in Belastungsrichtung (Steigung der s - τ_{ag} -Verläufe bei $s < 0,1$ mm) meist gut voraus. Das erstgenannte Modell überschätzte die Schub- und Normalspannung in der Rissfläche mit zunehmender Rissuferverschiebung stets erheblich. Das modifizierte „Rough-Crack“-Modell tat dies bei den Betonen höherer Festigkeit und – in einem geringeren Ausmaß – bei der Sorte D40 ebenso. Beim Normalbeton G40 konnten hingegen die besten Annäherungen unter allen Modellen erzielt werden. Mit den konstitutiven Beziehungen aus dem fib Model Code 2010 wurden Kontaktspannungen modelliert, welche entweder im Bereich der experimentellen lagen oder diese (teils signifikant) unterschätzten. Letzteres konnte speziell bei kleinen Rissuferverschiebungen beobachtet werden.

Zudem wurden Querkraftversuche in Form von 3-Punkt-Biegeversuchen an sieben Stahlbetonbalken, welche aus denselben vier Betonen wie die „Push-off“-Körper gegossen wurden, durchgeführt. Die Träger waren nur auf einer Hälfte schubbewehrt und wiesen eine Schubschlankheit (a/d) von ca. 3 auf. In Kombination mit einer ausreichend dimensionierten Biegezugbewehrung sollte dadurch ein Schubversagen im bügelfreien Versuchsfeld herbeigeführt werden. Ein Hauptaugenmerk wurde dabei auf die kontinuierliche Aufnahme der Kinematik des jeweiligen kritischen Biegeschubrisses gelegt. Dies geschah, indem die Verformung der Oberfläche der unverbügelten Balkenhälfte flächendeckend mit dem photogrammetrischen Messsystem ARAMIS 4M, das bereits bei den „Push-off“-Versuchen zum Einsatz kam, erfasst wurde. Die untersuchten Versuchskörper – ihr Aufbau, die Herstellung und die Materialeigenschaften – sowie die Versuchsdurchführung und die dabei verwendete Messtechnik sind im Abschnitt 3.3 näher beschrieben. Die aus den Querkraftversuchen gewonnenen und dann aufbereiteten Messdaten (z. B. Last-Verformungs-Beziehungen, Kinematik des jeweiligen kritischen Biegeschubrisses) sind im Abschnitt 4.2 ersichtlich. Darin wird auch der beobachtete Versagensmechanismus erläutert. Abschnitt 5.2 enthält auf diesen Ergebnissen aufbauende weiterführende Analysen: Die experimentellen Tragfähigkeiten wurden mit den rechnerischen Querkraftwiderständen zufolge zweier gängiger Normenwerke (Eurocode 2 inkl. nationales Anwendungsdokument für Österreich [17] [52], fib Model Code 2010 [43]) verglichen. Letztlich wurde auf Basis der jeweiligen Risskinematik und mittels der drei Rissreibungsmodelle, welche bereits bei der Nachrechnung der „Push-off“-Versuche verwendet wurden, der Anteil der Rissreibung an der Querkrafttragfähigkeit abgeschätzt. Nachfolgend sind die wichtigsten Erkenntnisse aus diesen Querkraftversuchen aufgelistet:

- Bei allen Versuchskörpern war sowohl im ungerissenen als auch im gerissenen Zustand ein ähnliches Steifigkeitsverhalten (Steigung der Kraft-Durchbiegungs-Verläufe) zu beobachten. Dieses wurde somit nicht von der jeweiligen Betonsorte beeinflusst. Die experimentelle Querkrafttragfähigkeit war tendenziell bei den Balken mit rundkörniger, quarzitischer Gesteinskörnung bzw. mit der nominellen Betondruckfestigkeit von 40 N/mm^2 größer als bei den jeweils anderen.

- Die Stahlbetonbalken wiesen in der Regel ein sehr schwach ausgeprägtes Nachbruchverhalten auf: Nach Erreichen der Querkrafttragfähigkeit war meist nur eine geringfügige zusätzliche Durchbiegung in Feldmitte möglich, bis der Bauteil vollständig versagte. Es zeigte sich jedoch auch die Möglichkeit, dass nach Erreichen der Schubtragfähigkeit und bis zum totalen Bauteilversagen große Verformungen, mit welchen gegebenenfalls eine weitere Laststeigerung einhergehen kann, auftreten können.
- Zumeist trat ein klassisches Biegeschubversagen auf: Der kritische Biegeschubriss entwickelte sich zunächst aus einem Biegeriss. Dessen Risspitze wanderte dann allmählich schräg in Richtung Lasteinleitungspunkt und schnürte dabei die Betondruckzone bis zu ihrem Versagen zunehmend ein. Es war jedoch auch ein anderer Versagensmechanismus zu beobachten: Der Riss, welcher letztlich zum vollständigen Bauteilversagen führte, existierte in der Form bis unmittelbar vor dem Bruch nicht. Er entstand dann plötzlich durch Verbindung von Abschnitten mehrerer voneinander unabhängiger Biegeschubrisse und drang dabei weit in die Betondruckzone vor. Das Konzept des kritischen Biegeschubrisses ist bei diesem Mechanismus nicht anwendbar.
- Das photogrammetrische Messsystem eignete sich sehr gut zur Ermittlung der Kinematik eines kritischen Biegeschubrisses. Aus den Messdaten konnte kein eindeutiger Zusammenhang zwischen den variierten Parametern (Zuschlagsart, Betondruckfestigkeit) und dem Rissverlauf bzw. dem Ausmaß der Rissuferverschiebungen abgeleitet werden. Es war jedoch eine Abhängigkeit der kinematischen Größen von der Rissneigung offensichtlich: Die Rissgleitung war bei steileren Rissabschnitten größer als bei flacheren. Für die Rissöffnung – in der Regel dominant gegenüber der Rissgleitung – galt meist das Gegenteil.
- Beide untersuchten Normen sagten die experimentellen Schubtragfähigkeiten relativ gut voraus: fib Model Code 2010 lag im Mittel etwas auf der sicheren Seite, Eurocode 2 überschätzte die tatsächlichen Querkraftwiderstände ein wenig. Es sei angemerkt, dass bei der Kalkulation der rechnerischen Tragfähigkeiten die Teilsicherheitsbeiwerte gleich 1,0 gesetzt wurden und die mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} Verwendung fand. Die dadurch erhaltenen Mittelwerte wurden dann den Versuchsergebnissen gegenübergestellt.
- Die verwendeten Rissreibungsmodelle konnten den Anteil der Rissreibung an der jeweiligen Schubtragfähigkeit nicht passend vorhersagen: Die Modelle nach GAMBAROVA/KARAKOÇ und LI ET AL. sagten in der Regel unrealistisch große bzw. nicht mögliche Rissreibungsanteile (annähernd gleich bzw. größer als 100 % des experimentellen Querkraftwiderstandes) voraus. Jene zufolge fib Model Code 2010 waren weitaus kleiner, streuten jedoch wie bei den beiden anderen Modellen stark, sodass diesbezüglich keine allgemein gültigen Aussagen gemacht werden können.

Auf Basis der experimentellen Untersuchungen konnten wertvolle Erkenntnisse gewonnen werden. Es zeichnete sich insbesondere folgender Trend ab: Der Einsatz einer quarzitären Gesteinskörnung respektive einer kleineren Betondruckfestigkeit wirkt sich

tendenziell positiv auf die rissübergreifende, reibungsinduzierte Spannungsübertragung aus. Ähnliches gilt in Bezug auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung. Wie die Nachrechnung der „Push-off“-Versuche zeigte, scheinen die untersuchten Rissreibungsmodelle – insbesondere jene nach GAMBAROVA/KARAKOÇ und LI ET AL. – eher für Normalbetone als für selbstverdichtende Betone geeignet zu sein. Eine treffende Abschätzung des Anteils der Rissreibung an der Querkrafttragfähigkeit war vielleicht genau deswegen nicht möglich. In Zukunft werden weitere derartige „Push-off“- als auch Querkraftversuche notwendig sein – einerseits, da die Versuchsergebnisse auch bei gleichen Einflussfaktoren teils relativ stark streuten, und andererseits, weil bisher der Einfluss der Betonart (NC/SCC) auf das Rissreibungsverhalten nicht erfasst werden konnte.

Literaturverzeichnis

- [1] Brown, D. J. *Brücken - kühne Konstruktionen über Flüsse, Täler, Meere*. Callwey, München, 2005.
- [2] Huber, P. *Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbeton- und Spannbetonbrücken*. Dissertation, Technische Universität Wien, 2016.
- [3] Steiner, M. Brücken im Autobahnbau. In *F&E Schriftenreihe der ASFINAG Nr. 7 – Schwerpunkt: Brückenbau im ASFINAG-Netz*. Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft, 2013.
- [4] Huber, P., Schweighofer, A., Kollegger, J., Brunner, H., und Karigl, W. *Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010*. Beton- und Stahlbetonbau, 107(7): pp. 451–462, 2012.
- [5] ÖNORM EN 1992-2, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln (konsolidierte Fassung)*. Österreichisches Normungsinstitut, März 2012.
- [6] ÖNORM B 1992-2, *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Österreichisches Normungsinstitut, September 2014.
- [7] ONR 24008, *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken*. Österreichisches Normungsinstitut, März 2014.
- [8] ÖNORM EN 1990, *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)*. Österreichisches Normungsinstitut, März 2013.
- [9] BMVIT. *Statistik Straße & Verkehr*. Republik Österreich, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Abteilung IV/ IVVS 1, Jänner 2016.
- [10] TRAFICO, IVWL - Universität Graz, IVT - ETH Zürich, PANMOBILE, JOANNEUM RESEARCH, und WIFO. *Verkehrsprognose Österreich 2025+*. Republik Österreich, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Abteilung V/ INFRA 5, Juni 2009.
- [11] ÖNORM EN 1991-2, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung)*. Österreichisches Normungsinstitut, März 2011.
- [12] ÖNORM B 4002, *Straßenbrücken - Berechnung und Ausführung der Tragwerke - allgemeine Grundlagen*. Österreichisches Normungsinstitut, November 1964.

- [13] Mörsch, E. *Der Eisenbetonbau - Seine Theorie und Anwendung*. 3. Auflage. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1908.
- [14] Kupfer, H. *Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsenergie*. CEB Bulletin d'Information, 40: pp. 44–57, 1964.
- [15] ÖNORM B 4200-4, *Stahlbetontragwerke; Berechnung und Ausführung*. Österreichisches Normungsinstitut, Juni 1957.
- [16] ÖNORM B 4700, *EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung*. Österreichisches Normungsinstitut, Juli 1995.
- [17] ÖNORM EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Österreichisches Normungsinstitut, Dezember 2011.
- [18] ACI Committee 445. *ACI 445R-99: Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete*. American Concrete Institute, 1999.
- [19] Fédération Internationale du Béton. *Shear and Punching Shear in RC and FRC Elements*. fib Bulletin 72, Oktober 2010.
- [20] Reineck, K.-H. *Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen*. Dissertation, Universität Stuttgart, 1990.
- [21] Zink, M. *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*. Forschung für die Praxis. Teubner, Stuttgart, 2000.
- [22] Specht, M. und Scholz, H. *Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklassen C12 bis C115*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 453, 1995.
- [23] Muttoni, A. *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau, 98(2): pp. 74–84, 2003.
- [24] Vecchio, F. J. und Collins, M. P. *The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*. ACI Journal, 83(2): pp. 219–231, 1986.
- [25] Latte, S. *Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung*. Dissertation, Technische Universität Hamburg-Harburg, 2010.
- [26] Rimmel, G. *Zum Zugtragverhalten hochfester Betone und seinem Einfluß auf die Querkrafttragfähigkeit von schlanken Bauteilen ohne Schubbewehrung*. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1992.

- [27] Hillerborg, A. *Analysis of One Single Crack*. Fracture Mechanics of Concrete (Developments in Civil Engineering): pp. 223–249. Elsevier, 1983.
- [28] Fischer, J. *Versagensmodell für schubschlanke Balken*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 480, Berlin, 1997.
- [29] Baumann, T. und Rüschi, H. *Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung; Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 210, Berlin, 1970.
- [30] Kani, G. N. J. *Basic Facts Concerning Shear Failure*. ACI Journal, 63(6): pp. 675–692, 1966.
- [31] Leonhardt, F. und Mönning, E. *Vorlesungen über Massivbau, Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 1984.
- [32] Leonhardt, F. und Walther, R. *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 151, 1962.
- [33] Sagaseta, J. *The Influence of Aggregate Fracture on the Shear Strength of Reinforced Concrete Beams*. Dissertation, Imperial College London, 2008.
- [34] Huber, T., Huber, P., und Kollegger, J. Influence of Aggregate Type on Shear Strength of RC Beams Without Shear Reinforcement. In *Tagungsband zum fib Symposium 2016: Performance-Based Approaches for Concrete Structures*, pp. 227–228, 2016.
- [35] Walraven, J. C., Vos, E., und Reinhardt, H. W. *Experiments on Shear Transfer in Cracks in Concrete. Part I: Description of Results*. Delft University of Technology, 1979.
- [36] Taylor, H. P. J. *Investigation of the Forces Carried Across Cracks in Reinforced Concrete Beams in Shear by Interlock of Aggregate*. Cement and Concrete Association, Technical Report Nr. 42.447, London, 1970.
- [37] Hamadi, Y. D. und Regan, P. E. *Behaviour of Normal and Lightweight Aggregate Beams with Shear Cracks*. The Structural Engineer, 58(16): pp. 71–79, 1980.
- [38] Regan, P. E., Kennedy-Reid, I. L., Pullen, A. D., und Smith, D. A. *The Influence of Aggregate Type on the Shear Resistance of Reinforced Concrete*. The Structural Engineer, 83(23/24): pp. 27–32, 2005.
- [39] Sagaseta, J. und Vollum, R. L. *Influence of Aggregate Fracture on Shear Transfer Through Cracks in Reinforced Concrete*. Magazine of Concrete Research, 63(2): pp. 119–137, 2011.
- [40] Paulay, T. und Loeber, P. J. *Shear Transfer by Aggregate Interlock*. ACI Special Publication, 42-1: pp. 1–16, 1974.

- [41] Walraven, J. C. *Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis*. Dissertation, Delft University of Technology, 1980.
- [42] Walraven, J. C. und Reinhardt, H. W. *Theory and Experiments on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading*. Heron, 26(1A), 1981.
- [43] Fédération Internationale du Béton. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst & Sohn, Oktober 2013.
- [44] Bažant, Z. P. und Gambarova, P. *Rough Cracks in Reinforced Concrete*. Journal of the Structural Division, 106(4): pp. 819–842, 1980.
- [45] Gambarova, P. G. und Karakoç, C. A new Approach to the Analysis of the Confinement Role in Regularly Cracked Concrete Elements. In *Transactions of the 7. International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, Band H: pp. 251–261, 1983.
- [46] Daschner, F. und Kupfer, H. *Versuche zur Schubkraftübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton*. Bauingenieur, 57(2): pp. 57–60, 1982.
- [47] Li, B., Maekawa, K., und Okamura, H. *Contact Density Model for Stress Transfer across Cracks in Concrete*. Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo, 40(1): pp. 9–52, 1989.
- [48] Schneider, U., Bruckner, H., und Kirnbauer, J. *Frischbeton*. 19. Auflage, Wiener Baustofflehre Blätter - Schriftenreihe des Instituts für Hochbau und Technologie - Forschungsbereich für Baustofflehre, Werkstofftechnologie und Brandsicherheit. Technische Universität Wien, 2010.
- [49] ONR 23303, *Prüfverfahren Beton (PVB) - Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe*. Österreichisches Normungsinstitut, September 2010.
- [50] Kim, Y. H., Hueste, M. B. D., Trejo, D., und Cline, D. B. H. *Shear Characteristics and Design for High-Strength Self-Consolidating Concrete*. Journal of Structural Engineering, 136(8): pp. 989–1000, 2010.
- [51] Barragán, B., Gettu, R., Agulló, L., und Zerbino, R. *Shear Failure of Steel Fiber-Reinforced Concrete Based on Push-Off Tests*. ACI Materials Journal, 103(4): pp. 251–257, 2006.
- [52] ÖNORM B 1992-1-1, *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Österreichisches Normungsinstitut, Dezember 2011.

Abbildungsverzeichnis

1.1	Aufteilung der Brückenflächen im hochrangigen österreichischen Straßennetz auf verschiedene Konstruktionsarten; entnommen aus [3]	2
1.2	Altersstruktur der Stahlbeton- und Spannbetonbrücken im hochrangigen österreichischen Verkehrsnetz; entnommen aus [4]	3
1.3	Fahrbahntragwerke von Brücken bzw. deren Elemente, welche häufig rechnerische Defizite hinsichtlich der Querkraftnachweise nach dem aktuellen Normenstand aufweisen: Fahrbahnplatten in (a) Brückenlängs- und (b) Querrichtung ohne Schubbewehrung; Stege vorgespannter (c) Plattenbalken- und (d) Hohlkastenbrücken mit geringem Schubbewehrungsgrad; entnommen aus [2]	4
1.4	(a) Entwicklung des höchstzulässigen Gesamtgewichts gemäß Kraftfahrge- setz; (b) Vergleich der charakteristischen Querkräfte V_k für ein Einfeldsys- tem mit unterschiedlichen Fahrbahnbreiten und Stützweiten nach ÖNORM EN 1991-2: 2011 [11] und ÖNORM B 4002: 1964 [12]; entnommen aus [2]	6
1.5	Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Schubbewehrung nach ÖNORM B 4200-4:1957 [15] und ÖNORM EN 1992-1-1: 2011 [17]; entnommen aus [4]	7
1.6	Querkrafttragmechanismen entlang des kritischen Schubrisses eines Stahl- betonbalkens ohne Schubbewehrung	8
2.1	Spannungsverteilung in der Druck- und Bruchprozesszone (BPZ) eines Stahlbetonbalkens ohne Schubbewehrung nach ZINK [21]	10
2.2	Bruchverhalten von Beton unter Zugbeanspruchung: innerhalb der Bruch- prozesszone ist auch nach Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} eine Übertragung von Zugspannungen σ_c möglich; entnommen aus [21]	11
2.3	Überhöhte Darstellung der Kinematik an einem Biegeschubriss: die Rota- tion der Rissufer um die Risspitze verursacht eine Rissöffnung w sowie -gleitung s (rechts) und aktiviert durch den daraus resultierenden vertikalen Versatz auf Höhe der Biegezugbewehrung den Querkrafttraganteil V_{da} (links)	12
2.4	Lastabtragung über eine direkte Druckstrebe zufolge Sprengwerkwirkung, die sich bei Stahlbetonbalken mit kleiner Schubschlankheit ausbilden kann; entnommen aus [2]	13
2.5	„Schubtal von KANI“: die rechnerische Momententragfähigkeit $calM_{u,fl}$ kann unter gewissen Schubschlankheiten a/d – in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad ρ – aufgrund eines Schubversagens nicht ausgenutzt werden; entnommen aus [21]	14

2.6	Querkrafttraganteil zufolge Rissreibung: (a) Normal- und Schubspannungen an gegeneinander verschobenen Rissufern bzw. unterschiedliche Rissrauigkeiten in Abhängigkeit von der Betonsorte (b) Prinzipskizze von „Push-off“-Versuchen mit interner rissüberbrückender Bewehrung bzw. externer Zwangsvorrichtung (c) Grundannahmen des Zwei-Phasen-Modells nach WALRAVEN [41][42]: Kontaktspannungen zwischen einem idealisiert-kugelförmigen starren Gesteinskorn und der visko-elastischen Zementmatrix des gegenüberliegenden Rissufers infolge einer Relativbewegung; entnommen aus [2]	16
2.7	Grundannahmen des „Contact-Density“-Modells nach LI ET AL. [47]: Modellierung der rauen Rissoberfläche als eine Aneinanderreihung unterschiedlich geneigter infinitesimaler Flächenelemente	19
3.1	Prinzipskizze der durchgeführten Querkraftversuche an Stahlbetonträgern	22
3.2	Geometrie und Bewehrung der „Push-off“-Körper ohne der externen Zwangsvorrichtung; Abmessungen in [cm]	24
3.3	Geometrie der bidirektional ausgesteiften Stahlplatten der externen Zwangsvorrichtung; Abmessungen in [mm]	25
3.4	Aufbau der „Push-off“-Körper inklusive externer Zwangsvorrichtung; Abmessungen in [cm]	25
3.5	Zwangsschnittgrößen in den Gewindestangen: (a) statisches System mit eingepprägter Auflagerverschiebung; (b) Schnittgrößenverläufe entlang der Stabachse	26
3.6	Herstellung der „Push-off“-Körper: (a) Schalungsvorrichtung für drei „Push-off“-Körper und einen Balken; (b) Schalung mit Bewehrungskorb eines „Push-off“-Körpers von oben; (c) Einbau des Frischbetons über eine Rutsche (im Vordergrund) und Verdichtung mittels einer Rüttelflasche (im Hintergrund); (d) frisch betonierter „Push-off“-Körper mit zwei Transportankern; (e) frisch betonierte Zylinder für Materialtests	27
3.7	Prinzipskizzen der Materialtests und typische Bruchbilder bei der Verwendung von Prüfzylindern (Nenndurchmesser $d = 150$ mm; Nennhöhe $h = 300$ mm): (a) Druckprüfung; (b) Spaltzugprüfung	29
3.8	Vorlaufarbeiten für die „Push-off“-Versuche: kraftschlüssige Verbindung von Betonkörper und externer Zwangsvorrichtung; Montage der Lasteinleitungsvorrichtung für das „Pre-cracking“	31
3.9	„Pre-cracking“: Spaltung der „Push-off“-Körper in der Druckprüfmaschine	32
3.10	Aufbau und Durchführung der „Push-off“-Versuche im „Schenck“-Prüfrahmen: (a) Systemskizze; Illustrationen des Versuchsaufbaus von der (b) Vorderseite (mit den Kameras des photogrammetrischen Messsystems) und von der (c) Rückseite	33
3.11	Messkonzept beim Spalten der „Push-off“-Körper in der planmäßigen Schubfläche: (a) Oberseite; (b) Unterseite	34
3.12	Messkonzept bei den eigentlichen „Push-off“-Versuchen: (a) Vorderseite; (b) Rückseite	35
3.13	Geometrie und Bewehrung der Stahlbetonbalken; Abmessungen in [cm] .	36

3.14	Herstellung der Stahlbetonträger: (a) Bewehrungskörbe; (b) Betoniervorgang; (c) frisch betonierter Balken mit zwei Transportankern	37
3.15	Aufbau und Durchführung der Querkraftversuche an Stahlbetonbalken im „Schenck“-Prüfrahmen: (a) Systemskizze; (b) Illustration des Versuchsaufbaus von der Vorderseite (mit den Kameras des photogrammetrischen Messsystems); Abmessungen in [cm]	38
3.16	Messkonzept bei den Querkraftversuchen	40
4.1	PoD60A – Hauptformänderungszustand des Messfeldes kurz vor der Versuchskörper-Entlastung sowie die an drei Positionen aufgenommene Relativverschiebung der Versuchskörperhälften ($LX = w - w_0$, $LY = s - s_0$); ausgewertet mit der Software GOM Correlate 2016	43
4.2	PoD60A – Vergleich der Risskinematik, welche mit ARAMIS an verschiedenen Punkten entlang des Risses (unten, mittig, oben; vgl. Abbildung 4.1) aufgenommen wurde	43
4.3	Risskinematik – Vergleich der verwendeten Messsysteme: (a) PoD40C; (b) PoG40C	44
4.4	Risskinematik aller Versuchskörper mit (a) rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag und (b) kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit	45
4.5	Rissgleitungs-Schubspannungs-Verläufe aller Versuchskörper mit (a) rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag und (b) kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit	47
4.6	Rissöffnungs-Schubspannungs-Verläufe aller Versuchskörper mit (a) rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag und (b) kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit	48
4.7	Rissgleitungs-Normalspannungs-Verläufe aller Versuchskörper mit (a) rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag und (b) kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit	48
4.8	Rissöffnungs-Normalspannungs-Verläufe aller Versuchskörper mit (a) rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag und (b) kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit	49
4.9	Kraft-Durchbiegungs-Verläufe aller Stahlbetonträger mit (a) rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag und (b) kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenem Dolomit	51
4.10	Maximale Versuchslast $F_{Exp.}$, Schubrisslast F_{scr} und Last unmittelbar vor dem Biegeschubversagen F_{lp} : (a) R500oG40-1 (Regelfall); (b) R500oD60-1 (Spezialfall)	51
4.11	Versagensmechanismus der Stahlbetonträger: Hauptformänderungszustand des Versuchsfeldes der Versuchskörper R500oG60-1 und R500oG40-1 zu den Zeitpunkten $t_{Exp.}$ (maximale Versuchslast), t_{lp} und $t_{lp} + 1$ s (unmittelbar vor bzw. nach dem Bauteilversagen); ausgewertet mit der Software GOM Correlate 2016	53
4.12	R500oG60-1 – idealisierter kritischer Biegeschubriss mit Messstrecken zur Ermittlung der Rissuferverschiebung	54
4.13	Kinematik des kritischen Biegeschubrisses bei den Laststufen $V_{Exp.}$ und V_{lp} ; modifiziert entnommen aus [34]	56

4.14	Kinematik des kritischen Biegeschubrisses bei den Laststufen $V_{Exp.}$ und V_{Ip} bzw. Rissneigung über der Trägerhöhe	57
4.14	Kinematik des kritischen Biegeschubrisses bei den Laststufen $V_{Exp.}$ und V_{Ip} bzw. Rissneigung über der Trägerhöhe (Fortsetzung)	58
5.1	Äquivalente Schub- und Normalspannung aller Versuchskörper bei: (a) $s' = 0,25$ mm; (b) $s' = 0,50$ mm; (c) $s' = 1,00$ mm; (d) $s' = 1,50$ mm; (e) $s' = 2,00$ mm	61
5.2	Interpolierte E -Wert-Verläufe aller Versuchskörper vom (a) Typ A; (b) Typ B; (c) Typ C	62
5.3	Rissflächen der Spaltzugprüfkörper: (a) G60; (b) G40; (c) D60; (d) D40	64
5.4	PoD60B – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe	65
5.5	PoG40C – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe	65
5.6	Verhältnis zwischen der experimentellen Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ und der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $V_{R, Norm}$ zufolge Eurocode 2 (inkl. NAD für Österreich) [17][52] bzw. fib Model Code 2010 [43] (Näherungsstufe II)	68
5.7	Verhältnis zwischen dem mittels verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten Querkrafttraganteil V_{ag}^{Modell} und der experimentellen Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$	73
5.8	Verhältnis zwischen dem mittels verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten Querkrafttraganteil V_{ag}^{Modell} und der experimentellen Querkraft unmittelbar vor dem Bauteilversagen V_{Ip}	74
A.1	PoG60A – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s)	93
A.2	PoG60A – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	93
A.3	PoG60A – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	94
A.4	PoG60B – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s)	95
A.5	PoG60B – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	95
A.6	PoG60B – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	95
A.7	PoG60C – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s)	96
A.8	PoG60C – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	96
A.9	PoG60C – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	96
A.10	PoG40A – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s)	97

A.11 PoG40A – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	97
A.12 PoG40A – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	97
A.13 PoG40B – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s)	98
A.14 PoG40B – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	98
A.15 PoG40B – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	98
A.16 PoG40C – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s)	99
A.17 PoG40C – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	99
A.18 PoG40C – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	99
A.19 PoD60A – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s)	100
A.20 PoD60A – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	100
A.21 PoD60A – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	100
A.22 PoD60B – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s)	101
A.23 PoD60B – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	101
A.24 PoD60B – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	101
A.25 PoD60C – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s)	102
A.26 PoD60C – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	102
A.27 PoD60C – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	102
A.28 PoD40A – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s)	103
A.29 PoD40A – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	103
A.30 PoD40A – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	103
A.31 PoD40B – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s)	104
A.32 PoD40B – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	104

A.33 PoD40B – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	104
A.34 PoD40C – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s)	105
A.35 PoD40C – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	105
A.36 PoD40C – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w	105
A.37 R500oG60-1 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ	106
A.38 R500oG60-2 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ	106
A.39 R500oG40-1 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ	107
A.40 R500oD60-1 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ	107
A.41 R500oD60-2 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ	107
A.42 R500oD40-1 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ	108
A.43 R500oD40-2 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ	108
B.1 PoG60A – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe	109
B.2 PoG60B – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe	109
B.3 PoG60C – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe	110
B.4 PoG40A – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe	110
B.5 PoG40B – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe	111
B.6 PoG40C – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe	111
B.7 PoD60A – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe	112
B.8 PoD60B – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe	112
B.9 PoD60C – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe	113
B.10 PoD40A – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe	113
B.11 PoD40B – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe	114

B.12 PoD40C – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw.
(b) s - σ_{ag} -Verläufe 114

Tabellenverzeichnis

3.1	Bestandteile der verwendeten Betone je 1000 kg Frischbeton	23
3.2	Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$, Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$, Dichte ρ und Alter der bei den „Push-off“-Körpern verwendeten Betone zum Zeitpunkt der Materialtests; Mittelwerte und Standardabweichungen aus Stichproben zu je drei Prüfungen	29
3.3	Zeitplan für die „Push-off“-Versuche und Alter der Versuchskörper zum Zeitpunkt der jeweiligen Versuchsdurchführung	30
3.4	Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$, Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$, Dichte ρ und Alter der bei den Stahlbetonbalken verwendeten Betone zum Zeitpunkt der Materialtests; Mittelwerte und Standardabweichungen aus Stichproben zu je drei Prüfungen	39
3.5	Zeitplan für die Querkraftversuche und Alter der Stahlbetonträger zum Zeitpunkt der jeweiligen Versuchsdurchführung	40
4.1	Initiale Rissöffnung w_0 und Normalspannung $\sigma_{ag,0}$ aller Versuchskörper bei den „Push-off“-Versuchen	46
4.2	Maßgebliche Schnittgrößen ($V_{Exp.}$ bzw. $M_{Exp.}$) sowie Durchbiegung in Feldmitte $\delta_{Exp.}$ bei der maximalen Versuchslast $F_{Exp.}$	52
4.3	Aufgebrachte Kraft F_{lp} , daraus resultierende maßgebliche Schnittgrößen (V_{lp} bzw. M_{lp}) sowie Durchbiegung in Feldmitte δ_{lp} unmittelbar vor dem Beginn des instabilen Risswachstums; Verhältnis zwischen der Querkraft V bzw. der Durchbiegung in Feldmitte δ zum Zeitpunkt t_{lp} und jener zum Zeitpunkt $t_{Exp.}$	52
5.1	Vorwert C_f (dimensionslos) für das lineare Rissreibungsmodell aus dem fib Model Code 2010 [43] für jede der verwendeten Betonsorten	64
5.2	Mittelwert und Standardabweichung vom Verhältnis zwischen der mit Hilfe verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten und der auf Basis der Versuchsdaten ermittelten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung; $s' = 0,50$ mm	68
5.3	Mittelwert und Standardabweichung vom Verhältnis zwischen der mit Hilfe verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten und der auf Basis der Versuchsdaten ermittelten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung; $s' = 2,00$ mm	69
5.4	Vergleich der experimentellen Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit den rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten $V_{R, Norm}$ zufolge Eurocode 2 (inkl. NAD für Österreich) [17][52] und fib Model Code 2010 [43] (Näherungsstufe II)	69
5.5	Querkrafttraganteil der Rissreibung V_{ag}^{Modell} zufolge verschiedener Rissreibungsmodelle zum Zeitpunkt $t_{Exp.}$	73

5.6	Querkrafttraganteil der Rissreibung V_{ag}^{Modell} zufolge verschiedener Rissreibungsmodelle zum Zeitpunkt t_{lp}	74
B.1	Äquivalente Schub- bzw. Normalspannung in $[N/mm^2]$ – basierend auf den experimentellen bzw. modellierten Spannungsverläufen; $s' = 0,50$ mm	115
B.2	Äquivalente Schub- bzw. Normalspannung in $[N/mm^2]$ – basierend auf den experimentellen bzw. modellierten Spannungsverläufen; $s' = 1,00$ mm	116
B.3	Äquivalente Schub- bzw. Normalspannung in $[N/mm^2]$ – basierend auf den experimentellen bzw. modellierten Spannungsverläufen; $s' = 1,50$ mm	117
B.4	Äquivalente Schub- bzw. Normalspannung in $[N/mm^2]$ – basierend auf den experimentellen bzw. modellierten Spannungsverläufen; $s' = 2,00$ mm	118
B.5	Verhältnis zwischen der mit Hilfe verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten und der auf Basis der Versuchsdaten ermittelten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung; $s' = 0,50$ mm	119
B.6	Verhältnis zwischen der mit Hilfe verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten und der auf Basis der Versuchsdaten ermittelten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung; $s' = 1,00$ mm	119
B.7	Verhältnis zwischen der mit Hilfe verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten und der auf Basis der Versuchsdaten ermittelten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung; $s' = 1,50$ mm	120
B.8	Verhältnis zwischen der mit Hilfe verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten und der auf Basis der Versuchsdaten ermittelten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung; $s' = 2,00$ mm	120

A Ergebnisse

A.1 „Push-off“-Versuche

A.1.1 PoG60A

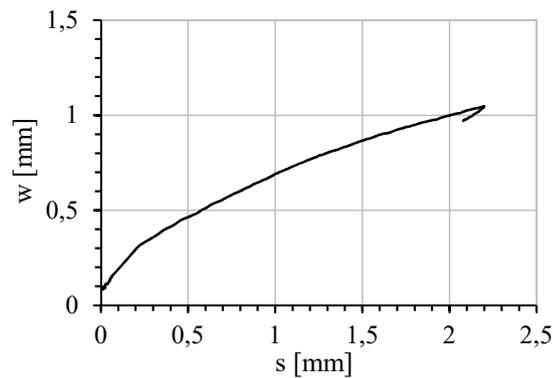


Abbildung A.1: PoG60A – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s).

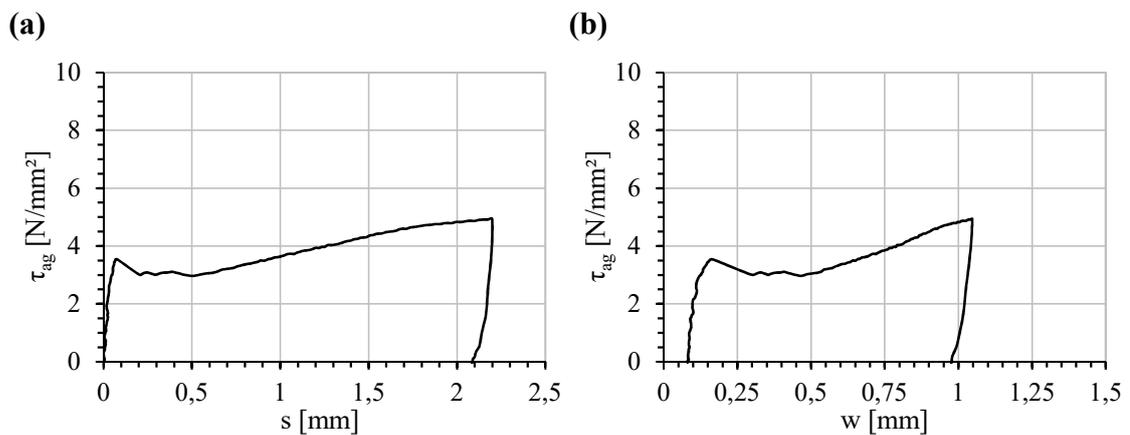


Abbildung A.2: PoG60A – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

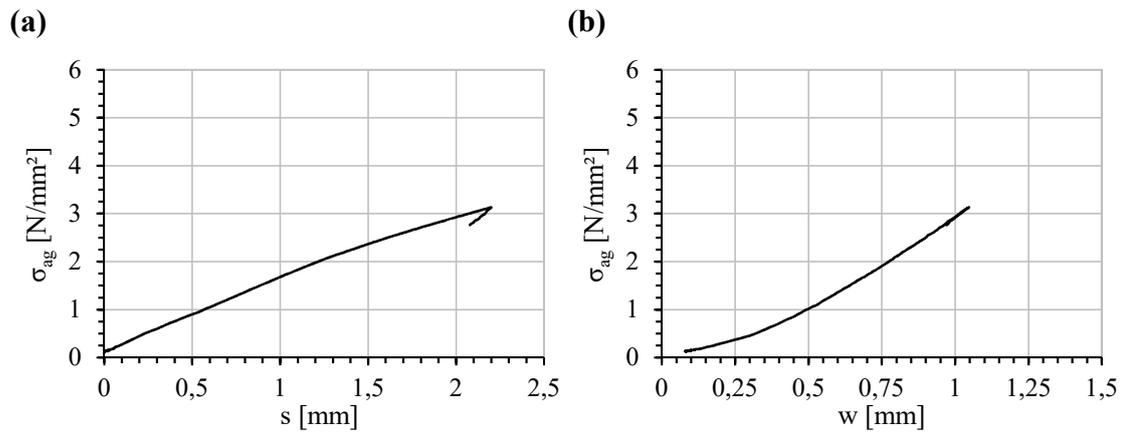


Abbildung A.3: PoG60A – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

A.1.2 PoG60B

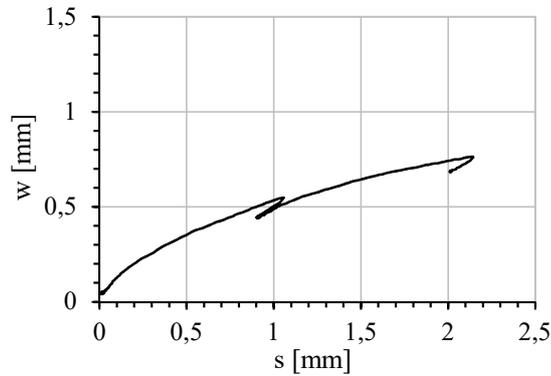


Abbildung A.4: PoG60B – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s).

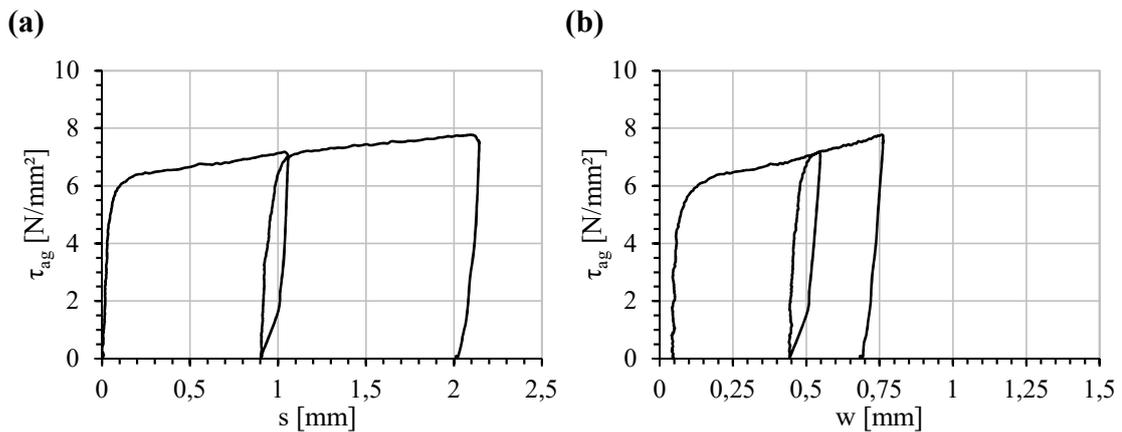


Abbildung A.5: PoG60B – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

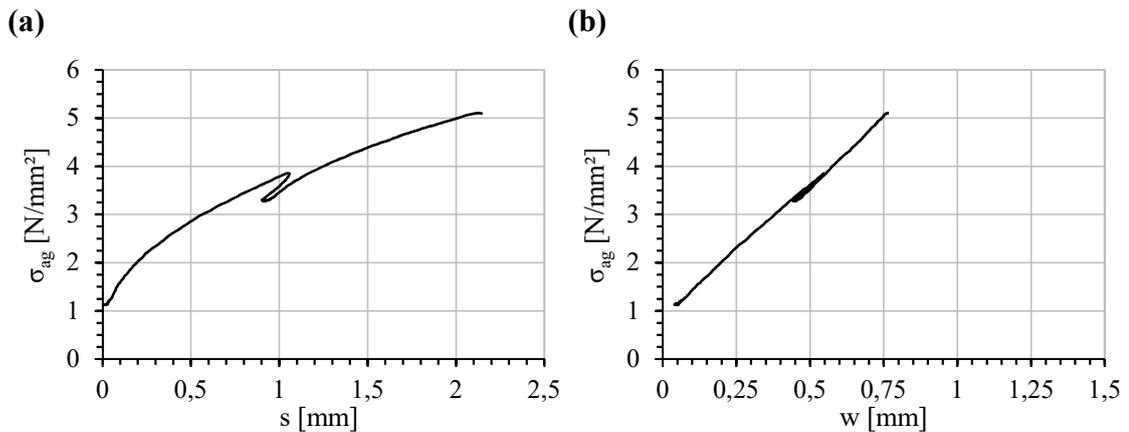


Abbildung A.6: PoG60B – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

A.1.3 PoG60C

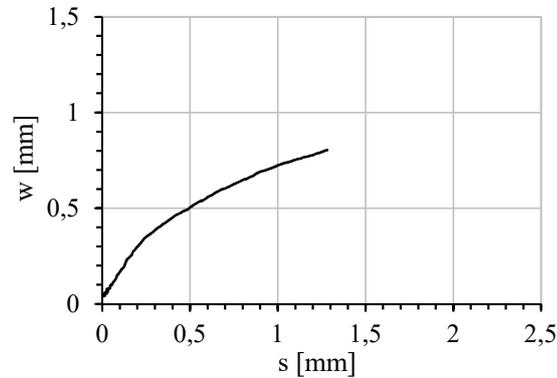


Abbildung A.7: PoG60C – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s).

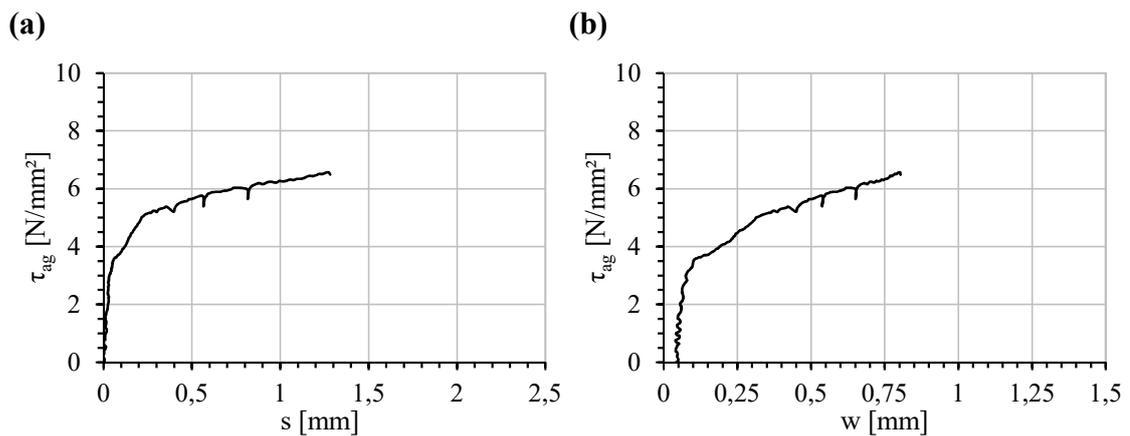


Abbildung A.8: PoG60C – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

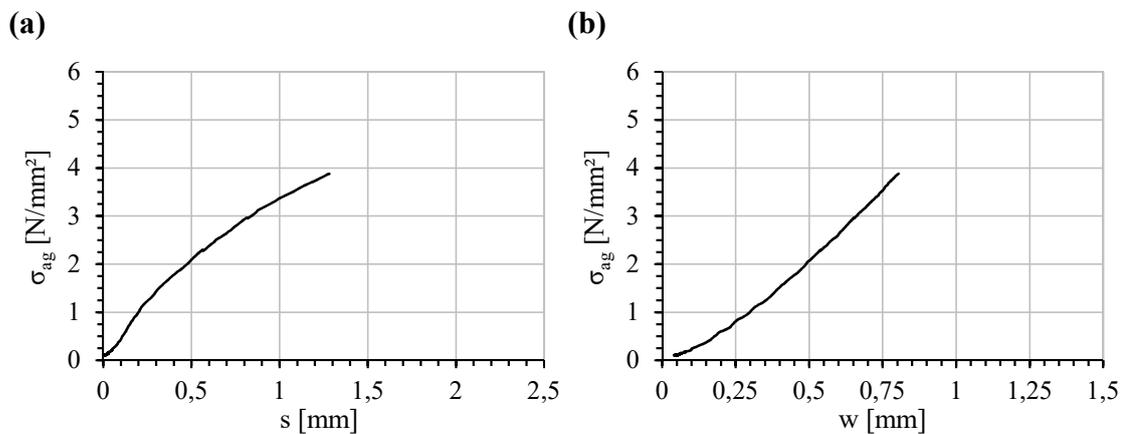


Abbildung A.9: PoG60C – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

A.1.4 PoG40A

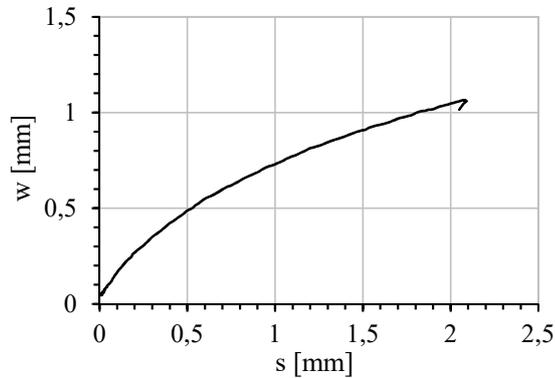


Abbildung A.10: PoG40A – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s).

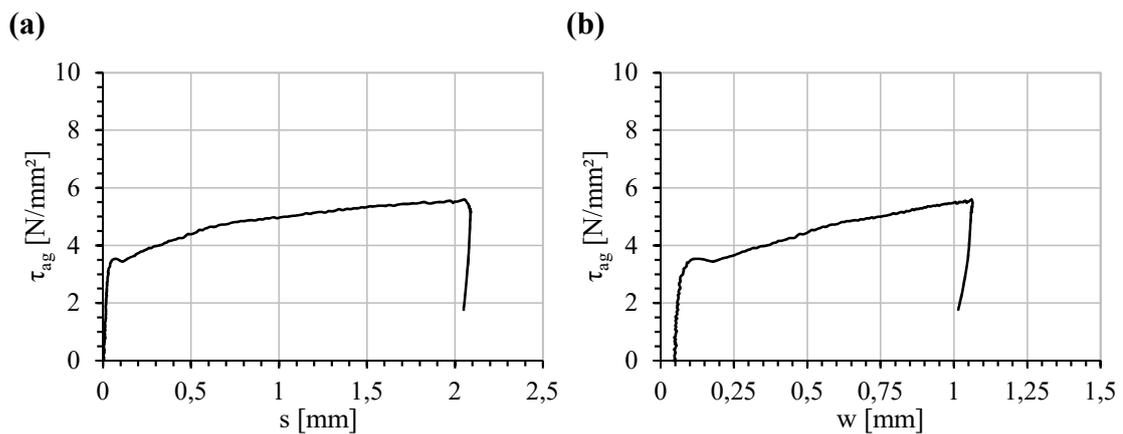


Abbildung A.11: PoG40A – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

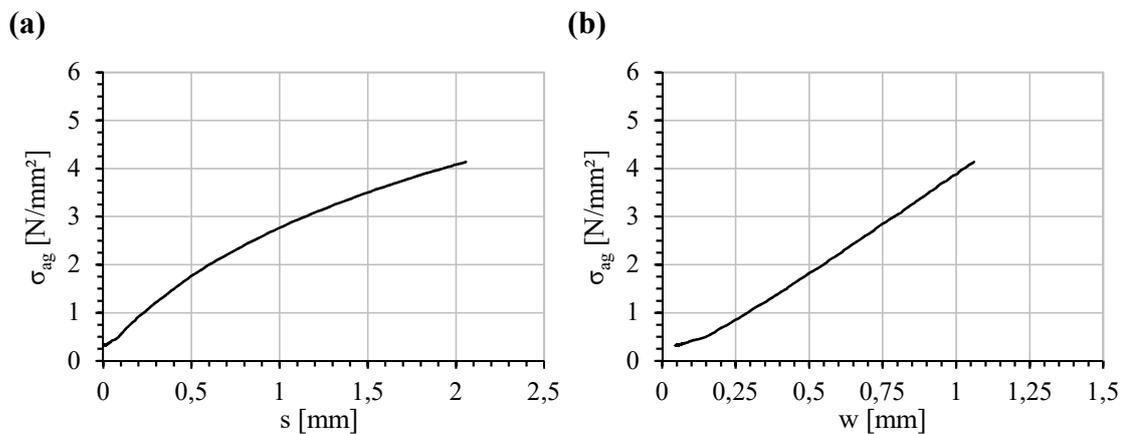


Abbildung A.12: PoG40A – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

A.1.5 PoG40B

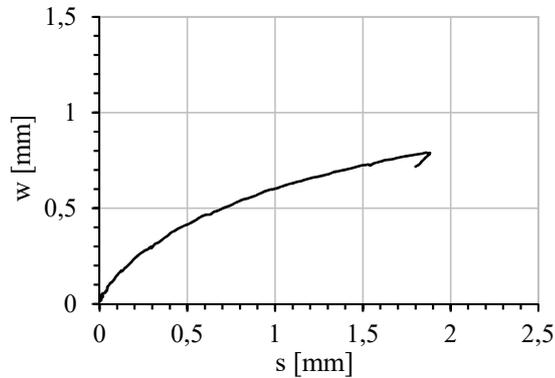


Abbildung A.13: PoG40B – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s).

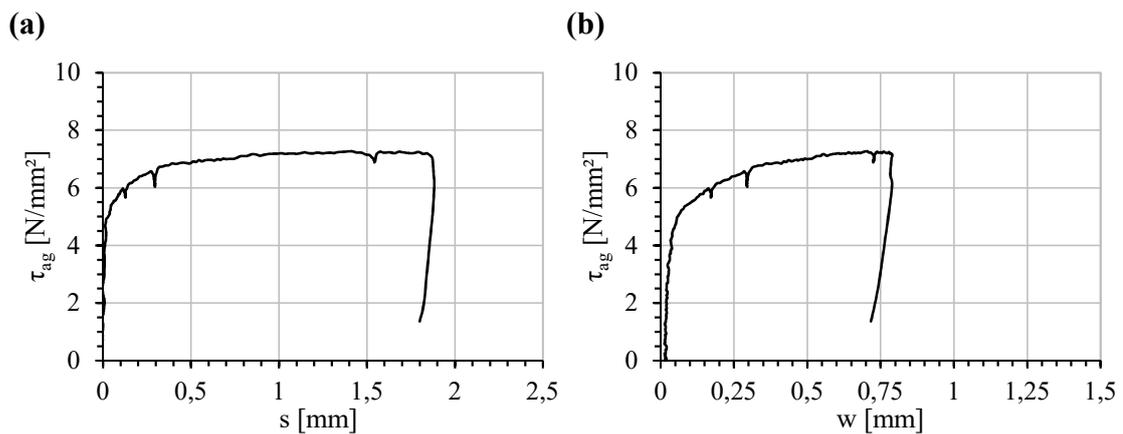


Abbildung A.14: PoG40B – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

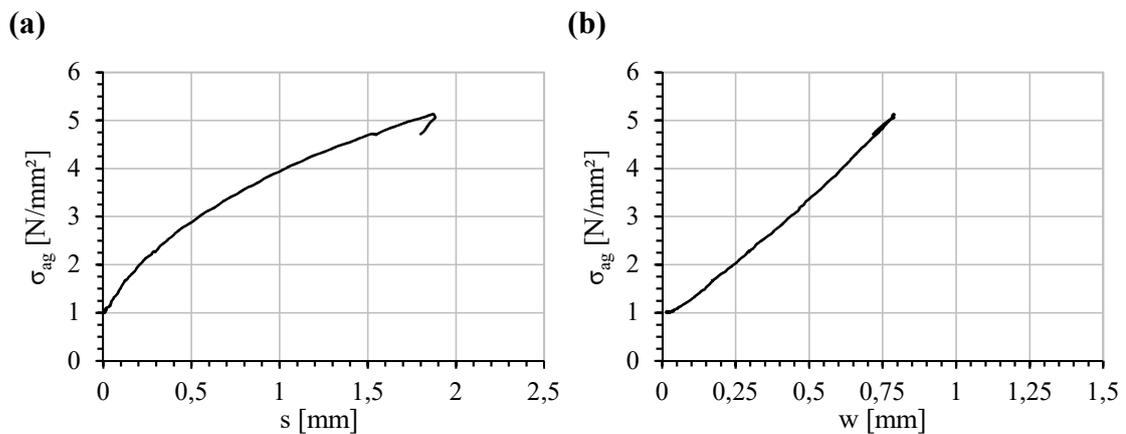


Abbildung A.15: PoG40B – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

A.1.6 PoG40C

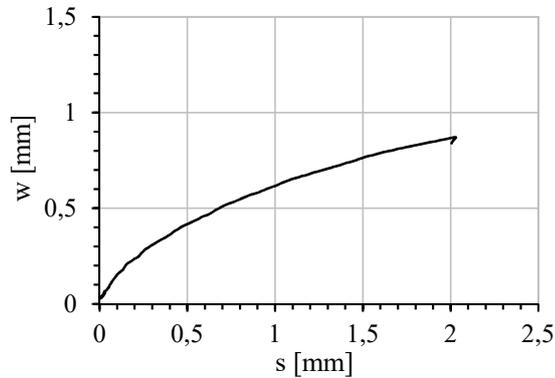


Abbildung A.16: PoG40C – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s).

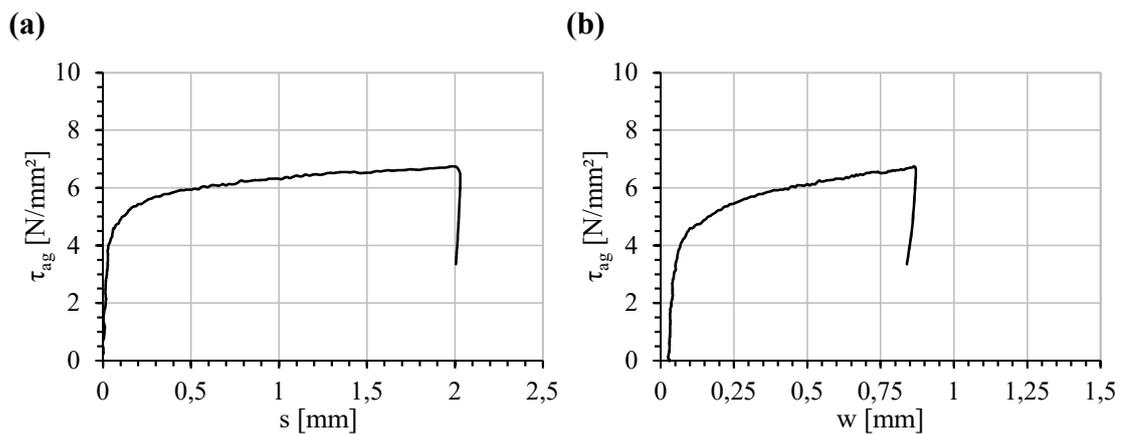


Abbildung A.17: PoG40C – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

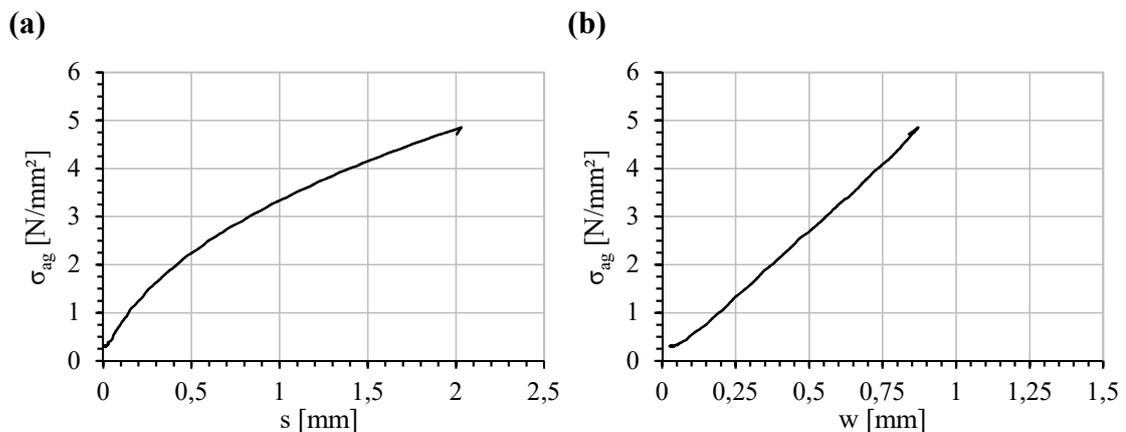


Abbildung A.18: PoG40C – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

A.1.7 PoD60A

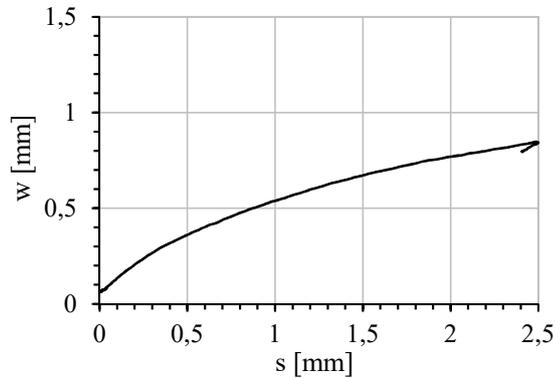


Abbildung A.19: PoD60A – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s).

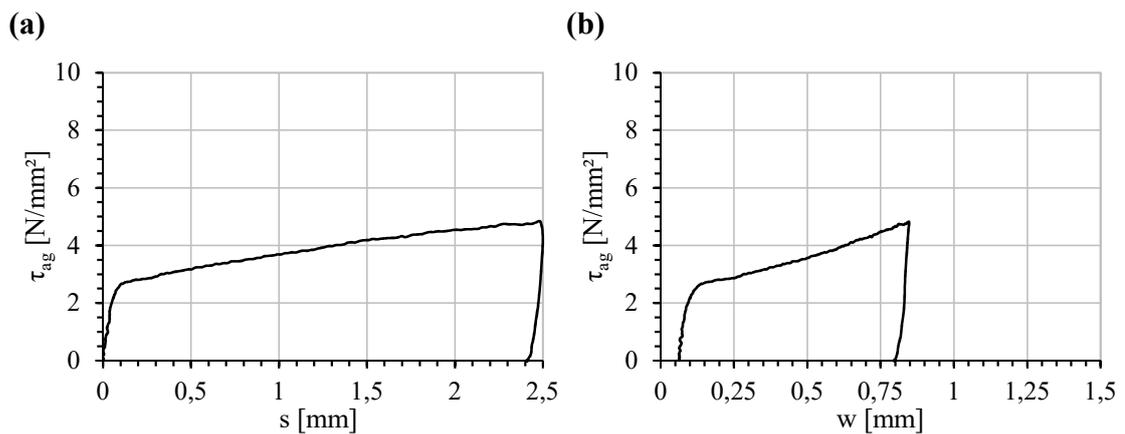


Abbildung A.20: PoD60A – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

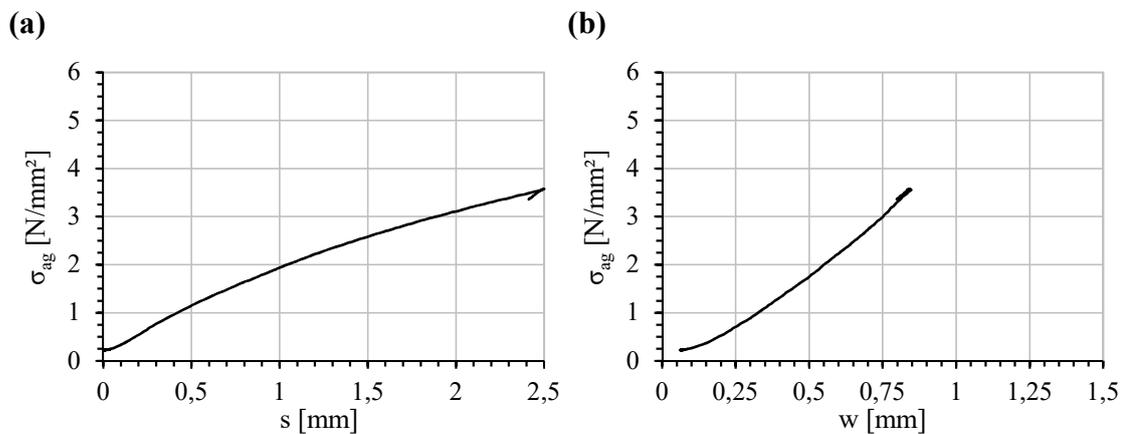


Abbildung A.21: PoD60A – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

A.1.8 PoD60B

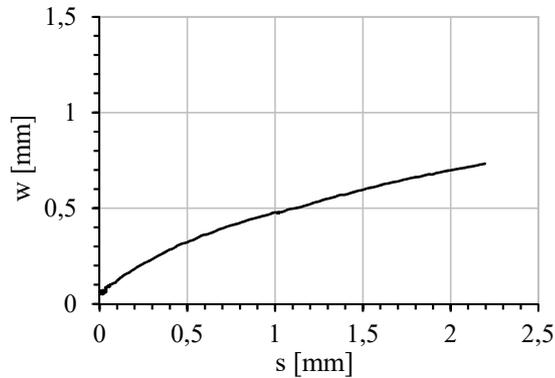


Abbildung A.22: PoD60B – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s).

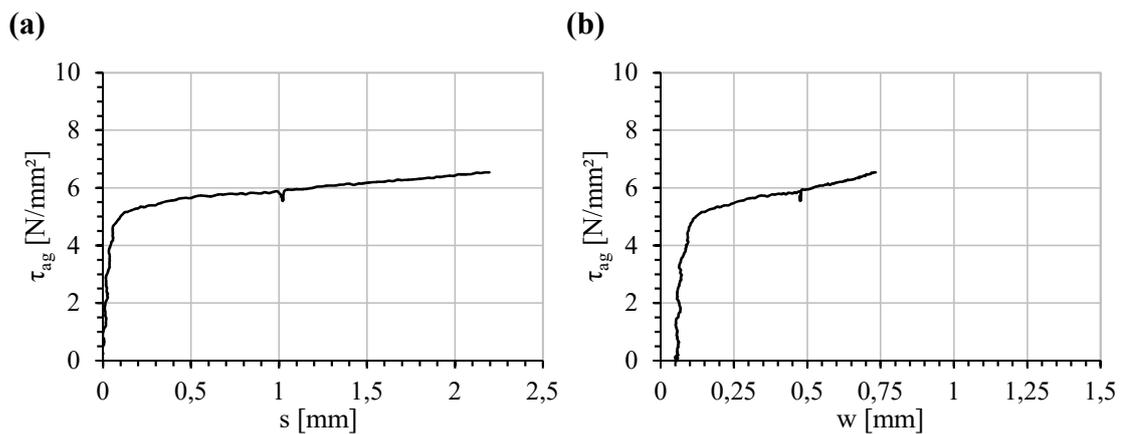


Abbildung A.23: PoD60B – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

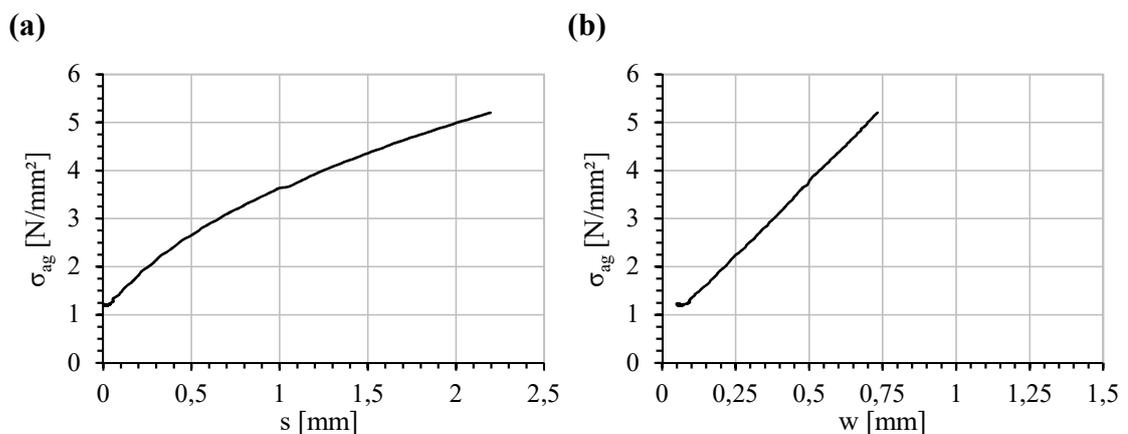


Abbildung A.24: PoD60B – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

A.1.9 PoD60C

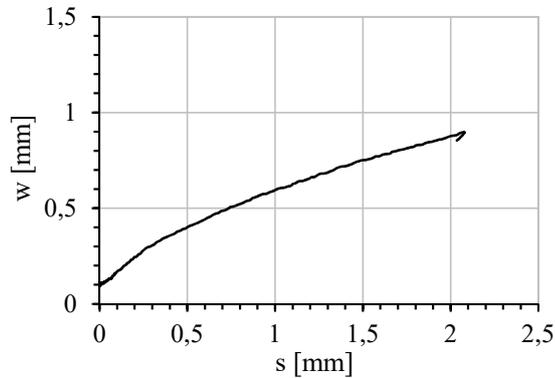


Abbildung A.25: PoD60C – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s).

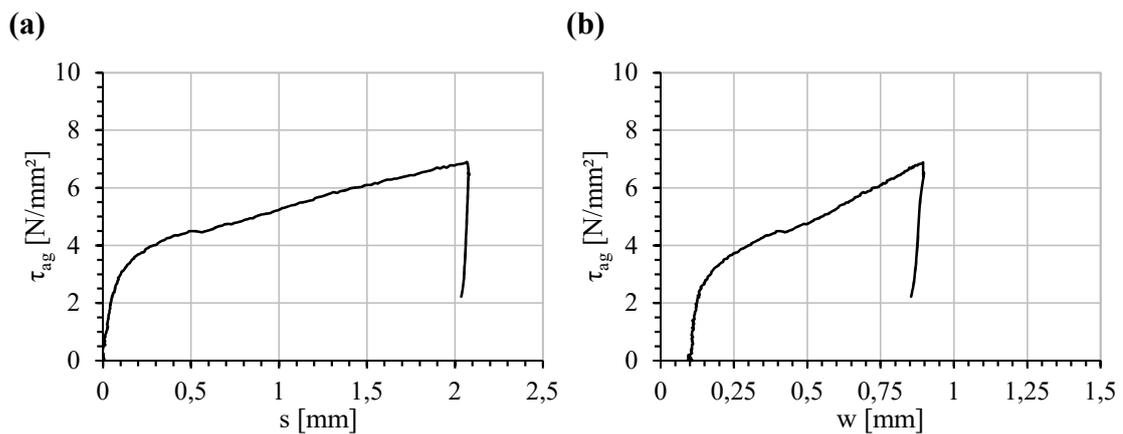


Abbildung A.26: PoD60C – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

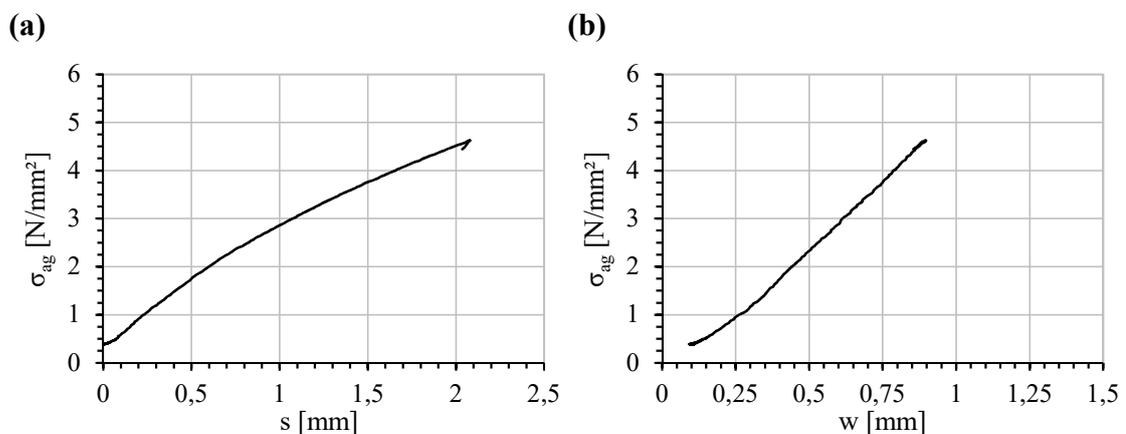


Abbildung A.27: PoD60C – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

A.1.10 PoD40A

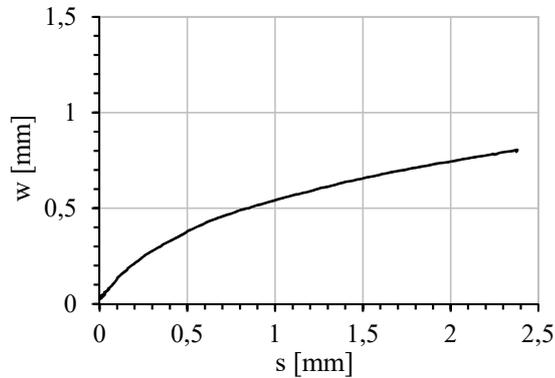


Abbildung A.28: PoD40A – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s).

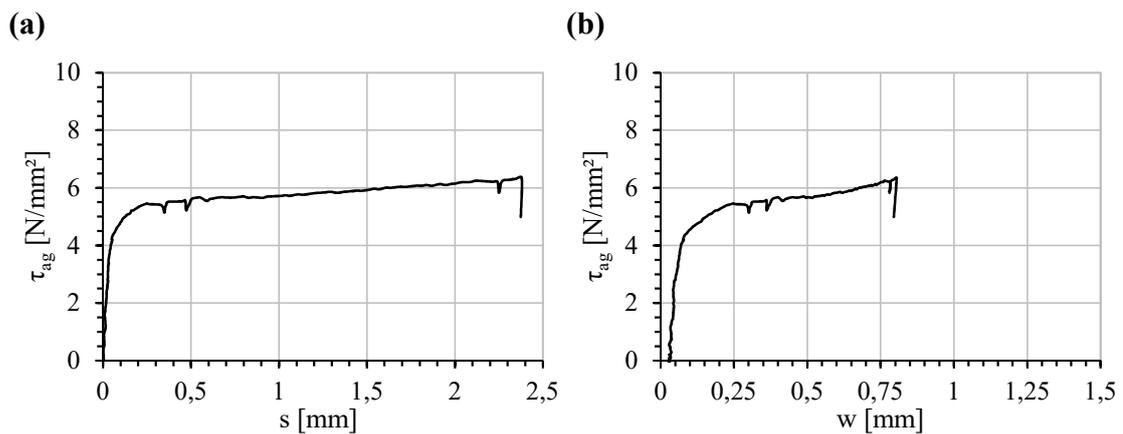


Abbildung A.29: PoD40A – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

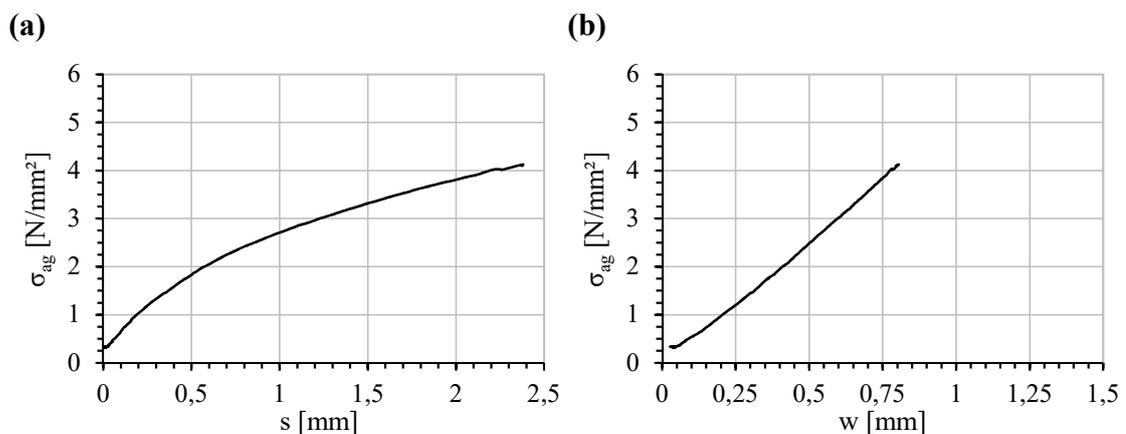


Abbildung A.30: PoD40A – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

A.1.11 PoD40B

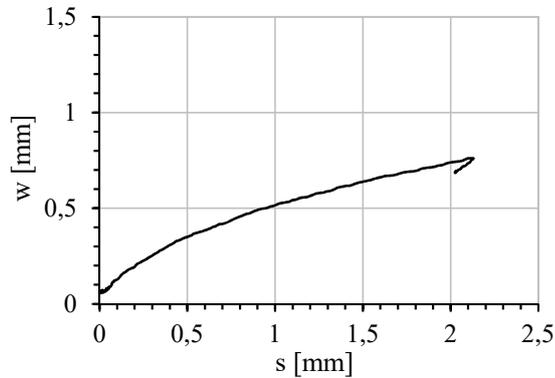


Abbildung A.31: PoD40B – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s).

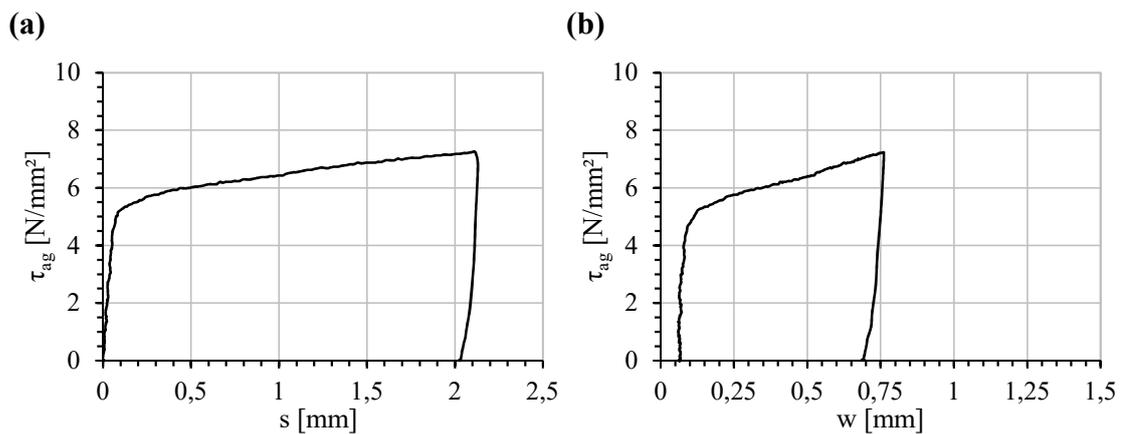


Abbildung A.32: PoD40B – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

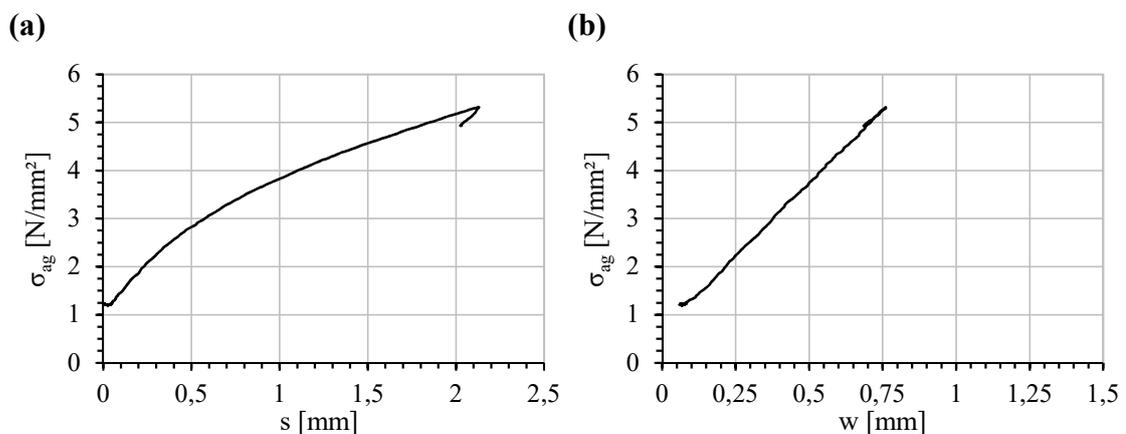


Abbildung A.33: PoD40B – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

A.1.12 PoD40C

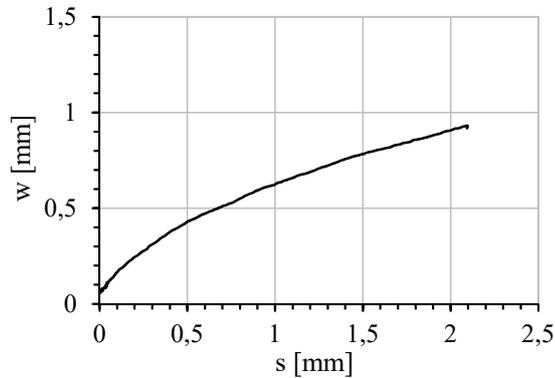


Abbildung A.34: PoD40C – Risskinematik (Rissöffnung w in Abhängigkeit von der Rissgleitung s).

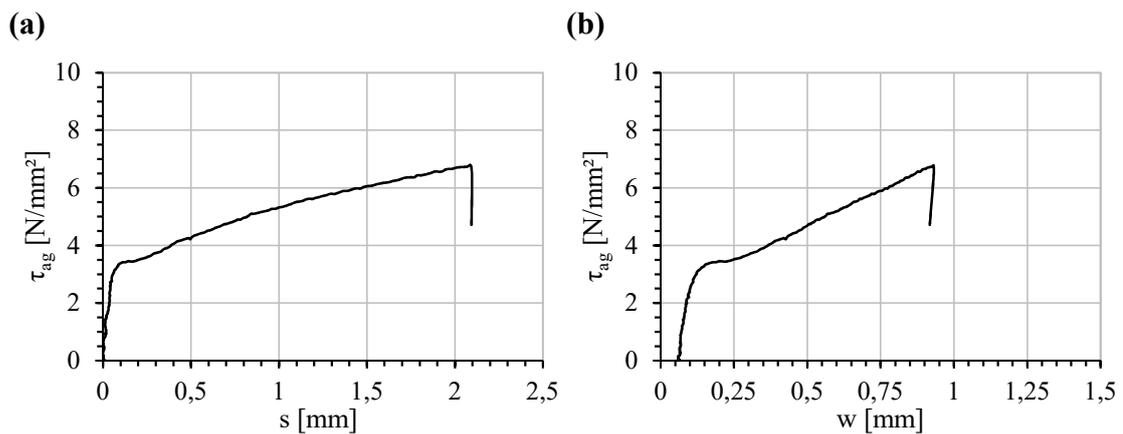


Abbildung A.35: PoD40C – Schubspannung τ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

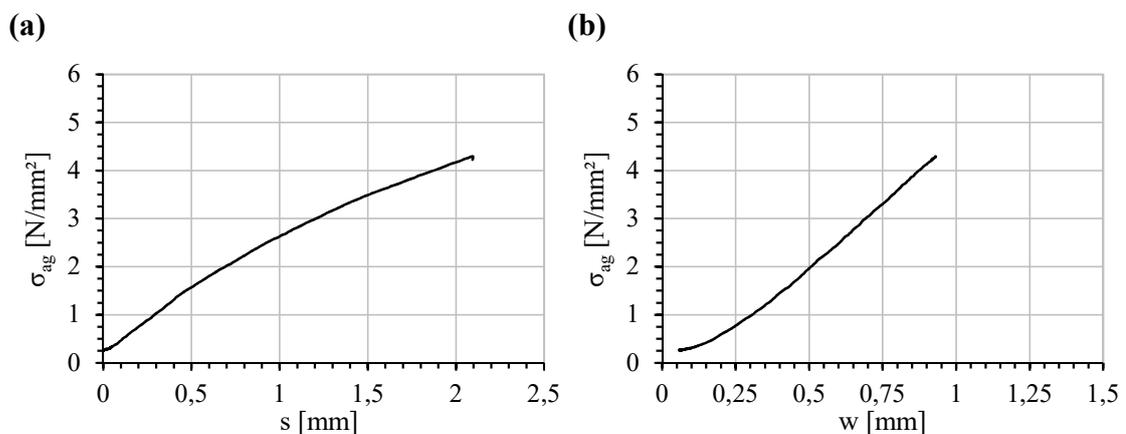


Abbildung A.36: PoD40C – Normalspannung σ_{ag} in Abhängigkeit von der (a) Rissgleitung s bzw. (b) Rissöffnung w .

A.2 Querkraftversuche

A.2.1 R500oG60-1

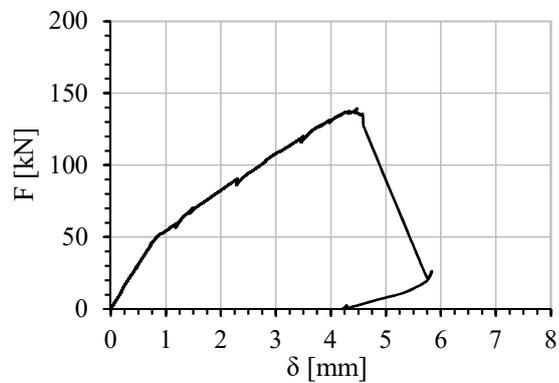


Abbildung A.37: R500oG60-1 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ .

A.2.2 R500oG60-2

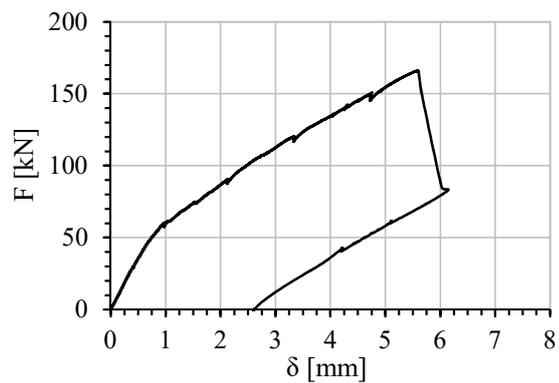


Abbildung A.38: R500oG60-2 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ .

A.2.3 R500oG40-1

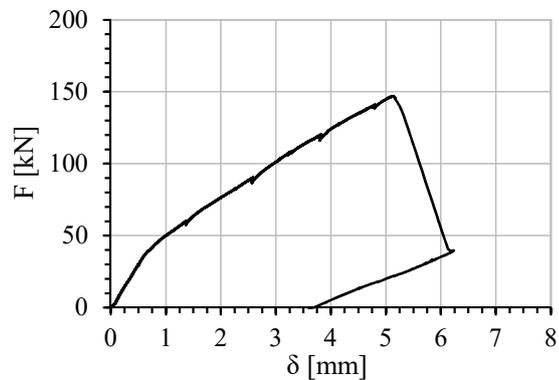


Abbildung A.39: R500oG40-1 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ .

A.2.4 R500oD60-1

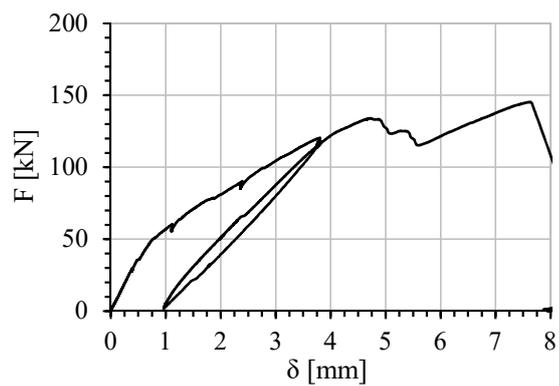


Abbildung A.40: R500oD60-1 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ .

A.2.5 R500oD60-2

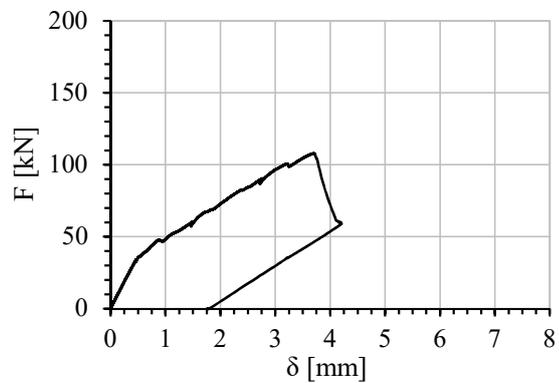


Abbildung A.41: R500oD60-2 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ .

A.2.6 R500oD40-1

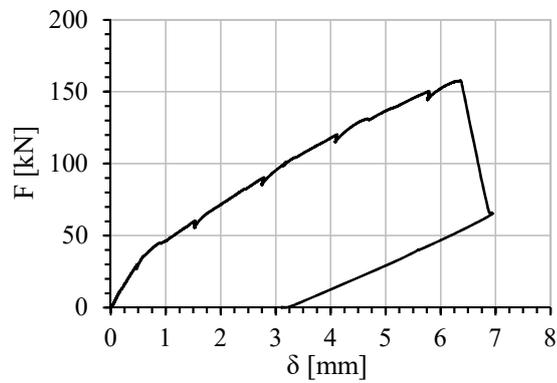


Abbildung A.42: R500oD40-1 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ .

A.2.7 R500oD40-2

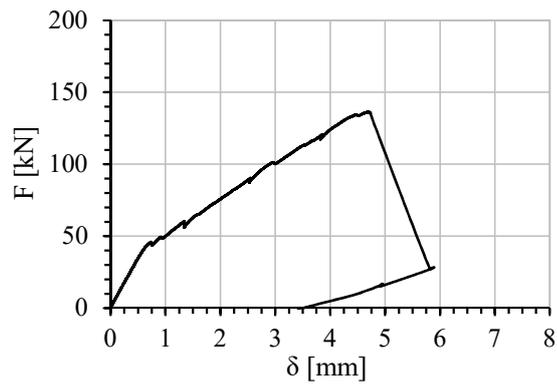


Abbildung A.43: R500oD40-2 – Aufgebrachte Kraft F in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Balkens in Feldmitte δ .

B Analyse von Rissreibungsmodellen anhand der „Push-off“-Versuche

B.1 Gegenüberstellung der Spannungsverläufe

B.1.1 PoG60A

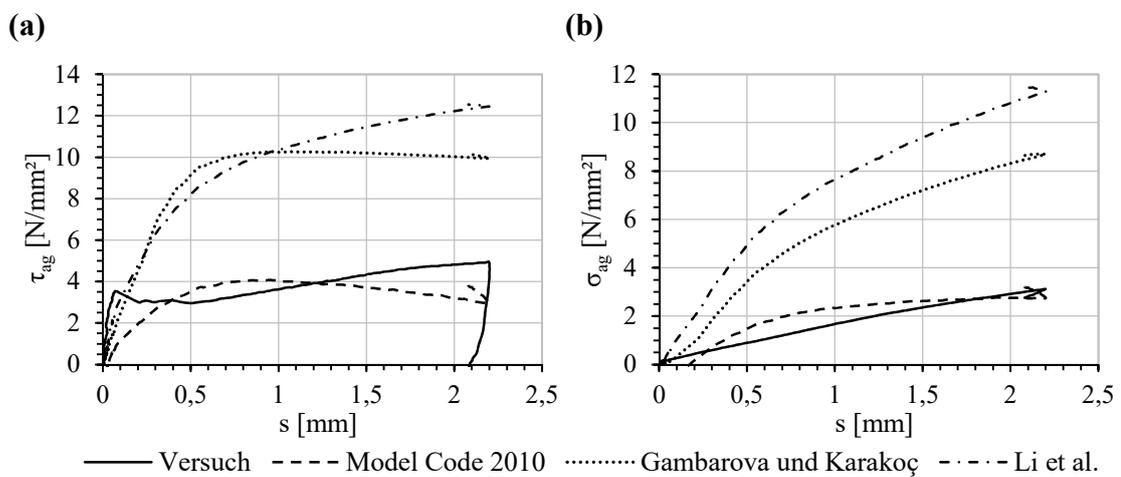


Abbildung B.1: PoG60A – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

B.1.2 PoG60B

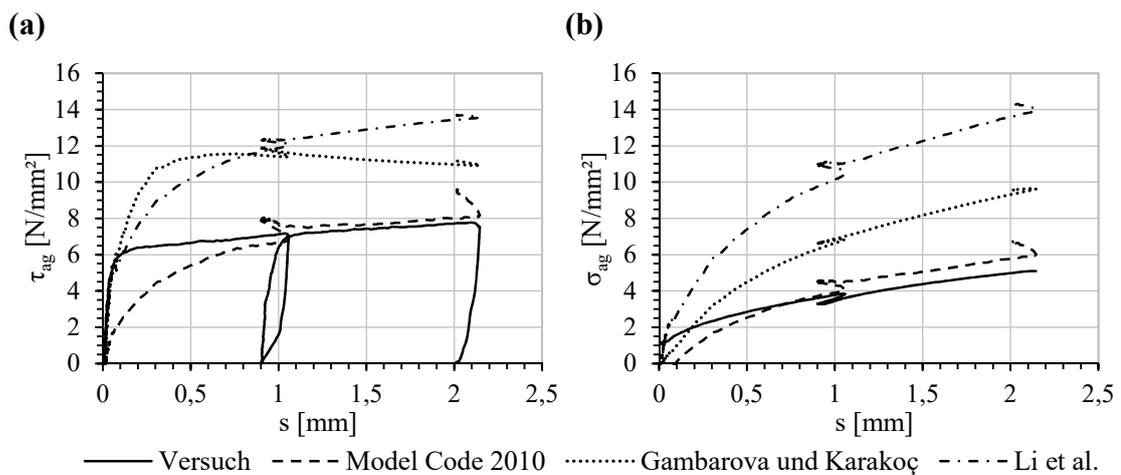


Abbildung B.2: PoG60B – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

B.1.3 PoG60C

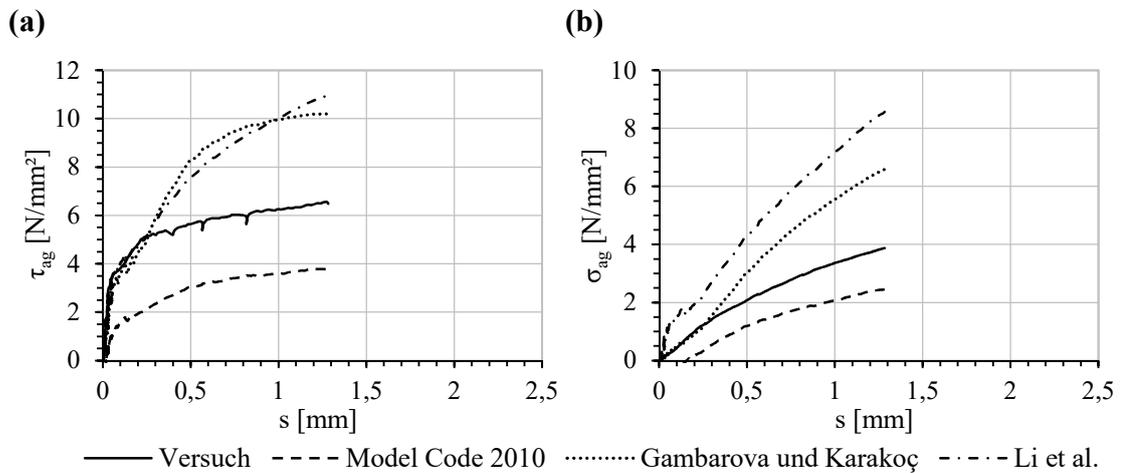


Abbildung B.3: PoG60C – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

B.1.4 PoG40A

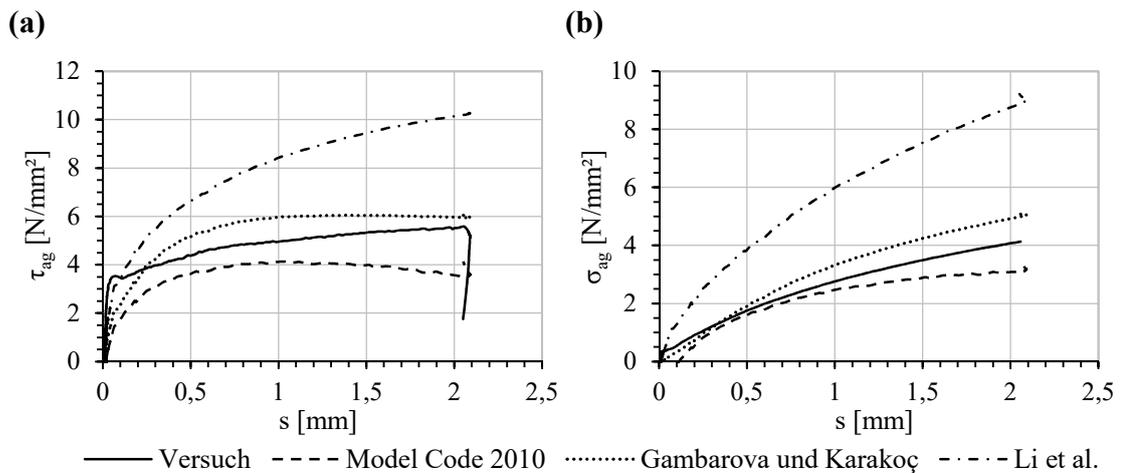


Abbildung B.4: PoG40A – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

B.1.5 PoG40B

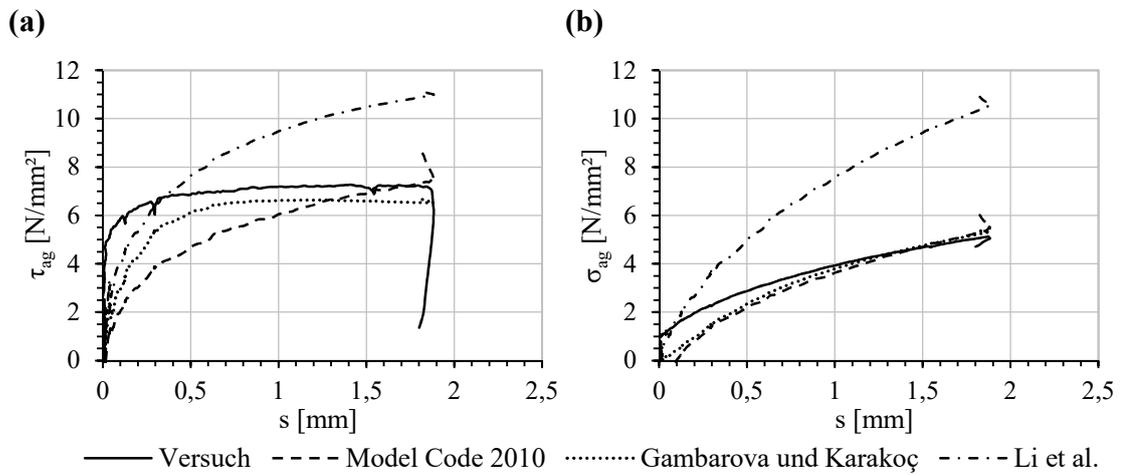


Abbildung B.5: PoG40B – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

B.1.6 PoG40C

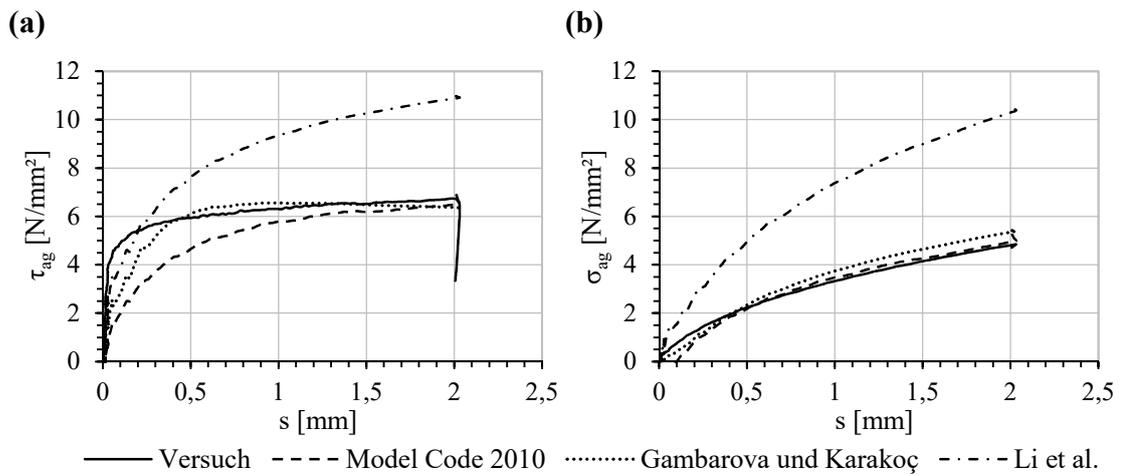


Abbildung B.6: PoG40C – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

B.1.7 PoD60A

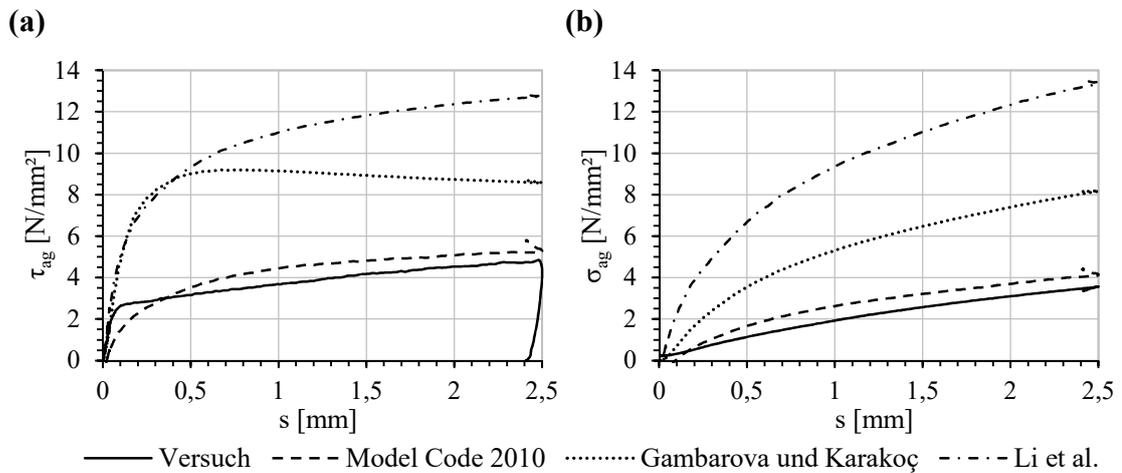


Abbildung B.7: PoD60A – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

B.1.8 PoD60B

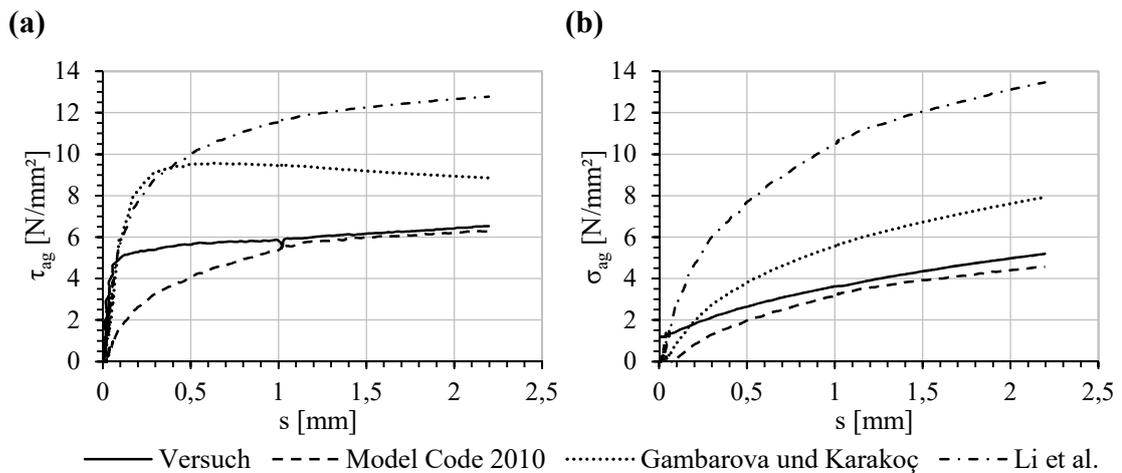


Abbildung B.8: PoD60B – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

B.1.9 PoD60C

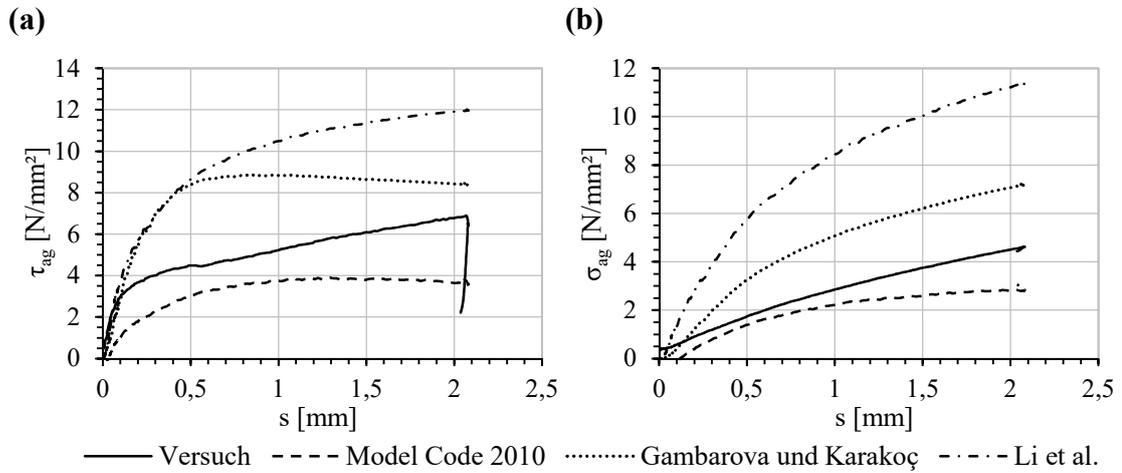


Abbildung B.9: PoD60C – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

B.1.10 PoD40A

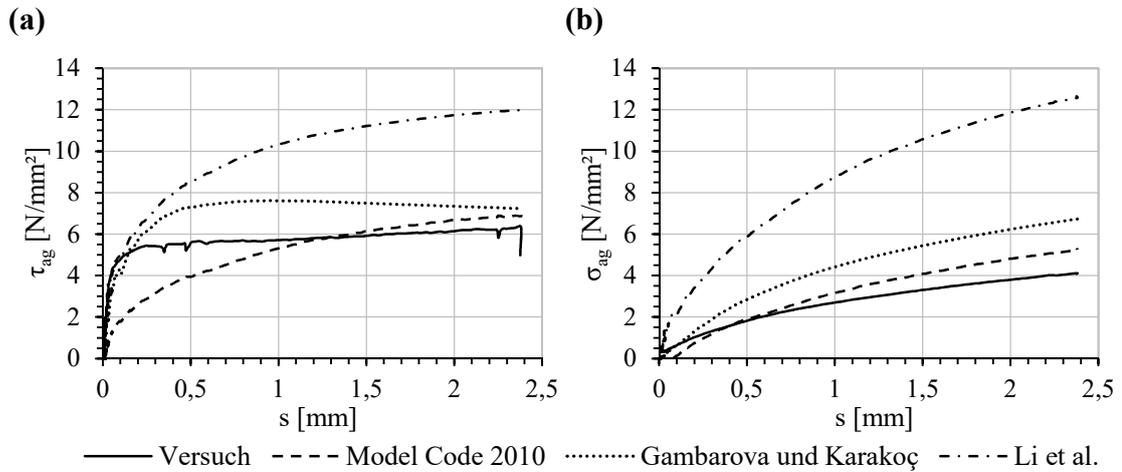


Abbildung B.10: PoD40A – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

B.1.11 PoD40B

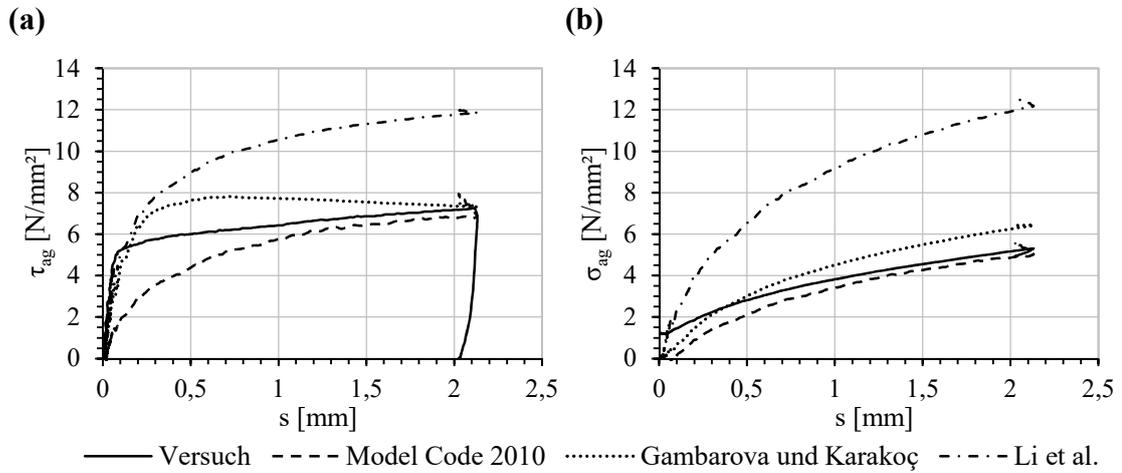


Abbildung B.11: PoD40B – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

B.1.12 PoD40C

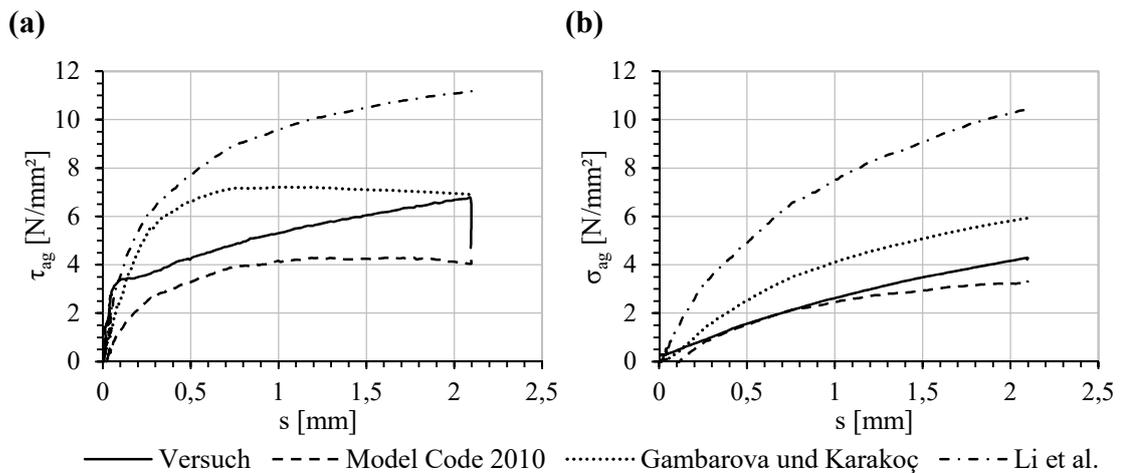


Abbildung B.12: PoD40C – Experimentell ermittelte und modellierte (a) s - τ_{ag} -Verläufe bzw. (b) s - σ_{ag} -Verläufe.

B.2 Vergleich der äquivalenten Schub- und Normalspannung

Tabelle B.1: Äquivalente Schub- bzw. Normalspannung in $[\text{N}/\text{mm}^2]$ – basierend auf den experimentellen bzw. modellierten Spannungsverläufen; $s' = 0,50 \text{ mm}$.

Versuchs- körper	Versuch		Model Code 2010		Gambarova/Karakoç		Li et al.	
	$\tau_{ag,eq}^{Exp.}$	$\sigma_{ag,eq}^{Exp.}$	$\tau_{ag,eq}^{MC10}$	$\sigma_{ag,eq}^{MC10}$	$\tau_{ag,eq}^{Gamb.}$	$\sigma_{ag,eq}^{Gamb.}$	$\tau_{ag,eq}^{Li}$	$\sigma_{ag,eq}^{Li}$
PoG60A	3,02	0,52	2,14	0,55	5,38	1,51	5,23	2,56
PoG60B	6,20	2,19	3,75	1,29	9,19	2,62	7,90	4,87
PoG60C	4,64	1,15	2,05	0,44	5,18	1,36	5,20	2,41
PoG40A	3,79	1,06	2,62	0,77	3,66	0,98	4,82	2,38
PoG40B	6,42	2,15	3,26	1,09	4,56	1,27	5,70	3,13
PoG40C	5,29	1,38	3,14	1,04	4,40	1,21	5,51	2,99
PoD60A	2,73	0,67	2,34	0,82	6,85	1,96	6,86	4,14
PoD60B	5,28	2,04	2,80	1,05	7,82	2,29	7,78	5,09
PoD60C	3,62	1,07	1,91	0,62	5,63	1,61	5,87	3,24
PoD40A	5,07	1,16	2,74	0,95	5,71	1,59	6,47	3,80
PoD40B	5,29	2,04	2,90	1,05	5,88	1,67	6,62	4,08
PoD40C	3,56	0,91	2,22	0,72	4,61	1,29	5,45	2,93

Tabelle B.2: Äquivalente Schub- bzw. Normalspannung in $[N/mm^2]$ – basierend auf den experimentellen bzw. modellierten Spannungsverläufen; $s' = 1,00$ mm.

Versuchskörper	Versuch		Model Code 2010		Gambarova/Karakoç		Li et al.	
	$\tau_{ag,eq}^{Exp.}$	$\sigma_{ag,eq}^{Exp.}$	$\tau_{ag,eq}^{MC10}$	$\sigma_{ag,eq}^{MC10}$	$\tau_{ag,eq}^{Gamb.}$	$\sigma_{ag,eq}^{Gamb.}$	$\tau_{ag,eq}^{Li}$	$\sigma_{ag,eq}^{Li}$
PoG60A	3,15	0,91	3,04	1,28	7,67	3,13	7,35	4,52
PoG60B	6,91	2,79	5,05	2,37	10,41	4,22	9,65	7,03
PoG60C	5,39	2,01	2,76	1,09	7,40	2,96	7,20	4,21
PoG40A	4,29	1,69	3,29	1,44	4,68	1,84	6,25	3,71
PoG40B	6,76	2,82	4,38	2,06	5,54	2,23	7,23	4,80
PoG40C	5,81	2,15	4,31	2,02	5,50	2,21	7,19	4,73
PoD60A	3,11	1,12	3,22	1,53	8,05	3,27	8,64	6,21
PoD60B	5,47	2,53	3,75	1,82	8,57	3,50	9,24	7,07
PoD60C	4,18	1,69	2,67	1,23	7,14	2,92	7,74	5,22
PoD40A	5,39	1,75	3,73	1,77	6,65	2,67	8,04	5,66
PoD40B	5,89	2,78	4,16	2,02	6,97	2,85	8,47	6,24
PoD40C	4,24	1,54	3,06	1,42	5,89	2,39	7,22	4,72

Tabelle B.3: Äquivalente Schub- bzw. Normalspannung in $[N/mm^2]$ – basierend auf den experimentellen bzw. modellierten Spannungsverläufen; $s' = 1,50$ mm.

Versuchskörper	Versuch		Model Code 2010		Gambarova/Karakoç		Li et al.	
	$\tau_{ag,eq}^{Exp.}$	$\sigma_{ag,eq}^{Exp.}$	$\tau_{ag,eq}^{MC10}$	$\sigma_{ag,eq}^{MC10}$	$\tau_{ag,eq}^{Gamb.}$	$\sigma_{ag,eq}^{Gamb.}$	$\tau_{ag,eq}^{Li}$	$\sigma_{ag,eq}^{Li}$
PoG60A	3,45	1,29	3,34	1,70	8,56	4,29	8,59	5,90
PoG60B	7,08	3,15	5,82	3,11	10,63	5,26	10,50	8,44
PoG40A	4,61	2,20	3,57	1,87	5,16	2,52	7,21	4,78
PoG40B	6,91	3,33	5,11	2,79	5,91	2,94	8,18	6,08
PoG40C	6,07	2,72	4,93	2,68	5,89	2,92	8,15	5,98
PoD60A	3,40	1,52	3,72	2,01	8,41	4,19	9,62	7,60
PoD60B	5,72	3,02	4,50	2,46	8,93	4,47	10,29	8,65
PoD60C	4,77	2,29	3,11	1,67	7,80	3,93	8,98	6,72
PoD40A	5,55	2,19	4,44	2,42	6,98	3,46	9,01	7,06
PoD40B	6,15	3,26	4,83	2,65	7,18	3,59	9,30	7,52
PoD40C	4,71	2,05	3,43	1,85	6,29	3,13	8,14	5,91

Tabelle B.4: Äquivalente Schub- bzw. Normalspannung in $[\text{N}/\text{mm}^2]$ – basierend auf den experimentellen bzw. modellierten Spannungsverläufen; $s' = 2,00 \text{ mm}$.

Versuchs- körper	Versuch		Model Code 2010		Gambarova/Karakoç		Li et al.	
	$\tau_{ag,eq}^{Exp.}$	$\sigma_{ag,eq}^{Exp.}$	$\tau_{ag,eq}^{MC10}$	$\sigma_{ag,eq}^{MC10}$	$\tau_{ag,eq}^{Gamb.}$	$\sigma_{ag,eq}^{Gamb.}$	$\tau_{ag,eq}^{Li}$	$\sigma_{ag,eq}^{Li}$
PoG60A	3,77	1,65	3,39	1,97	9,01	5,21	9,48	7,02
PoG60B	7,23	3,56	6,36	3,72	10,80	6,18	11,24	9,63
PoG40A	4,81	2,60	3,62	2,15	5,37	3,04	7,86	5,63
PoG40C	6,18	3,14	5,25	3,14	5,99	3,42	8,71	6,86
PoD60A	3,62	1,84	4,01	2,36	8,47	4,85	10,19	8,58
PoD60B	5,85	3,43	4,89	2,88	8,94	5,14	10,80	9,61
PoD60C	5,17	2,74	3,26	1,93	7,95	4,59	9,61	7,68
PoD40A	5,69	2,54	4,95	2,94	7,10	4,08	9,66	8,14
PoD40B	6,32	3,63	5,25	3,11	7,20	4,13	9,79	8,43
PoD40C	5,13	2,49	3,64	2,17	6,48	3,72	8,81	6,87

Tabelle B.5: Verhältnis zwischen der mit Hilfe verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten und der auf Basis der Versuchsdaten ermittelten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung; $s' = 0,50$ mm.

Versuchs- körper	Model Code 2010		Gambarova/Karakoç		Li et al.	
	$\frac{\tau_{ag,eq}^{MC10}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{MC10}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\tau_{ag,eq}^{Gamb.}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{Gamb.}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\tau_{ag,eq}^{Li}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{Li}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$
PoG60A	0,71	1,05	1,78	2,89	1,73	4,89
PoG60B	0,61	0,59	1,48	1,20	1,27	2,23
PoG60C	0,44	0,38	1,12	1,18	1,12	2,09
PoG40A	0,69	0,73	0,96	0,92	1,27	2,24
PoG40B	0,51	0,51	0,71	0,59	0,89	1,46
PoG40C	0,59	0,75	0,83	0,87	1,04	2,17
PoD60A	0,86	1,23	2,51	2,93	2,51	6,20
PoD60B	0,53	0,51	1,48	1,12	1,47	2,49
PoD60C	0,53	0,58	1,56	1,52	1,62	3,04
PoD40A	0,54	0,82	1,13	1,37	1,28	3,29
PoD40B	0,55	0,52	1,11	0,82	1,25	2,00
PoD40C	0,62	0,79	1,30	1,42	1,53	3,21

Tabelle B.6: Verhältnis zwischen der mit Hilfe verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten und der auf Basis der Versuchsdaten ermittelten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung; $s' = 1,00$ mm.

Versuchs- körper	Model Code 2010		Gambarova/Karakoç		Li et al.	
	$\frac{\tau_{ag,eq}^{MC10}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{MC10}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\tau_{ag,eq}^{Gamb.}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{Gamb.}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\tau_{ag,eq}^{Li}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{Li}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$
PoG60A	0,96	1,42	2,43	3,46	2,33	4,99
PoG60B	0,73	0,85	1,51	1,52	1,40	2,52
PoG60C	0,51	0,54	1,37	1,47	1,34	2,10
PoG40A	0,77	0,85	1,09	1,09	1,46	2,19
PoG40B	0,65	0,73	0,82	0,79	1,07	1,70
PoG40C	0,74	0,94	0,95	1,03	1,24	2,21
PoD60A	1,04	1,36	2,59	2,91	2,78	5,52
PoD60B	0,69	0,72	1,57	1,38	1,69	2,80
PoD60C	0,64	0,73	1,71	1,73	1,85	3,09
PoD40A	0,69	1,01	1,23	1,53	1,49	3,23
PoD40B	0,71	0,73	1,18	1,03	1,44	2,25
PoD40C	0,72	0,92	1,39	1,55	1,70	3,06

Tabelle B.7: Verhältnis zwischen der mit Hilfe verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten und der auf Basis der Versuchsdaten ermittelten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung; $s' = 1,50$ mm.

Versuchs- körper	Model Code 2010		Gambarova/Karakoç		Li et al.	
	$\frac{\tau_{ag,eq}^{MC10}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{MC10}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\tau_{ag,eq}^{Gamb.}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{Gamb.}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\tau_{ag,eq}^{Li}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{Li}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$
PoG60A	0,97	1,31	2,48	3,32	2,49	4,56
PoG60B	0,82	0,99	1,50	1,67	1,48	2,68
PoG40A	0,77	0,85	1,12	1,15	1,56	2,17
PoG40B	0,74	0,84	0,85	0,88	1,18	1,82
PoG40C	0,81	0,99	0,97	1,08	1,34	2,20
PoD60A	1,10	1,33	2,48	2,76	2,83	5,00
PoD60B	0,79	0,81	1,56	1,48	1,80	2,86
PoD60C	0,65	0,73	1,63	1,72	1,88	2,94
PoD40A	0,80	1,11	1,26	1,58	1,62	3,23
PoD40B	0,79	0,81	1,17	1,10	1,51	2,31
PoD40C	0,73	0,90	1,33	1,53	1,73	2,89

Tabelle B.8: Verhältnis zwischen der mit Hilfe verschiedener Rissreibungsmodelle berechneten und der auf Basis der Versuchsdaten ermittelten äquivalenten Schub- bzw. Normalspannung; $s' = 2,00$ mm.

Versuchs- körper	Model Code 2010		Gambarova/Karakoç		Li et al.	
	$\frac{\tau_{ag,eq}^{MC10}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{MC10}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\tau_{ag,eq}^{Gamb.}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{Gamb.}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\tau_{ag,eq}^{Li}}{\tau_{ag,eq}^{Exp.}}$	$\frac{\sigma_{ag,eq}^{Li}}{\sigma_{ag,eq}^{Exp.}}$
PoG60A	0,90	1,19	2,39	3,16	2,51	4,25
PoG60B	0,88	1,04	1,49	1,73	1,55	2,70
PoG40A	0,75	0,83	1,12	1,17	1,63	2,17
PoG40C	0,85	1,00	0,97	1,09	1,41	2,18
PoD60A	1,11	1,28	2,34	2,63	2,82	4,66
PoD60B	0,84	0,84	1,53	1,50	1,85	2,80
PoD60C	0,63	0,71	1,54	1,68	1,86	2,80
PoD40A	0,87	1,16	1,25	1,60	1,70	3,20
PoD40B	0,83	0,86	1,14	1,14	1,55	2,32
PoD40C	0,71	0,87	1,26	1,49	1,72	2,75