

D I P L O M A R B E I T
M A S T E R ' S T H E S I S

**Versuche zum Querkrafttragverhalten von
Stahlbetonträgern mit und ohne Schubbewehrung**

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

unter der Anleitung von

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

Univ.- Ass. Dipl.-Ing. **Patrick Huber** BSc.

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau
Fakultät für Bauingenieurwesen
Technische Universität Wien

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Tobias Huber BSc.

Matr.Nr.: 0828222

Kaiserstraße 90/8

A - 1070 Wien

Wien, im Juni 2014

Vorwort

Vielen Dank an Juki, Christian, Fokn, Mama, Papa, Alfred, Barbara und Pathu.

Abstract

Due to the increase in traffic loads over the past decades and the expansion of the existing road networks, many bridges in Austria are not able to fulfill the required level of safety in regard to shear failure. For the purpose of a more accurate estimation of the load capacity of such bridges a new shear strength model is being developed at the Institute of Structural Engineering, Vienna University of Technology.

This thesis describes two series of tests which are used to verify the assumptions of the new model. Each series contains six specimens, half of which are rectangular beams and the other half are T-beams. The size ratio of the specimens in each series is 1:2:4. One of the series does not contain stirrups while the other one has a low amount of shear reinforcement in order to carry the shear load. This thesis contains a full description of the tests and their results. Furthermore, the results and the calculated shear resistance according to the Eurocode 2 and the fib Model Code 2010 are compared. Finally, an analysis of the contribution of various shear-transfer actions is included. This is based on photogrammetric measurements of the shear crack and the equilibrium consideration at the free body.

The experiments show that the presence of a minimum amount of stirrups leads to a significantly different load-bearing behavior and to the suppression of the size effect. Designing a larger compression zone had no impact on the shear load capacity of the tested beams. The comparison of the results with the calculations using the standards shows that the failure load is generally overestimated by the fib Model Code and that the application of the Eurocode would lead to an uneconomic design of the beams with shear reinforcement. A suitable description of the shear behavior immediately before failure is possible by the chosen models. Moreover, it could be shown that the applied photogrammetric system is very suitable for the measurements of the required displacements needed to perform this evaluation. The analysis of the cracks shows that the kinematics of similar inclined crack sections of different specimens are alike. After an initial opening the width evolves almost linear to the slip of the crack.

Since half of the road bridge areas in Austria are made of prestressed concrete, a test series with prestressed specimens is necessary as a next step. The described evaluation of photogrammetric measurements could be used to investigate the impact of prestressing on the crack kinematics and, therefore, on the contribution of shear-transfer actions.

Kurzfassung

Aufgrund der in den letzten Jahrzehnten massiv gestiegenen Verkehrsbelastung durch den Schwerverkehr und des Ausbaus bestehender Strecken, können die in der aktuellen Normenlage geforderten Nachweise bezüglich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit bei bestehenden Brücken in Österreich oftmals nicht erfüllt werden. Zum Zwecke einer genaueren Beurteilung der Schubtragfähigkeit solcher Brücken wird am Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau an der Technischen Universität Wien an der Entwicklung eines neuen Berechnungsmodells gearbeitet.

Im Rahmen dieser Diplomarbeit werden zwei Versuchsreihen zur Verifizierung der Annahmen des neuen Modells behandelt. Jede Serie besteht aus jeweils sechs Trägern, wobei nur eine davon mit Bügeln zur Aufnahme von Querkraften bewehrt ist. Beide Serien bestehen aus je drei Plattenbalken- und drei Rechtecksquerschnitten, welche im Größenverhältnis 1:2:4 skaliert sind. Die Diplomarbeit beinhaltet eine umfassende Beschreibung der durchgeführten Versuche und der daraus gewonnenen Ergebnisse. Darüber hinaus werden die Versuchslasten mit den errechneten Schubwiderständen nach Eurocode 2 sowie nach fib Model Code 2010 verglichen. Den Abschluss dieser Arbeit bildet die Abschätzung der jeweiligen Traganteile bekannter Querkrafttragmechanismen auf Basis von Gleichgewichtsbetrachtungen am freigeschnittenen Bruchkörper und photogrammetrischen Messungen der Risskinematik.

Die Versuche zeigen, dass die Ausführung der minimalen Schubbewehrung das Tragverhalten bereits signifikant ändert und dadurch auch jegliche Maßstabeffekte unterdrückt werden. Eine Verbreiterung der Druckzone führt zu keiner Steigerung des Schubwiderstandes. Aus dem Vergleich der Versuchslasten mit den Richtlinien wird ersichtlich, dass der fib Model Code eine Tendenz zur Überschätzung der Traglast beider Serien aufweist. Die Anwendung des Eurocode würde hingegen zu einer unwirtschaftlichen Bemessung im schubbewehrten Fall führen. Eine adäquate Abbildung des Tragverhaltens unmittelbar vor Bruch ist mittels der gewählten Modelle zur Beschreibung der Querkrafttragmechanismen möglich. Die dafür notwendigen Eingangsgrößen können mit dem verwendeten photogrammetrischen Messsystem exakt bestimmt werden. Die Analyse der Risskinematik zeigt, dass gleich geneigte Rissabschnitte unterschiedlicher Träger dieselbe Kinematik aufweisen. Nach einer Initialöffnung verhält sich der Zuwachs der Rissöffnung zu dem der Gleitungen nahezu linear.

Da rund die Hälfte der Straßenbrückenflächen in Österreich mit der Spannbetonbauweise hergestellt wurde, ist als nächster Schritt eine vorgespannte Versuchsreihe von hohem Interesse. Durch Anwendung der hier vorgestellten Auswertung von photogrammetrischen Messdaten könnte der Einfluss der Vorspannung auf die Risskinematik und somit auf die Querkrafttraganteile untersucht werden.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung	1
1.1.1	Betonbrücken in Österreich	2
1.1.2	Verkehrsentwicklung in Österreich	3
1.2	Ziel der Arbeit	4
2	Tragmechanismen	6
2.1	Bügel	7
2.1.1	Verbund	7
2.2	Rissreibung	10
2.3	Dübelwirkung	16
2.4	Betondruckzone	19
2.5	Rissprozesszone	21
3	Versuche	23
3.1	Versuchskörper	24
3.1.1	Abmessung und Bewehrung	24
3.1.2	Herstellung	28
3.1.3	Baustoffe	28
3.2	Versuchsdurchführung	32
3.2.1	Versuchsablauf	32
3.2.2	Versuchsaufbau	33
3.2.3	Messprogramm	35
3.2.4	Zeitplan	40
4	Ergebnisse	41
4.1	Serie A	41
4.1.1	Versuchslast	42
4.1.2	Last-Verformungsbeziehung	44
4.1.3	Schubverzerrung	45
4.1.4	Risse	45
4.2	Serie B	46
4.2.1	Versuchslast	47
4.2.2	Last-Verformungsbeziehung	49
4.2.3	Betondruckzone	50

4.2.4	Hauptverzerrungen	50
4.2.5	Risse	51
5	Auswertung	52
5.1	Risskinematik	53
5.1.1	Messung	54
5.1.2	Ergebnisse	55
5.2	Ermittlung der Traganteile	56
5.3	Traganteile Serie A	60
5.4	Traganteile Serie B	62
6	Interpretation	64
6.1	Zusammenfassung	67
A	Anhang A: Versuchsergebnisse	75
A.1	Re250o	76
A.2	Re500o	78
A.3	Re1000o	80
A.4	Pb250o	82
A.5	Pb500o	84
A.6	Pb1000o	86
A.7	Re250m	88
A.8	Re500m	90
A.9	Re1000m	92
A.10	Pb250m	94
A.11	Pb500m	96
A.12	Pb1000m	98

Kapitel 1

Einleitung

Stahlbeton ist im Ingenieurbau seit mehr als hundert Jahren der Baustoff der Wahl. Der wesentliche Vorteil der Stahlbetonbauweise liegt in der individuellen Formgebung des raumbildenden Tragwerks, wodurch eine Ausführung von unterschiedlichsten Bauteilen wie Träger, Platten, Scheiben sowie Schalen möglich ist. Nach den Anfängen durch JOSEPH-LOUIS LAMBOT mit der Entwicklung eines Stahlbetonboots (1855) und JOSEPH MONIER, welcher ein Patent für Stahlbetonblumentröge (1865) anmeldete, fand die Stahlbetonbauweise vor allem in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts eine breite Anwendung im Hoch- und Brückenbau (siehe Abbildung 1.1). Gleichzeitig ermöglichte die Entwicklung der Spannbetonbauweise größere Spannweiten und noch schlankere Bauteile. Die Beurteilung der Tragfähigkeit von Bauwerken aus dieser Zeit wird immer mehr zu einem Kerngeschäft der täglichen Ingenieurarbeit.

1.1 Problemstellung

Bei einem Ausbau oder Umbau bzw. einer Nutzungsänderung eines bestehenden Bauwerkes könnte die Beurteilung dessen Tragfähigkeit notwendig werden und diese ist gegebenenfalls anhand der gültigen Normenlage nachzuweisen [1]. Vor allem der Nachweis der Tragfähigkeit gegenüber Querkraftbeanspruchung stellt bei Bauwerken mit sehr schlanken Stegen (siehe Abbildung 1.1) oder einem geringem Gehalt von Bügelbewehrung ein Problem dar. Die Gründe hierfür liegen zum einen an einer Erhöhung des Lastniveaus durch die veränderten Anforderungen und zum anderen daran, dass sich die Normen seit der Erstellung der Bauwerke rasant weiterentwickelt haben.

So wurden früher zum Beispiel nur sehr geringe Bewehrungsgehalte für die schubbeanspruchten Stege von vorgespannten Konstruktionen vorgesehen, welche sogar in vielen Fällen unter den heute geforderten Mindestbewehrungsgehalten liegen. Des Weiteren entspricht die Verankerung der vorhandenen Bügel oft nicht der nach heutigen Normen geforderten Ausführung.

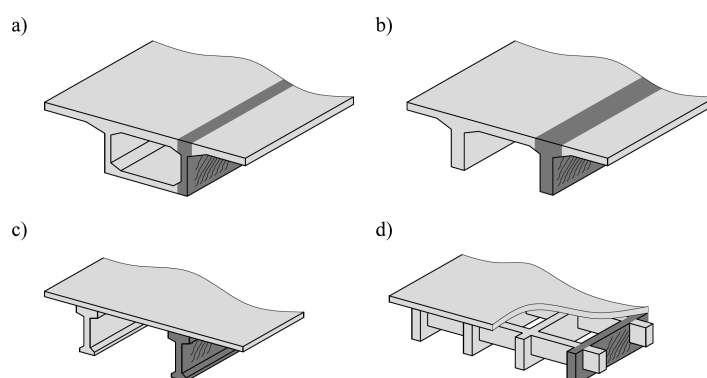


Abbildung 1.1: (a) Hohlkasten, (b) Plattenbalken, (c) Deckenträger, (d) Rippendecke

Besonders häufig ist diese Problematik bei Brücken anzutreffen, da die typischen Querschnitte aus dünnwandigen Stegen bestehen (siehe Abbildung 1.1 a,b) und an den Auflagern extrem große Lasten abgeführt werden. Brücken gelten als monumentale Bauwerke und die vorgesehene Nutzungsdauer beträgt daher einhundert Jahre. Um den heutigen Normen zu entsprechen wäre ein hoher finanzieller Aufwand zur Renovierung oder gar zum Neubau notwendig. Mit der Entwicklung von genaueren Modellen wird jedoch ein höherer Querkraftwiderstand der Bestandsbrücken erwartet. Bis heute existiert kein mechanisch konsistentes Modell zur Beschreibung von Querkraftversagen für geringe Gehalte der Schubbewehrung und deshalb ist dieses Forschungsgebiet im Fokus vieler Universitäten. Für Österreich ist die bessere Beurteilung von Brückentragwerken aus folgenden Gründen von Interesse.

- Großer Bestand an Straßenbrücken aus den sechziger und siebziger Jahren
- Erhöhung der Verkehrslasten in den letzten Jahrzehnten

Diese Punkte werden im Folgenden näher behandelt, um die wirtschaftliche Relevanz für den Standort Österreich aufzuzeigen.

1.1.1 Betonbrücken in Österreich

Eine funktionierende Infrastruktur im alpinen Raum wäre ohne Brücken und Tunnel nicht denkbar. Aufgrund seiner Topographie verläuft in Österreich ein hoher Anteil (ca. 10 %) des hochrangigen Straßenverkehrsnetzes (Autobahnen und Schnellstraßen) über Brückenbauwerke [2]. Einschließlich sämtlicher Rampen und Überführungen beläuft sich die Anzahl auf 5194 Brückenobjekte (siehe Tabelle 1.1).

	Anzahl	Länge [km]	Netz [km]	Anteil [%]
Autobahn	2867 (4156)	202 (296)	1719	11,8
Schnellstraße	741 (1038)	33 (51)	468	7,1
Gesamt	3608 (5194)	235 (347)	2187	10,7

Tabelle 1.1: Brücken der Hauptfahrbahn (gesamt) im hochrangigen Straßenverkehrsnetz

Betrachtet man nun die errichteten Brückenflächen getrennt nach Baustoffen wird ersichtlich, dass fast 90 % davon Stahlbeton- bzw. Spannbetonbrücken sind. Ein Großteil der Brücken wurden zwischen 1960 und 1980 gebaut, womit der Altersschnitt bei ca. 40 Jahren liegt (siehe Abbildung 1.2).

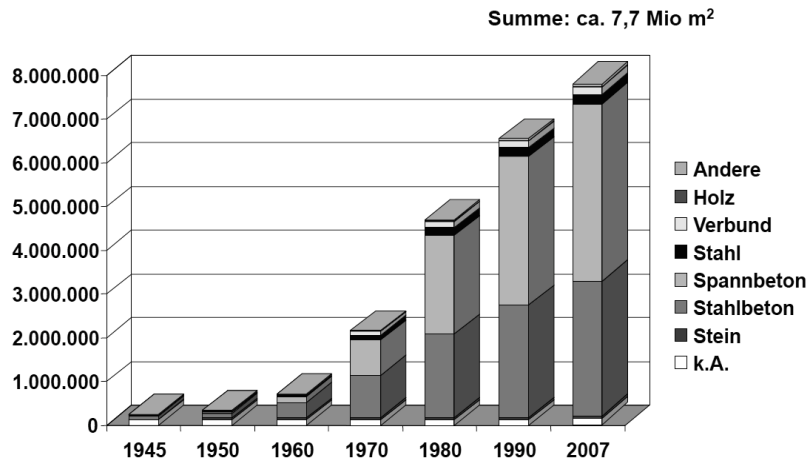


Abbildung 1.2: Brückenflächen in Österreich je Dekade [2]

Bei Eisenbahnbrücken aus Beton ergibt sich eine ähnliche Altersstruktur wie bei den Straßenbrücken, welche in Abbildung 1.3 ersichtlich ist. Beide Diagramme zeigen die Wichtigkeit auf, die der Beurteilung unserer bestehenden Bauten in den nächsten Jahren zukommen wird.

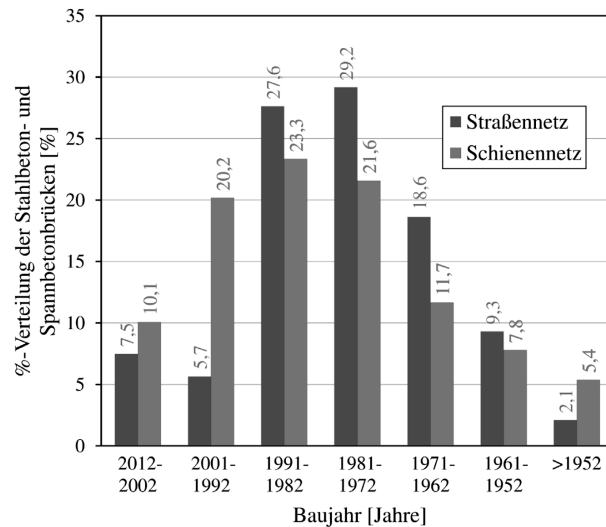


Abbildung 1.3: Altersstruktur der Betonbrücken in Österreich [3]

1.1.2 Verkehrsentwicklung in Österreich

Aufgrund seiner Lage inmitten von Europa verlaufen wichtige europäische Transitrouten durch Österreich. In Österreich selbst hat sich die Zahl der angemeldeten Personen-

und Lastkraftwagen seit den achtziger Jahren verdreifacht [4]. So ist es auch wenig überraschend, dass der jährliche, durchschnittliche, tägliche Verkehr (JDTV) sich in diesem Zeitraum ebenfalls verdreifacht hat (siehe Abbildung 1.4 a). Es rollen jedoch nicht nur mehr Kraftfahrzeuge über Österreichs Straßen, sondern auch schwerere, da das höchste zulässige Gesamtgewicht in den letzten Jahrzehnten mehrmals angehoben wurde (siehe Abbildung 1.4 b). Dies führt zu einer höheren Meterlast, welche in den Lastmodellen für Brücken berücksichtigt werden muss. Die Europäische Union überlegt sogar die Einführung von Gigaliner mit bis zu 60 Tonnen Gesamtgewicht auf den europäischen Straßen nach skandinavischem Vorbild. Aufgrund der enormen Ausgaben, welche für die Infrastruktur notwendig wären und des hohen Ausstoßes an CO_2 , liegt der Plan derzeit auf Eis.

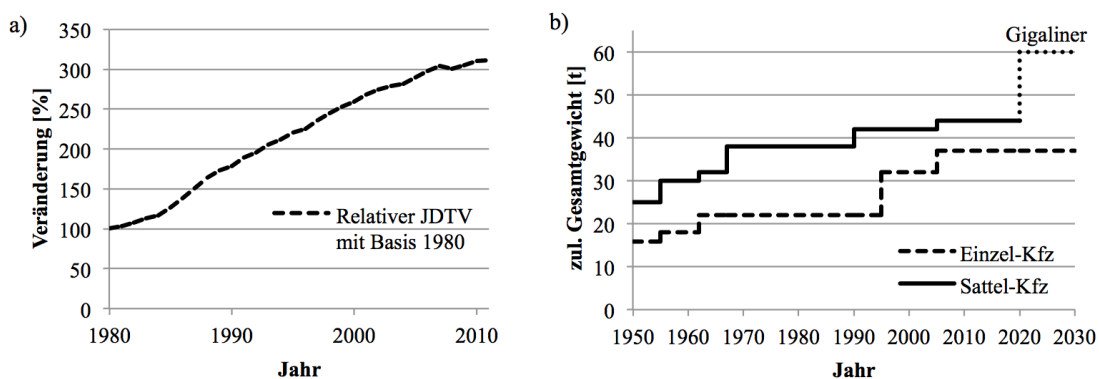


Abbildung 1.4: (a) Relative Veränderung des JDTV mit Basis 1980 [4], (b) Entwicklung des höchsten zul. Gesamtgewichts

1.2 Ziel der Arbeit

Zur besseren Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Betonbrücken wird am Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau an der Technischen Universität Wien an der Entwicklung eines neuartigen Modells zur Beschreibung des Widerstandes gegen Querkraftbeanspruchung gearbeitet. Hierfür werden im institutseigenen Labor Versuche zur Verifizierung des Modells durchgeführt, welche im Rahmen dieser Diplomarbeit behandelt werden.

Zu Beginn dieser Arbeit werden die zur Ableitung von Querkraften vermuteten Tragmechanismen anhand von bekannten Modellen beschrieben. Dabei wird insbesondere auf die notwendigen Eingangsgrößen, sowie auf die Parameter der Modelle eingegangen, da diese die Basis für die im Schlussteil dieser Arbeit vorgenommenen Auswertung bilden.

Der Hauptteil dieser Diplomarbeit beinhaltet die Beschreibung der ersten beiden Versuchsreihen mit sechs Trägern je Serie, sowie deren Ergebnisse. Die Versuche sollen geeignete Aussagen über die Tragfähigkeit von balkenförmigen Betontragwerksteilen mit geringen Bewehrungsgehalten liefern. Deshalb werden neben einer Serie ohne Querkraftbewehrung auch sechs Träger mit einer Mindestbewehrung getestet. Die Hälfte

der Versuchskörper hat einen verbreiterten Druckflansch, um die typischen Brückenquerschnitte besser abzubilden und dessen Einfluss auf die Traglast und das Rissverhalten zu dokumentieren. Um mögliche Maßstabeffekte zu quantifizieren, werden die Versuchskörper je Serie im Größenverhältnis 1:2:4 skaliert. Die Ergebnisse werden mit den nach Eurocode 2 [5, 6, 7, 8] und Model Code 2010 [9] ermittelten Widerständen verglichen, um Aussagen über deren Anwendungsmöglichkeit bei gegen Querkraft gering bzw. unbewehrten Stahlbetonträgern treffen zu können.

Den Abschluss dieser Arbeit bildet die Analyse der einzelnen Querkrafttragmechanismen, welche anhand der über ein photogrammetrisches Messsystem dokumentierten Beziehung zwischen Rissöffnung und Gleitung des zum Versagen führenden Schubrisses beurteilt werden. Hierfür werden folgende Punkte bearbeitet.

- Quantifizierung der Anteile der Tragmechanismen für Querkraftbeanspruchung
- Beurteilung der gewählten Modelle anhand von Gleichgewichtsbetrachtungen
- Aussage über die Genauigkeit der durch ein photogrammetrisches Messsystem ermittelten Eingangsgrößen
- Analyse der Beziehung von Rissöffnung zur Gleitung

Kapitel 2

Tragmechanismen

Im Gegensatz zum Biegeversagen eines Stahlbetonbalkens kündigt sich das Versagen aufgrund von Querkraftbeanspruchung nicht durch eine signifikante Änderung des Last-Verformungsverhaltens (Fließen der Biegebewehrung) an, sondern tritt plötzlich auf (siehe Abbildung 2.1). Man spricht hier von einem „spröden“ Materialverhalten, welches im Kontext von Sicherheitsüberlegungen immer als kritisch zu betrachten ist.

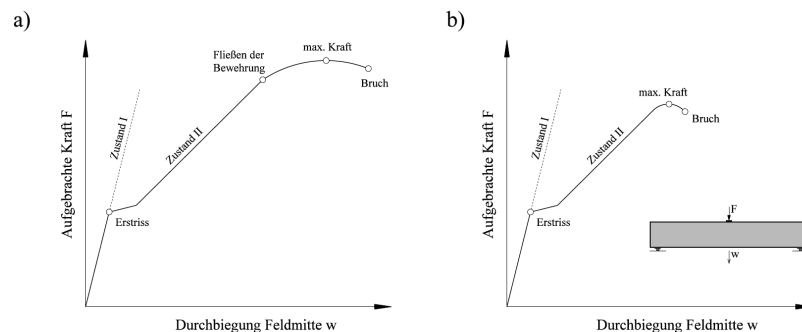


Abbildung 2.1: Last-Verformungskurve bei (a) Biegeversagen und (b) Querkraftversagen

Darüber hinaus scheint es bei Querkraftbeanspruchung weitaus schwieriger zu sein, die tatsächliche Bruchlast vorherzusagen, da es kein mechanisch konsistentes Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens gibt, sondern gleich mehrere Tragmechanismen eine Rolle spielen. Umso interessanter ist es daher zu ergründen welche Anteile die einzelnen Tragmechanismen bei der Übertragung von Querkräften leisten und alle wesentlichen Effekte in einem Querkraftmodell zu vereinen. In diesem Kapitel werden daher folgende Mechanismen anhand von bekannten Modellen näher beschrieben und im Zuge der Auswertung (siehe Kapitel 5) verwendet.

- Bügelkräfte anhand vom Verbundmodell nach SIGRIST [10]
- Rissreibung nach WALRAVEN [11, 12]
- Dübelwirkung nach BAUMANN [13]

- Betondruckzone nach MÖRSCH [14]
- Rissprozesszone nach HORDIJK [15]

2.1 Bügel

Der Bewehrungsstahl dient im Stahlbetonbau einerseits zur Begrenzung von Rissen und andererseits zur Aufnahme von Zugkräften, welche über den Verbund in den umliegenden Beton eingeleitet werden. Bei Schubrissbildung werden die im Riss frei werdenden Zugkräfte von den meist vertikalen Bügeln aufgenommen und diese tragen somit einen großem Anteil der Querkräfte ab. Die Größe der von einem einzelnen Bügel übertragenen Kräfte ist vom Verbundverhalten abhängig, welches nachfolgend näher erläutert wird.

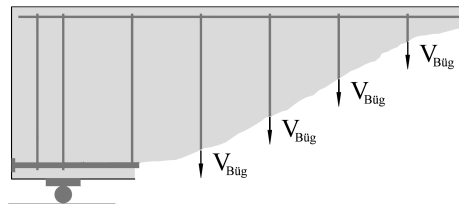


Abbildung 2.2: Tragwirkung der Bügel

2.1.1 Verbund

Unter Verbund versteht man das Zusammenspiel zwischen Stahl und Beton im Baustoff Stahlbeton. Dieses beruht auf der Verzahnung von der profilierten Stahloberfläche mit dem Beton. Beschrieben wird diese Charakteristik durch die Beziehung zwischen der örtlichen, mittleren Verbundspannung τ_b und der zugehörigen Relativverschiebung δ (Schlupf), welche von REHM (1961) als das „Grundgesetz des Verbundes“ bezeichnet wurde [16]. Experimentell kann dieser Zusammenhang durch den Ausziehversuch eines mit einer bestimmten Verbundlänge l_b einbetonierten Bewehrungsstabes bestimmt werden, wobei die aufgebrachte Kraft F und der zugehörige Schlupf δ gemessen wird (siehe Abbildung 2.3).

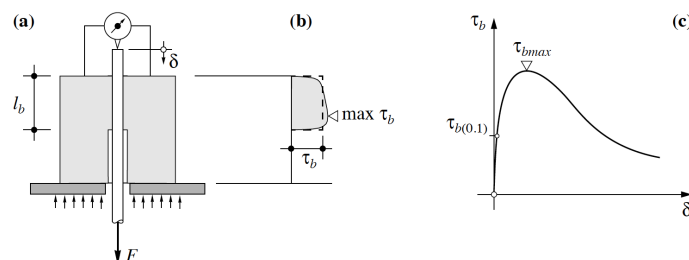


Abbildung 2.3: (a) Prüfkörper für Ausziehversuche, (b) Verlauf der Verbundspannung im Verbundbereich, (c) qualitativer Verlauf der τ_b/δ -Beziehung [10]

Die Versuchsergebnisse sind von der Größe und Form der Probekörper sowie Lage und Länge der Verbundstrecke abhängig. Der genaue Verlauf der Verbundspannungen über die Verbundlänge ist messtechnisch schwierig zu bestimmen, deshalb werden die Ergebnisse als Mittelwerte angegeben (siehe Abbildung 2.3 b). Die mathematische Formulierung für den Mittelwert der Verbundspannung τ_b ergibt sich wie folgt.

$$\tau_b = \frac{F}{\varnothing \cdot \pi \cdot l_b} \quad (2.1)$$

Um hier einen konsistenten Zusammenhang zu den Stahlspannungen herzustellen, betrachtet man ein Stabelement mit der Länge dx . Aus Gleichgewichtsgründen muss die Änderung der Stahlzugspannung $d\sigma_s \cdot \varnothing^2 \cdot \pi/4$ der mittleren örtlichen Verbundkraft $\tau_{b(\delta)} \cdot \varnothing \cdot \pi \cdot dx$ entsprechen (siehe Abbildung 2.4).

$$\frac{d\sigma_s}{dx} = \tau_{b(\delta)} \frac{4}{\varnothing} \quad (2.2)$$

Die Änderung des Schlupfs lässt sich wie folgt beschreiben.

$$\frac{d\delta}{dx} = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x) \quad (2.3)$$

Wobei die Betondehnungen im Bereich von großen Stahldehnungen verschwindend klein werden und daher in weiterer Folge vernachlässigt werden. Verknüpft man nun Gleichung 2.2 mit der kinematischen Beziehung (Gleichung 2.3) so ergibt sich.

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} = \frac{1}{E_s} \cdot \frac{4}{\varnothing} \cdot \tau_{b(\delta)} \quad (2.4)$$

Dabei handelt es sich um eine nichtlineare Differentialgleichung zweiter Ordnung, welche nur für spezielle Funktionen von $\tau_{b(\delta)}$ analytisch integrierbar ist.

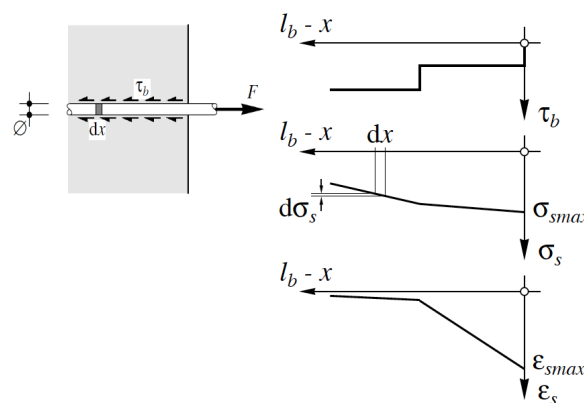


Abbildung 2.4: Ausziehversuch mit zugehörigen Spannungs- und Dehnungsverläufen [10]

Zur sinnvollen rechnerischen Behandlung der Ausziehproblematik schlägt SIGRIST ein idealisiertes Modell vor. Dabei wird das Verbundspannungs/Schlupf-Verhalten durch einer zweistufige, starr-plastische Beziehung angenähert (siehe Abbildung 2.5 b). Bei einem Schlupfwert δ_1 , welcher durch das Erreichen der Fließgrenze gekennzeichnet

ist, fällt die Verbundspannung auf den Wert τ_{b2} ab. Dies berücksichtigt die verminderte Verbundwirkung in den rissnahen Zonen sowie die Abnahme der übertragenen Verbundspannungen infolge des Fließens der Bewehrung. Das Verhalten des Stahls wird durch eine bilineare Kurve angenähert (siehe Abbildung 2.5 a).

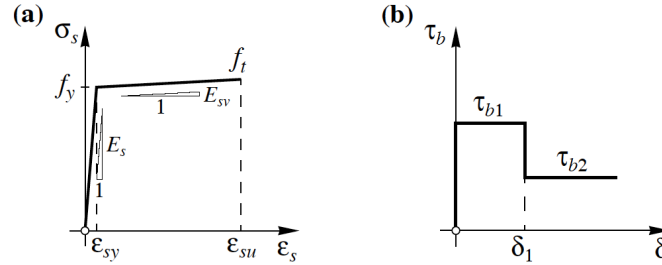


Abbildung 2.5: (a) Bilinear idealisiertes Stoffgesetz des Bewehrungsstahls, (b) Idealisierter Verlauf der τ_b/δ -Beziehung [10]

Durch geeignete Wahl von τ_{b1} und τ_{b2} gelingt es das Verformungsverhalten von üblichen Bewehrungsstäben im Verbund ausreichend genau zu beschreiben. SIGRIST zeigt durch Variation der Betondruckfestigkeit f_c einen konstanten Zusammenhang mit den Verbundspannungen und schlägt folgende Gleichungen vor.

$$\tau_{b1} = 0,6 \cdot f_c^{2/3} \quad (2.5)$$

$$\tau_{b2} = 0,3 \cdot f_c^{2/3} = 0,5 \cdot \tau_{b1} \quad (2.6)$$

Integriert man Gleichung 2.2 unter der Annahme der konstanten Verbundspannung τ_{b1} über jene Länge l_b , bei welcher die auftretende Spannung am Stabende $\sigma_{s,max}$ komplett abgebaut wird, so ergibt dies folgende Gleichgewichtsbeziehung.

$$\sigma_{s,max} \cdot \frac{\varnothing^2 \cdot \pi}{4} = \tau_{b1} \cdot \varnothing \cdot \pi \cdot l_b \quad (2.7)$$

Unter der Voraussetzung der Gültigkeit von Gleichung 2.5 bis zum Erreichen der Fließgrenze kann die Verankerungslänge wie folgt ausgedrückt werden.

$$l_{b(\sigma_{s,max}=f_y)} = \frac{f_y \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_{b1}} \quad (2.8)$$

Der zugehörige Schlupf δ_{max} kann durch Integration der Gleichung 2.3 gewonnen werden. Unter Berücksichtigung der starr-ideal plastischen τ_b/δ -Beziehung (siehe Abbildung 2.5 b), der Gleichung 2.2 und der Vernachlässigung der Betondehnungen ϵ_c , kann der Schlupf als Integration der Stahldehnungen über die Stahlspannungen ausgedrückt werden.

$$\delta_{max} = \frac{\varnothing}{4 \cdot \tau_{b1}} \cdot \int_0^{\sigma_{s,max}} \epsilon_{(\sigma_s)} d\sigma_s \quad (2.9)$$

Durch Einsetzen der Fließgrenze ergibt sich folgende Ausziehlänge.

$$\delta_{max(\sigma_{s,max}=f_y)} = \frac{f_y^2 \cdot \varnothing}{8 \cdot E_s \cdot \tau_{b1}} \quad (2.10)$$

Bei weiterer Laststeigerung wird die Fließgrenze überschritten und die übertragene Verbundspannung fällt auf den Wert τ_{b2} ab (siehe Abbildung 2.5 b). Die zugehörige Verankerungslänge beträgt.

$$l_{b(\sigma_{s,max} > f_y)} = \frac{f_y \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_{b1}} + \frac{(\sigma_{s,max} - f_y) \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_{b2}} \quad (2.11)$$

Durch Integration von Gleichung 2.9 ergibt sich wiederum die für diesen Fall zugehörige Ausziehlänge.

$$\delta_{max(\sigma_{s,max} > f_y)} = \frac{f_y^2 \cdot \varnothing}{8 \cdot E_s \cdot \tau_{b1}} + \frac{(\sigma_{s,max} - f_y)^2 \cdot \varnothing}{8 \cdot E_{sv} \cdot \tau_{b2}} + \frac{f_y \cdot (\sigma_{s,max} - f_y) \cdot \varnothing}{4 \cdot E_s \cdot \tau_{b2}} \quad (2.12)$$

Durch folgenden kinematischen Zusammenhang für die Rissöffnung w lässt sich ein Ausziehversuch anhand des Modells nach SIGRIST beschreiben.

$$w = 2 \cdot \delta_{max} \cdot (1 + \varepsilon_{s,max}) \quad (2.13)$$

Betrachtet man nun einen vollständig verankerten Bügel, welcher durch die Rissöffnung w des maßgebenden Schubrisses (siehe Abbildung 2.6) aktiviert wird, so kann die Größe der übertragenen Querkraft analog zu der in diesem Kapitel beschriebenen Verbundcharakteristik ermittelt werden.

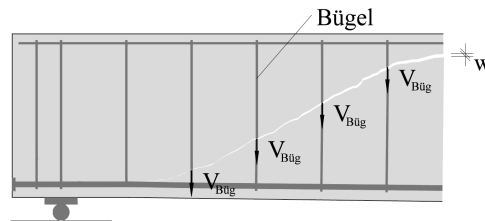


Abbildung 2.6: Kritischer Schubriss im schubbewehrten Stahlbetonträger

2.2 Rissreibung

Nach der Entstehung eines Risses im Beton können in der Fuge weiterhin Kräfte übertragen werden. Dies ist durch gegenseitige Rissuferverschiebung (Gleitung) und der daraus resultierenden Verzahnung der Rissoberflächen möglich. Je größer nun die Rissgleitung ist, desto höhere Kräfte werden aktiviert. Dieser Zusammenhang gilt unter der Voraussetzung, dass sich die Rissbreite nicht ändert. Wird die Rissbreite jedoch zu groß, können sich selbst die größten Zuschlagskörner nicht mehr verhaken und die Wirkung der Rissreibung geht verloren.

Die Höhe der aktivierten Kräfte hängt neben der zuvor beschriebenen Risskinematik in erster Linie von der Rauigkeit der Rissufer ab. Ausgehärteter Beton besteht aus zwei Komponenten: dem Zuschlag und der Zementmatrix. Bei Normalbeton (NSC) haben die Körner des Zuschlags eine höhere Festigkeit als die umgebende Matrix und daher entsteht beim Bruch eine relativ raue Oberfläche (siehe Abbildung 2.7 a). Im

Gegensatz dazu hat Leichtbeton (LCC) geringere Zuschlagsfestigkeiten, bedingt durch den Einsatz von leichteren Zuschlägen zur Gewichtsreduktion. Dies hat zur Folge, dass die einzelnen Körner vor der Matrix versagen und sich ein relativ glatter Riss ausbildet (siehe Abbildung 2.7 b). Selbiger Effekt ist bei Beton höherer Festigkeit ($f_c > 60$ MPa) zu beobachten.

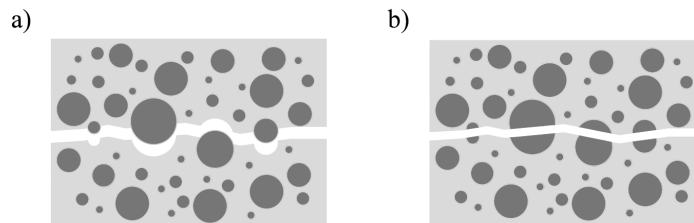


Abbildung 2.7: (a) Rauer Riss, (b) Glatter Riss

Die Wirkung der Rissreibung lässt sich nur schwierig in ein einheitliches Modell überführen, da mehrere Faktoren eine Rolle spielen. Zusammenfassend können folgende wesentliche Größen angeführt werden.

- Risskinematik
- Betonzusammensetzung
- Sieblinie und Größtkorn
- Festigkeit der Betonmatrix
- Zuschlagsfestigkeit

WALRAVEN gelang es Ende der siebziger Jahre ein Modell [11, 12] zur Beschreibung der Rissreibung im Beton herzuleiten, welches nachfolgend näher erläutert wird.

Modell nach WALRAVEN

Das Modell gründet auf einer statistischen Analyse der Rissoberfläche und den entsprechenden Kontaktflächen der Rissufer in Abhängigkeit von der Rissbreite w und der Gleitung Δ . Dabei wird ein Zweiphasenmodell bestehend aus dem festeren Korn und der Zementphase angenommen. Ein möglicher Riss verläuft durch die Zementmatrix und entlang der Kontaktflächen der beiden Materialien (siehe Abbildung 2.7 a). Zur vereinfachten mathematischen Formulierung werden die Körner als Kugeln idealisiert und weiters wird angenommen, dass die Rissebene diese Kugeln auf allen Höhen mit gleicher Wahrscheinlichkeit schneiden kann.

Die Zementphase ist ein viskoelastisches Material. Bei hohen Spannungen kommt es aufgrund der Luftporen im Beton zu großen plastischen Deformationen, welche weitaus größer sind als der elastische Anteil der Zementphase. Aus diesem Grund wird die Zementmatrix als starr-plastisches Material mit der Grenzspannung σ_{pu} angenommen (siehe Abbildung 2.8).

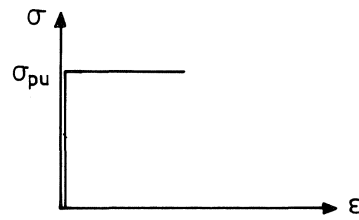


Abbildung 2.8: starr-plastisches Stoffgesetz der Zementmatrix [12]

Bei reiner Verschiebung in X-Richtung werden aufgrund der kugelförmigen Kontaktflächen nur Kräfte in X- und Y-Richtung aktiviert. Dies erlaubt die Betrachtung des Risses in der Z-Ebene anhand einer Scheibe mit einer finiten Länge um das räumliche auf ein zweidimensionales Problem zu reduzieren (siehe Abbildung 2.9).

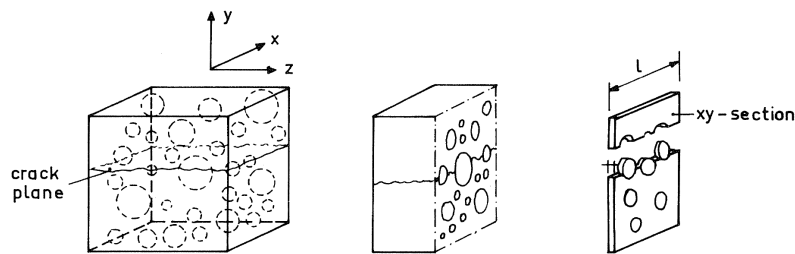


Abbildung 2.9: Überführung der räumlichen auf eine zweidimensionale Problematik [12]

Betrachtet man ein einzelnes Korn, so wirkt auf die Kontaktfläche unter Anwendung des starr-plastischen Stoffgesetzes der Zementmatrix (siehe Abbildung 2.8) die Radialspannung σ_{pu} sowie die Tangentialspannung τ_{pu} (siehe Abbildung 2.10 b).

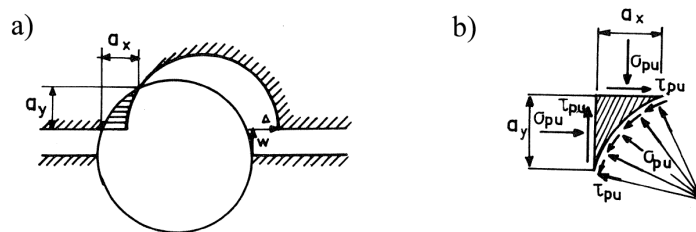


Abbildung 2.10: (a) Kontaktflächen am Korn, (b) Gleichgewicht am Korn [12]

Diese Spannungen sind durch das nachfolgende COULOMB'sche Reibungsgesetz miteinander verknüpft.

$$\tau_{pu} = \mu \cdot \sigma_{pu} \tag{2.14}$$

Fordert man Gleichgewicht, ergeben sich die Kräfte in die jeweiligen Hauptrichtungen wie folgt.

$$F_x = \sigma_{pu} \cdot a_y + \tau_{pu} \cdot a_x \tag{2.15}$$

$$F_y = \sigma_{pu} \cdot a_x - \tau_{pu} \cdot a_y \tag{2.16}$$

Durch Einsetzen des Reibungsgesetzes (Gleichung 2.14) und die Aufsummierung aller vorhandenen Scheiben kann die gesamte Kraft im Riss wie folgt formuliert werden.

$$\Sigma F_x = \sigma_{pu}(\Sigma a_y + \mu \cdot \Sigma a_x) \quad (2.17)$$

$$\Sigma F_y = \sigma_{pu}(\Sigma a_x - \mu \cdot \Sigma a_y) \quad (2.18)$$

Die Materialkonstanten σ_{pu} und μ wurden anhand der Versuchsergebnisse in [11] kalibriert. Für die Grenzspannung der Zementphase σ_{pu} konnte ein Zusammenhang mit der Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ beschrieben werden. Folgende Werte schlägt WALRAVEN in [12] vor.

$$\sigma_{pu} = 6,39 \cdot f_{c,cube}^{0,56}, \quad \mu = 0,4 \quad (2.19)$$

Die Ermittlung der notwendigen Kontaktflächen (a_x, a_y) beruht auf Wahrscheinlichkeitsüberlegungen. Unter der Annahme einer Sieblinie nach FULLER ergibt sich folgende Summenfunktion P , wobei D_{max} das Größtkorn ist. Diese Funktion entspricht dem Durchgang eines Siebes mit dem Durchmesser D .

$$P = \sqrt{\frac{D}{D_{max}}} \quad (2.20)$$

Die Wahrscheinlichkeit, dass ein beliebiger Punkt in einem Korn liegt, ist gleich dem Verhältnis vom gesamten Kornvolumens zum Betonvolumen.

$$p_k = \frac{V_{Korn}}{V_{Beton}} \quad (2.21)$$

Aus der Verteilung nach FULLER (Gleichung 2.20) lässt sich mit Gleichung 2.21 die Wahrscheinlichkeit P_c ausdrücken, dass ein beliebiger Punkt in der betrachteten Z-Ebene innerhalb eines Kornes mit einem Durchmesser $D < D_0$ liegt.

$$P_{c(D < D_0)} = p_k \cdot \left[1,065 \cdot \left(\frac{D_0}{D_{max}}\right)^{0,5} - 0,053 \cdot \left(\frac{D_0}{D_{max}}\right)^4 - 0,012 \cdot \left(\frac{D_0}{D_{max}}\right)^6 - \right. \\ \left. - 0,004 \cdot \left(\frac{D_0}{D_{max}}\right)^8 - 0,0025 \cdot \left(\frac{D_0}{D_{max}}\right)^{10} \right] \quad (2.22)$$

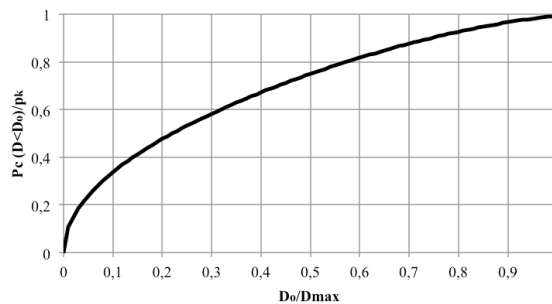


Abbildung 2.11: Wahrscheinlichkeitsfunktion $P_{c(D < D_0)}$

Die zugehörige Verteilungsdichtefunktion ergibt sich durch Ableiten der Wahrscheinlichkeitsfunktion nach D_0 .

$$P'_{(D_0)} = \frac{\partial P_{c(D < D_0)}}{\partial D_0} \quad (2.23)$$

Es sind alle Punkte von Interesse, die sowohl in der betrachteten Z-Ebene als auch in der Rissebene in einem Korn liegen. Die Verschneidung dieser beiden Ebenen bildet die Risslinie. Durch Multiplikation der Verteilungsdichtefunktion (Gleichung 2.23) mit einer beliebigen Risslänge (Länge der Risslinie) ergibt sich jene Länge $l_{(D_0)}$, welche nur aus Punkten besteht, die ein Korn mit Durchmesser D_0 schneiden. Unter Verwendung einer Einheitsrisslänge ergibt sich.

$$l_{(D_0)} = P'_{c(D_0)} \cdot 1 = P'_{(D_0)} \quad (2.24)$$

Die durchschnittliche Risslänge \bar{s} eines einzelnen Kornes mit Durchmesser D_0 ergibt sich durch Gleichsetzen der Kornfläche $D_0^2 \cdot \pi/4$ mit einer äquivalenten rechteckigen Rissfläche $D_0 \cdot \bar{s}$.

$$\bar{s} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_0^2}{D_0} = \frac{\pi \cdot D_0}{4} \quad (2.25)$$

Bezieht man nun $l_{(D_0)}$ auf die durchschnittliche Risslänge \bar{s} eines Kornes, so ergibt die Verteilungsdichtefunktion $n_{(D_0)}$ für die Anzahl der Körner mit Durchmesser D_0 , welche sowohl die Z-Ebene als auch den Einheitsriss schneiden.

$$n_{(D_0)} = \frac{l_{(D_0)}}{\bar{s}} = \frac{P'_{c(D_0)}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_0} \quad (2.26)$$

Anhand der Unterscheidung von drei Fällen (siehe Abbildung 2.12) werden folgende geometrische Beziehungen aufgestellt.

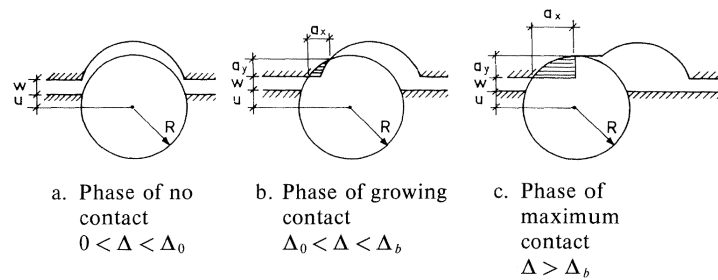


Abbildung 2.12: Mögliche Kontaktflächen zwischen Körnern und Zementmatrix [12]

Die Kontaktflächen für $0 < \Delta < \Delta_0$:

$$a_x = a_y = 0 \quad (2.27)$$

Die Kontaktflächen für $\Delta_0 < \Delta < \Delta_b$:

$$a_x = \frac{1}{2}\Delta - \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}(w^2 + \Delta^2)} \cdot \frac{w}{\sqrt{w^2 + \Delta^2}} + \sqrt{R^2 - (u + w)^2}$$

$$a_y = \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}(w^2 + \Delta^2)} \cdot \frac{w}{\sqrt{w^2 + \Delta^2}} - \frac{1}{2}w - u \quad (2.28)$$

Die Kontaktflächen für $\Delta > \Delta_b$:

$$\begin{aligned} a_x &= \sqrt{R^2 - (u + w)^2} \\ a_y &= R - (u + w) \end{aligned} \quad (2.29)$$

Mit den Grenzen:

$$\begin{aligned} \Delta_0 &= \sqrt{R^2 - u^2} - \sqrt{R^2 - (u + w)^2} \\ \Delta_b &= \sqrt{2 \cdot R \cdot w - w^2} \end{aligned} \quad (2.30)$$

Für jede mögliche Einbindetiefe u wird die gleiche Wahrscheinlichkeit angenommen und damit werden die durchschnittlichen Kontaktflächen $\bar{a}_{x(D)}$ und $\bar{a}_{y(D)}$ ermittelt [11]. Durch Multiplikation dieser mit der Verteilungsdichte der Anzahl der geschnittenen Körner am Einheitsriss (Gleichung 2.26) und Integration über alle relevanten Korn-durchmesser ergeben sich die statistischen Kontaktflächen.

$$\Sigma a_x = \int_{D_{min}}^{D_{max}} n_{(D)} \cdot \bar{a}_{x(D)} dD \quad (2.31)$$

$$\Sigma a_y = \int_{D_{min}}^{D_{max}} n_{(D)} \cdot \bar{a}_{y(D)} dD \quad (2.32)$$

Zusammenfassend kann für eine gegebene Risskonfiguration Δ und w mit den Materialparametern σ_{pu} und μ , sowie dem Größtkorn D_{max} mit diesem Modell eine Aussage über die übertragenen Kräfte getroffen werden.

Model Code 2010

WALRAVEN konnte aus den Versuchsergebnissen [11] zur Verifizierung des zuvor beschriebenen Modells vereinfachte, lineare Zusammenhänge zwischen Spannungen und Risskinematik herleiten. Diese wurden im Model Code aufgenommen und wie folgt modifiziert.

$$\begin{aligned} \tau &= C_f \cdot [-0,04f_{cm} + (1,8w^{-0,8} + (0,292w^{-0,7} - 0,25) f_{cm}) \cdot s] \\ \sigma &= C_f \cdot [-0,06f_{cm} + (1,35w^{-0,63} + (0,242w^{-0,55} - 0,19) f_{cm}) \cdot s] \end{aligned} \quad (2.33)$$

Der Abminderungsfaktor C_f berücksichtigt die Festigkeit des Zuschlagsstoffes und die damit verbundene Oberflächenrauigkeit der Rissflanken. Bei Leichtbeton, sowie bei Beton mit großer Festigkeit wird von einer glatten Rissoberfläche ausgegangen, da die Körner vor der Zementmatrix nachgeben. In diesem Fall wird der Faktor mit 0,35 empfohlen.

2.3 Dübelwirkung

Bewehrungsstahl kann nicht nur Kräfte in Verlegungsrichtung (siehe Kapitel 2.1.1) aufnehmen, sondern auch quer dazu. Teilt ein schräger Schubriss einen Betonträger gedanklich in zwei Hälften, so kann über die sogenannte Verdübelungswirkung weiterhin ein Kraftanteil quer zur Längsbewehrung übertragen werden (siehe Abbildung 2.13). Dabei stützt sich der „gebrochene“ Träger an der Längsbewehrung ab. Dieser Mechanismus trägt ebenfalls zum Querkraftwiderstand eines Stahlbetonbalkens bei.

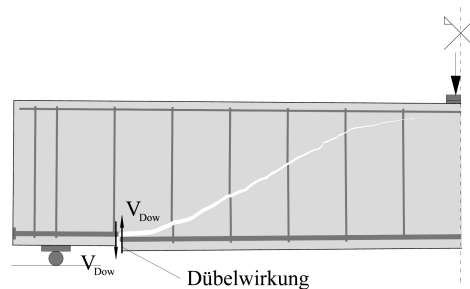


Abbildung 2.13: Kraftwirkung aufgrund von Dübelwirkung der Längsbewehrung

Die querbelastete Längsbewehrung wird aufgrund der Betondeckung im umgebenden Beton gebettet gelagert (siehe Abbildung 2.14 a). Die dabei entstehenden Zugkräfte können über die verbleibende Nettobetobreite übertragen werden (siehe Abbildung 2.14 b). Werden die aufnehmbaren Zugkräfte überschritten, kommt es zu typischen „Dübelrissen“ entlang der Stäbe. Ist diese Risslast erreicht, führt eine weitere Lasterhöhung lediglich zu einer Ausbreitung der Dübelrisse und einer Verlagerung der eben beschriebenen Tragwirkung und die aufnehmbare Kraft kann nicht mehr gesteigert werden (siehe Abbildung 2.15, Kurve 2).

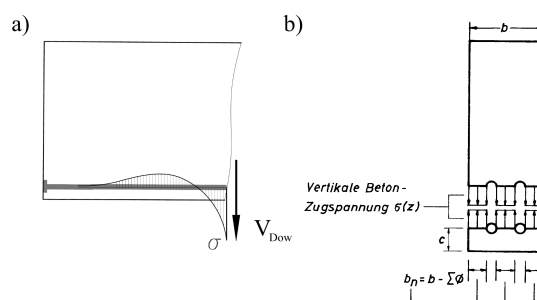


Abbildung 2.14: (a) Bettung der Bewehrung, (b) Zugspannung auf Nettobreite wirkend [13]

Bei schubbewehrten Querschnitten erfolgt die Verlagerung so lange, bis der aufgehende Dübelriss auf einen Bügel trifft, an dem er sich „aufhängen“ kann. Voraussetzung dafür ist, dass der Bügel ausreichend an der Längsbewehrung verankert ist. Dadurch wird der Dübelriss limitiert und die Verdübelungskraft kann weiter gesteigert werden (siehe Abbildung 2.15, Kurve 3). Dies ist so lange möglich bis entweder der eingespante Bewehrungsstab oder der Bügel zu fließen beginnt.

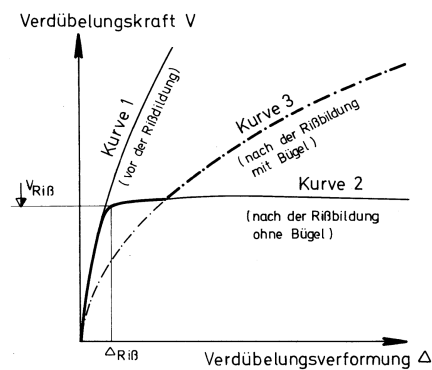


Abbildung 2.15: Dübelskraft in Abhängigkeit der Dübelsverformung [13]

Nach den zuvor getroffenen Überlegungen hängt die Dübelswirkung der Längsbewehrung im Wesentlichen von folgenden Parametern ab.

- Durchmesser der Bewehrung
- Bewehrungsgrad
- Betondeckung
- Betonzugfestigkeit
- Abstand des Risses zum nächsten Bügel

Anhand von Versuchen leitete BAUMANN gegen Ende der sechziger Jahre empirische Formeln zur Quantifizierung der Dübelswirkung her, die heute noch Anwendung finden. Dabei wurden die Versuchskörper in zwei Phasen hergestellt. In der Ersten wurde das Mittelstück mit der Längsbewehrung betoniert. Die Oberflächen wurden anschließend eingefettet und mit einer Folie belegt, sowie mit einer kautschukartigen Masse bestrichen um die gewünschte Rissbreite herzustellen und den Verbund mit dem anschließend betonierten Teil zu verhindern. Diese speziellen Versuchskörper erlaubten die alleinige Untersuchung der Verdübelungswirkung (siehe Abbildung 2.16).

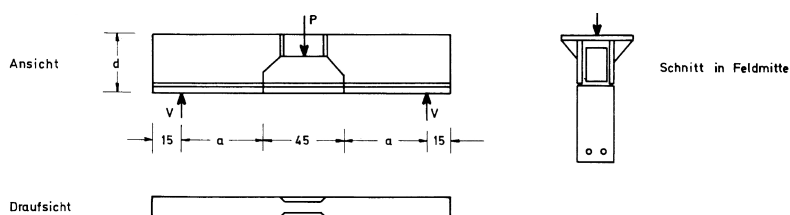


Abbildung 2.16: Versuchskörper der Untersuchungen von BAUMANN [13]

Folgende Parameter wurden bei den Versuchen variiert.

- Rissbreite des vorgegeben Schrägrisses
- Balkenabmessungen
- Bügel
- Längsbewehrung
- Betongüte

Die Auswertung der Versuche gründet auf der Idealisierung der tatsächlichen Spannungen im Dübel zu einem rechteckigen Spannungsblock mit gleichem Flächeninhalt. Die Größe des Blocks ist begrenzt durch die Betonzugspannung β_z . Die Länge l_z konnte aus den Versuchen bestimmt werden (siehe Abbildung 2.17).

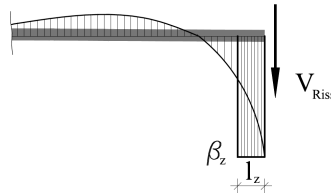


Abbildung 2.17: Modell nach BAUMANN

Bei einlagiger Bewehrung konnte folgende empirische Beziehung für l_z abgeleitet werden, wobei β_w die Druckfestigkeit eines Betonwürfels mit einer Kantenlänge von 20 cm ist.

$$l_z = 14,3 \frac{\varnothing}{\sqrt[3]{\beta_w}} \quad (2.34)$$

Das Gleichgewicht zwischen Risslast und idealisierten Spannungen muss erfüllt sein, wobei b_n die Nettobreite ist (siehe Abbildung 2.14 b).

$$V_{Riss} = l_z \cdot b_n \cdot \beta_z \quad (2.35)$$

Die Verwendung des Zusammenhangs $\beta_z = k \cdot \beta_w^{2/3}$ mit $k = 0,53$ aus den Prüfergebnissen der Materialparameter und l_z (Gleichung 2.34) führte zu folgenden vereinfachten Ausdruck für die Risslast.

$$V_{Riss} = 7,6 \cdot b_n \cdot \varnothing \cdot \sqrt[3]{\beta_w} \quad (2.36)$$

Im Mittel lag die Verformung Δ_{Riss} bei welcher der erste Dübelriss zu beobachten war, bei 0,10 mm (siehe Abbildung 2.18).

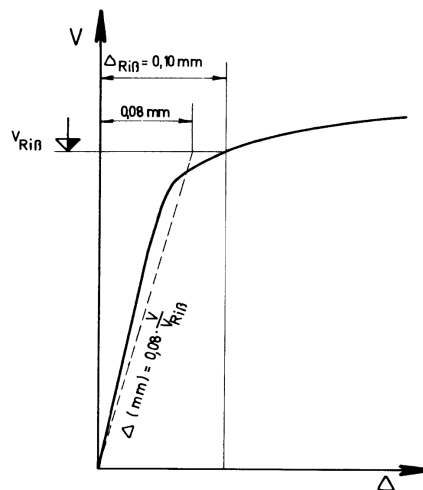


Abbildung 2.18: Zusammenhang zwischen Risslast und Dübelverformung [13]

Für die Verdübelungsverformung konnte daher folgende idealisierte Beziehung abgeleitet werden.

$$\Delta = 0,08 \cdot \frac{V}{V_{Riss}} \quad (2.37)$$

Findet die Längsbewehrung eine Unterstüzung an einem nahe dem Schubriss liegenden Bügel, kann die Kraft weiter anwachsen. Folgende Beziehung wurde aus den Versuchsergebnissen abgeleitet.

$$\Delta = \gamma \cdot V^2 \quad (2.38)$$

Der Faktor γ ist abhängig von der Steifigkeit des Betonquerschnitts J_v und der Entfernung f zwischen Bügel und Schubriss.

$$\gamma = \frac{0,45 \cdot f^2}{J_v} \quad (2.39)$$

Mit einer gegebenen Querschnittsgeometrie, den Materialparametern und der Breite des Dübelrisses lässt sich eine Aussage über die Verdübelungswirkung treffen. Es sei abschließend nochmals zu erwähnen, dass hier besondere Versuchskörper untersucht wurden und nur bedingt eine Aussage über das Zusammenspiel mit den anderen Tragmechanismen getroffen werden kann.

2.4 Betondruckzone

Der zum Versagen führende „Biegeschubriss“ entsteht aus einem am unteren Bereich auftretenden Biegeriss, welcher bei Laststeigerung in Richtung des Lasteinleitungspunktes fortschreitet. Vor dem Versagen bleibt nur ein kleiner Bereich des Betonträgers, die sogenannte Betondruckzone, ungerissen (siehe Abbildung 2.19). Deshalb liegt die Annahme nahe, dass bei Trägern ohne Schubbewehrung sämtliche Kräfte in diesem ungerissenen Bereich übertragen werden.

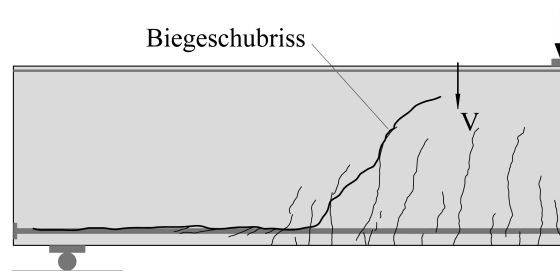


Abbildung 2.19: Biegeschubriss mit ungerissener Druckzone

In der aktuellen universitären Forschung ist man über den Beitrag der Rissreibung zur Querkraftübertragung geteilter Meinung, weshalb er bei vielen Modellen völlig unberücksichtigt bleibt. SHERWOOD untersuchte deshalb bei unverbügelten Probekörpern den Verzerrungszustand in der Betondruckzone [17] und errechnete aus der Normalkraftdifferenz zweier benachbarte Schnitte jene Schubkräfte, die hier übertragen werden. Dabei ergab sich ein parabolischer Verlauf der Schubspannungen (siehe Abbildung 2.20).

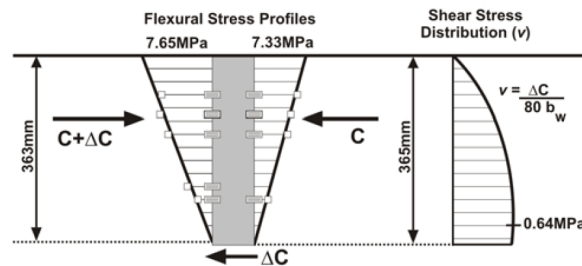


Abbildung 2.20: Längsspannungsverteilung (li.) und Schubspannungsverteilung (re.) [17]

Dieser Verlauf gleicht jenem nach der klassischen Querkrafttheorie nach MÖRSCH, angewendet auf die ungerissene Betondruckzone. Der daraus berechnete Traganteil von ca. 20 % der Gesamtlast konnte sowohl aus dem gemessenen Verzerrungszustand als auch nach dem klassischen Modell ermittelt werden. Aus den Ergebnissen könnte auf die Gültigkeit der Spannungsverteilung nach MÖRSCH bei schwach bewehrten Betonträgern auch vor dem Bruch geschlossen werden, obwohl die Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte schon längst nicht mehr erfüllt ist. Für ein besseres Verständnis der Querkraftwirkung in der Betondruckzone wird nun das Querkraftmodell nach MÖRSCH näher erläutert.

Dabei werden zwei benachbarte Querschnitte (AB und $A'B'$) im Zustand II betrachtet (siehe Abbildung 2.21). Die Differenz der Normalspannungen bis zu einer betrachteten horizontalen Ebene (CC') jener Schnitte ist gleich der in dieser Fläche auftretenden Schubspannungen.

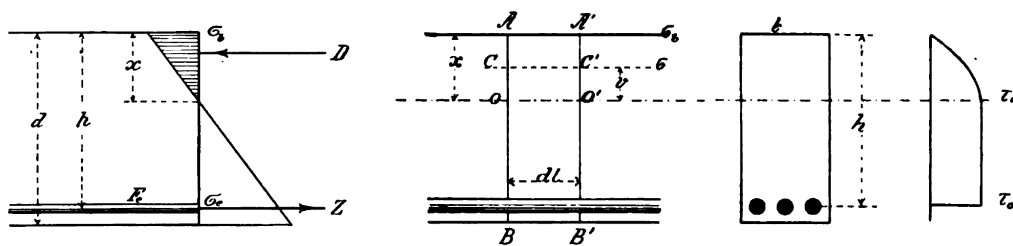


Abbildung 2.21: Schubspannungsmodell nach MÖRSCH [14]

Die mathematische Formulierung des vorher beschriebenen Gleichgewichts ergibt sich zu.

$$\tau \cdot b \cdot dl = \int_v^x b \, dv \, d\sigma \quad (2.40)$$

Die Normalspannungen werden proportional zu den Dehnungen angenommen und Betonzugkräfte werden vernachlässigt (siehe Abbildung 2.21). Durch Forderung des horizontalen Gleichgewichts ergibt sich die obere Randspannung σ_b zu.

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right)} \quad (2.41)$$

Die Änderung der Randspannung σ_b zwischen den betrachteten Querschnitten ergibt sich zu.

$$\frac{\sigma_b}{dl} = \frac{2}{b \cdot x \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right)} \cdot \frac{dM}{dl} \quad (2.42)$$

Mit der Querkraft $V = dM/dl$ und dem dreieckigen Verlauf der Längsspannungen $d\sigma = v/x \cdot d\sigma_b$ eingesetzt in die Gleichgewichtsbedingung (Gleichung 2.40) folgt.

$$\tau \cdot b \cdot dl = \int_v^x b \, dv \frac{v \cdot 2 \cdot V \cdot dl}{b \cdot x^2 \left(h - \frac{x}{3}\right)} \quad (2.43)$$

Durch Auflösen des Integrals ergibt sich der folgende vereinfachte Ausdruck.

$$\tau \cdot b = \frac{V \cdot (x^2 - v^2)}{x^2 \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right)} \quad (2.44)$$

Die Schubspannung ist daher am oberen Rand ($v = x$) gleich Null und wächst bis zur neutralen Faser auf τ_0 an und ergibt sich durch Einsetzen von $v = 0$ zu.

$$\tau_0 = \frac{V}{\left(h - \frac{x}{3}\right) \cdot b} \quad (2.45)$$

Mit Hilfe der hergeleiteten Formeln kann unter folgenden Voraussetzungen auf den Beitrag der ungerissenen Betondruckzone zur Querkraftableitung geschlossen werden.

- Die Spannungen sind proportional zu den Dehnungen.
- Der tatsächliche Verzerrungszustand entspricht den Annahmen des Modells.

2.5 Rissprozesszone

Beim einachsigen Zugversuch von Beton lässt sich bei weggesteuerter Lastaufbringung ein Nachrissverhalten erkennen (siehe Abbildung 2.22). Das bedeutet, dass bei einer geringen relativen Öffnung auch nach der Entstehung des Risses Zugkräfte übertragen werden können. Der Bereich, in dem eine Kraftübertragung noch immer möglich ist, nennt sich Rissprozesszone.

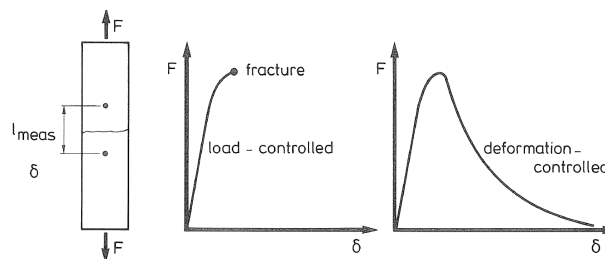


Abbildung 2.22: Last- und weggesteuerter Zugversuch [15]

Die Rissprozesszone ist bei einem charakteristischen Biegeschubriss meist in einem sehr flachen Bereich in Nähe des Belastungspunktes zu finden (siehe Abbildung 2.23). Durch diese Flachheit wirkt der Hauptanteil der resultierenden Kraft in Querkraftrichtung. Durch die großen Rissweiten und der im Vergleich zur Betondruckfestigkeit geringen Zugfestigkeit kann dieser Anteil oft vernachlässigt werden.

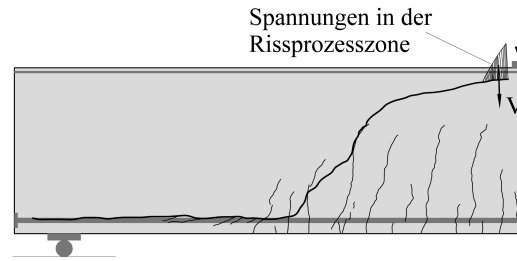


Abbildung 2.23: Typische Kraftwirkung in der Rissprozesszone

HORDIJK entwarf ein Modell zur numerischen Modellierung des Nachrissverhaltens und fand durch die Regressionsanalyse seiner Versuche [15] folgenden Zusammenhang.

$$\sigma_{res} = f_{ct} \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] e^{-c_2(w/w_c)} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (2.46)$$

Dabei sind $c_1 = 3,0$ und $c_2 = 6,93$ Konstanten des Modells und w_c ist jene Öffnung des Risses, bei welcher eine Kraftübertragung gerade noch möglich ist. Die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen lieferte $w_c = 160 \mu m$. Zur Beschreibung dieser Kenngröße konnte ein Zusammenhang zur Bruchenergie G_F und der Zugfestigkeit f_{ct} gefunden werden, wobei die Bruchenergie das Integral der Kurve im Spannungs-Dehnungsdiagramm (siehe Abbildung 2.22) ist. Die gefundene Relation hierfür lautet wie folgt.

$$w_c = 5,14 \cdot \frac{G_F}{f_{ct}} \quad (2.47)$$

Die Bruchenergie wird im Model Code mit folgendem Zusammenhang in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit abgeschätzt.

$$G_f = 73 \cdot f_{c,cyl}^{0,18} \quad (2.48)$$

Der Beitrag zur Querkraftübertragung kann daher durch Messung der Rissbreiten in der Rissprozesszone abgeschätzt werden. Da der Bereich von Rissöffnungen, die unterhalb der Grenzöffnung (z.B. $w_c = 160 \mu m$) liegen, meistens nicht sehr groß ist, spielt der Beitrag der Rissprozesszone meist eine vernachlässigbare Rolle.

Kapitel 3

Versuche

Das vorliegende Kapitel beinhaltet die Beschreibung von zwölf Bruchversuchen zur Untersuchung des Widerstandes gegen Querkraftbeanspruchung bei schwach- bzw. unverbügelten Stahlbetonträgern. Um den Bereich des möglichen Versagens am Versuchsträger räumlich einzugrenzen, wurde nur das Versuchsfeld ohne Bügel (Serie A) bzw. mit geringerer Schubbewehrung (Serie B) ausgeführt. Als statisches System wurde ein Einfeldträger mit mittiger Krafteinleitung gewählt, dies führt bei Berechnung nach Stabtheorie I. Ordnung zu einem konstanten Querkraftverlauf im Versuchsfeld (siehe Abbildung 3.1).

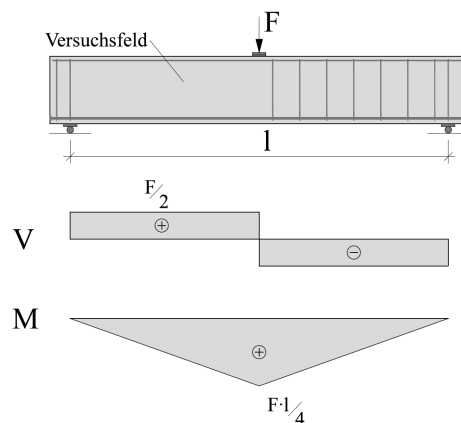


Abbildung 3.1: statisches System der Versuchsträger

Abgesehen von der Bruchlast war die Kinematik des maßgebenden Schubrisses von besonderem Interesse. Um diese besser erfassen zu können wurden die Versuche sowohl mit den üblichen induktiven Wegaufnehmern als auch mit einem photogrammetrischen Messsystem dokumentiert. Nachfolgend werden die Versuchskörper sowie die Durchführung der Versuche, einschließlich aller Versuchsaufbauten und Messsysteme, beschrieben. Dies dient als Basis für die in den nächsten Kapiteln folgende Auswertung und Analyse der Ergebnisse.

3.1 Versuchskörper

Die generelle Konzeption der Versuchskörper der beiden Versuchsreihen wurde auf die Variation von folgenden Kenngrößen ausgelegt.

- Größe der Versuchskörper
- Betondruckzonenbreite
- Variation der Querkraftbewehrung

Zur Erfassung von möglichen Maßstabeffekten wurden die Stahlbetonträger im Größenverhältnis 1:2:4 betoniert. Je Größenstufe wurde ein rechteckiger Querschnitt und ein Plattenbalken mit Druckflansch ausgeführt. Das ergibt in Summe sechs Versuchskörper je Serie.

3.1.1 Abmessung und Bewehrung

Die Dimensionierung der Versuchskörper erfolgte unter dem Aspekt einer möglichst Schubkritischen Lastsituation. Nach KANI kann bei Betonbalken mit speziellen Verhältnissen vom Abstand der Lasteinleitung a zur statischen Nutzhöhe d aufgrund eines vorzeitigen Schubversagens nicht die volle Momententragfähigkeit erreicht werden [18]. Das Maximum dieser Reduktion liegt bei einem a/d -Verhältnis von ca. 3,0 und wurde im vorliegenden Fall mit 3,04 gewählt. Folgende vom Maßstab unabhängige Basisabmessungen wurden für beide Serien festgelegt (siehe Abbildung 3.2).

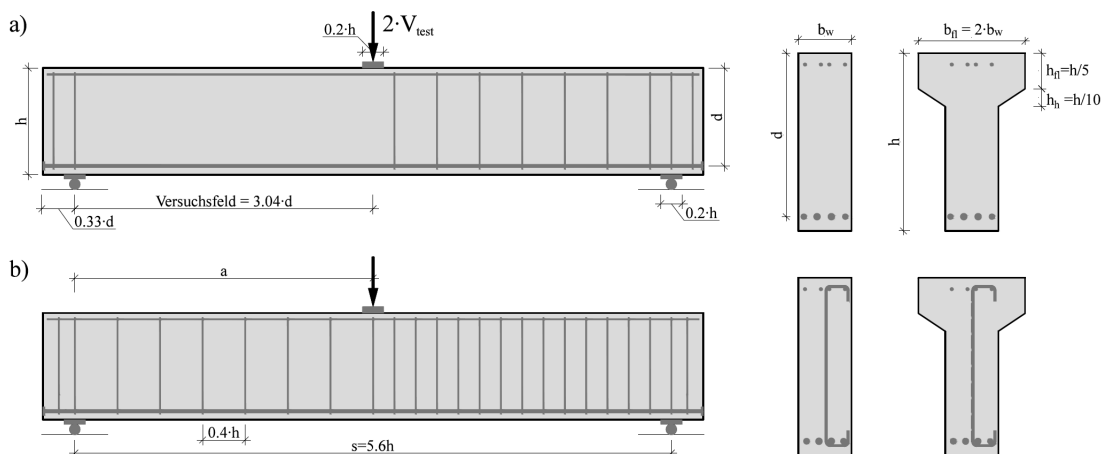


Abbildung 3.2: Generelle Auslegung der Versuchskörper (a) Serie A und (b) Serie B

Die tatsächliche Größe der Träger war durch die Gewährleistung der sachgemäßen Ausführung und der zur Verfügung stehenden Platzverhältnisse in der Versuchshalle limitiert. Die Höhe der größten Versuchskörper wurde mit 1000 mm festgelegt und die Länge mit 6200 mm. Der kleinste Versuchsträger ist daher 250 mm hoch und 1550 mm lang. Nicht nur die geometrischen Abmessungen sondern auch die Bewehrungsflächen wurden je nach Größenstufe skaliert. Die größten Träger weisen daher mit $2 \varnothing 36$ mm und $2 \varnothing 32$ mm eine 16-fache Bewehrungsfläche der kleinsten Träger ($4 \varnothing 8$ mm) auf.

Selbiges gilt auch für die Bügelbewehrung, wobei die Bewehrung des größten Trägers mit einem einschnittigen Bügel $\varnothing 12/400$ mm festgelegt wurde. Die Abmessungen und die verwendete Bewehrung sind in Tabelle 3.1 zusammengefasst und die Versuchskörper sind auf den Seiten 26 und 27 abgebildet.

Versuchskörper		Höhe	Breite (*)	Länge	Bewehrung	Bügel
Serie A	Re1000o	1000	300	6200	2 \varnothing 32 + 2 \varnothing 36	
	Pb1000o	1000	300 (600)	6200	2 \varnothing 32 + 2 \varnothing 36	
	Re500o	500	150	3100	4 \varnothing 16	
	Pb500o	500	150 (300)	3100	4 \varnothing 16	
	Re250o	250	75	1550	4 \varnothing 8	
	Pb250o	250	75 (150)	1550	4 \varnothing 8	
Serie B	Re1000m	1000	300	6200	2 \varnothing 32 + 2 \varnothing 36	\varnothing 3/100
	Pb1000m	1000	300 (600)	6200	2 \varnothing 32 + 2 \varnothing 36	\varnothing 3/100
	Re500m	500	150	3100	4 \varnothing 16	\varnothing 6/200
	Pb500m	500	150 (300)	3100	4 \varnothing 16	\varnothing 6/200
	Re250m	250	75	1550	4 \varnothing 8	\varnothing 12/400
	Pb250m	250	75 (150)	1550	4 \varnothing 8	\varnothing 12/400

* Flanschbreite

Tabelle 3.1: Abmessungen und Bewehrung der Versuchskörper [mm]

Der auf die Stegfläche bezogene geometrische Bewehrungsgrad in Längsrichtung $\rho_{l,w}$ ist bei allen Trägern ident und ergibt sich zu 1,08 %. Aufgrund der geringen Verbügelung von Serie B liegt der Schubbewehrungsgrad ρ_w lediglich bei 0,94 ‰. Wichtige Kennzahlen der Versuchskörper sind in Tabelle 3.2 zusammengefasst.

	$\rho_{l,w}$ [‰]	ρ_w (A/B) [‰]	a/d	d/h	s/h	h_{fl}/h
Kennzahlen	1,08	- / 0,94	3,04	0,92	5,6	(0,20)

Tabelle 3.2: Kennzahlen der Versuchskörper

Die Verankerung der Längsbewehrung erfolgte jeweils über angeschweißte Stahlbleche (siehe Abbildung 3.3). Des Weiteren wurde bei den großen Versuchsträgern an dem des Versuchsfeldes abgewandten Auflager eine Stahlplatte mit Gewinden einbetoniert. Damit konnte das Auflager nach dem Ausschalen kraftschlüssig verbreitert werden um eine Abstützung aus der Ebene zu gewährleisten (siehe Abbildung 3.3).

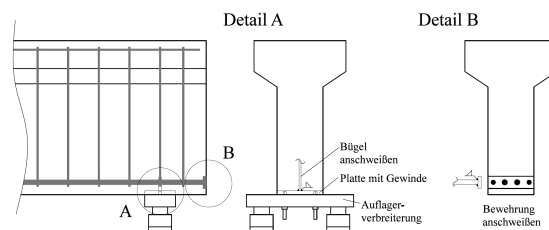
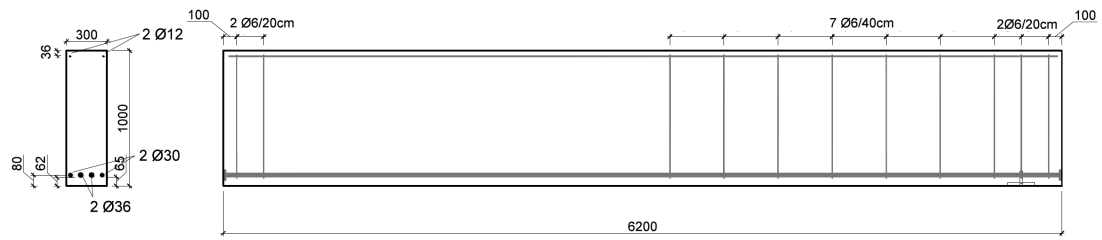


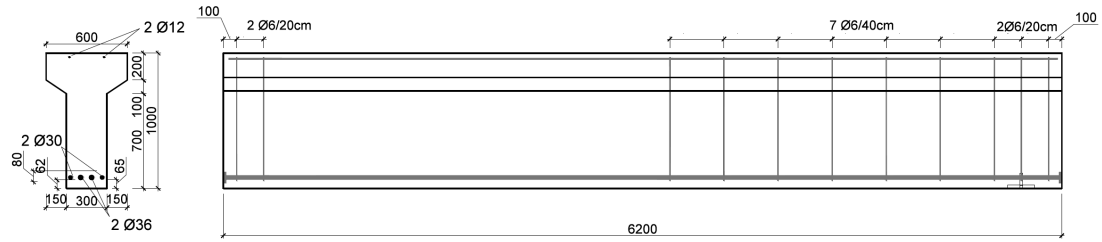
Abbildung 3.3: Auflagerverbreiterung und Verankerung der Längsbewehrung

Versuchskörper Serie A

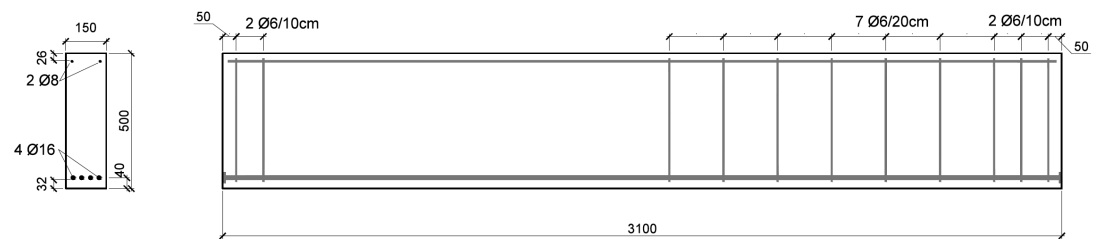
Re1000o



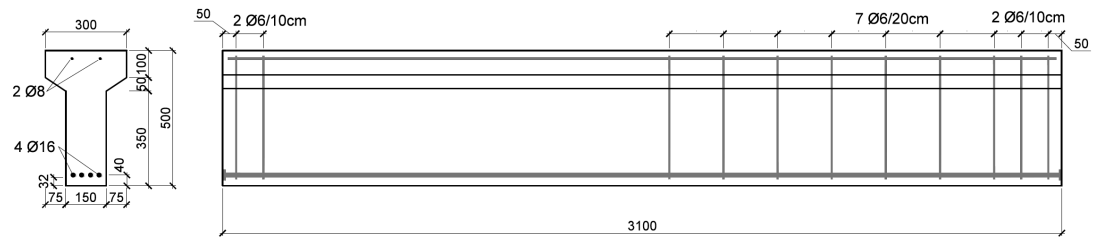
Pb1000o



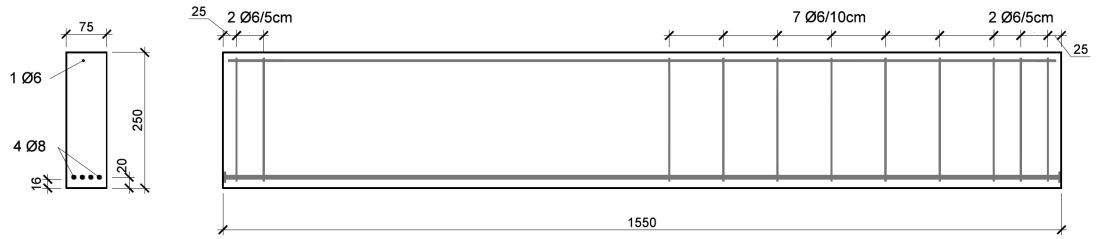
Re500o



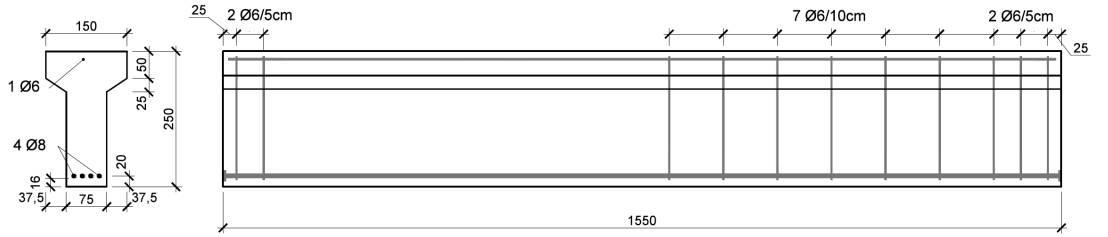
Pb500o



Re250o

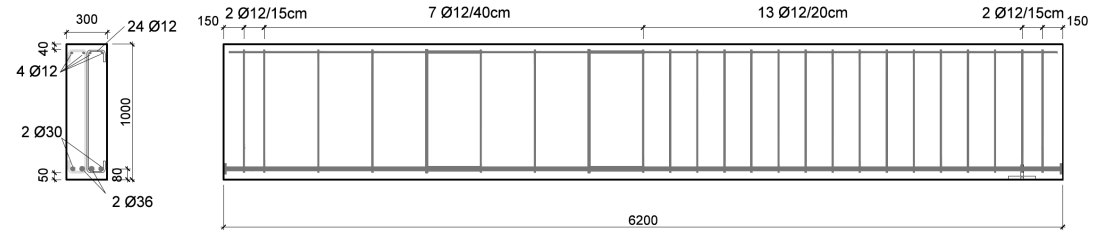


Pb250o

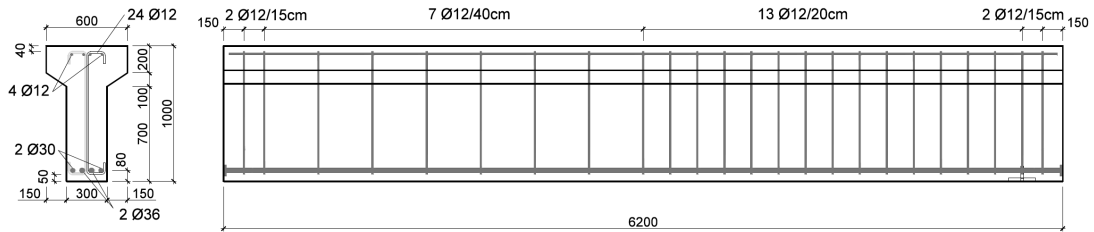


Versuchskörper Serie B

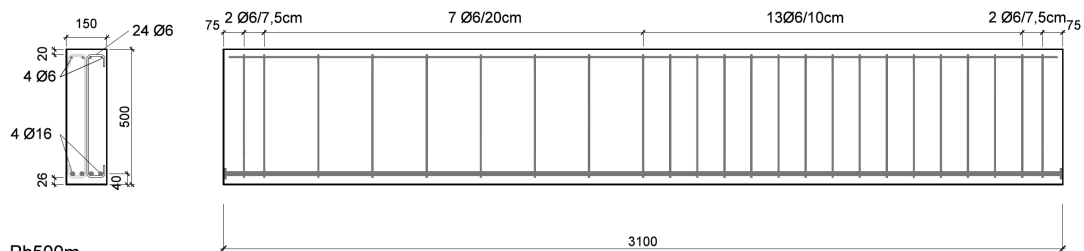
Re1000m



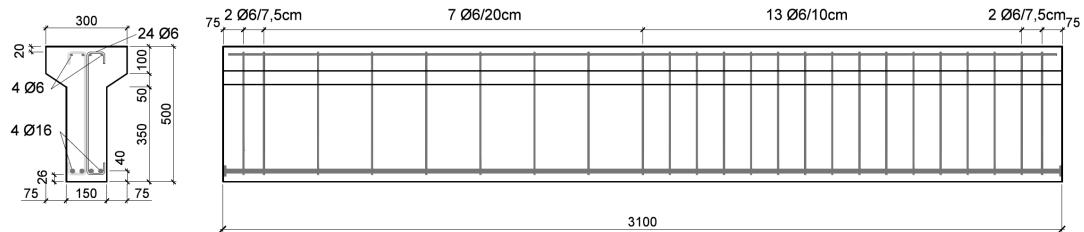
Pb1000m



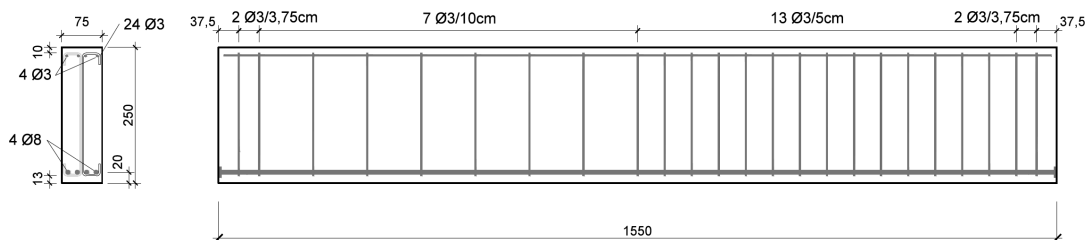
Re500m



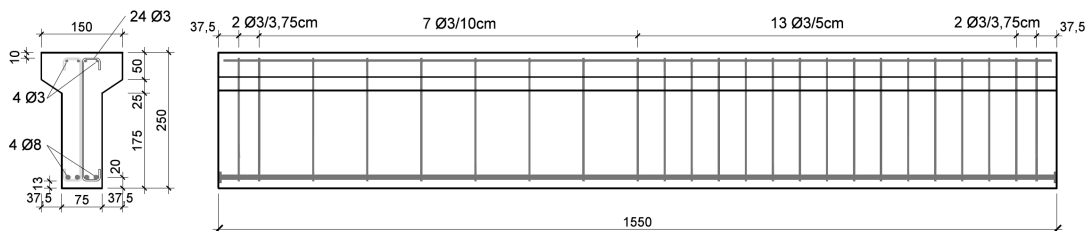
Pb500m



Re250m



Pb250m



3.1.2 Herstellung

Alle Versuchskörper wurden im Fertigteilwerk der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp hergestellt. Bei allen Betoniervorgängen war ein Mitarbeiter der TU Wien anwesend. Nach einer entsprechenden Vorlaufzeit für die Herstellung der Bewehrungskörbe und Schalung konnten bis zu vier Körper zugleich hergestellt werden. Bei allen Trägern wurden zwei Transportanker an der Oberseite versetzt. Aufgrund der geringen Kranhöhe in der Versuchshalle versetzte man bei den großen Versuchsträgern im unteren Bereich an den Längsseiten jeweils zwei Anker zusätzlich. Nach dem Einbringen des Betons erfolgte die Verdichtung bei den großen Versuchskörpern mittels Vibrations-Tauchrüttlern und bei den anderen Trägern durch Schalungsrüttler. Parallel zur Herstellung wurden Würfel und Zylinderformen für die Bestimmung der Materialparameter befüllt (siehe Abbildung 3.4).



Abbildung 3.4: Herstellung der Versuchskörper bei Oberndorfer in Gars am Kamp

In der Regel wurde nach einem Tag ausgeschalt. Nach dem Ausschalen war keine besondere Nachbehandlung vorgesehen. Anschließend wurden die Träger bis zum Transport ins Versuchslabor in der Produktionshalle gelagert (siehe Tabelle 3.8).

3.1.3 Baustoffe

Zur Bestimmung der für die Auswertung notwendigen Materialkenngrößen wurden an Prüfkörpern Versuche durchgeführt. Die dazu hergestellten Betonprobekörper sind direkt nach dem jeweiligen Versuch im Labor getestet worden. Außerdem erfolgten Zugversuche an dem für die Bügel verwendeten Baustahl in einer externen Prüfanstalt.

Beton

Die Betonherstellung erfolgte direkt im Fertigteilwerk der Firma Oberndorfer durch Materialzugabe mittels Mikroprozessorsteuerung. Für alle Versuchskörper wurde derselbe Beton angefordert. Die folgenden Daten sind dem Erstprüfungsprotokoll für die Betonsorte SCC 40/50 B2 F73 GK16 entnommen.

Bestandteil	Klasse	Masse [kg]	Dichte [kg/dm ³]	Volumen [dm ³]
Gesteinskörnung (trocken)	F1, GK16	1809	2,71	668
Zement	CEM I 52,5R	380	3,05	125
Wasser (lt. Trocknung)		197	1,00	197
davon Zusatzmittel	BASF Glenium ACE 331	(4,95)	1,07	(4,67)
Luftporen	1,0 %			10
Gesamt		2386	2,39	1000

Tabelle 3.3: Betonmischung für einen Kubikmeter Festbeton

Dabei wurde die Zementdichte mit einem üblichen Wert von 3,05 kg/m³ angenommen und die Dichte der Gesteinskörnung aus den restlichen Daten berechnet (siehe Tabelle 3.3). Die Zusammensetzung des Zuschlags konnte ebenfalls dem Erstprüfungsprotokoll entnommen werden (siehe Tabelle 3.4).

Korngruppe	Masse [kg]	Anteil	Summe
KK 0/1	130	0,072	0,072
RK 0/4	822	0,454	0,526
RK 4/8	254	0,140	0,667
RK 8/16	603	0,333	1,000

Tabelle 3.4: Zusammensetzung der Gesteinskörnung laut Erstprüfungsprotokoll

Zur Beschreibung der Gesteinskörnung konnte anhand dieser Daten eine Sieblinie erstellt werden (siehe Abbildung 3.5). Bemerkenswert ist der hohe Anteil der Kornfraktion bis \varnothing 4 mm welcher bei selbstverdichtenden Beton typisch ist.

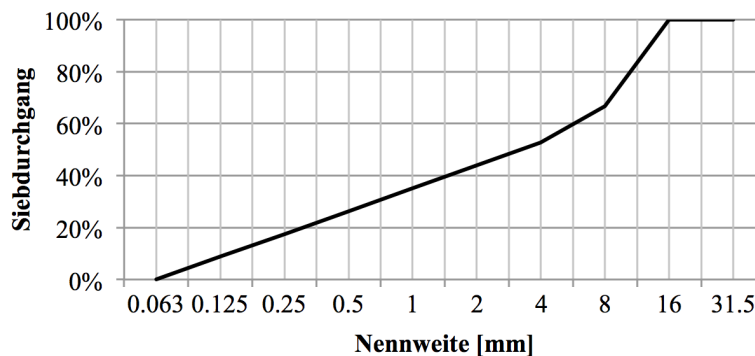


Abbildung 3.5: Sieblinie der Körnung nach Tabelle 3.4

Bei Serie A wurden je Betoniervorgang jeweils drei Würfel (Kantenlänge $l=150$ mm) und fünf Zylinder ($\varnothing=150$ mm, $h=300$ mm) in Stahlgussformen betoniert um in Bruchversuchen die maßgebenden Festigkeitsparameter zu ermitteln. Die Würfel, sowie drei Zylinder dienten zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit und an den restlichen zwei Zylindern erfolgte ein Spaltzugversuch. Bei den Würfelruckversuchen wurde ein unübliches Bruchbild beobachtet, gekennzeichnet durch einen schräg verlaufenden Riss. Bei den Zylinderdruckversuchen konnten keinerlei Auffälligkeiten anhand des Bruchbilds bzw. der Versuchsergebnisse beobachtet werden. Deshalb wurden bei Serie B ausschließlich Zylinder betoniert.

	Prüfgruppe	Alter [d]	ρ [kg/m ³]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{c,cube}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]
Serie A	Pb1000o	55	2292,6 ±1,01 %	56,55 ±0,90 %	62,61* ±2,59 %	3,33 ±7,49 %
	Re1000o, Pb500o	44	2296,7 ±1,36 %	60,34 ±4,28 %	63,23* ±2,12 %	3,23 ±9,85 %
	Re500o, Re250o, Pb250	38	2284,2 ±2,19 %	58,11 ±4,80 %	70,71* ±6,00 %	3,12 ±25,61 %
Serie B	Re1000m, Pb1000m	55	2352,8 ±0,67 %	60,90 ±1,94 %	-	3,92 ±3,79 %
	Re500m, Pb500m	49	2144,7 ±2,13 %	51,3 ±3,12 %	-	3,64 ±6,04 %
	Re250m, Pb250m	51	2167,6 ±2,75 %	46,2 ±6,83 %	-	3,57 ±2,13 %
* Auffälligkeit im Bruchbild						

Tabelle 3.5: Ergebnisse der Materialprüfung

Bei den Ergebnissen der Druckversuche von Serie B ist die geringe Festigkeit und die im Vergleich zu den anderen Materialproben geringere Dichte des Betons der gemeinsam betonierten Prüfkörper Re500m, Pb500m, Re250m und Pb250m auffällig.

Für jegliche in dieser Arbeit durchgeführten Versuchsauswertungen wird die in den Materialversuchen ermittelte Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ (siehe Tabelle 3.5) verwendet und falls notwendig wird die Würfelruckfestigkeit $f_{c,cube}$ mittels folgendem Zusammenhang ermittelt.

$$f_{c,cyl} = 0,85 \cdot f_{c,cube} \quad (3.1)$$

Bügel

Der Bewehrungsstahl für die Bügel der Serie B mit $\varnothing 12$ und $\varnothing 6$ mm hat eine gerippte Oberfläche wurde von der Firma Oberndorfer bereitgestellt. Der für die kleinsten Versuchsträger ($h=250$ mm) vorgesehene Stahl mit $\varnothing 3$ mm musste extra angeliefert werden und war lediglich mit glatter Oberfläche erhältlich. Im externen Labor wurden jeweils drei Stäben je Durchmesser in Form von Zugversuchen getestet, um die maß-

gebenden Materialparameter zu ermitteln. Die Spannungs-Dehnungsdiagramme dieser Versuche sind der folgenden Abbildung (3.6) zu entnehmen.

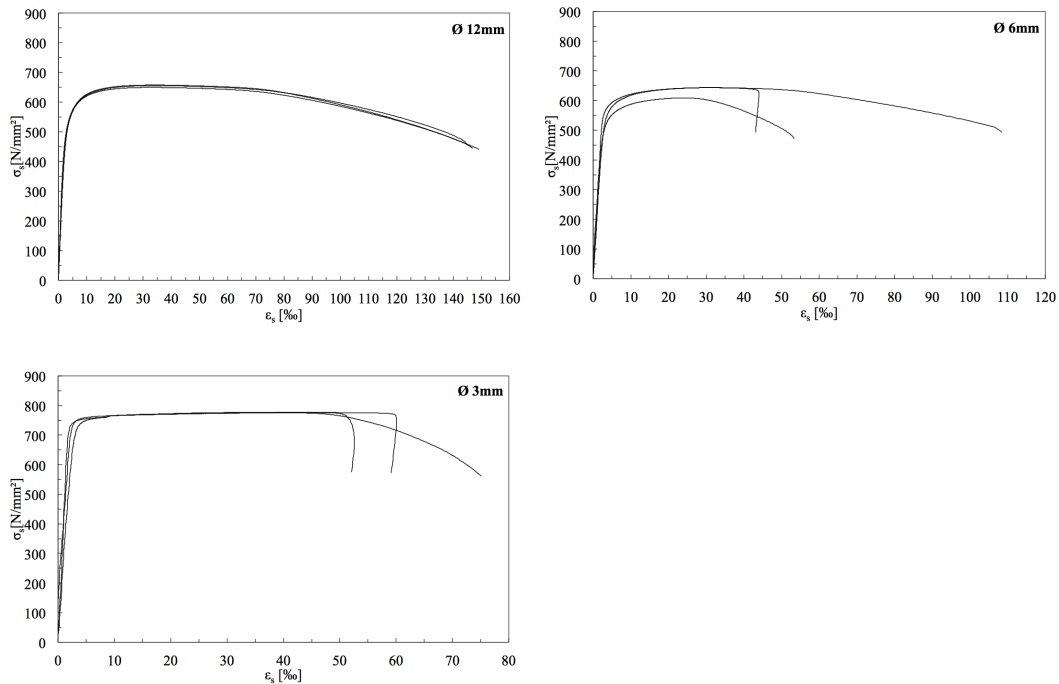


Abbildung 3.6: Spannungs-Dehnungsdiagramme der Zugversuche

Durch die Auswertung der durchgeführten Versuche konnten folgende Kenngrößen ermittelt werden (siehe Tabelle 3.6). Der Ersatzwert der Streckgrenze $\sigma_{p,0.2}$ ist jene Spannung, bei welcher eine plastische Dehnung von 0,2 % erreicht wird und σ_u ist die maximale Spannung. Der Elastizitätsmodul kennzeichnet den proportionalen Zusammenhang zwischen der Spannung σ und der Dehnung ε im elastischen Bereich (siehe Abbildung 2.5 a).

Kennwert		Ø 3	Ø 6	Ø 12
$\sigma_{p,0.2}$	$[N/mm^2]$	747,95 ±0,66 %	569,09 ±3,57 %	551,93 ±1,74 %
σ_u	$[N/mm^2]$	776,40 ±0,14 %	637,51 ±4,12 %	654,01 ±0,63 %
$\varepsilon_{p,0.2}$	$[\%_0]$	4,46 ±8,70 %	4,33 ±14,69 %	4,18 ±2,82 %
ε_u	$[\%_0]$	40,38 ±11,05 %	34,52 ±18,70 %	33,96 ±2,75 %
E_s	$[N/mm^2]$	324674 ±25,06 %	202909 ±13,70 %	195069 ±9,12 %
E_{sv}	$[N/mm^2]$	792	2267	3428

Tabelle 3.6: Ergebnisse der Zugversuche

Die gerippten Betonstähle (Ø 6, Ø 12) entsprechen der Klasse BSt 550 A nach Eurocode [5]. Der glatte Bewehrungsstahl (Ø 3) zeigt einen unüblich hohen Elastizitätsmodul, sowie sehr hohe aufnehmbare Spannungen. Bei Betrachtung des Prüfprotokolls wurde ersichtlich, dass die Probenlänge für den geringen Querschnitt zu klein gewählt wurde [19]. Es wird daher ein E-Modul von 200000 N/mm^2 angenommen.

Um das Verhalten des Bewehrungsstahls für die Auswertung einheitlich abzubilden wird eine bilineare Idealisierung vorgenommen (siehe Abbildung 2.5 a) und der Verfestigungsmodul E_{sv} wurde mit folgender Formel berechnet.

$$E_{sv} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_u - \sigma_{p,0.2}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{p,0.2}} \quad (3.2)$$

Längsbewehrung

Der Stahl für die Längsbewehrung wurde ebenfalls von der Firma Oberndorfer bereitgestellt. Die jeweilige Längsbewehrung der Versuchskörper ist so dimensioniert, dass das Fließen der Bewehrung im Versuch ausgeschlossen ist. Deshalb wurden keine genaueren Versuche zur Ermittlung der Materialparameter durchgeführt. Zur Auswertung der Versuche werden folgende Normparameter der Klasse BSt 550 A für den Stahl angenommen.

$$f_y = 550 \text{ N/mm}^2 \quad E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

3.2 Versuchsdurchführung

Alle Versuche wurden im Prüflabor des Instituts für Tragkonstruktionen in Wien durchgeführt. Durch die Verwendung zwei verschiedener Versuchsaufbauten und durch entsprechende Vorbereitung konnte jede Serie innerhalb von zwei Wochen vollständig geprüft werden (siehe Tabelle 3.8). Die zugehörigen Materialversuche erfolgten jeweils zwischen den Versuchen an einem dritten Versuchsstand innerhalb des Labors.

3.2.1 Versuchsablauf

Nach Anlieferung der Träger durch die Firma Oberndorfer wurden diese nach der Zwischenlagerung mit dem Hallenkran und dem Elektrohübwagen auf die vorbereiteten Versuchsaufbauten eingehoben. Nach Ausrichtung der beweglichen Auflager und der Prüfpressen wurden die Versuchsträger an Ort und Stelle für den Versuch vorbereitet.



Abbildung 3.7: Anlieferung (li.) und Einbau (re.) der Versuchsträger

Im Vorfeld wurde jeweils ein Buntstiftraster auf eine Trägerseite aufgetragen, welches eine einfache Installation der Messtechnik erlaubte. Außerdem wurde durch das Raster die Auswertung des Rissbildes stark vereinfacht. Die andere Seite des Versuchsträgers wurde für die Messung mittels Photogrammetrie im Bereich des Versuchsfelds mit weißer Wandfarbe bestrichen und durch eine Musterbürste schwarz gesprenkelt. Der Einbau der Messeinrichtungen dauerte meist einen Tag und deren Funktionstüchtigkeit wurde unmittelbar vor Versuchsbeginn getestet. Die Versuche selbst dauerten ab Belastungsbeginn maximal zwei Stunden. Die Lastaufbringung erfolgte dabei durch händische Regelung eines Hydraulikaggregats in entsprechenden Laststufen. Zwischen den Stufen wurde die Last konstant gehalten und die Risse wurden mittels Ölkreide markiert, sowie die dazugehörigen Rissweiten dokumentiert. Wenn vorhanden wurden auch die Abstände der Messmarken aufgenommen. Neben den Messungen erfolgte die Dokumentation auch durch Fotos und Videos. Die Prüfkörper wurden bis zum Bruch belastet und konnten aufgrund der intakten Längsbewehrung und durch Sicherung mittels Zuggurte mit dem Hallenkran aus dem Versuchsaufbau gehoben werden. Nach Reinigung der Versuchsaufbauten und der Durchführung der Materialversuche konnte ein neuer Versuch vorbereitet werden.

3.2.2 Versuchsaufbau

Aufgrund der unterschiedlichen Größen der Versuchskörper wurden die Versuche in zwei verschiedenen Versuchsaufbauten durchgeführt. Die großen Träger ($h=1000$ mm) wurden im „großen Druckprüfrahmen“ (Aufbau 1) und die acht anderen Träger im „Schenk-Prüfrahmen“ (Aufbau 2) getestet (siehe Abbildung 3.8).



Abbildung 3.8: „Großer Druckprüfrahmen“ (li.) und „Schenk-Prüfrahmen“ (re.)

Die Versuchskörper wurden bei beiden Versuchsaufbauten gelenkig gelagert. Ein Ausweichen in Längsrichtung wurde bei Aufbau 1 durch ein festes Auflager und bei Aufbau 2 allein durch die Stützung über den Lasteinleitungspunkt verhindert. Die großen Versuchsträger wurden gegen seitliches Ausweichen durch ein über Zuggurte verankertes Stahlelement gesichert, sowie ein Auflager verbreitert (siehe Abbildung 3.3). Bei den kleinen Trägern erfolgte die Sicherung über den Hallenkran. Um einen möglichen Fehler aufgrund der unterschiedlichen Nachgiebigkeit der Versuchsauf-

bauten auszuschließen wurden die Lagerdeformationen vom jeweiligen Prüfrahmen entkoppelt mitgemessen.

Aufbau 1

Der „große Druckprüfrahmen“ ist eigentlich für Druckversuche mit einer Kraft von bis zu 17.000 kN konzipiert und besteht aus geschweißten Stahlquerschnitten. Bei den durchgeführten Versuchen stützte man sich gegen zwei 1440 mm hohe I-Querschnitte von diesem Rahmen ab. Die Krafteinleitung auf die Versuchsträger erfolgte über ein Querhaupt mit Elastomerauflage. Dieses hat in seinen Flanschen vier Löcher, durch welche Gewindestangen ($\varnothing 36$ mm) zu den hydraulischen Pressen geführt wurden. Beim Ausfahren des Kolbens erfolgte am unteren Ende der Gewindestangen über zwei Verteilerträger aus C-Profilen die Krafteinleitung in den Prüfrahmen.

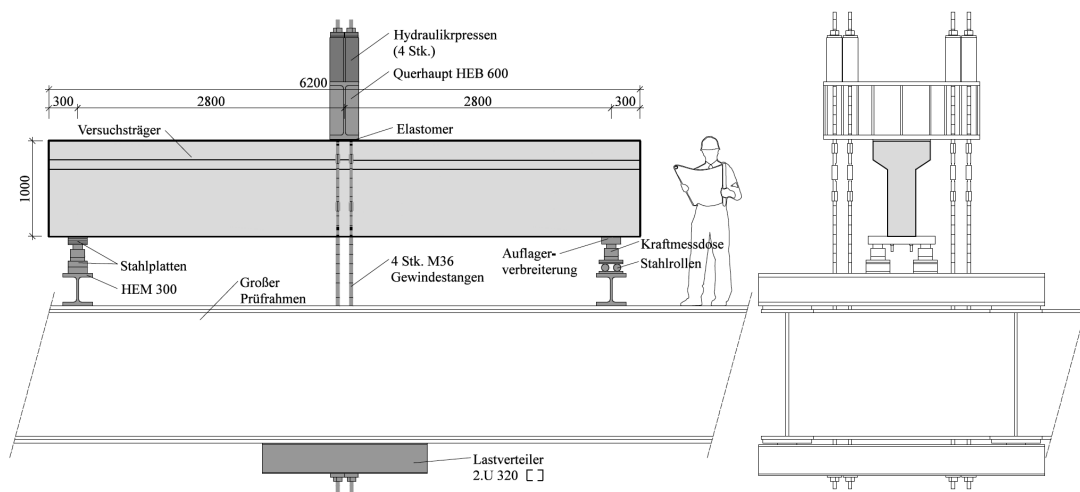


Abbildung 3.9: Versuchsaufbau „Großer Druckprüfrahmen“

Der Versuchsträger lagerte auf drei Kraftmessdosen mit Kugelkalotten auf. Dies war durch die Verbreiterung eines Auflagers mit einer im Träger verschraubten Stahlplatte (siehe Abbildung 3.3) möglich. Durch zwei Stahlrollen wurde die Längsverschieblichkeit und damit die statisch bestimmte Lagerung der Träger gewährleistet. Die HEM 300-Profile dienten zur Lastverteilung auf die beiden Träger des Prüfrahmens (siehe Abbildung 3.9).

Aufbau 2

Der „Schenk-Prüfrahmen“ ist konzipiert für statische und dynamische Zug- und Druckversuche mit einer Höchstlast von 2000 kN bzw. 1600 kN bei dynamischen Versuchen. Durch die unterschiedlichen Höhen der Versuchskörper ($h=500$ mm bzw. $h=250$ mm) und dem begrenzten Kolbenweg (90 mm), musste das Querhaupt zwischen den Versuchen versetzt werden und auch die Auflagerkonstruktion durch zwei Stahlträger erweitert werden (siehe Abbildung 3.10). Zwischen dem lasteinleitenden Kolben und dem Versuchsträger befand sich eine Kraftmessdose mit Elastomerauflage. Die Lasteinlei-

tungsfläche wurde durch das Elastomer auf $0,2 h \cdot b$ begrenzt und war damit ident zu den anderen Versuchen (siehe Abbildung 3.2).

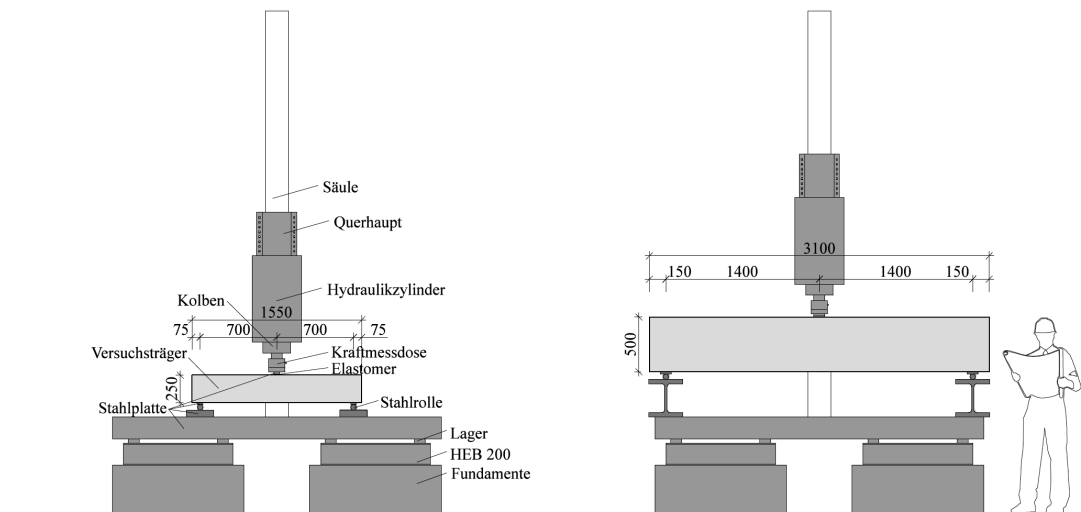


Abbildung 3.10: Versuchsaufbauten im „Schenk-Prüfrahmen“

3.2.3 Messprogramm

Die Dokumentation der Versuche erfolgte auf vier verschiedene Weisen.

- Software „CATMAN“ (Wegaufnehmer, Kraftmessdosen, Dehnungsmessstreifen)
- Software „ARAMIS“ (photogrammetrische Messung)
- per Hand (Rissvermessung, Setzdehnungsmessung)
- Fotos (Rissbilder), Videos (Ablauf)

Die Kräfte wurden bei allen Versuchen mittels Ringtorsions-Kraftmessdosen (RTN) bestimmt. Zur Dokumentation der Verformungen und Verzerrungen wurden kontinuierliche Messungen mit induktiven Wegaufnehmern (IWA), Dehnungsmessstreifen (DMS) und dem photogrammetrischen Messsystem (Aramis) durchgeführt. Die Rissvermessung mit der Risslupe und die Setzdehnungsmessung erfolgte hingegen jeweils nach dem Erreichen der festgelegten Laststufen. Bei den am Versuchskörper befestigten Wegaufnehmern wurden sämtliche Messlängen entsprechend dem Größenmaßstab der Versuchsträger skaliert um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu ermöglichen. Dies wurde durch die Verwendung von unterschiedlich langen Kohlefaserstäben zur Anpassung der Messstrecken bewerkstelligt. Begründet durch den unterschiedlichen Schubbewehrungsgrad beider Serien wurde das Messprogramm am Träger unterschiedlich ausgelegt. Deshalb werden diese nun getrennt voneinander erläutert. Die Photogrammetrie kam bei beiden Serien in gleicher Weise zur Anwendung und wird daher gesondert beschrieben.

Messprogramm Serie A

Bei Serie A wurde am Träger ausschließlich mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Durchbiegungen in Feldmitte, in den Drittelpunkten des Versuchsfeldes sowie in der Hälfte des anderen Feldes konnte durch Wegaufnehmer unter dem Träger bestimmt werden. Im „Schenk-Prüfrahmen“ (Aufbau 2) wurde die Auflagerverformung aus der Photogrammetrie bestimmt, im „großen Druckprüfrahmen“ (Aufbau 1) verwendete man hierfür zwei zusätzliche Wegaufnehmer. Des Weiteren wurden am Träger zwei Diagonalenpaare zur Messung der Schubverzerrung angebracht und in Trägermitte horizontale Wegaufnehmer in Zug- und Druckzone. Bei den großen Versuchskörpern wurden zusätzliche vertikale Wegaufnehmer am Träger befestigt um den maßgebenden Schubriss zu dokumentieren. Das generelle Messschema kann dem folgenden Bild entnommen werden (siehe Abbildung 3.11).

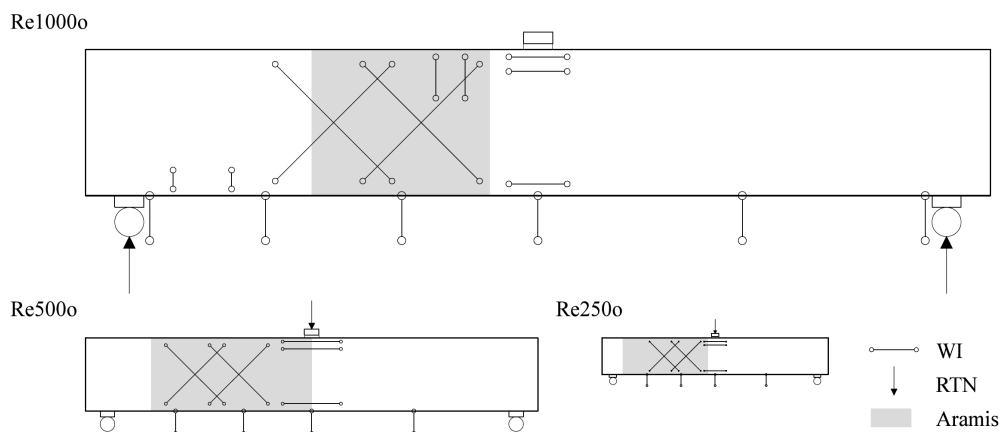


Abbildung 3.11: Messtechnik bei Rechtecksträger der Serie A

Aufgrund des Druckflansches musste bei den Plattenbalken das generelle Messschema angepasst werden (siehe Abbildung 3.12).

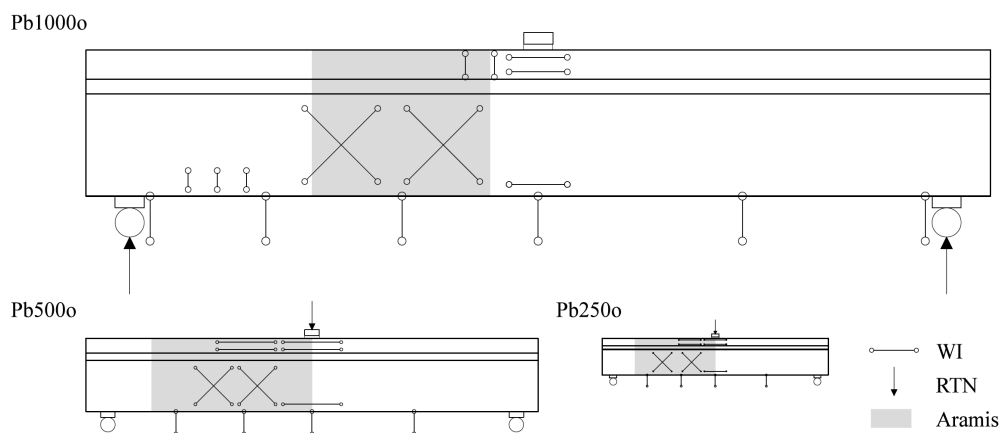


Abbildung 3.12: Messtechnik bei Plattenbalkenträger der Serie A

Messprogramm Serie B

Bei Serie B kamen neben den Wegaufnehmern auch Dehnungsmessstreifen (DMS) und Setzdehnungsmesser zum Einsatz. Der DMS und die Messmarken dienten zur Erfassung des Verhaltens in der Druckzone. Entlang der einbetonierten Bügel wurden jeweils zwei Wegaufnehmer zur Messung der Bügelverzerrungen versetzt. Dazwischen befestigte man drei gekreuzte Messgruppen, bestehend aus jeweils drei Wegaufnehmern. Beim Versuchskörper Re1000m wurde eine dieser Gruppen durch eine DMS-Rosette ersetzt (siehe Abbildung 3.13).

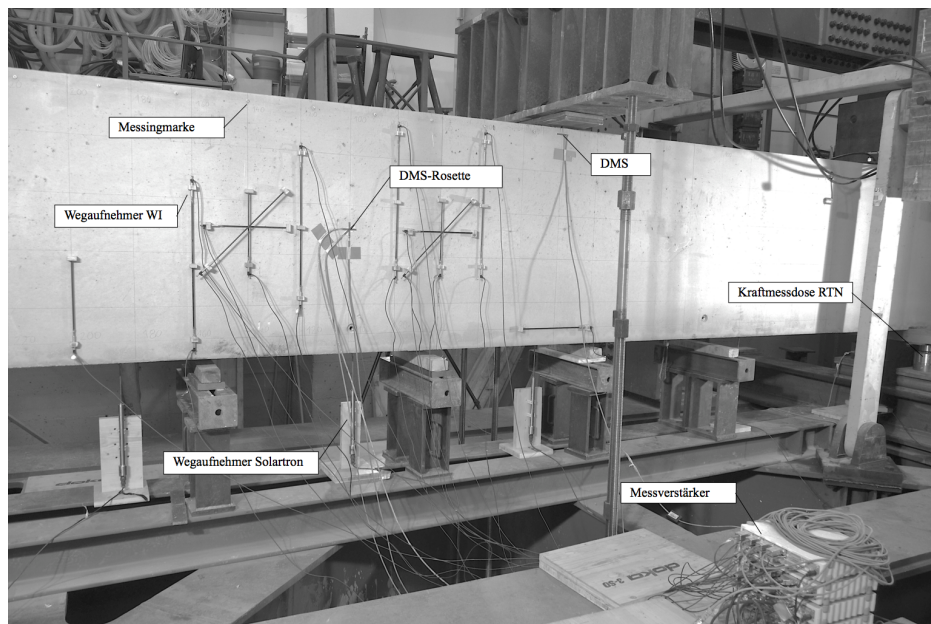


Abbildung 3.13: Angebrachte Messtechnik beim Versuchsträger Re1000m

Das generelle Messschema kann folgendem Bild entnommen werden (siehe Abbildung 3.14). Bei den kleinsten Versuchskörpern wurden am Träger nur die Verzerrungen entlang der Bügellage gemessen.

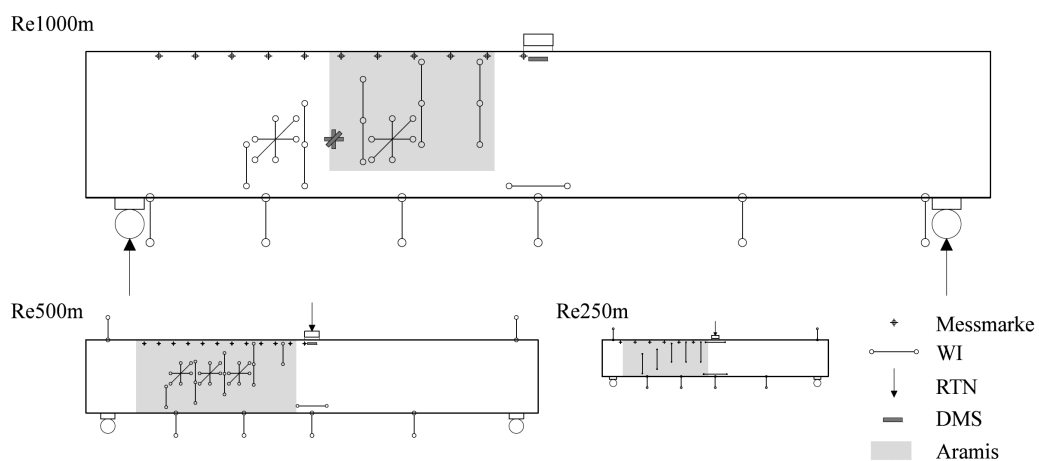


Abbildung 3.14: Messtechnik bei Rechteckträger der Serie A

Bei den Plattenbalken erfolgte ebenfalls eine Anpassung des Messschemas aufgrund des Druckflansches (siehe Abbildung 3.15).

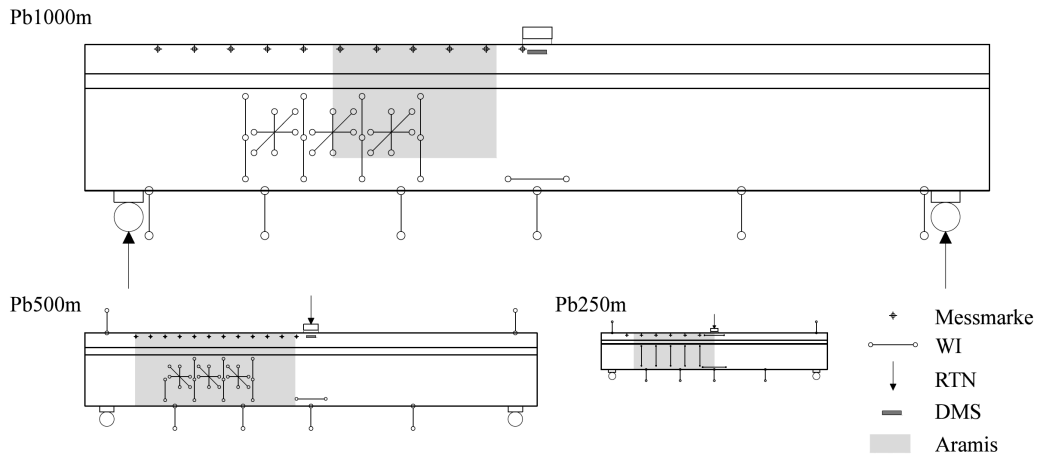


Abbildung 3.15: Messtechnik bei Plattenbalkenträger der Serie A

Photogrammetrie

Für diese Arbeit war die Kinematik des maßgebenden Schubrisses von besonderem Interesse. Um diese mit hoher Genauigkeit dokumentieren zu können, wurde das photogrammetrische Messsystem ARAMIS 4M der Gesellschaft für optische Messtechnik (GOM) verwendet. ARAMIS ist ein berührungslos arbeitendes, optisches Messsystem zur Erfassung von Verformungen im dreidimensionalen Raum. Es besteht aus einer Messeinheit (Kameras) und einer zugehörigen Software, welche die aufgenommenen Bilder aufbereitet (siehe Abbildung 3.16).

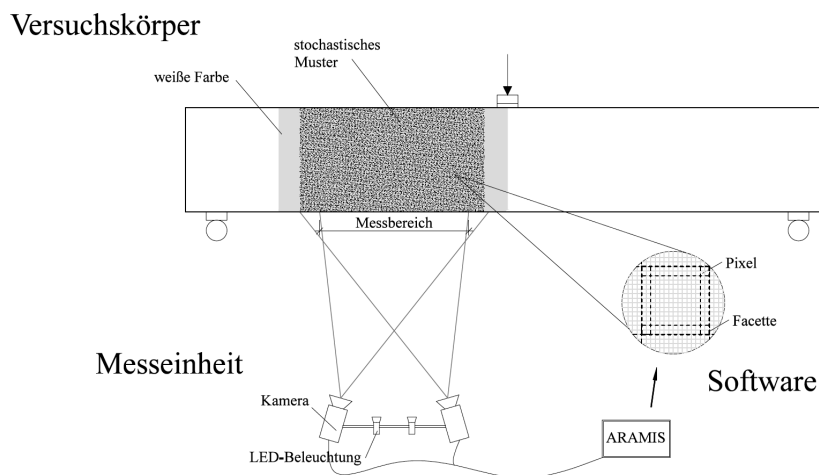


Abbildung 3.16: Grundkomponenten von ARAMIS zur Verformungsmessung

Die Messeinheit besteht aus zwei Kameras mit einer Auflösung von 2400 auf 1728 Pixel (4 Megapixel) und einer LED-Beleuchtungsgruppe. Der Versuchskörper muss aus

Gründen der Erfassbarkeit ein natürliches, stochastisches Muster mit ausreichendem Kontrast aufweisen oder dieses entsprechend aufgetragen werden. Unsere Versuchskörper wurden daher im Messfeld mit weißer Wandfarbe angestrichen und anschließend durch eine Musterbürste schwarz gesprenkelt (siehe Abbildung 3.17).

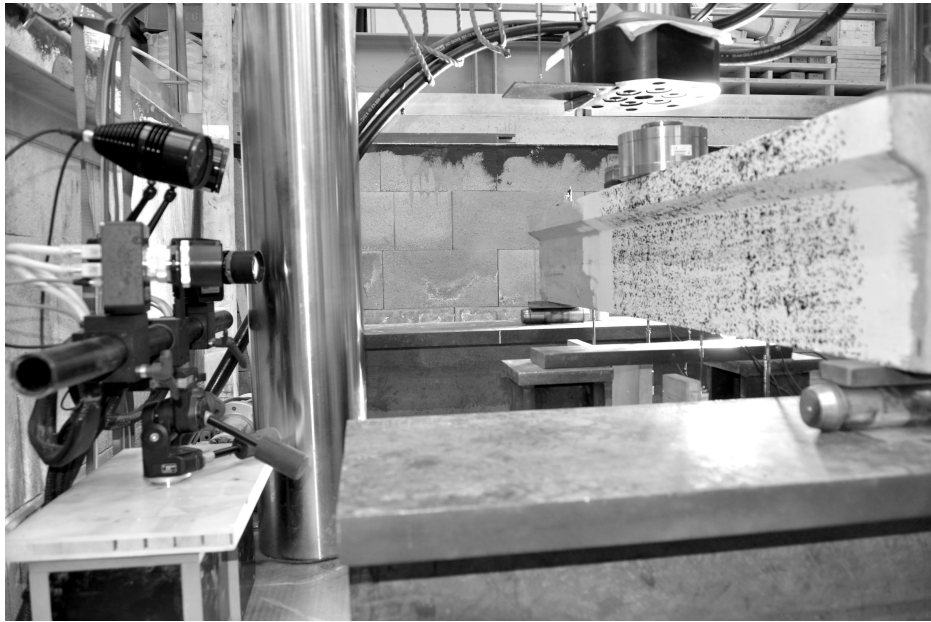


Abbildung 3.17: Messeinheit (li.) vorbereiteter Versuchskörper (re.)

Bei jedem Messvorgang werden von den Kameras zwei Bilder aufgenommen. Durch den unterschiedlichen Kamerawinkel kann ein dreidimensionales Bild in Form von Pixel erstellt werden. Die einzelnen Pixel einer Kameraaufnahme werden von der Software in überlappende Facetten zusammengefasst (siehe Abbildung 3.16). Bei der nächsten Aufnahme wird die Facette im Bild gesucht und die Relativverschiebung ermittelt. Je größer nun die Facette ist, desto genauer wird eine Messung, da durch die Anzahl der Pixel die Lage eindeutiger bestimmt werden kann. Wird die Facettengröße jedoch zu groß gewählt, können lokale Effekte nicht mehr berücksichtigt werden.

Die Genauigkeit des Systems wird vom Hersteller als Standardabweichung σ_0 der Messwerte angegeben und ist mit $1/100$ Pixel angegeben. Für die mit einem Sensor mit 2048 Pixel durchgeführten Versuche bedeutet das folgende relative Messgenauigkeit.

$$\frac{1/100}{2048} = 1 : 200000 \quad (3.3)$$

Die Genauigkeit der jeweiligen Messung ist, bedingt durch die gleichbleibende Anzahl der Pixel, von der Objektgröße abhängig. So erhält man die absolute Genauigkeit durch Multiplikation mit der Probenhöhe (z.B. $h=1000$ mm).

$$\frac{1}{200000} \cdot 1000 = 5 \mu m \quad (3.4)$$

Welche spezifische Standardabweichung nun im Bauwesen erreicht werden muss hat JESSE in [20] untersucht. Für eine Probenhöhe von $h=1000$ mm ist eine Standardabweichung $\varepsilon/50$ notwendig um Rissbreitenänderungen von $\Delta w=0,01$ mm einwandfrei bestimmen zu können. So ergeben sich folgende notwendige relative Genauigkeiten der für Beton typischen Messgrößen (siehe Tabelle 3.7).

Messwert	rel. Genauigkeit
$w = 0,1$ mm	1:50000
$w = 0,025$ mm	1:200000
$\varepsilon_c = 3,5$ ‰	1:15000
$\varepsilon_c = 0,1$ ‰	1:500000

Tabelle 3.7: Erforderliche relative Genauigkeiten für $h = 1000$ mm nach [20]

Eine Rissverzerrung von $0,1$ ‰ ist daher bei den großen Versuchskörpern nicht einwandfrei messbar (Vergleich Gleichung 3.3 mit Tabelle 3.7). Alle anderen Größen sind mit ausreichender Genauigkeit erfassbar. Zur Erfassung der Risskinematik ist die Auflösung von $w=0,025$ mm mehr als ausreichend. Je kleiner die betrachtete Probe nun ist, desto höherer Genauigkeiten können mit der Messung erreicht werden.

3.2.4 Zeitplan

Von der Herstellung bis zum Versuch dauerte es durchschnittlich 46 Tage. Nach der Herstellung wurden die Versuchskörper nach einem Tag ausgeschalt und bis zur Anlieferung in der Herstellungshalle gelagert. Anschließend gab es eine Vorlaufzeit von ca. einem Monat bis zum Versuchsstart. Beide Versuchsserien konnten jeweils innerhalb von zwei Wochen vollständig getestet werden. Die genauen Daten sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst.

	Versuchskörper	Betonieren	Ausschalen	Anlieferung	Versuch	Alter
Serie A	Pb1000o	12.08.13	13.08.13	26.08.13	07.10.13	55
	Re1000o	13.08.13	14.08.13	26.08.13	01.10.13	48
	Pb500o	13.08.13	14.08.13	26.08.13	27.09.13	44
	Re500o	19.08.13	20.08.13	26.08.13	25.09.13	36
	Pb250o	19.08.13	20.08.13	26.08.13	24.09.13	35
	Re250o	19.08.13	20.08.13	26.08.13	24.09.13	35
Serie B	Pb1000m	18.11.13	19.11.13	16.12.13	09.01.14	51
	Re1000m	18.11.13	19.11.13	16.12.13	15.01.14	57
	Pb500m	21.11.13	22.11.13	16.12.13	17.01.14	46
	Re500m	21.11.13	22.11.13	16.12.13	20.01.14	49
	Pb250m	21.11.13	22.11.13	16.12.13	21.01.14	50
	Re250m	21.11.13	22.11.13	16.12.13	22.01.14	51

Tabelle 3.8: Zeitplan der Versuche

Kapitel 4

Ergebnisse

In diesem Teil der Arbeit werden die Versuchsergebnisse innerhalb der Serien miteinander verglichen. Um dies zu ermöglichen wird die Querkraft V auf die Stegfläche bezogen und falls erforderlich werden die jeweiligen geometrischen Bezugsgrößen entsprechend den maßgebenden Querschnittsabmessungen normiert. Die auf die Stegfläche wirkende Schubspannung τ ergibt sich wie folgt.

$$\tau = \frac{V}{b_w \cdot d} \quad (4.1)$$

Weiters erfolgt eine Gegenüberstellung der Bruchlasten mit den Widerständen nach Eurocode und Model Code, deren Ermittlung ebenfalls erläutert wird. Die vollständige Ausarbeitung der Resultate ist dem Anhang A zu entnehmen.

4.1 Serie A

Die Versuchskörper der Serie A wurden im Versuchsfeld gänzlich ohne Schubbewehrung ausgeführt. Die Belastung der Träger erfolgte durch einen Biegeversuch mit zentrischer Krafteinleitung, welcher zu einer Querkraftbeanspruchung mit konstantem Verlauf im Versuchsfeld führt. Die Grundlage für die Auswertung ist die in Kapitel 3.2.3 erläuterte Messtechnik. Zur umfassenden Dokumentation der Versuchsserie wurden folgende Resultate aufbereitet (siehe Anhang A).

- Tabellarische Zusammenstellung der Messergebnisse je Laststufe
- Querkraft-Durchbiegungsbeziehung
- Durchbiegungsverlauf je Laststufe
- Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe in Trägermitte
- Momenten-Krümmungsbeziehung in Trägermitte
- Verlauf der Schubverzerrungen an zwei Messstellen
- Risskinematik des Schubrisses in der Hälfte des inneren Hebelarms
- Rissbilder je Laststufe

4.1.1 Versuchslast

Die gemessenen Versuchslasten (inkl. Eigengewicht und Versuchsaufbauten) wurden mit den nach Eurocode 2 [5, 6, 7, 8], sowie nach Model Code 2010 [9] errechneten Widerständen gegen Querkraftbeanspruchung verglichen (siehe Tabelle 4.1). Beim Model Code wurden zwei Varianten untersucht, wobei die zweite Variante ($V_{MC,2}$) die hohe Betonfestigkeit und die damit verbundene reduzierte Rauigkeit der Rissflächen berücksichtigt. Die genaue Ermittlung der Normwiderstände wird auf Seite 43 erläutert.

Träger	V_{test}	V_{EC}	$\frac{V_{test}}{V_{EC}}$	V_{MC}	$\frac{V_{test}}{V_{MC}}$	$V_{MC,2}$	$\frac{V_{test}}{V_{MC,2}}$
Re250o	19,6	20,4	0,96	21,9	0,89	19,7	0,99
Pb250o	23,5	20,4	1,15	21,9	1,07	19,7	1,19
Re500o	67,2	70,0	0,96	79,0	0,85	66,7	1,01
Pb500o	71,0	70,9	1,00	79,9	0,89	67,6	1,05
Re1000o	214,5	256,5	0,84	276,7	0,78	214,4	1,00
Pb1000o	216,7	251,0	0,86	270,7	0,80	209,6	1,03
Mittelwert			0,96 $\pm 12,0\%$		0,88 $\pm 12,0\%$		1,05 $\pm 7,0\%$

Tabelle 4.1: Vergleich der Versuchslasten von Serie A mit den Normwiderständen [kN]

Die Bruchlast der großen Träger ($h=500$ mm und $h=1000$ mm) ist für jede Größenstufe, unabhängig vom Vorhandensein eines Druckflansches, nahezu ident. Genauso beschreiben auch die Normmodelle keinen Einfluss von der Breite der Betondruckzone auf die Querkrafttragfähigkeit der unbewehrten Betonträger. Die hohe Bruchlast von Versuchsträger Pb250o im Vergleich zu seinem rechteckigen Pendant kann als positiver Ausreißer betrachtet werden.

Die Richtlinien überschätzen generell die Bruchlast der Versuchskörper ein wenig und liegen damit auf der unsicheren Seite, begründet durch das spezifische Bruchverhalten des selbstverdichteten Betons. Die erwähnte Modifikation bei Ermittlung der Widerstände nach Model Code liefert jedoch eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen (siehe Abbildung 4.1).

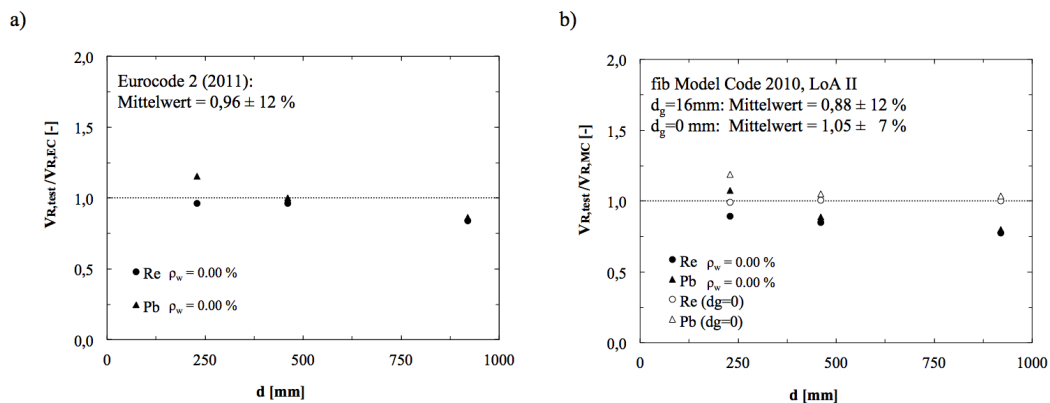


Abbildung 4.1: Vergleich der Bruchlasten von Serie A mit (a) EC2, (b) MC10

Tragfähigkeit nach Eurocode 2

Der Bemessungswert für die Tragfähigkeit gegenüber Querkraftbeanspruchung von unbewehrten Stahlbetonbauteilen ergibt sich wie folgt.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4.2)$$

Der Term $k_1 \cdot \sigma_{cp}$ berücksichtigt eine Normalkraftbeanspruchung und ist daher bei den beschriebenen Versuchen nicht relevant. Der Beiwert k berücksichtigt den Maßstabseinfluss, ist von der statischen Nutzhöhe abhängig und ergibt sich zu.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (4.3)$$

Der Längsbewehrungsgrad ρ_l , die geometrischen Abmessungen b_w und d , sowie die Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} werden dem Kapitel 3.1 entnommen. Um Mittelwerte zu erhalten wird der Beiwert $C_{Rd,c}$ mit 0,15 festgelegt [21].

Tragfähigkeit nach Model Code 2010

Der Bemessungswert von Bauteilen ohne Schubbewehrung wird im Model Code mit folgender Formel berechnet.

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (4.4)$$

Die Stegbreite b_w , der innere Hebelarm $z = 0,9 \cdot d$, sowie die Druckfestigkeit f_{ck} werden dem Kapitel 3.1 entnommen. Um Mittelwerte zu erhalten wird der Teilsicherheitsbeiwert γ_c mit 1,0 festgelegt. Der Beiwert k_v wird aufgrund des maximalen Größtkorns $d_g = 16$ gemäß Level II berechnet und ergibt sich zu.

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} \quad (4.5)$$

Die Längsverzerrung ε_x auf Höhe des halben inneren Hebels z , wird im Abstand d von der Lasteinleitungsstelle mit folgender Formel berechnet.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2E_s A_s} \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} \right) \quad (4.6)$$

Der Beiwert k_{dg} ist vom Größtkorndurchmesser abhängig und berücksichtigt die Rauigkeit der Rissflächen. Er wird wie folgt berechnet.

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (4.7)$$

Bei der Verwendung von Leichtbeton oder Beton mit hohen Druckfestigkeiten (> 70 MPa) führen die Risse durch die Zuschlagskörner und es ergibt sich eine glatte Rissfläche. Der Model Code empfiehlt in diesem Fall $d_g = 0$ in die Formel einzusetzen. Da dieses Verhalten an den Bruchflächen beobachtet werden konnte, werden beide Fälle in dieser Arbeit untersucht (siehe Abbildung 4.1 und 5.8).

4.1.2 Last-Verformungsbeziehung

Durch die kontinuierliche Messung der Versuchslast F über Kraftmessdosen und der Durchbiegung w in Feldmitte mittels induktivem Wegaufnehmer, konnte die Last-Verformungsbeziehung aufgezeichnet werden (siehe Abbildung 4.2).

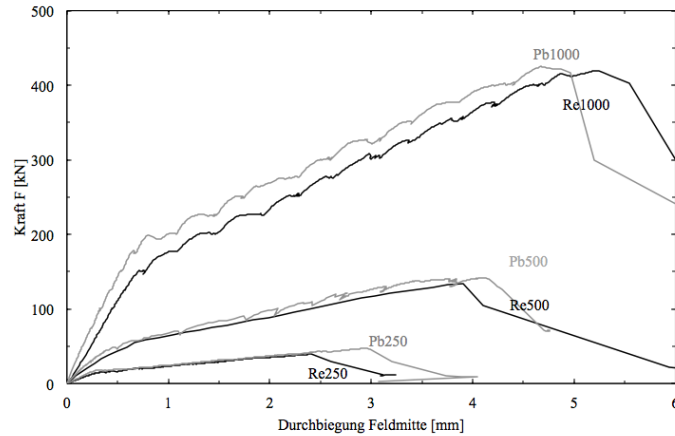


Abbildung 4.2: Last-Verformungsbeziehung der Serie A

Bei Betrachtung der Last-Verformungsbeziehungen wird der versteifende Einfluss des Druckflansches ersichtlich. Dies äußert sich durch einen steileren Anstieg der Kurve im ungerissenen Zustand im Vergleich zu den rechteckigen Testkörpern. Des Weiteren tritt die Erstrissbildung bei höheren Lasten auf (Knick in der Kurve).

Bezieht man nun die Durchbiegung w auf die Stützweite s und setzt dies wiederum in Beziehung mit der auf die Stegfläche wirkenden Schubspannung τ , ergibt sich folgende normierte Kraft-Wegbeziehung (siehe Abbildung 4.3).

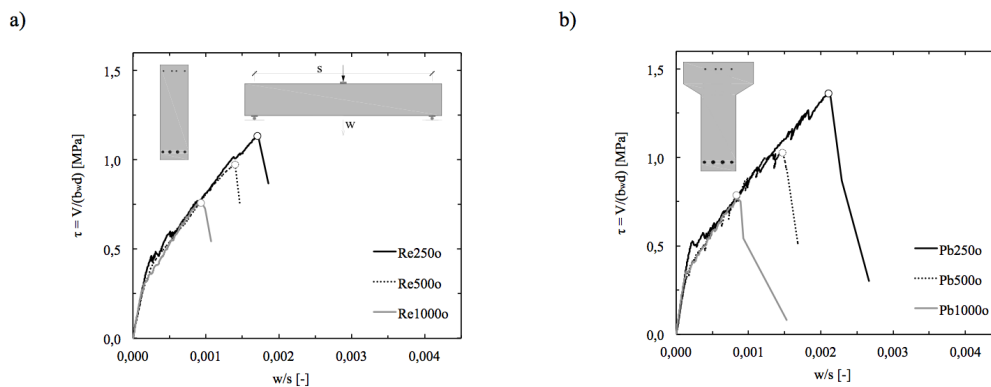


Abbildung 4.3: Normierte Kraft-Wegbeziehung für (a) Rechteck, (b) Plattenbalken

Bei Betrachtung dieser normierten Zusammenhänge zeigt sich deutlich der Maßstabeffekt. Die kleinen Träger sind in der Lage höhere Schubspannungen bei größeren, normierten Verformungen abzuleiten.

4.1.3 Schubverzerrung

Durch die kontinuierliche Messung von induktiven Wegaufnahmeerpaaen, welche um 45° gedreht und orthogonal zueinander am Träger befestigt wurden, konnte an zwei Stellen die über den Riss gemittelte Schubverzerrung γ berechnet werden. Die Verzerrungen wurden innerhalb der Gruppen miteinander verglichen (siehe Abbildung 4.4).

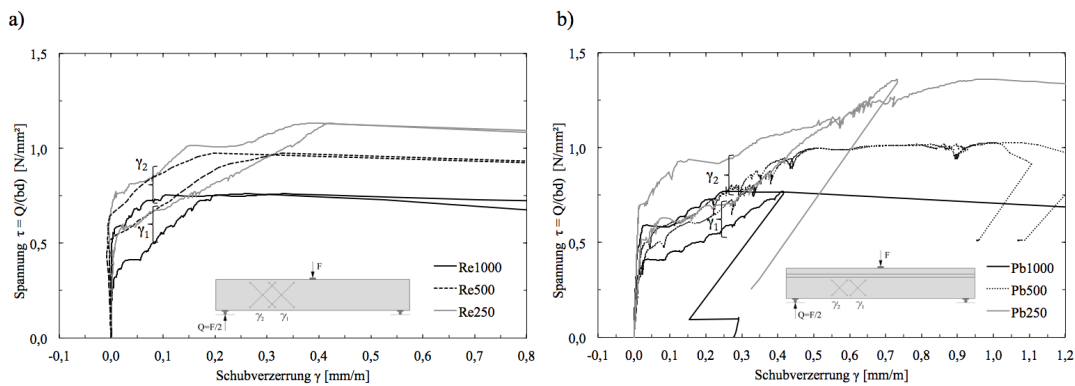


Abbildung 4.4: Schubverzerrung an zwei Messstellen bei (a) Rechteck, (b) Plattenbalken

Sowohl in der Rechtecksgruppe, als auch bei den Plattenbalken verhält sich nach Öffnung des Risses der Anstieg der Schubverzerrungen proportional zur aufgetragenen Schubspannung. Bei den Plattenbalken ergeben sich größere Verzerrungen bei Maximalast als in der Vergleichsgruppe.

4.1.4 Risse

Der Verlauf des maßgebenden Schubrisses wurde skaliert, um den Vergleich innerhalb der Versuchsserie zu ermöglichen (siehe Abbildung 4.5).

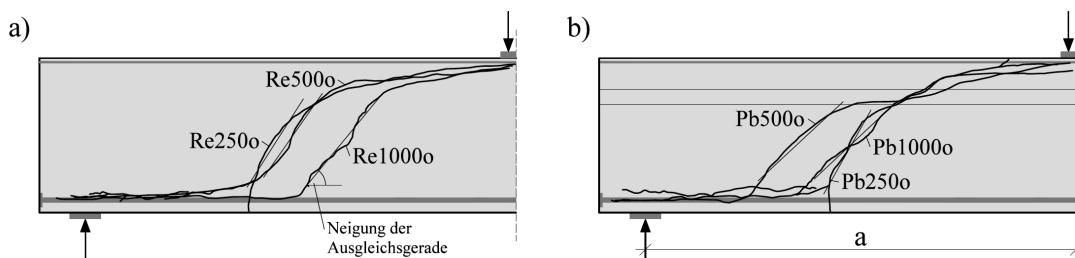


Abbildung 4.5: Verlauf des maßgebenden Schubrisses bei (a) Rechteck, (b) Plattenbalken

Die Rissneigung wurde durch Anlegen einer Ausgleichsgerade im unteren Bereich des Schubrisses ermittelt. Sie liegt im Mittel bei 52° (siehe Tabelle 4.2). Das je zwei Risse pro Serie nahezu kongruent sind, ist aufgrund der Fortpflanzung des schrägen Schubrisses aus einem nahezu vertikalen Biegeriss zu erklären. Diese treten in regelmäßigen Abständen in Abhängigkeit von den Verbundbedingungen auf. In diesem Fall beträgt der mittlere Abstand $0,39 \cdot a$ gemessen vom Auflager (siehe Tabelle 4.2), wobei a den Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflager kennzeichnet.

	Rechteck			Plattenbalken		
	250	500	1000	250	500	1000
Neigung	57°	55°	50°	61°	43°	43°
Abstand	$0,38 \cdot a$	$0,39 \cdot a$	$0,48 \cdot a$	$0,43 \cdot a$	$0,26 \cdot a$	$0,39 \cdot a$

Tabelle 4.2: Neigung und Abstand des Schubrisses bei Serie A

Eine allgemeine Aussage über den Ort des Auftretens sowie der Neigung im unteren Bereich des Schubrisses kann nicht getroffen werden.

4.2 Serie B

Die Versuchskörper der Serie B wurden mit einem geringen Schubbewehrungsgrad von 0,94 ‰ im Versuchsfeld ausgeführt. Dieser entspricht in etwa der geforderten Mindestbewehrung nach Eurocode 2, berechnet mit der verwendeten Betonsorte C40/50 und einer Bewehrung der Klasse BSt 550 A.

$$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{40}}{550} = 0,92 \text{ ‰} \quad (4.8)$$

Die Belastung der Träger erfolgte ident zur Serie A durch einen Biegeversuch mit zentrischer Krafteinleitung, welcher zu einer Querkraftbeanspruchung mit konstantem Verlauf im Versuchsfeld führte. Die Grundlage für die Auswertung ist die in Kapitel 3.2.3 erläuterte Messtechnik. Zur umfassenden Dokumentation der Versuchsserie wurden folgende Resultate aufbereitet (siehe Anhang A).

- Tabellarische Zusammenstellung der Messergebnisse je Laststufe
- Querkraft-Durchbiegungsbeziehung
- Durchbiegungsverlauf je Laststufe
- Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe in Trägermitte
- Momenten-Krümmungsbeziehung in Trägermitte
- Verlauf der Hauptverzerrungen an drei Messstellen
- Bügeldehnungen (gemessen an der Betonoberfläche)
- Verzerrungsverlauf in der Betondruckzone über die Länge
- Risskinematik des Schubrisses in der Hälfte des inneren Hebelarms
- Rissbilder je Laststufe

4.2.1 Versuchslast

Die gemessenen Versuchslasten wurden mit den nach Eurocode 2 [5, 6, 7, 8] und dem Model Code 2010 [9] errechneten Widerständen gegen Querkraftbeanspruchung verglichen (siehe Tabelle 4.3). Beim Eurocode wurden zwei Varianten untersucht, wobei die Neigung der Betondruckstrebe θ variiert wurde. Dabei wurden die Versuchsergebnisse mit dem Minimum von $\theta=21,8^\circ$ am geeignetsten abgebildet, die zweite Variante ($V_{EC,2}$) wurde mit einem typischen Winkel von 31° berechnet. Die genaue Ermittlung der Normwiderstände wird auf Seite 48 erläutert.

Träger	V_{test}	V_{EC}	$\frac{V_{test}}{V_{EC}}$	$V_{EC,2}$	$\frac{V_{test}}{V_{EC,2}}$	V_{MC}	$\frac{V_{test}}{V_{MC}}$
Re250m	26,0	27,4	0,95	18,2	1,43	30,2	0,86
Pb250m	23,3	27,4	0,85	18,2	1,28	30,2	0,77
Re500m	83,0	83,3	1,00	55,5	1,50	110,4	0,75
Pb500m	93,5	83,3	1,12	55,5	1,68	110,4	0,85
Re1000m	402,1	323,0	1,24	215,4	1,87	463,4	0,87
Pb1000m	390,4	323,0	1,21	215,4	1,81	463,4	0,84
Mittelwert			1,06 $\pm 13,0\%$		1,60 $\pm 13,0\%$		0,82 $\pm 5,0\%$

Tabelle 4.3: Vergleich der Versuchslasten von Serie B mit den Normwiderständen

Die Bruchlast der Träger mit gleicher Höhe ist unabhängig vom Vorhandensein eines Druckflansches nahezu ident. Genauso beschreiben auch die Normmodelle keinen Einfluss von der Breite der Betondruckzone auf die Querkrafttragfähigkeit der Träger.

Im Vergleich zu den nach den Richtlinien ermittelten Widerständen wird ersichtlich, dass der Eurocode die Bruchlasten der Versuchskörper generell unterschätzt und damit auf der sicheren Seite liegt. Bei Annahme einer typischen Druckstrebenneigung sogar um ca. 60 %, was eine unwirtschaftliche Dimensionierung zur Folge hätte. Hingegen überschätzt der Model Code die Resultate um ca. 20 % bei einem Variationskoeffizient von $\pm 5,0\%$ und liegt damit auf der unsicheren Seite (siehe Abbildung 4.6).

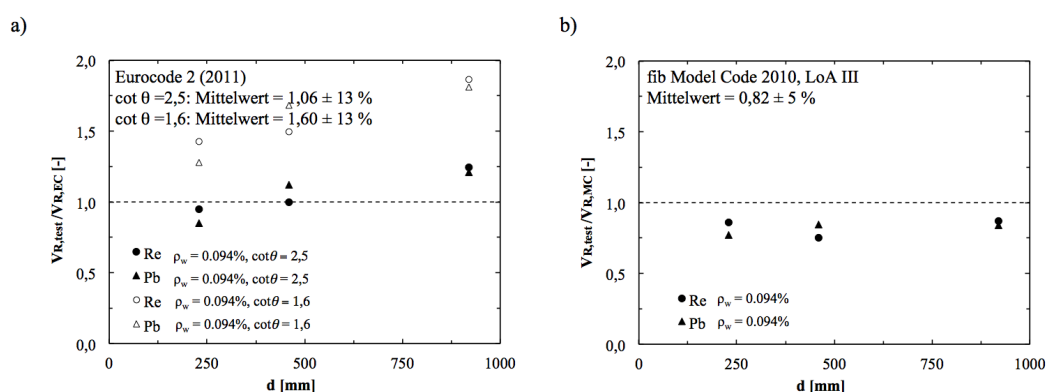


Abbildung 4.6: Vergleich der Bruchlasten von Serie B mit (a) EC2, (b) MC10

Tragfähigkeit nach Eurocode 2

Der Bemessungswert für die Tragfähigkeit gegenüber Querkraftbeanspruchung von Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung ergibt sich wie folgt.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (4.9)$$

Die auf den Laufmeter bezogene Bügelbewehrungsfläche A_{sw}/s , der innere Hebelarm $z = 0,9 \cdot d$, sowie die Fließgrenze der Bügel f_{ywd} werden dem Kapitel 3.1 entnommen und als Mittelwerte eingesetzt. Der Druckstrebenneigungswinkel θ wird in der Norm mit $21,8^\circ$ bzw. $45,0^\circ$ begrenzt. Des Weiteren ist zu kontrollieren, ob ein Versagen der Betondruckstrebe maßgebend ist. Diese Versagensform konnte aufgrund der geringen Bügelbewehrung bei den durchgeführten Versuchen nicht beobachtet werden.

Tragfähigkeit nach Model Code 2010

Im Model Code wird der Bemessungswert von Bauteilen mit Schubbewehrung gemäß Level III mittels folgender Formel berechnet.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (4.10)$$

Dabei wird ein Betontraganteil $V_{Rd,c}$ und ein Anteil der Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$ unterschieden. Der Anteil der Schubbewehrung wird in gleicher Weise wie nach dem Eurocode ermittelt (siehe Gleichung 4.9). Die Druckstrebenneigung θ ist jedoch in Abhängigkeit von der Längsdehnung ε_x auf Höhe des halben inneren Hebels z , im Abstand d vom Auflager (siehe Gleichung 4.6), nach unten hin limitiert und ergibt sich zu.

$$\theta_{min} = 20 + 10000 \cdot \varepsilon_x \quad (4.11)$$

Der Betontraganteil wird in gleicher Weise wie bei Bauteilen ohne erforderlicher Querkraftbewehrung ermittelt (siehe Gleichung 4.4). Der Abminderungsbeiwert k_v wird jedoch wie folgt berechnet.

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot e_x} \cdot \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}(\theta_{min})} \right) \quad (4.12)$$

Dabei ist $V_{Rd,max}(\theta_{min})$ der maximale Querkraftwiderstand der Betondruckstrebe nach Level II-Approximation, welcher durch Einsetzen des minimalen Neigungswinkel der Druckstrebe θ_{min} in die folgende Formel berechnet wird.

$$V_{Rd,max} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta \quad (4.13)$$

Der Abminderungsfaktor k_c berücksichtigt den Dehnungszustand im Steg k_ε , sowie die Tendenz zum spröden Versagen in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit η_{fc} und wird aus dem Produkt dieser beiden Komponenten berechnet.

$$k_c = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc} \quad (4.14)$$

4.2.2 Last-Verformungsbeziehung

Durch die kontinuierliche Messung der Versuchslast F über Kraftmessdosen und der Durchbiegung w in Feldmitte mittels induktivem Wegaufnehmer konnte die Last-Verformungsbeziehung ermittelt werden (siehe Abbildung 4.7).

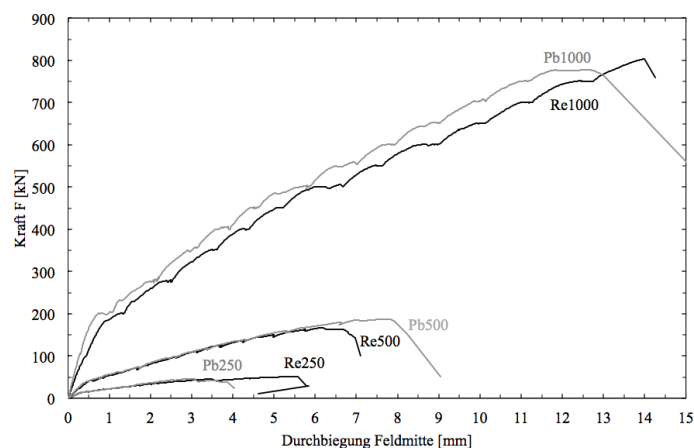


Abbildung 4.7: Last-Verformungsbeziehung der Serie B

Bei Betrachtung der Last-Verformungsbeziehungen wird der versteifende Einfluss des Druckflansches ersichtlich. Dies äußert sich durch einen steileren Anstieg der Kurve im ungerissenen Zustand im Vergleich zu den rechteckigen Testkörpern. Des Weiteren tritt die Erstrissbildung bei höheren Lasten auf (Knick in der Kurve).

Bezieht man nun die Durchbiegung w auf die Stützweite s und setzt dies wiederum in Beziehung mit der auf die Stegfläche wirkende Schubkraft τ ergibt sich folgende normierte Kraft-Wegbeziehung (siehe Abbildung 4.8).

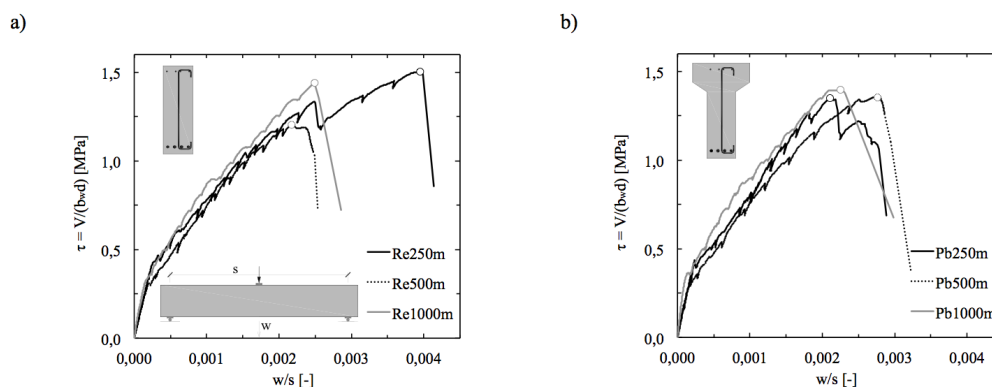


Abbildung 4.8: Normierte Kraft-Wegbeziehung für (a) Rechteck, (b) Plattenbalken

Bei Betrachtung dieser normierten Zusammenhänge zeigt sich im Gegensatz zu den unbewehrten Versuchskörpern (siehe Abbildung 4.3) kein Maßstabeffekt. Alle Träger haben bei Bruch in etwa die gleiche auf die Stegfläche wirkende Schubspannung τ .

4.2.3 Betondruckzone

Mit Hilfe der Setzdehnungsmessung an der Betonoberfläche konnte der Verzerrungsverlauf der Betondruckzone über die Länge ermittelt werden. Die Ergebnisse werden anhand der mittleren Versuchsträger ($h=500$ mm) erläutert (siehe Abbildung 4.9).

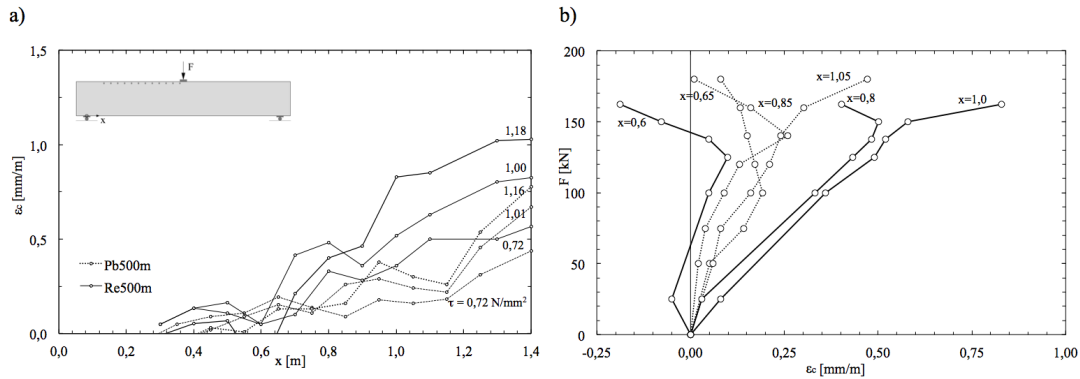


Abbildung 4.9: SDM-Vergleich von Re500m und Pb500m, (a) Verlauf, (b) Messpunkte

Generell waren bei den rechteckigen Trägern größere Verzerrungen zu messen als bei den Plattenbalken. Im Bereich von $0,4l$ und $0,65l$ des Versuchsfeldes nehmen die Verzerrungen nach anfänglichem Anstieg wieder ab (siehe Abbildung 4.9, b). Dieses Verhalten war bei allen Trägern zu beobachten (siehe Anhang A).

4.2.4 Hauptverzerrungen

Bei den größeren Versuchsträgern ($h=500$ und 1000 mm) wurden an drei Stellen Rosetten aus drei Wegaufnehmern angebracht, um die über den Riss gemittelten Hauptdehnungen zu ermitteln. Bei Versuchsträger Re500m verläuft der maßgebende Schubriss genau durch die erste Rosette. Aufgrund der Ähnlichkeit des Schubrissverlaufs (siehe Kapitel 4.2.5) ist ein Vergleich mit dem Plattenbalken möglich (siehe Abbildung 4.10).

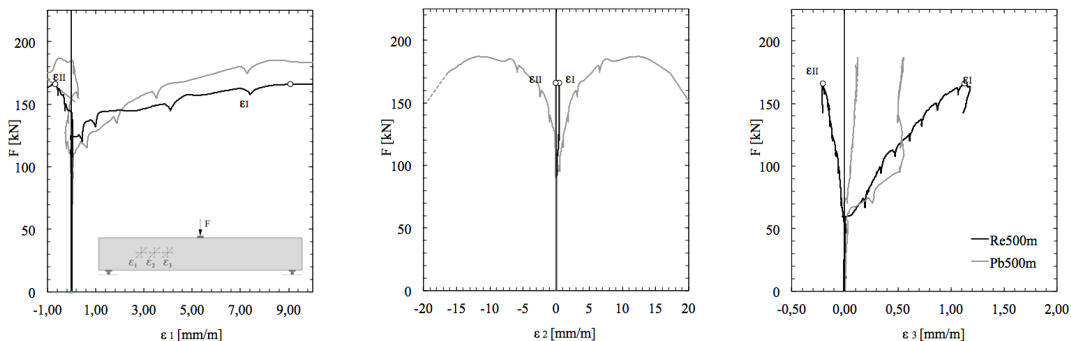


Abbildung 4.10: Hauptdehnungsverlauf an drei Messstellen bei Re500m

Die Verzerrungen entstehen in etwa bei denselben Lasten, jedoch nicht in gleicher Größe. Bei den großen Trägern ist keine Ähnlichkeit erkennbar.

4.2.5 Risse

Der Verlauf des maßgebenden Schubrisses wurde skaliert um den Vergleich innerhalb der Versuchsserie zu ermöglichen (siehe Abbildung 4.11).

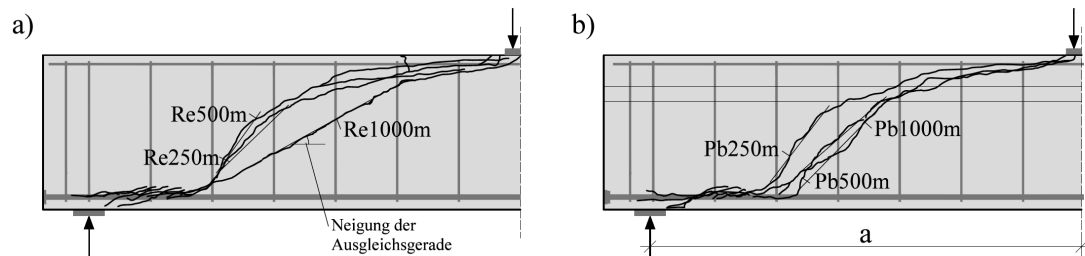


Abbildung 4.11: Verlauf des maßgebenden Schubrisses bei (a) Rechteck, (b) Plattenbalken

Die Rissneigung wurde durch Anlegen einer Ausgleichsgerade im unteren Bereich des Schubrisses ermittelt. Sie liegt im Mittel bei 44° (siehe Tabelle 4.4). Im Gegensatz zur unbewehrten Serie A (siehe Abbildung 4.2) sind die Risse flacher ausgebildet. Dabei werden im Verlauf zumeist vier Bügel geschnitten. Der Ursprung des Risses liegt im Mittel $0,29 \cdot a$ vom Auflager entfernt (siehe Tabelle 4.4).

	Rechteck			Plattenbalken		
	250	500	1000	250	500	1000
Neigung	44°	54°	29°	52°	41°	45°
Abstand	$0,26 \cdot a$	$0,29 \cdot a$	$0,27 \cdot a$	$0,28 \cdot a$	$0,34 \cdot a$	$0,32 \cdot a$

Tabelle 4.4: Neigung und Abstand des Schubrisses bei Serie B

Eine allgemeine Aussage über den Ort des Auftretens sowie der Neigung im unteren Bereich des Schubrisses kann nicht getroffen werden.

Kapitel 5

Auswertung

In diesem Kapitel wird versucht eine Aussage über die Traganteile der einzelnen Querkrafttragmechanismen zum Zeitpunkt unmittelbar vor Bruch zu treffen. Dies erfolgt anhand der mittels Photogrammetrie gemessenen Risskinematik sowie unter Anwendung der in Kapitel 2 erläuterten Modelle für die Mechanismen zur Abtragung von Querkraften. Zu diesem Zwecke werden Gleichgewichtsbetrachtungen am fiktiven Bruchkörper angestellt.

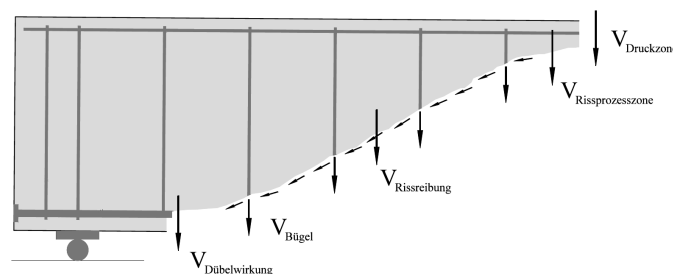


Abbildung 5.1: Mechanismen zur Querkraftabtragung am fiktiven Bruchkörper

Bei dieser Betrachtung wird der intakte Betonträger kurz vor Bruchlast entlang des maßgebenden Schubrisses gedanklich in zwei Hälften geteilt und das „Reststück“ für sich betrachtet. An das Schnittufer werden folgende Mechanismen zur Übertragung der Querkraft vom anderen Teilstück aufgetragen (siehe Abbildung 5.1).

- Bügel
- Rissreibung
- Dübelwirkung
- Betondruckzone
- Rissprozesszone

Die Summe dieser Kräfte entspricht aufgrund von Gleichgewichtsüberlegungen der Kraft am Auflager, welche wiederum mit der tatsächlich gemessenen Auflagerkraft verglichen werden kann.

Des Weiteren muss die freigeschnittene Hälfte die Gleichgewichtsbedingungen der horizontalen Kräfte, sowie das Momentengleichgewicht erfüllen. Durch Formulierung des Momentengleichgewichts um den Auflagerpunkt können die beiden unbekanntenen Horizontalkräfte der Bewehrung und der Betondruckzone unabhängig von der tatsächlichen Auflagerkraft berechnet werden (siehe Abbildung 5.2).

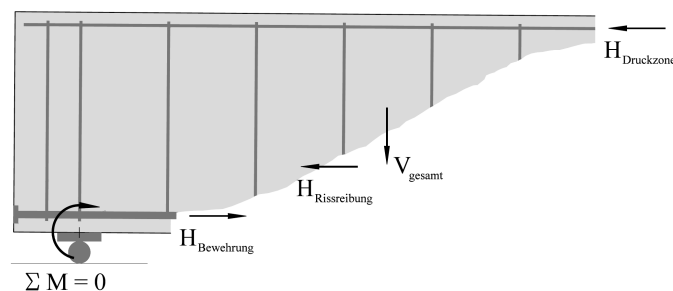


Abbildung 5.2: Gleichgewichtsforderung am fiktiven Bruchkörper

Diese gesamtheitliche Betrachtung des verbliebenen Bruchkörpers erlaubt nicht nur eine Aussage über die Anteile der einzelnen Tragmechanismen zu treffen, sondern ist auch eine Kontrolle auf Plausibilität der Modellergebnisse, da die berechneten Größen mit folgenden Beobachtungen aus dem Versuch im Einklang stehen müssen.

- Ermittelte Querkraft muss der Auflagerkraft entsprechen.
- Längsbewehrung darf nicht ins Fließen kommen.
- Druckfestigkeit in der Betondruckzone darf nicht überschritten werden.

5.1 Risskinematik

Die Querkrafttraganteile werden mit den Modellen aus Kapitel 2 ermittelt. Dazu sind neben den Materialkenngrößen und der Versuchskörpergeometrie (Kapitel 3.1) folgende Messgrößen notwendig (siehe Tabelle 5.1).

Mechanismus	Modell	Eingangsgrößen
Bügel	SIGRIST	Rissöffnung w
Rissreibung	WALRAVEN	Rissbild, Rissöffnung w , Rissgleitung s
Dübelwirkung	BAUMANN	Rissbild, Relativverschiebung der Trägerhälften Δ
Betondruckzone	MÖRSCH	Querkraft V , Höhe der Betondruckzone h
Rissprozesszone	HORDIJK	Rissöffnung w

Tabelle 5.1: Eingangsgrößen für die Modelle der Querkraftmechanismen

Die exakte Messung des Rissbildes und der Risskinematik (w , s) ist von hoher Bedeutung für die Anwendung der genannten Modelle, da sie bei allen Modellen eine wesentliche Eingangsgröße darstellt. Die Vorgehensweise bei der Ermittlung der Risskinematik und die dazugehörigen Ergebnisse werden deshalb näher erläutert.

5.1.1 Messung

Die Ermittlung der Risskinematik erfolgte mit der Software ARAMIS (siehe Kapitel 3.2.3). Das Programm bietet neben der Aufzeichnung der photogrammetrischen Messdaten auch eine umfangreiche Postprocessing-Einheit. Zur Auswertung werden die einzelnen Pixel der aufgezeichneten Bilder in Facetten zusammengefasst, anhand derer folgende Messergebnisse berechnet werden können.

- Bewegungen der Facetten
- Dehnungen aufgrund der Facettenverzerrung

Das Programm erlaubt es Messstrecken zwischen zwei Facetten zu definieren und damit können Abstände (X-,Y- und Z-Koordinate) für jedes Bild ermittelt werden. Bei der Anwendung des integrierten Messtools muss jedoch der Versuchsaufbau und die damit mögliche Bewegung des Versuchskörpers berücksichtigt werden. So können Verschiebungen und Verdrehungen durch ungeeignete Messanordnung das Ergebnis verfälschen (siehe Abbildung 5.3).

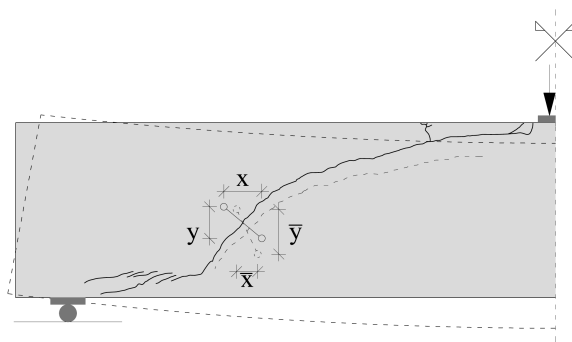


Abbildung 5.3: Einfluss der Verformung auf die Messergebnisse

In diesem Beispiel wird versucht die Rissöffnung w und die zugehörige Gleitung s mit einer Messstrecke, welche normal auf den Riss liegt, zu messen. Das Programm wertet Längenänderungen in X- sowie in Y-Richtung je Bildstufe aus. Im Gegensatz zu einem physisch am Versuchskörper montierten Wegaufnehmer werden durch die berührungslose Messtechnik sämtliche globale Verformungen mitgemessen. Das absolute Bezugskoordinatensystem bleibt jedoch unverändert und daher sind die Ergebnisse für unsere Anwendung unbrauchbar.

Deshalb wurden zur Aufzeichnung der Facettenabstände zwei orthogonale Strecken in Richtung der Achsen des globalen Koordinatensystem je Messstelle definiert. Dabei wurde jeweils nur die Längenänderung in Hauptrichtung der Achse ausgegeben. So werden die Effekte aus der globalen Verformung minimiert. Mit einem Risswinkel α ergibt sich die Risskinematik aufgrund von geometrischen Beziehungen wie folgt.

$$\begin{aligned} w &= \Delta X \cdot \sin \alpha + \Delta Y \cdot \cos \alpha \\ s &= \Delta Y \cdot \sin \alpha - \Delta X \cdot \cos \alpha \end{aligned} \quad (5.1)$$

Zur Messung der erforderlichen Eingangsgrößen für die verwendeten Modelle zur Beschreibung der Tragmechanismen (siehe Tabelle 5.1) wurde folgendes, einheitliches Messkonzept gewählt (siehe Abbildung 5.4).

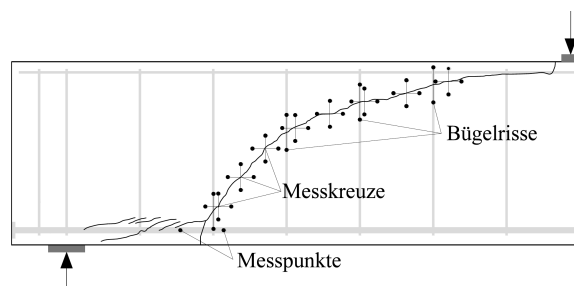


Abbildung 5.4: Messkonzept zur Ermittlung der erforderlichen Eingangsgrößen

Die Messkreuze dienen zur Aufnahme der Rissöffnungen w und Gleitungen s an 7 bis 10 Stellen und idealisieren dadurch den Riss in Form eines Polygons. Die Risse auf Bügelniveau erlauben die Berechnung der Bügelspannungen. Die beiden Messpunkte auf Bewehrungsniveau eignen sich zur Bestimmung der Relativverschiebung von den Trägerhälften Δ , um die Dübelwirkung abzuschätzen. Es wurden keine zusätzlichen Messpunkte in der Rissprozesszone gesetzt. Stattdessen wurde zwischen den vorhandenen Messpunkten linear interpoliert um die Tragwirkung abzuschätzen. Um die Genauigkeit des verwendeten Messsystems zu demonstrieren sind folgende Vergleichskurven mit physischen Messungen durch induktive Wegaufnehmer angeführt (siehe Abbildung 5.5).

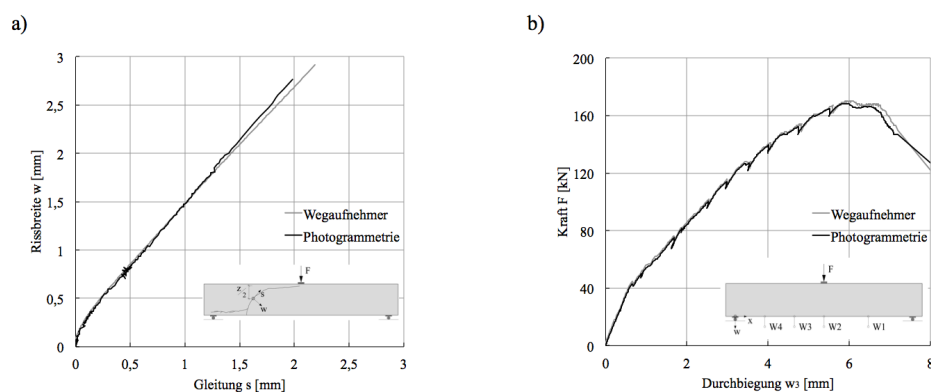


Abbildung 5.5: Messvergleich Re500m (a) Öffnung-Gleitungsbeziehung, (b) Durchbiegung

5.1.2 Ergebnisse

In jeder Serie wurde bei vier Trägern das gesamte Schubfeld bis zum Versagen photogrammetrisch dokumentiert. Bei jedem dieser Versuchsträger konnte ein spezifischer Öffnungs-Gleitungsverlauf entlang des Risses ermittelt werden (siehe Abbildung 5.6).

Erst nach dem Auftreten einer initialen Rissöffnung w_0 ist eine Gleitung s , also eine Verschiebung der Rissufer möglich. In Höhe des halben inneren Hebelarms ($z/2$) liegt diese in etwa bei einem Fünftel (Serie A) bzw. bei einem Zehntel (Serie B) der gesamten Rissöffnung bei Bruch (siehe Abbildung 5.6 a). Im Bereich der steilsten Risse ist die Gleitung im Bruchzustand nahezu so groß wie die Öffnung. Es liegt die Annahme nahe, dass hier die größten Kräfte übertragen werden (siehe Abbildung 5.6 b).

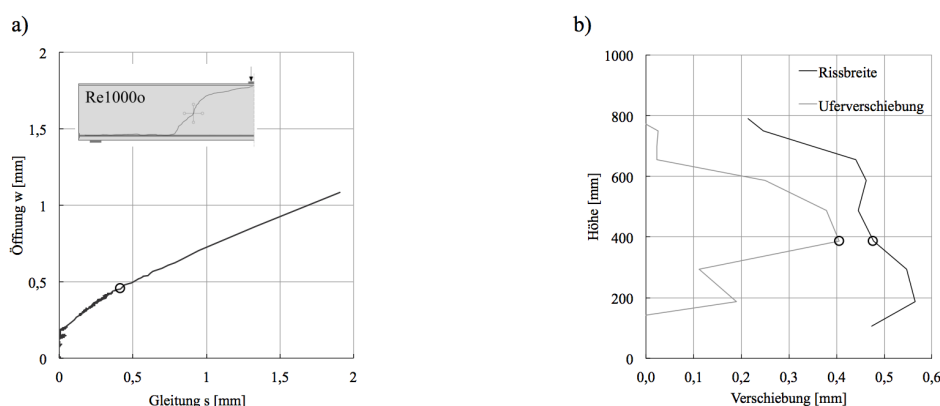


Abbildung 5.6: Öffnungs-Gleitungsbeziehung (a) Messstelle, (b) gesamter Riss bei Bruch

Durch Bezug der auftretenden Rissöffnungen und Gleitungen auf die jeweilige Stützlänge l der Träger, kann die Risskinematik der verschiedenen großen Versuchskörper untereinander verglichen werden (siehe Abbildung 5.7).

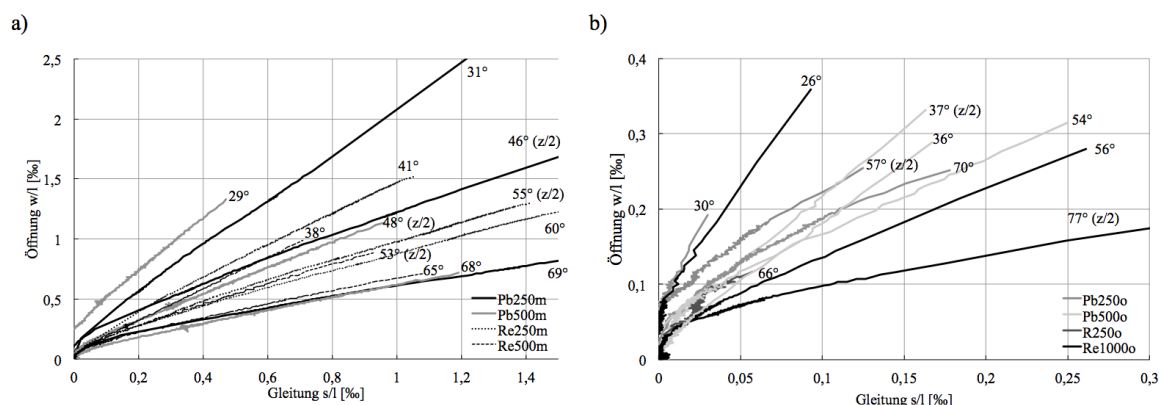


Abbildung 5.7: Normierte Öffnungs-Gleitungsbeziehung (a) verbügelt, (b) unverbügelt

Im Diagramm wird die Risskinematik von unterschiedlichen Rissabschnitten der maßgebenden Schubrisse der Versuchsträger verglichen. Darunter befindet sich der steilste Rissabschnitt, die Kinematik auf halber Höhe des inneren Helbelarms ($z/2$) und ein flacher Abschnitt im oberen Bereich des Risses. Bei beiden Serien sind bei zunehmender Steilheit des Risses größere Gleitungen zu beobachten. Innerhalb der Serie B ist der Winkel des steilsten Rissabschnittes, sowie dessen Kinematik nahezu ident (siehe Abbildung 5.7 a).

5.2 Ermittlung der Traganteile

Für die Anwendung der in Kapitel 2 beschriebenen Modelle der Tragmechanismen waren zusätzliche Überlegungen notwendig, welche in diesem Abschnitt zusammengefasst werden. Dabei handelt es sich vor allem um getroffene Annahmen für Materialkenngrößen, sowie Beobachtungen während den Versuchen.

Bügelwirkung

Zur Modellierung der Bügeltragwirkung wird das Modell nach SIGRIST [10] verwendet, welches erlaubt die Bügelspannung im Riss anhand der gemessenen Rissöffnung w zu bestimmen. Als Parameter des Modells wird die Verbundspannung τ_{b1} in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ gewählt (siehe Gleichung 2.5). Entlang des Bewehrungsstabes wird der Spannungsverlauf konstant angenommen und daher verläuft der Abbau der Stahlspannungen - gleichbedeutend mit der Einleitung der Kräfte in den Beton über Verbundwirkung - linear (siehe Abbildung 2.4). Dem Stahl wird eine bilineare Kraft-Wegbeziehung zu Grunde gelegt (siehe Abbildung 2.5), deren Kenngrößen aus den Materialversuchen (siehe Kapitel 3) bestimmt wurden. Das Fließen der Bewehrung tritt bereits bei sehr kleinen Rissöffnungen von 0,3 bis 0,4 mm auf. Im Falle der kleinen Versuchsträger ($h=250$ mm) wurde eine glatte Bewehrung mit $\varnothing 3$ mm verwendet. Deshalb ist die Anwendung des Verbundmodells unzulässig, da hier eine kontinuierliche Verankerung fehlt. Da jedoch eine ausreichende Verankerung durch das Anschweißen der Bügel an die Längsbewehrung angenommen werden kann und die beobachteten Rissöffnungen weitaus größer sind als die zur Fließgrenze zugeordneten Öffnungen eines kontinuierlich verankerten Bewehrungsstabes, wird davon ausgegangen, dass vor dem Versagen alle vom maßgebenden Schubriss geschnittenen Bügel bereits im Fließen sind.

Rissreibung

Die Rissreibung wird anhand des Modells von WALRAVEN [12] beschrieben. Bei bekannter Öffnung und Gleitung kann eine Aussage über die im Riss übertragenen Kräfte getroffen werden. Parameter des Modells sind der Reibungskoeffizient μ und die Druckfestigkeit der Zementmatrix σ_{pu} , wobei die in [12] vorgeschlagenen Größen mit $\mu = 0,4$ und $\sigma = 6,39 \cdot f_{c,cube}^{0,56}$ übernommen werden. Die Ermittlung der Kontaktflächen beruht auf Wahrscheinlichkeitsüberlegungen. Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Korn in der Bruchfläche getroffen wird, hängt vom Verhältnis des Kornvolumens zum Gesamtvolumen ab und ergibt beim vorliegenden Beton $p_k = 0,67$, welches aufgrund der Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SCC) geringer ist als bei Normalbeton (NCC). Aufgrund der hohen Betonfestigkeit ergeben sich sehr glatte Rissflächen (siehe Abbildung 5.8). Die Anwendung des Modells ist daher nicht ohne Anpassung möglich, da die übertragenen Kräfte sonst massiv überschätzt werden. Deshalb werden die berechneten Kräfte mit einem einheitlichen Faktor k_{red} abgemindert, welcher aus den Versuchsergebnissen mit 0,50 kalibriert wurde.

Als Alternative dazu wird mit dem linearisierten Modell nach WALRAVEN [11] gerechnet, welches im Model Code 2010 [9] verankert ist. Der Beiwert C_f in Gleichung 2.33 dient zur Berücksichtigung der Rauigkeit der Rissflanken und wird aufgrund des beobachteten Bruchbilds (siehe Abbildung 5.8) mit 0,40 angenommen.



Abbildung 5.8: Rissfläche bei Spaltzugversuch

Dübelwirkung

Aufgrund der Versuchsergebnisse von BAUMANN [13] kann die Dübelwirkung anhand der Relativverschiebung der zwei Trägerhälften Δ , welche der Dübelverformung entspricht, abgeschätzt werden. Wird nun die Risslast erreicht, führt ein weiteres Aufgehen der Risse im unverbügelten Beton lediglich zu einer Fortpflanzung des Risses und nicht zu einer Laststeigerung (siehe Abbildung 2.15). Bei Serie A konnten bei allen Versuchskörpern horizontale Dübelrisse entlang der Längsbewehrung beobachtet werden (siehe Abbildung 5.9), weshalb die maximale Risslast angenommen wird.

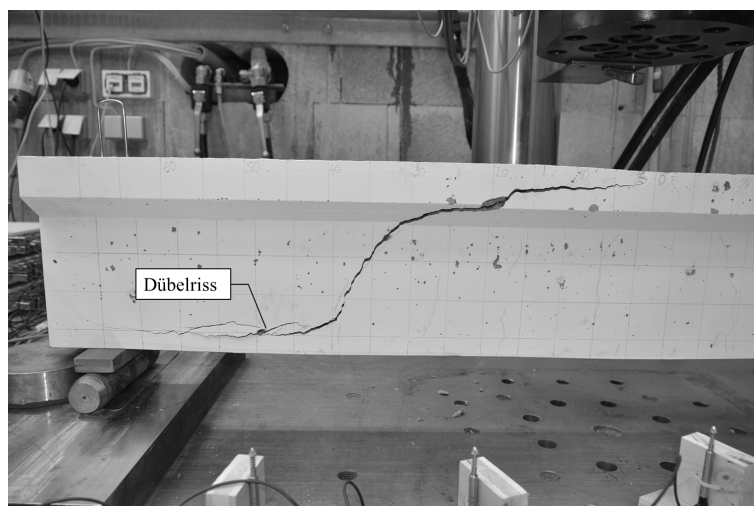


Abbildung 5.9: Dübelriss bei Versuch Pb250o

Die zur Berechnung der Risslast notwendige Zugfestigkeit β_z wurde in Abhängigkeit von der Würfeldruckfestigkeit β_w mit dem vorgeschlagenen Zusammenhang $\beta_z = \beta_w^{2/3}$ bestimmt. Bei Serie B verhindern die Bügel das Aufgehen der Dübelrisse und es ist daher eine weitere Laststeigerung möglich. Diese wurde ebenfalls mit den Formeln nach BAUMANN berechnet (siehe Gleichung 2.38).

Betondruckzone

Unter der Annahme, dass unmittelbar vor Bruch der tatsächliche Verzerrungszustand der Betondruckzone jener des Modells nach MÖRSCH für Schubunbewehrte Balken entspricht [17], kann über die Betondruckzonenhöhe und der gemessenen Querkraft die Schubspannung in der neutralen Faser τ_0 bestimmt werden (siehe Gleichung 2.45). Durch Integration der parabelförmigen Spannungsverteilung kann auf den Anteil der Betondruckzone geschlossen werden (siehe Abbildung 5.10).

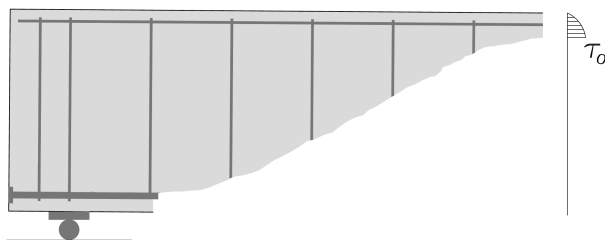


Abbildung 5.10: Schubspannungsverlauf in Betondruckzone

Rissprozesszone

Nach HORDIJK können auch nach Entstehung eines Risses Zugkräfte σ_{res} bis zu einer kritischen Rissöffnung w_c übertragen werden (siehe Gleichung 2.46). Die kritische Öffnung wird über die Bruchenergie G_f und die gemessene Zugfestigkeit f_{ct} bestimmt (siehe Gleichung 2.47). Die Bruchenergie wird in Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit mit $G_f = 73 \cdot f_{c,cyl}^{0,18}$ berechnet. Um den Anteil der Rissprozesszone mit dem Modell abzuschätzen, werden die dazu notwendigen Rissöffnungen zwischen den vorhandenen Messpunkten linear interpoliert. Ein horizontaler Anteil wird aufgrund der geringen Neigung vernachlässigt. Die gemessenen Rissöffnungen bei Serie B liegen weit über der kritischen Rissöffnung und somit wird die Kraftwirkung bei der unverbügelten Serie vernachlässigt.

5.3 Traganteile Serie A

Zur Ermittlung der einzelnen Traganteile wurden für die Versuchsträger ohne Querkraftbewehrung folgende Kraftwirkungen berücksichtigt.

- Rissreibung V_{Riss} , H_{Riss}
- Dübelwirkung $V_{Düb}$
- Bewehrung H_{Bew}
- Betondruckzone V_{DZ} , H_{DZ}
- Rissprozesszone V_{RPZ}

Es wurden zwei Varianten mit unterschiedlichen Rissreibungsmodellen (WALRAVEN, Model Code) untersucht. In folgender Tabelle (5.2) sind die ermittelten Kräfte für den Zeitpunkt unmittelbar vor Bruch zusammengefasst.

Versuch	V_{Riss}	H_{Riss}	$V_{Düb}$	H_{Bew}	V_{DZ}	H_{DZ}	V_{RPZ}	V_{ges}	V_{vorh}	$\frac{V_{ges}}{V_{vorh}}$
Pb250o	11,4	6,9	2,1	38,6	4,6	31,7	5,3	23,4	23,1	1,01
Pb500o	27,2	28,9	8,6	100,6	7,3	71,7	22,4	65,5	68,7	0,95
Re250o	7,2	13,5	2,1	40,6	3,3	27,2	9,4	22,1	19,5	1,12
Re1000o	216,0	193,6	34,5	569,8	17,7	376,2	2,3	270,6	211,4	1,28
Pb250o*	12,2	7,4	2,1	40,4	4,6	33,0	5,3	24,2	23,1	1,05
Pb500o*	29,3	29,2	8,6	103,0	7,3	73,8	22,4	67,7	68,7	0,99
Re250o*	4,4	7,6	2,1	31,7	3,3	24,1	9,4	19,2	19,5	0,98
Re1000o*	174,2	160,5	34,5	472,6	17,7	312,0	2,3	228,8	211,4	1,08

*Rissmodell nach Model Code 2010

Tabelle 5.2: Serie A - Ermittelte Kräfte bei Bruchlast [kN]

Summiert man die berechneten Kräfte und vergleicht diese mit der tatsächlichen Last, so ergibt sich bei Verwendung des Modells nach WALRAVEN ein Mittelwert von 1,09 ($\pm 13,3$ %) und nach Model Code von 1,03 ($\pm 4,7$ %). Aufgrund des genaueren Mittelwerts werden die Kräfte der zweiten Variante zur Ermittlung der Anteile im folgenden Diagramm herangezogen (siehe Abbildung 5.11).

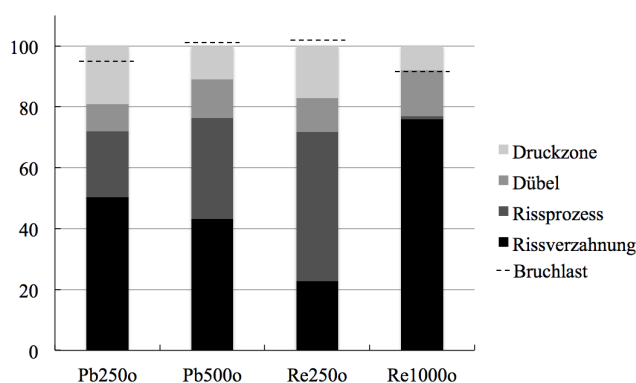


Abbildung 5.11: Serie A - Traganteile bei Bruchlast

Die Summe aus Rissreibung und Rissprozesszone bildet den größten Anteil bei der Querkraftübertragung und dieser liegt zwischen 70 und 80 %. Die restlichen Kräfte werden über die anderen Mechanismen übertragen, wobei bei den kleinen Trägern ($h=250\text{ mm}$) der Anteil der Druckzone (20 %) höher ist als bei den größeren Versuchsträgern. Die Versuchslasten wurden überraschend gut abgeschätzt, berücksichtigt man die Tatsache das mehrere voneinander unabhängige Modelle zur Ermittlung dieser Kräfte herangezogen wurden.

Kinematik des Rissreibungsmodells nach WALRAVEN

Beim Versuchskörper Re1000o werden die Kräfte aus der Rissreibung bei Verwendung des Originalmodells um ca. 30 % überschätzt. Der Grund hierfür lässt sich durch den Vergleich der tatsächlichen Risskinematik mit jener aus dem Modell nach WALRAVEN erklären (siehe Abbildung 5.12).

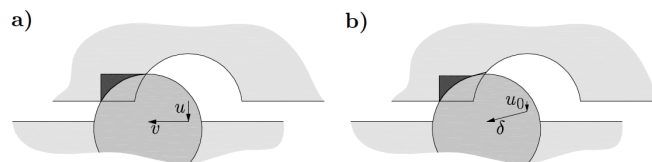


Abbildung 5.12: Rissreibungsmodell nach (a) WALRAVEN, (b) GUIDOTTI [22]

Im Rissreibungsmodell nach WALRAVEN werden die Kontaktflächen der Körner aufgrund einer Gleitung v , welche erst nach der kompletten Rissöffnung u auftritt, berechnet. In Wahrheit ist nach der Öffnung eines Initialrisses u_0 eine gemeinsame Zunahme von Öffnungen und Gleitungen zu beobachten (siehe Abbildung 5.6). Dadurch ergeben sich kleinere Kontaktflächen und daraus folgend geringere Traganteile der Rissreibung zur Querkraftabtragung. Dieses Verhalten hat GUIDOTTI [22] durch Anpassung des Originalmodells [12] berücksichtigt.

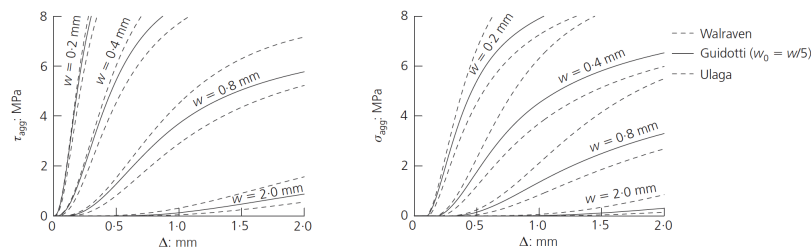


Abbildung 5.13: Einfluss der Risskinematik auf die Spannungen [23]

Die Größe der Spannungsreduktion ist von der Risskinematik abhängig (siehe Abbildung 5.13). Im Diagramm wird zusätzlich die Kurve nach ULAGA dargestellt, welche den Initialriss w_0 vernachlässigt und damit eine untere Grenze für die Summe der Kontaktflächen darstellt. Bei kleinen Rissöffnungen gepaart mit ebenso geringen Gleitungen sind die drei Kurven nahezu ident. Dieser Umstand würde die plausiblen Er-

gebnisse des Originalmodells bei den kleineren Versuchsträgern ($h=250$, $h=500$ mm), sowie die gleichzeitige Überschätzung bei Versuchskörper Re1000o erklären.

5.4 Traganteile Serie B

Zur Ermittlung der einzelnen Traganteile wurden für die schubbewehrten Versuchsträger ($\rho_w = 0,94\%$) folgende Kraftwirkungen berücksichtigt.

- Bügel $V_{Büg}$
- Rissreibung V_{Riss} , H_{Riss}
- Dübelwirkung $V_{Düb}$
- Bewehrung H_{Bew}
- Betondruckzone V_{DZ} , H_{DZ}

Aufgrund der großen Rissweiten wurden die in der Rissprozesszone übertragenen Kräfte vernachlässigt. Die Anteile aus der Rissreibung wurden mit dem vereinfachten Modell nach Model Code ermittelt, da bei Anwendung des Originalmodells (WALRAVEN) sehr große Kräfte berechnet wurden und daher die Annahme nahe liegt, dass das Modell für die gegebene Risskinematik ungeeignet ist. In folgender Tabelle (5.3) sind die ermittelten Kräfte zusammengefasst.

Versuch	$V_{Büg}$	V_{Riss}	H_{Riss}	$V_{Düb}$	H_{Bew}	V_{DZ}	H_{DZ}	V_{ges}	$V_{vorh.}$	$\frac{V_{ges}}{V_{vorh.}}$
Pb250m	16,5	1,2	3,7	4,0	28,8	0,6	25,2	22,2	20,1	1,11
Pb500m	71,3	0,0	0,0	14,8	161,3	5,3	161,3	91,4	88,8	1,03
Re250m	22,0	0,0	0,0	8,3	41,5	1,2	41,5	31,4	27,6	1,14
Re500m	70,4	0,0	0,0	10,5	116,4	3,6	116,4	84,6	76,6	1,10

Tabelle 5.3: Serie B - Ermittelte Kräfte bei Bruchlast [kN]

Summiert man die berechneten Kräfte und vergleicht diese mit der tatsächlichen Last, so ergibt sich ein Mittelwert von 1,09 ($\pm 4,2\%$). Aus diesen Kräften konnten die Anteile der einzelnen Tragmechanismen ermittelt werden (siehe Abbildung 5.14).

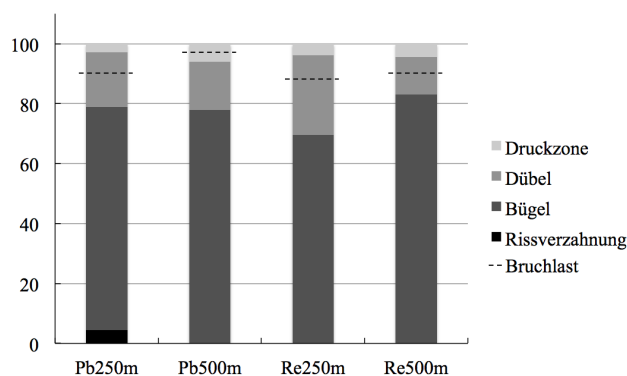


Abbildung 5.14: Serie B - Traganteile bei Bruchlast

Die Bruchlast wurde bei allen vier Trägern im Mittel um 9 % überschätzt. Der wesentliche Tragmechanismus ist die Bügelwirkung. Der Anteil dieser Tragwirkung liegt bei ca. 80 %. Die restlichen Kräfte werden über die anderen Mechanismen übertragen, wobei bei den kleinen Trägern ($h=250$ mm) der Anteil der Dübel (ca. 20 %) höher ist als bei den größeren Versuchsträgern. Dies lässt sich durch den kürzeren Abstand des Risses zum nächsten Bügel erklären. Die Rissreibung hat kurz vor Bruch keinen Einfluss mehr und kann als überwunden angesehen werden.

Interpretation

Ergebnisse und Normen

Die Vorhersage der Versuchslasten ist mit dem Eurocode 2 nur bedingt möglich. Die unbewehrten Versuchskörper werden, mit Ausnahme der großen Träger, gut modelliert (siehe Abbildung 6.1). Die bewehrte Serie konnte nur durch Anpassung der Betondruckstrebenneigung θ auf ein Minimum von $21,8^\circ$ besser abgebildet werden. Bei Verwendung eines üblichen Winkels von $31,0^\circ$ wäre die Bemessung äußerst unwirtschaftlich (siehe Abbildung 4.6).

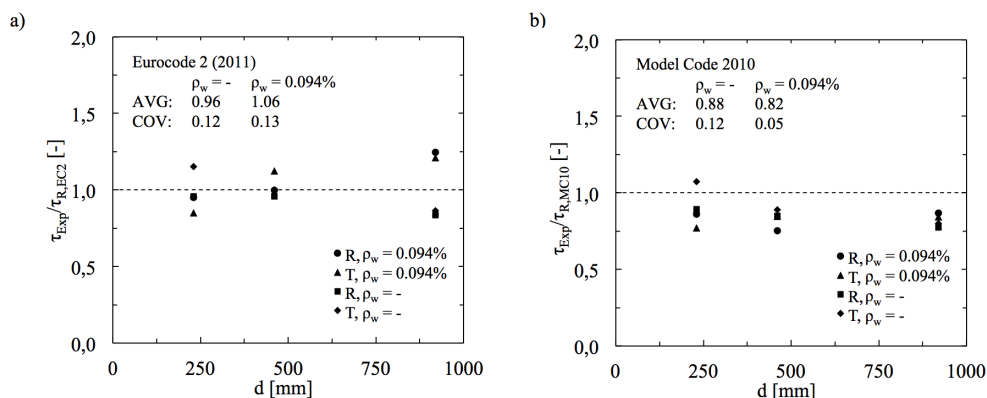


Abbildung 6.1: Vergleich der Versuchslasten mit den Widerständen nach a) EC2, b) MC10

Der Model Code 2010 überschätzt die Versuchslasten um ca. 15 % und liegt damit auf der unsicheren Seite (siehe Abbildung 6.1). Gründe hierfür könnten in der Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SCC) liegen, weshalb eine Vergleichsserie mit Normalbeton angestrebt wird. Die in der Norm angedachte Berücksichtigung der Rissflankenrauigkeit für große Betonfestigkeiten bildet die unbewehrte Serie besser ab (siehe Abbildung 4.6).

An den normierten Last-Verschiebungskurven ist deutlich erkennbar, dass ein Maßstabeffekt bei der querkraftbewehrten Serie B im Gegensatz zur unbewehrten Serie A nicht vorhanden ist (siehe Abbildung 6.2).

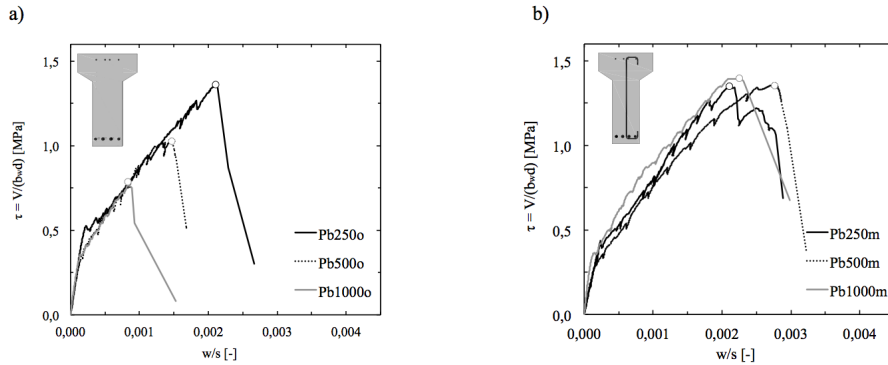


Abbildung 6.2: Normiertes Last-Verschiebungsdiagramm bei a) Serie A, b) Serie B

Abschätzung der Traganteile

Die Bestimmung der Traganteile unmittelbar vor Bruch liefert unter Verwendung der Messergebnisse und der Modelle (siehe Kapitel 2) plausible Ergebnisse (siehe Abbildung 6.3). Eine allgemein gültige Aussage über Traganteile lässt sich aufgrund der kleinen Testserie nicht treffen. Die Anwendung ist mit hohem Aufwand sowie großem Interpretationsspielraum verbunden und daher für die praktische Analyse ungeeignet. Den größten Unsicherheitsfaktor dabei stellt die Rissverzahnung dar.

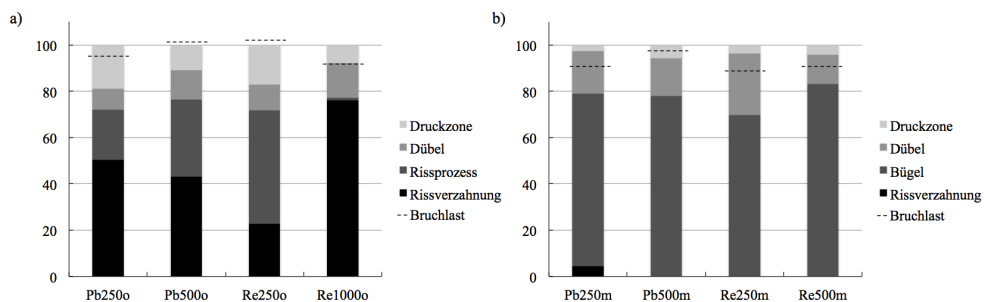


Abbildung 6.3: Traganteile unmittelbar vor Bruch bei a) Serie A, b) Serie B

Das Originalmodell nach WALRAVEN [12] überschätzt den Beitrag der Rissverzahnung um ein Vielfaches. Gründe hierfür könnten in der Modellkinematik liegen, welche den Einfluss des unterschiedlichen Größenmaßstabs der Versuchskörper nicht adäquat modelliert. Die Anwendung ist daher ohne einem Reduktionsfaktor nicht möglich, auch ein cut-off bei großen Rissweiten wäre wünschenswert. Plausiblere Ergebnisse wurden durch die Verwendung der linearisierten Zusammenhänge nach Model Code basierend auf der Regressionsanalyse der Versuche von WALRAVEN [11] erzielt. Bei der unbewehrten Serie A liegt der Anteil der Rissverzahnung kurz vor Bruch zwischen 20 und 80 % und steht im Wechselspiel zum Anteil aus der Rissprozesszone - summiert ergibt sich ein Anteil von 80 % aus diesen Kraftwirkungen. Generell kann die Abschätzung des

Anteils der Rissverzahnung schwer verallgemeinert werden. Ähnliche Versuche [23] zeigen einen Reibungsanteil trotz Schubbewehrung, während bei der verbügelten Serie B aufgrund der großen Beträge der gemessenen Risskinematik die Verzahnung bereits als überwunden gilt.

Die Bügel nehmen die Haupttragwirkung bei Serie B ein und der Anteil liegt durchschnittlich bei 80%. Obwohl der geometrische Querkraftbewehrungsgrad lediglich in der Höhe des geforderten Mindestmaßes der Norm [5, 6] liegt, war eine Abschätzung der Tragfähigkeit der Versuchskörper über die Stahlspannungen, der vom maßgebenden Schubriss geschnittenen Bügel, einwandfrei möglich.

Photogrammetrie

Die Photogrammetrie ist als berührungslose Messtechnik bestens geeignet zur genauen Ermittlung von Verschiebungen und damit der für die Untersuchungen notwendigen Risskinematik. Mit herkömmlichen Messsystemen ist es mitunter schwierig den maßgebenden Schubriss zu dokumentieren, da dessen Verlauf a priori unbekannt ist. Die Genauigkeit ist verblüffend - decken sich die Ergebniskurven exakt mit denen von physisch angebrachten Wegaufnehmern (siehe Abbildung 5.5). Die vom Hersteller angegebene Genauigkeit von 1/100 Pixel gilt bei sachgemäßer Anwendung als gesichert [20]. Die absolute Genauigkeit ist abhängig von der Messgröße (siehe Kapitel 3.2.3), welche bei unserem Anwendungsfall für Verschiebungen ausreicht - für Verzerrungsmessungen müsste der Messaufbau verändert werden.

Risskinematik

Die Analyse der Risskinematik zeigt die Tendenz, dass gleich geneigte Rissabschnitte unterschiedlicher Träger, denselben Zuwachs von Rissöffnung und Gleitung aufweisen. Dieser Zusammenhang ist nach Öffnung eines Initialrisses annähernd linear. Besonders deutlich zeigt sich dieses Verhalten bei der querkraftbewehrten Serie B (siehe Abbildung 6.4). Die Risse verlaufen nahezu ident und daher ist es auch wenig überraschend, dass die zugehörige Kinematik ähnlich ist.

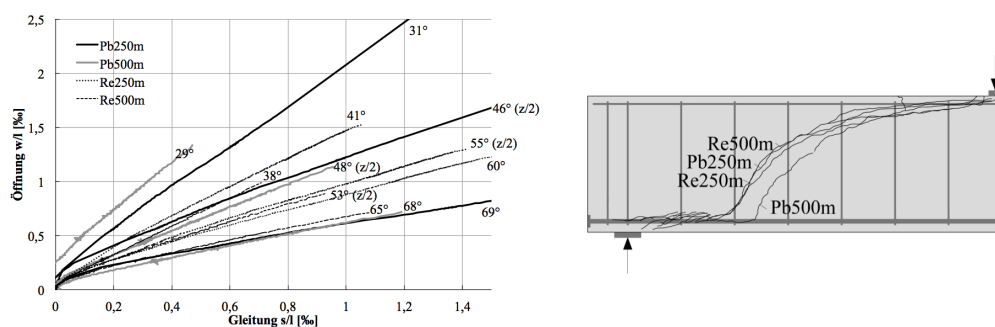


Abbildung 6.4: Risskinematik sowie Rissbild der Versuchsträger von Serie B

6.1 Zusammenfassung

- Das Vorhandensein einer minimalen Querkraftbewehrung ändert das Tragverhalten der Versuchskörper bereits signifikant.
- Im Gegensatz zur unverbügelten Serie A ist bei der querkraftbewehrten Serie B kein Maßstabeffekt zu erkennen.
- Die Verbreiterung der Druckzone führt zu keiner Erhöhung des Schubwiderstandes verglichen mit den rechteckigen Versuchskörpern.
- Der Eurocode 2 würde bei der schubbewehrten Serie zu einer unwirtschaftlichen Bemessung führen, während die unbewehrte Serie gut modelliert wird.
- Der Model Code 2010 überschätzt die Widerstände aller Träger und liegt in diesem Fall auf der unsicheren Seite.
- Die Abschätzung von Traganteilen zum Zeitpunkt unmittelbar vor dem Bruch liefert plausible Ergebnisse. Die Haupttragwirkung bei Serie A ist die Rissverzahnung gekoppelt mit der Rissprozesszone. Diese ist bei Serie B bereits völlig überwunden und der Großteil der Querkraft wird von den Bügeln abgetragen.
- Die Photogrammetrie ist als berührungslose Messtechnik zur Aufzeichnung von Rissen bestens geeignet und ermöglicht die nachträgliche Analyse des maßgebenden Schubrisses mit hoher Genauigkeit.
- Gleich geneigte Rissabschnitte unterschiedlicher Träger, haben denselben Zuwachs von Rissöffnung und Gleitung. Dieser Zusammenhang ist nach Öffnung eines Initialrisses nahezu linear.

Literaturverzeichnis

- [1] ONR 24008, *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken*, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, März 2014
- [2] *ASFINAG - der zukunftsorientierte Straßenbetreiber, F+E Schriftenreihe der Asfinag Nr.7 - Schwerpunkt Brückenbau im Asfinag Netz*, Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft, Wien, November 2013
- [3] P. Huber, A. Schweighofer, J. Kollegger, H. Brunner, W. Karigl, *Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010*, Beton- und Stahlbetonbau Vol.107, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH&Co. KG, Berlin, Oktober 2012
- [4] *Statistik Straße & Verkehr*, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien, Januar 2014
- [5] ÖNORM EN1992-1-1, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Dezember 2011
- [6] ÖNORM B1992-1-1, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Dezember 2011
- [7] ÖNORM EN1992-2, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, März 2012
- [8] ÖNORM B1992-2, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN1992-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Februar 2014
- [9] fib - *fédération international du béton, Model Code for Concrete Structures 2010*, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Oktober 2013
- [10] V. Sigrist, *Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern*, Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion - ETH Zürich, Zürich, Juli 1995

- [11] J.C. Walraven, *Aggregate Interlock: A theoretical and experimental analysis*, Dissertation, Delft University Press, Delft, Oktober 1980
- [12] J.C. Walraven, H.W. Reinhardt, *Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading*, Heron Vol.26, Delft, 1981
- [13] T. Baumann, H. Rüschi, *Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens*, DAfStb H.210, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1970
- [14] E. Mörsch, *Der Eisenbetonbau - seine Theorie und Anwendung*, Wayss & Freytag A.-G., Konrad Wittwer Verlag, Stuttgart, 1906
- [15] D.A. Hordijk, *Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses*, Heron Vol.37, Delft, 1992
- [16] G. Rehm, *Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton*, DAfStb H.138, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1961
- [17] E.G. Sherwood, *One-Way Shear Behaviour of Large, Lightly Reinforced Concrete Beams and Slabs*, Dissertation, Department of Civil Engineering - University of Toronto, Toronto, 2008
- [18] G.N.J. Kani, *The Riddle of Shear Failure and its Solution*, ACI Journal Vol. 61, Farmington Hill, April 1964
- [19] ÖNORM EN ISO 6892-1, *Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur*, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, November 2009
- [20] F. Jesse, T. Kutzner, *Digitale Photogrammetrie in der Bautechnik*, Bautechnik 90 (2013) H.11, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, September 2013
- [21] G. König, J. Fischer, *Model Uncertainties concerning Design Equations for the Shear Capacity of Concrete Members without Shear Reinforcement*, Comité Européen du Béton (CEB), Bulletin No.224, Lausanne, September 1995
- [22] R. Guidotti, *Poinçonnement des planchers-dalles avec colonnes superposées fortement sollicitées*, Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, September 2010
- [23] S. Campana, M. Fernández Ruiz, A. Anastasi, A. Muttoni, *Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics*, Magazine of Concrete Research Vol.65/6, Großbritannien, Februar 2013

Abbildungsverzeichnis

1.1	(a) Hohlkasten, (b) Plattenbalken, (c) Deckenträger, (d) Rippendecke . . .	2
1.2	Brückenflächen in Österreich je Dekade [2]	3
1.3	Altersstruktur der Betonbrücken in Österreich [3]	3
1.4	(a) Relative Veränderung des JDTV mit Basis 1980 [4], (b) Entwicklung des höchsten zul. Gesamtgewichts	4
2.1	Last-Verformungskurve bei (a) Biegeversagen und (b) Querkraftversagen	6
2.2	Tragwirkung der Bügel	7
2.3	(a) Prüfkörper für Ausziehversuche, (b) Verlauf der Verbundspannung im Verbundbereich, (c) qualitativer Verlauf der τ_b/δ -Beziehung [10] . .	7
2.4	Ausziehversuch mit zugehörigen Spannungs- und Dehnungsverläufen [10]	8
2.5	(a) Bilinear idealisiertes Stoffgesetz des Bewehrungsstahls, (b) Ideali- sierter Verlauf der τ_b/δ -Beziehung [10]	9
2.6	Kritischer Schubriss im schubbewehrten Stahlbetonträger	10
2.7	(a) Rauer Riss, (b) Glatter Riss	11
2.8	starr-plastisches Stoffgesetz der Zementmatrix [12]	12
2.9	Überführung der räumlichen auf eine zweidimensionale Problematik [12]	12
2.10	(a) Kontaktflächen am Korn, (b) Gleichgewicht am Korn [12]	12
2.11	Wahrscheinlichkeitsfunktion $P_{c(D < D_0)}$	13
2.12	Mögliche Kontaktflächen zwischen Körnern und Zementmatrix [12] . . .	14
2.13	Kraftwirkung aufgrund von Dübelwirkung der Längsbewehrung	16
2.14	(a) Bettung der Bewehrung, (b) Zugspannung auf Nettobreite wirkend [13]	16
2.15	Dübelkraft in Abhängigkeit der Dübelverformung [13]	17
2.16	Versuchskörper der Untersuchungen von BAUMANN [13]	17
2.17	Modell nach BAUMANN	18
2.18	Zusammenhang zwischen Risslast und Dübelverformung [13]	18
2.19	Biegeschubriss mit ungerissener Druckzone	19
2.20	Längsspannungsverteilung (li.) und Schubspannungsverteilung (re.) [17]	20
2.21	Schubspannungsmodell nach MÖRSCH [14]	20
2.22	Last- und weggesteuerter Zugversuch [15]	21
2.23	Typische Kraftwirkung in der Rissprozesszone	22
3.1	statisches System der Versuchsträger	23
3.2	Generelle Auslegung der Versuchskörper (a) Serie A und (b) Serie B . .	24

3.3	Auflagerverbreiterung und Verankerung der Längsbewehrung	25
3.4	Herstellung der Versuchskörper bei Oberndorfer in Gars am Kamp	28
3.5	Sieblinie der Körnung nach Tabelle 3.4	29
3.6	Spannungs-Dehnungsdiagramme der Zugversuche	31
3.7	Anlieferung (li.) und Einbau (re.) der Versuchsträger	32
3.8	„Großer Druckprüfrahmen“ (li.) und „Schenk-Prüfrahmen“ (re.)	33
3.9	Versuchsaufbau „Großer Druckprüfrahmen“	34
3.10	Versuchsaufbauten im „Schenk-Prüfrahmen“	35
3.11	Messtechnik bei Rechtecksträger der Serie A	36
3.12	Messtechnik bei Plattenbalkenträger der Serie A	36
3.13	Angebrachte Messtechnik beim Versuchsträger Re1000m	37
3.14	Messtechnik bei Rechtecksträger der Serie A	37
3.15	Messtechnik bei Plattenbalkenträger der Serie A	38
3.16	Grundkomponenten von ARAMIS zur Verformungsmessung	38
3.17	Messeinheit (li.) vorbereiteter Versuchskörper (re.)	39
4.1	Vergleich der Bruchlasten von Serie A mit (a) EC2, (b) MC10	42
4.2	Last-Verformungsbeziehung der Serie A	44
4.3	Normierte Kraft-Wegbeziehung für (a) Rechteck, (b) Plattenbalken	44
4.4	Schubverzerrung an zwei Messstellen bei (a) Rechteck, (b) Plattenbalken	45
4.5	Verlauf des maßgebenden Schubrisses bei (a) Rechteck, (b) Plattenbalken	45
4.6	Vergleich der Bruchlasten von Serie B mit (a) EC2, (b) MC10	47
4.7	Last-Verformungsbeziehung der Serie B	49
4.8	Normierte Kraft-Wegbeziehung für (a) Rechteck, (b) Plattenbalken	49
4.9	SDM-Vergleich von Re500m und Pb500m, (a) Verlauf, (b) Messpunkte	50
4.10	Hauptdehnungsverlauf an drei Messstellen bei Re500m	50
4.11	Verlauf des maßgebenden Schubrisses bei (a) Rechteck, (b) Plattenbalken	51
5.1	Mechanismen zur Querkraftabtragung am fiktiven Bruchkörper	52
5.2	Gleichgewichtsforderung am fiktiven Bruchkörper	53
5.3	Einfluss der Verformung auf die Messergebnisse	54
5.4	Messkonzept zur Ermittlung der erforderlichen Eingangsgrößen	55
5.5	Messvergleich Re500m (a) Öffnung-Gleitungsbeziehung, (b) Durchbiegung	55
5.6	Öffnungs-Gleitungsbeziehung (a) Messstelle, (b) gesamter Riss bei Bruch	56
5.7	Normierte Öffnungs-Gleitungsbeziehung (a) verbügelt, (b) unverbügelt	56
5.8	Rissfläche bei Spaltzugversuch	58
5.9	Dübelriss bei Versuch Pb250o	58
5.10	Schubspannungsverlauf in Betondruckzone	59
5.11	Serie A - Traganteile bei Bruchlast	60
5.12	Rissreibungsmodell nach (a) WALRAVEN, (b) GUIDOTTI [22]	61
5.13	Einfluss der Risskinematik auf die Spannungen [23]	61
5.14	Serie B - Traganteile bei Bruchlast	62
6.1	Vergleich der Versuchlasten mit den Widerständen nach a) EC2, b) MC10	64
6.2	Normiertes Last-Verschiebungsdiagramm bei a) Serie A, b) Serie B	65

6.3	Traganteile unmittelbar vor Bruch bei a) Serie A, b) Serie B	65
6.4	Risskinematik sowie Rissbild der Versuchsträger von Serie B	66
A.1	Re250o - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf	76
A.2	Re250o - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm . .	76
A.3	Re250o - Schubverzerrungen	76
A.4	Re250o - Rissentwicklung	77
A.5	Re250o - (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen bei Bruch	77
A.6	Re500o - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf	78
A.7	Re500o - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm . .	78
A.8	Re500o - Schubverzerrungen	78
A.9	Re500o - Rissentwicklung	79
A.10	Re1000o - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf	80
A.11	Re1000o - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm .	80
A.12	Re1000o - Schubverzerrungen	80
A.13	Re1000o - Rissentwicklung	81
A.14	Re1000o - (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen bei Bruch	81
A.15	Pb250o - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf	82
A.16	Pb250o - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm . .	82
A.17	Pb250o - Schubverzerrungen	82
A.18	Pb250o - Rissentwicklung	83
A.19	Pb250o - (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen bei Bruch	83
A.20	Pb500o - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf	84
A.21	Pb500o - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm . .	84
A.22	Pb500o - Schubverzerrungen	84
A.23	Pb500o - Rissentwicklung	85
A.24	Pb500o - (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen bei Bruch	85
A.25	Pb1000o - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf	86
A.26	Pb1000o - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm .	86
A.27	Pb1000o - Schubverzerrungen	86
A.28	Pb1000o - Rissentwicklung	87
A.29	Re250m - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf	88
A.30	Re250m - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm .	88
A.31	Re250m - Setzdehnungsmessung (a) Verlauf, (b) Messpunkte	88
A.32	Re250m - Bügeldehnungen	89
A.33	Re250m - Rissentwicklung	89
A.34	(a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen bei Bruch	89
A.35	Re500m - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf	90
A.36	Re500m - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm .	90
A.37	Re500m - Setzdehnungsmessung (a) Verlauf, (b) Messpunkte	90
A.38	Re500m - Hauptdehnungen	91
A.39	Re500m - Bügeldehnungen	91
A.40	Re500m - Rissentwicklung	91
A.41	Re500m - (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen bei Bruch	91

A.42 Re1000m - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf	92
A.43 Re1000m - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm .	92
A.44 Re1000m - Setzdehnungsmessung (a) Verlauf, (b) Messpunkte	92
A.45 Re1000m - Hauptdehnungen	93
A.46 Re1000m - (a) Bügeldehnungen, (b) Risskinematik	93
A.47 Re1000m - Rissentwicklung	93
A.48 Pb250m - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf	94
A.49 Pb250m - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm .	94
A.50 Pb250m - Setzdehnungsmessung (a) Verlauf, (b) Messpunkte	94
A.51 Pb250m - Bügeldehnungen	95
A.52 Pb250m - Rissentwicklung	95
A.53 Pb250m - (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen über die Höhe . .	95
A.54 Pb500m - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf	96
A.55 Pb500m - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm .	96
A.56 Pb500m - Setzdehnungsmessung (a) Verlauf, (b) Messpunkte	96
A.57 Pb500m - Hauptdehnungen	97
A.58 Pb500m - Bügeldehnungen	97
A.59 Pb500m - Rissentwicklung	97
A.60 Pb500m - (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen bei Bruch	97
A.61 Pb1000m - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf	98
A.62 Pb1000m - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm	98
A.63 Pb1000m - Setzdehnungsmessung (a) Verlauf, (b) Messpunkte	98
A.64 Pb1000m - Hauptdehnungen	99
A.65 Pb1000m - (a) Bügeldehnungen, (b) Risskinematik	99
A.66 Pb1000m - Rissentwicklung	99

Tabellenverzeichnis

1.1	Brücken der Hauptfahrbahn (gesamt) im hochrangigen Straßenverkehrsnetz	2
3.1	Abmessungen und Bewehrung der Versuchskörper [mm]	25
3.2	Kennzahlen der Versuchskörper	25
3.3	Betonmischung für einen Kubikmeter Festbeton	29
3.4	Zusammensetzung der Gesteinskörnung laut Erstprüfungsprotokoll . . .	29
3.5	Ergebnisse der Materialprüfung	30
3.6	Ergebnisse der Zugversuche	31
3.7	Erforderliche relative Genauigkeiten für $h = 1000\text{ mm}$ nach [20]	40
3.8	Zeitplan der Versuche	40
4.1	Vergleich der Versuchslasten von Serie A mit den Normwiderständen [kN]	42
4.2	Neigung und Abstand des Schubrisses bei Serie A	46
4.3	Vergleich der Versuchslasten von Serie B mit den Normwiderständen . .	47
4.4	Neigung und Abstand des Schubrisses bei Serie B	51
5.1	Eingangsgrößen für die Modelle der Querkraftmechanismen	53
5.2	Serie A - Ermittelte Kräfte bei Bruchlast [kN]	60
5.3	Serie B - Ermittelte Kräfte bei Bruchlast [kN]	62

Anhang **A**

Anhang A: Versuchsergebnisse

A.1 Re250o

Messwerte

τ [MPa]	F [kN]	V [kN]	M [kNm]	w [mm]	ε_{D1} [%]	ε_{D2} [%]	ε_{Z1} [%]	γ_1 [%]	γ_2 [%]	R_{max} [mm]
0,27	9,2	4,6	3,2	0,176	-0,088	-0,021	0,079	0,002	-0,001	0,00
0,41	14,1	7,0	4,9	0,294	-0,163	-0,054	0,238	0,003	-0,003	0,00
0,54	18,6	9,3	6,5	0,596	-0,321	-0,108	0,888	0,012	-0,004	0,05
0,66	22,6	11,3	7,9	0,955	-0,413	-0,125	1,208	0,072	-0,001	0,05
0,76	26,1	13,1	9,1	1,192	-0,483	-0,125	1,388	0,152	0,007	0,05
0,97	33,3	16,7	11,7	1,790	-0,629	-0,121	1,783	0,310	0,128	0,10
1,13	39,0	19,5	13,7	2,405	-0,750	-0,121	2,125	0,433	0,423	-

Diagramme

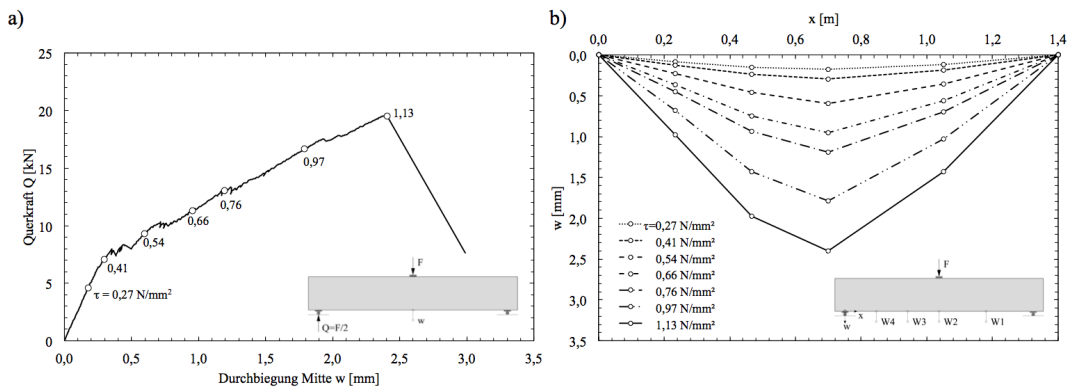


Abbildung A.1: Re250o - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf

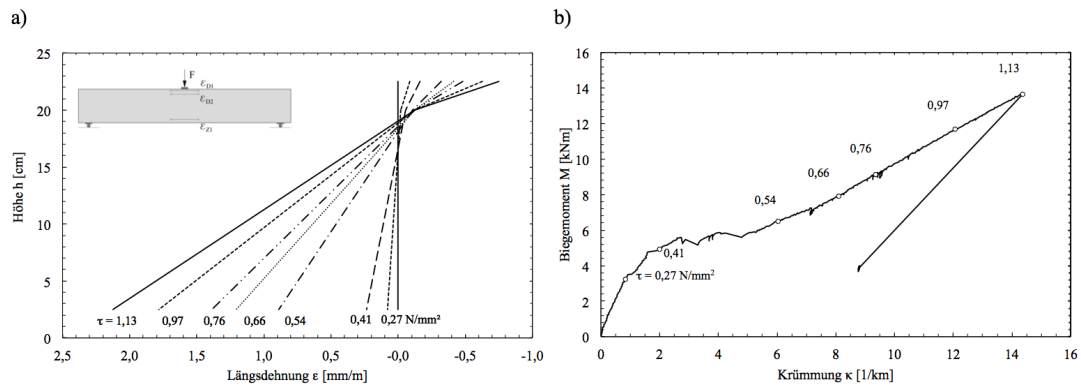


Abbildung A.2: Re250o - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm

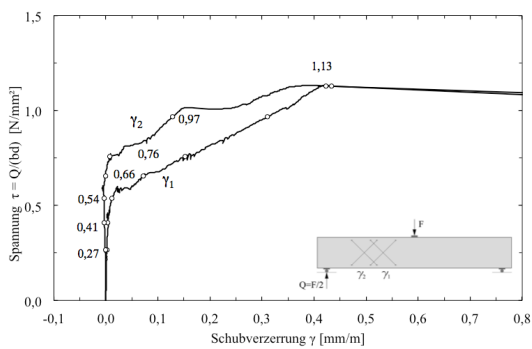


Abbildung A.3: Re250o - Schubverzerrungen

Risse

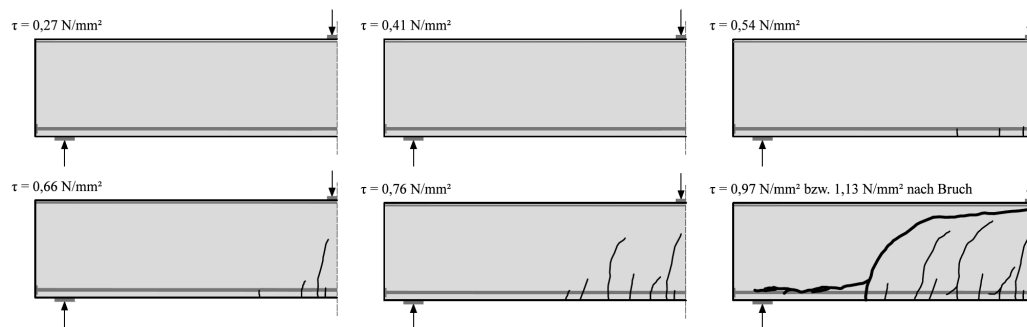
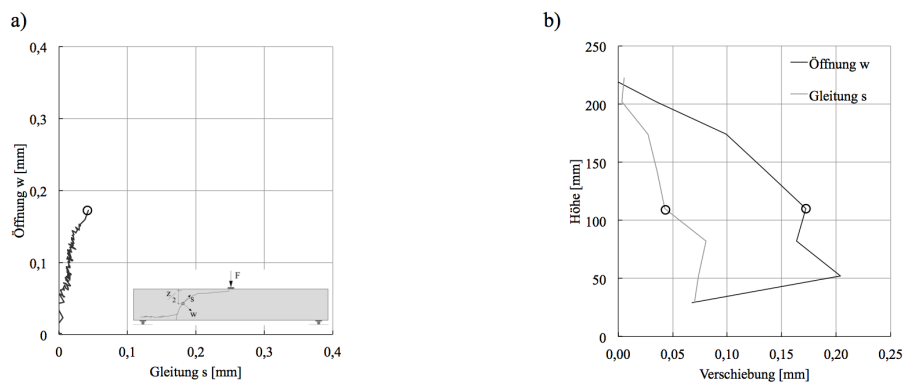


Abbildung A.4: Re250o - Rissentwicklung

Abbildung A.5: Re250o - (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen bei Bruch

A.2 Re500o

Messwerte

τ [MPa]	F [kN]	V [kN]	M [kNm]	w [mm]	ε_{D1} [%]	ε_{D2} [%]	ε_{Z1} [%]	γ_1 [%]	γ_2 [%]	R_{max} [mm]
0,27	38,3	19,2	26,8	0,418	-0,128	-0,098	0,055	-0,005	-0,001	0,00
0,41	58,5	29,3	41,0	0,776	-0,252	-0,197	0,202	-0,008	-0,003	0,00
0,54	75,1	37,5	52,3	1,438	-0,402	-0,287	0,594	0,009	-0,007	0,05
0,66	92,1	46,1	64,5	2,115	-0,506	-0,344	0,847	0,080	0,006	0,05
0,76	103,4	51,7	72,3	2,509	-0,570	-0,380	0,988	0,125	0,038	0,05
0,97	134,4	67,2	94,1	3,909	-0,758	-0,458	1,388	0,329	0,197	-

Diagramme

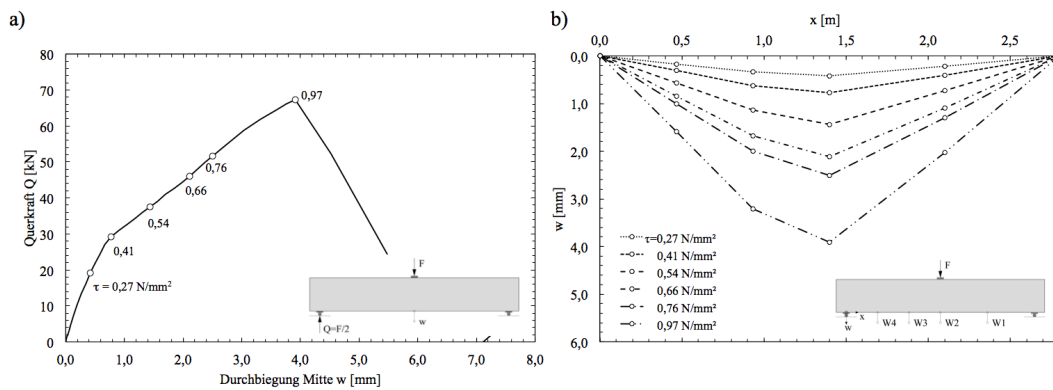


Abbildung A.6: Re500o - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf

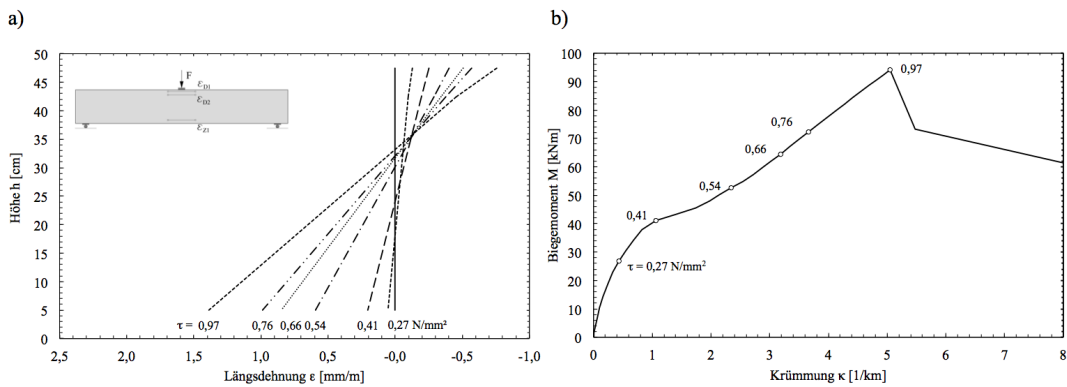


Abbildung A.7: Re500o - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm

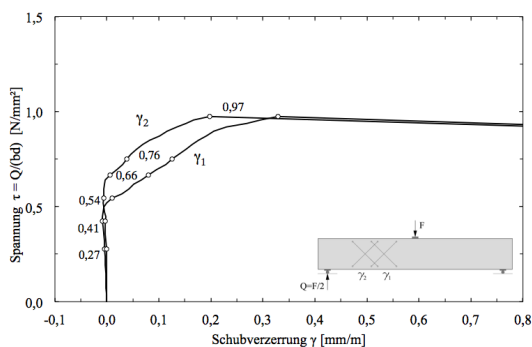


Abbildung A.8: Re500o - Schubverzerrungen

Risse

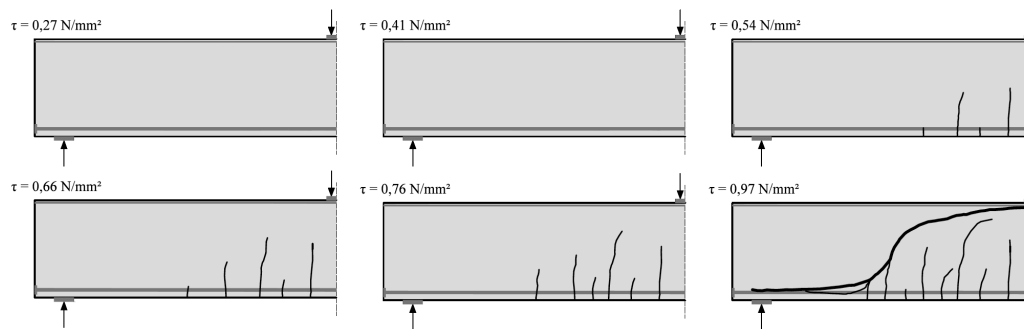


Abbildung A.9: Re500o - Rissentwicklung

A.3 Re1000o

Messwerte

τ [MPa]	F [kN]	V [kN]	M [kNm]	w [mm]	ε_{D1} [‰]	ε_{D2} [‰]	ε_{Z1} [‰]	γ_1 [‰]	γ_2 [‰]	R_{max} [mm]
0,27	146,4	73,2	204,9	0,682	-0,088	-0,062	0,094	0,003	0,001	0,05
0,41	223,7	111,9	313,2	1,681	-0,189	-0,102	0,473	0,025	0,001	0,10
0,54	295,4	147,7	413,5	2,829	-0,280	-0,128	0,764	0,091	0,003	0,15
0,66	361,6	180,8	506,2	3,968	-0,366	-0,155	1,002	0,143	0,041	0,15
0,76	419,0	209,5	586,5	5,246	-0,448	-0,170	1,184	0,352	0,280	-

Diagramme

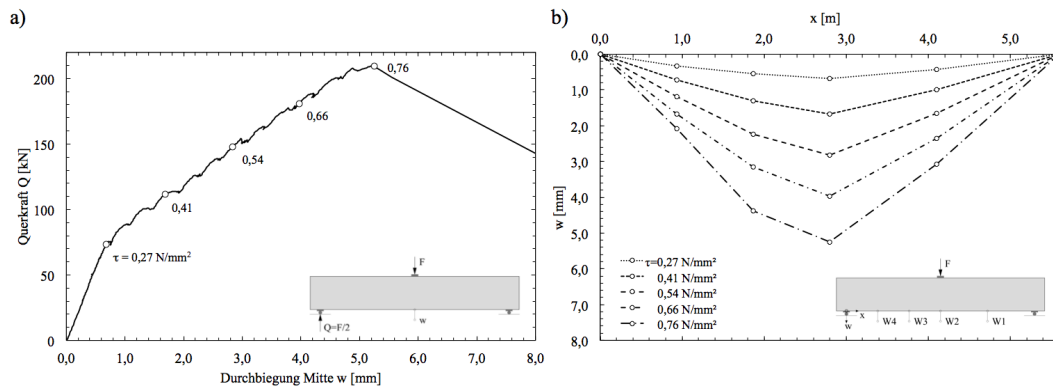


Abbildung A.10: Re1000o - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf

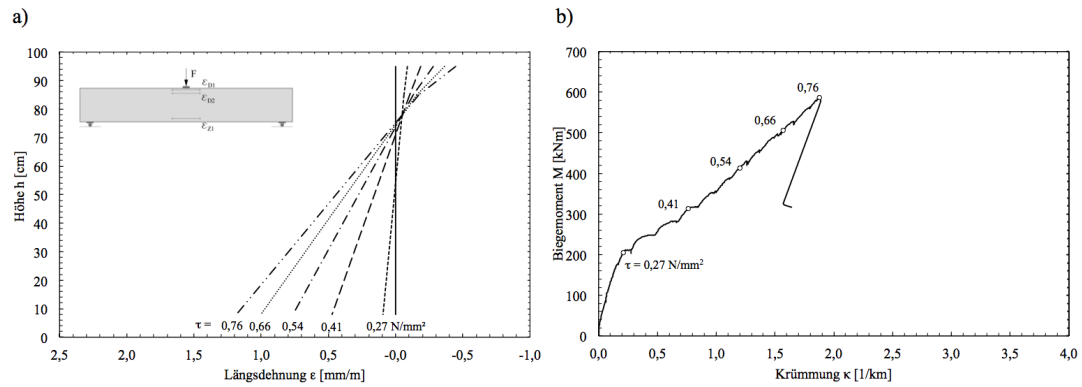


Abbildung A.11: Re1000o - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm

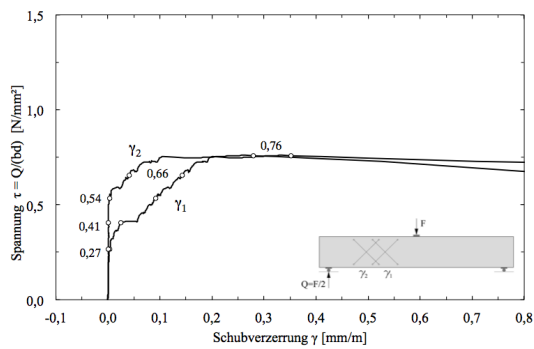


Abbildung A.12: Re1000o - Schubverzerrungen

Risse

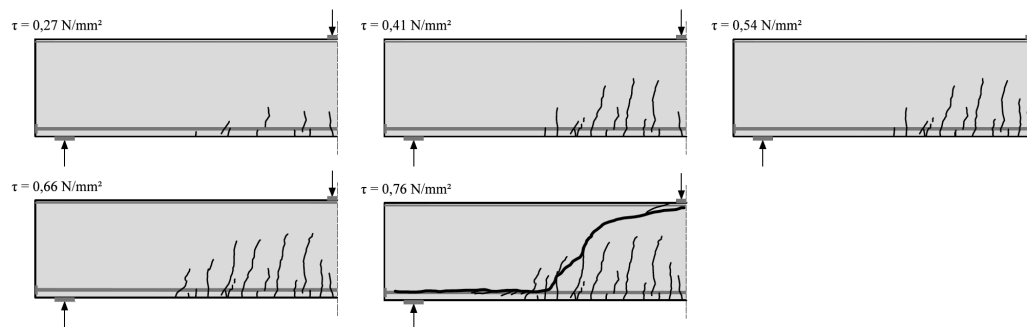


Abbildung A.13: Re1000o - Rissentwicklung

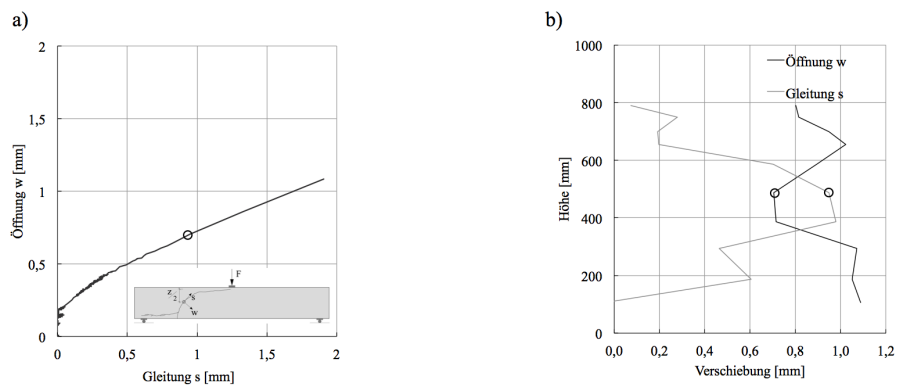


Abbildung A.14: Re1000o - (a) Risskinematik z/2, (b) Verschiebungen bei Bruch

A.4 Pb250o

Messwerte

τ [MPa]	F [kN]	V [kN]	M [kNm]	w [mm]	ε_{D1} [‰]	ε_{D2} [‰]	ε_{Z1} [‰]	γ_1 [‰]	γ_2 [‰]	R_{max} [mm]
0,27	9,3	4,6	3,2	0,140	-0,063	-0,029	0,075	0,011	0,005	0,00
0,41	14,1	7,0	4,9	0,212	-0,104	-0,050	0,146	0,015	0,007	0,00
0,54	18,5	9,3	6,5	0,455	-0,196	-0,075	0,600	0,043	0,009	0,05
0,66	22,7	11,4	8,0	0,862	-0,283	-0,067	0,900	0,177	0,013	0,05
0,76	26,2	13,1	9,2	1,128	-0,329	-0,067	1,054	0,302	0,047	0,05
1,03	35,4	17,7	12,4	1,872	-0,458	-0,058	1,471	0,469	0,339	0,10
1,36	46,8	23,4	16,4	2,964	-0,633	0,017	2,017	0,733	1,032	-

Diagramme

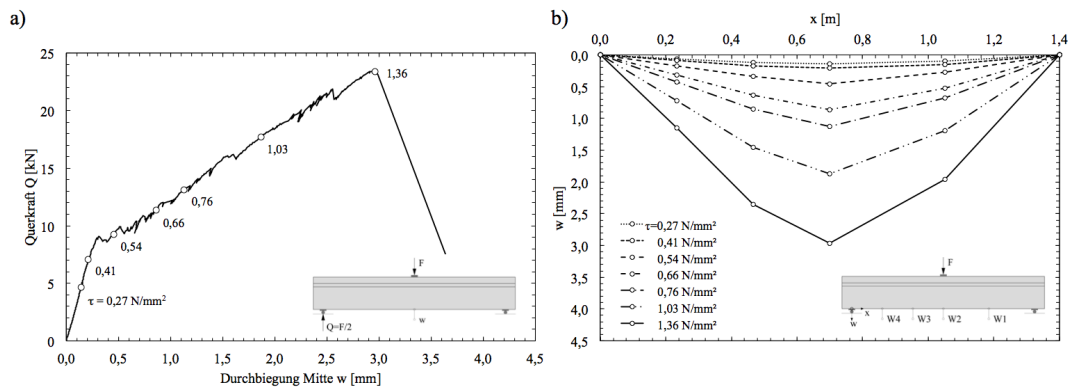


Abbildung A.15: Pb250o - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf

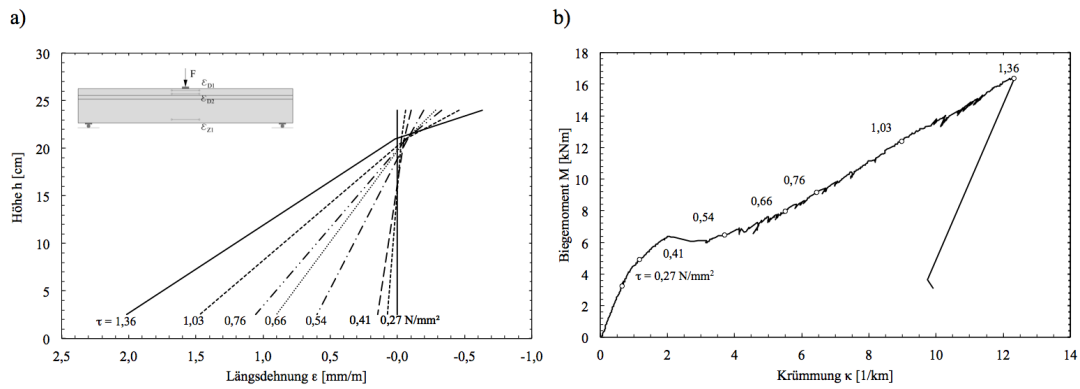


Abbildung A.16: Pb250o - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm

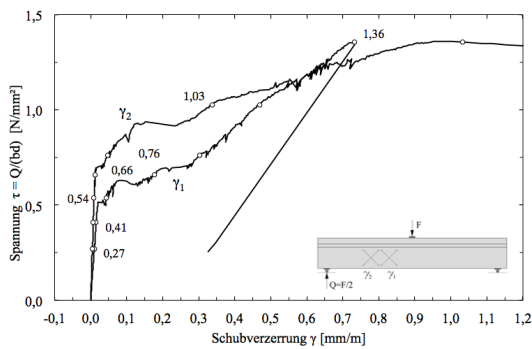


Abbildung A.17: Pb250o - Schubverzerrungen

Risse

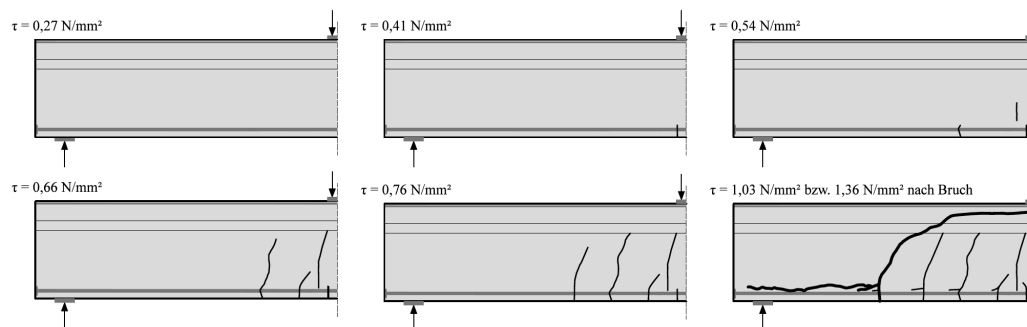
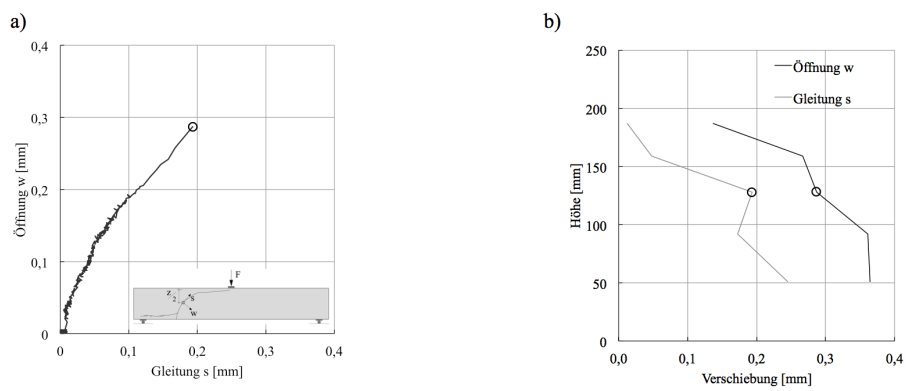


Abbildung A.18: Pb250o - Rissentwicklung

Abbildung A.19: Pb250o - (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen bei Bruch

A.5 Pb500o

Messwerte

τ [MPa]	F [kN]	V [kN]	M [kNm]	w [mm]	ε_{D1} [%]	ε_{D2} [%]	ε_{Z1} [%]	γ_1 [%]	γ_2 [%]	R_{max} [mm]
0,27	36,6	18,3	25,6	0,299	-0,078	-0,048	0,095	0,011	0,011	0,00
0,41	56,1	28,0	39,2	0,588	-0,158	-0,088	0,288	0,028	0,017	0,00
0,54	76,7	38,4	53,7	1,115	-0,272	-0,114	0,669	0,103	0,056	0,05
0,66	89,4	44,7	62,6	1,610	-0,328	-0,127	0,833	0,227	0,172	0,05
0,76	104,8	52,4	73,4	2,233	-0,403	-0,145	1,013	0,300	0,244	0,10
1,03	141,6	70,8	99,1	4,125	-0,609	-0,147	1,417	1,078	1,008	-

Diagramme

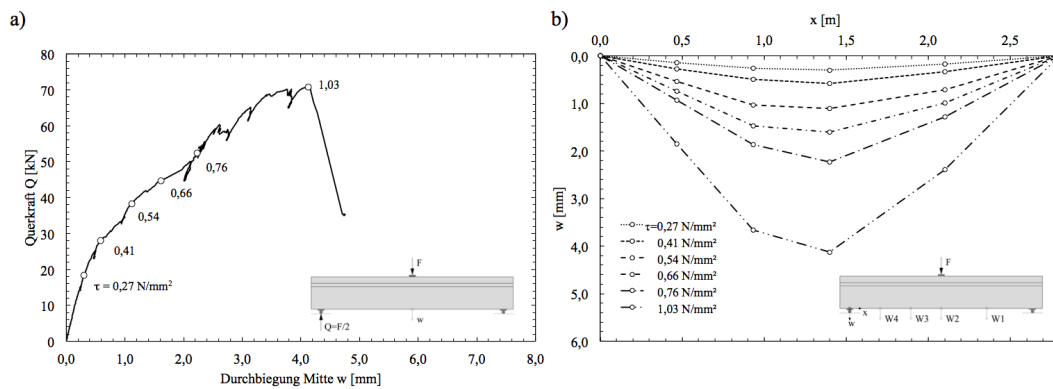


Abbildung A.20: Pb500o - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf

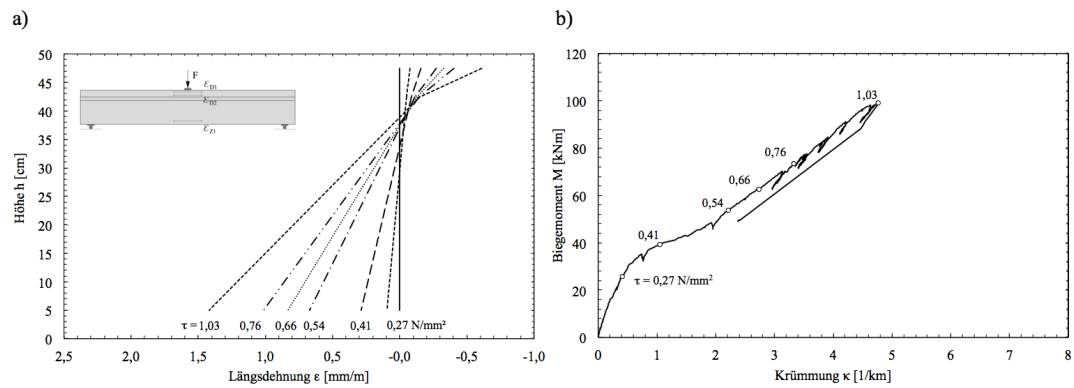


Abbildung A.21: Pb500o - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm

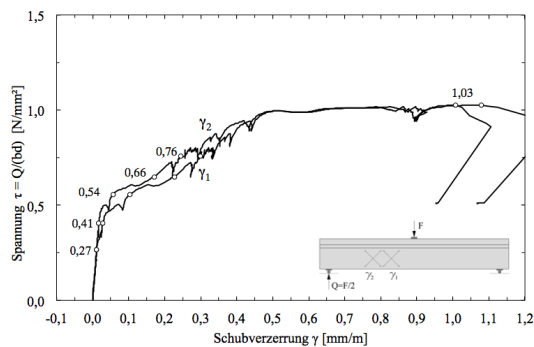


Abbildung A.22: Pb500o - Schubverzerrungen

Risse

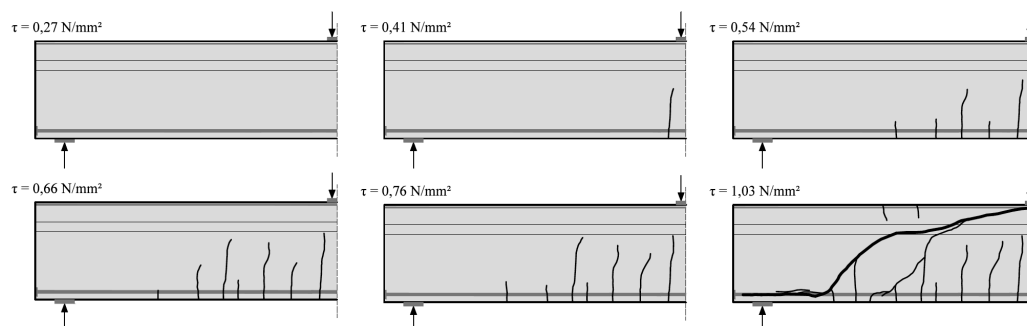
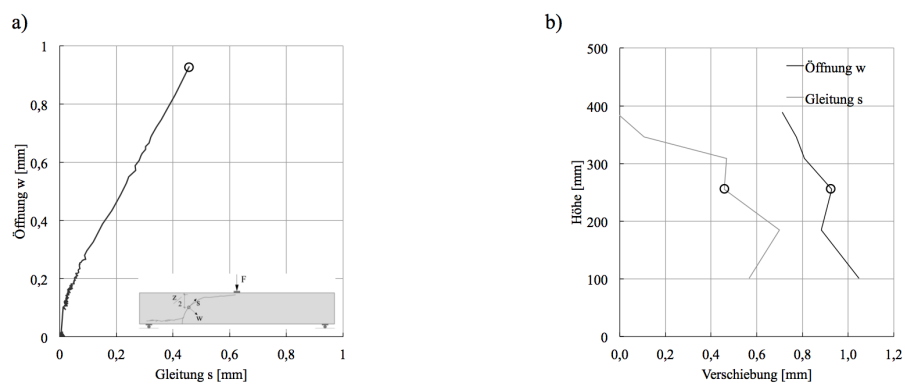


Abbildung A.23: Pb500o - Rissentwicklung

Abbildung A.24: Pb500o - (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen bei Bruch

A.6 Pb1000o

Messwerte

τ [MPa]	F [kN]	V [kN]	M [kNm]	w [mm]	ε_{D1} [‰]	ε_{D2} [‰]	ε_{Z1} [‰]	γ_1 [‰]	γ_2 [‰]	R_{max} [mm]
0,27	146,8	73,4	205,6	0,511	-0,056	-0,023	0,059	0,006	0,004	0,05
0,41	224,0	112,0	313,6	1,225	-0,131	-0,037	0,377	0,027	0,007	0,10
0,54	300,7	150,4	421,0	2,602	-0,214	-0,030	0,606	0,239	0,021	0,15
0,66	362,4	181,2	507,3	3,507	-0,261	-0,019	0,741	0,316	0,148	0,20
0,77	425,4	212,7	595,6	4,674	-0,317	0,003	0,886	0,414	0,254	-

Diagramme

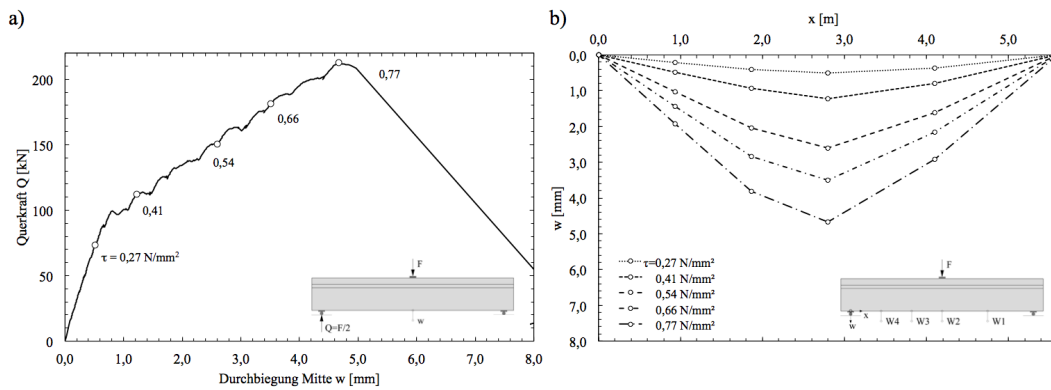


Abbildung A.25: Pb1000o - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf

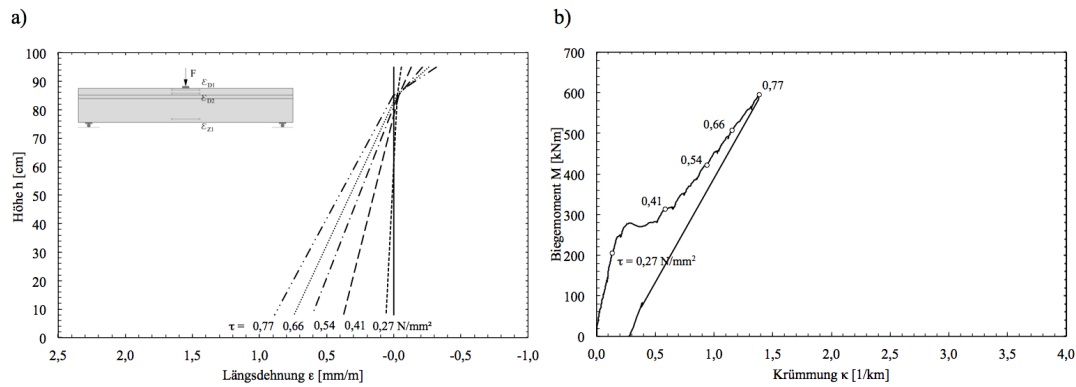


Abbildung A.26: Pb1000o - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm

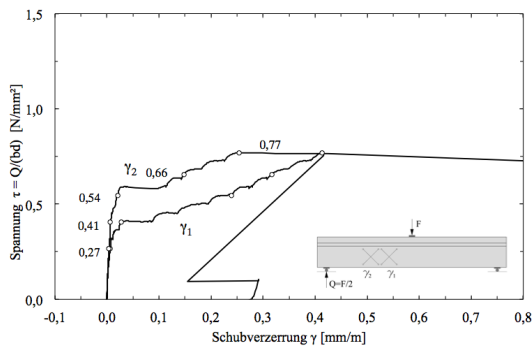


Abbildung A.27: Pb1000o - Schubverzerrungen

Risse

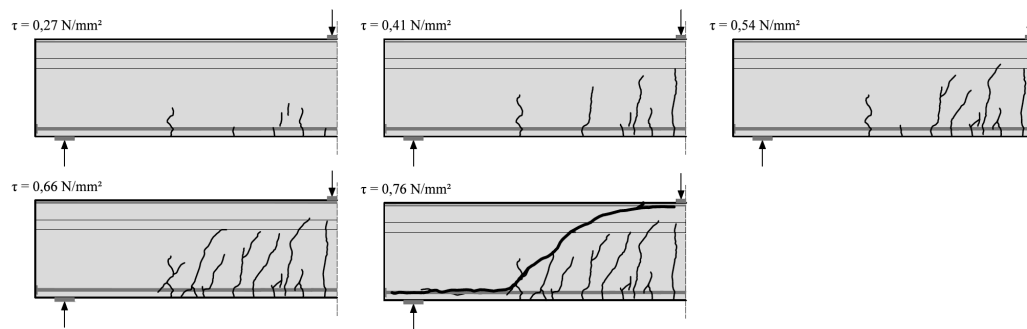


Abbildung A.28: Pb1000o - Rissentwicklung

A.7 Re250m

Messwerte

τ [MPa]	F [kN]	V [kN]	M [kNm]	w [mm]	ε_D [%]	ε_Z [%]	R_{max} [mm]
0,36	12,5	6,3	4,4	0,339	-0,058	0,128	0,00
0,72	25,0	12,5	8,7	1,311	-0,369	0,851	0,05
0,91	31,4	15,7	11,0	1,860	-0,504	1,171	0,10
1,09	37,5	18,8	13,1	2,470	-0,670	1,480	0,15
1,27	43,9	21,9	15,4	3,321	-0,881	1,826	0,20
1,50	51,9	25,9	18,2	5,688	-1,268	2,413	-

Diagramme

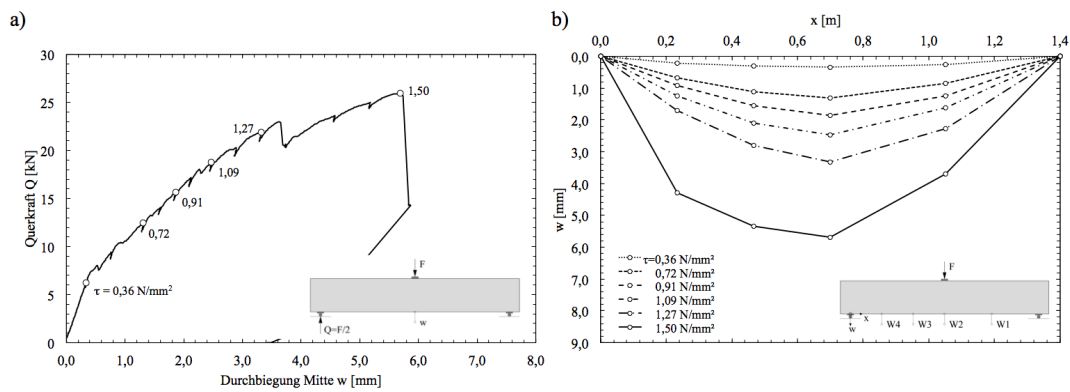


Abbildung A.29: Re250m - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf

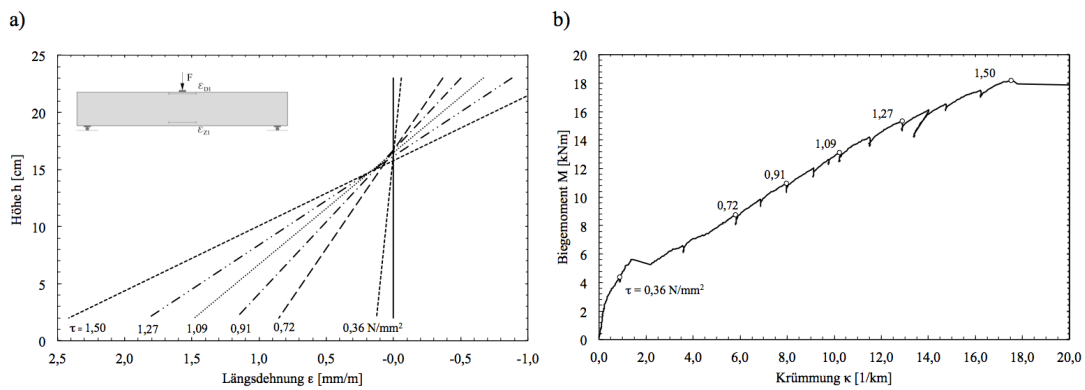


Abbildung A.30: Re250m - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm

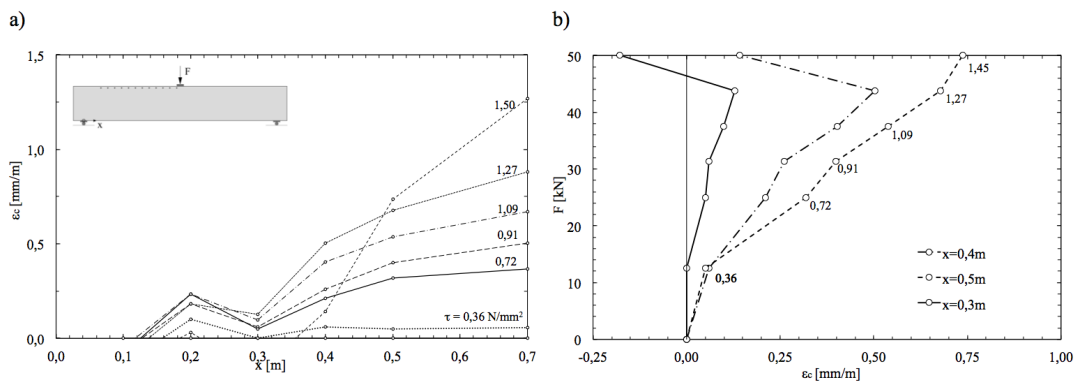


Abbildung A.31: Re250m - Setzdehnungsmessung (a) Verlauf, (b) Messpunkte

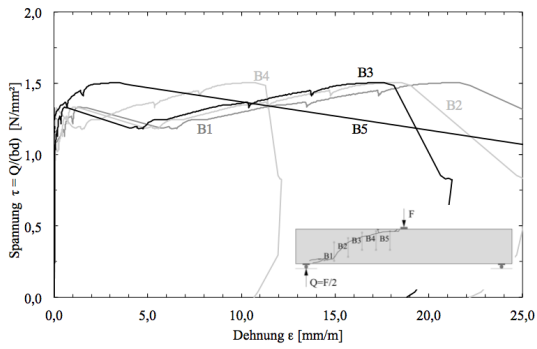


Abbildung A.32: Re250m - Bügeldehnungen

Risse

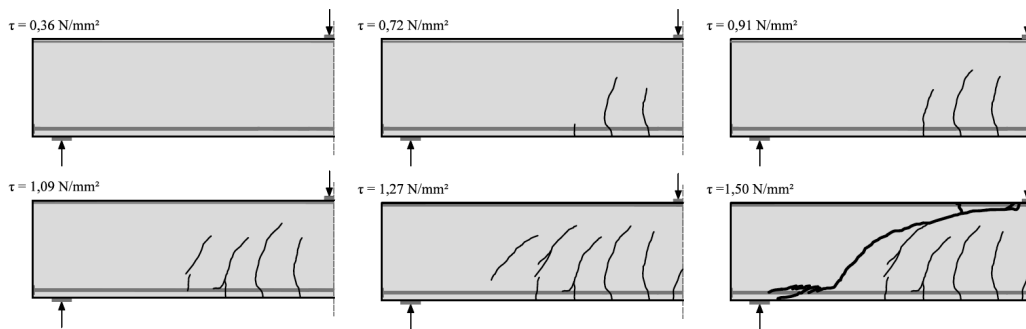


Abbildung A.33: Re250m - Rissentwicklung

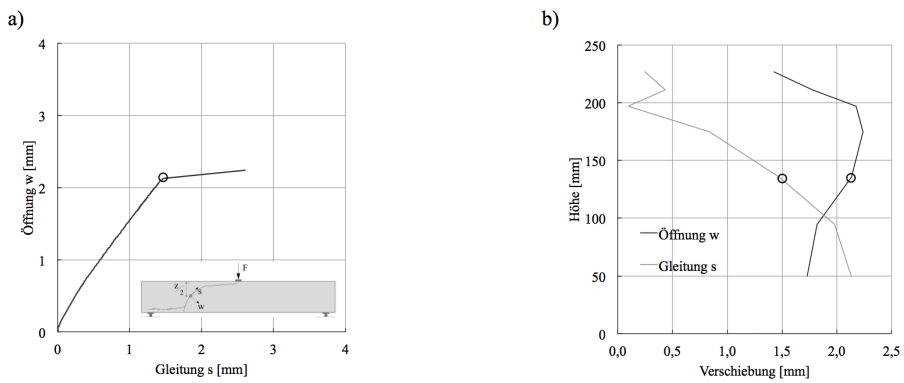


Abbildung A.34: (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen bei Bruch

A.8 Re500m

Messwerte

τ [MPa]	F [kN]	V [kN]	M [kNm]	w [mm]	ε_D [%]	ε_Z [%]	R_{max} [mm]
0,36	50,1	25,1	35,1	0,888	-0,237	0,484	0,05
0,72	99,3	49,7	69,5	2,657	-0,547	1,105	0,10
0,91	124,8	62,4	87,4	3,632	-0,718	1,448	0,15
1,09	150,1	75,1	105,1	5,000	-0,900	1,816	0,40
1,20	166,0	83,0	116,2	6,089	-1,052	2,033	0,80
1,18	163,0	81,5	114,1	6,678	-1,053	2,019	-

Diagramme

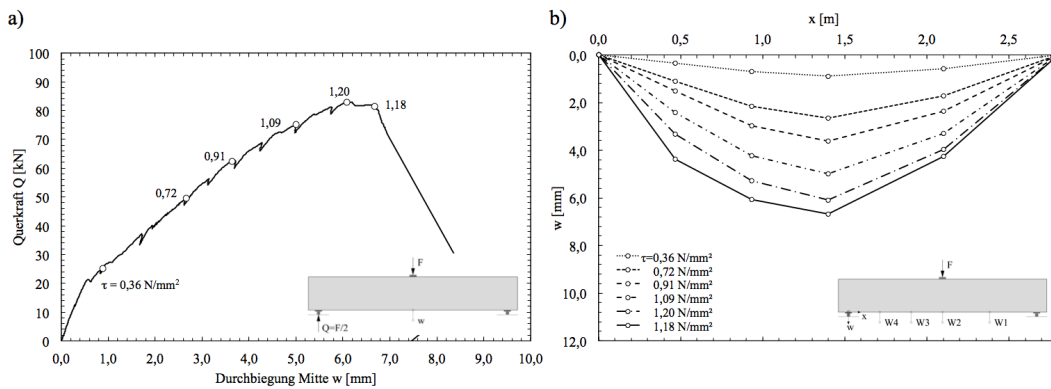


Abbildung A.35: Re500m - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf

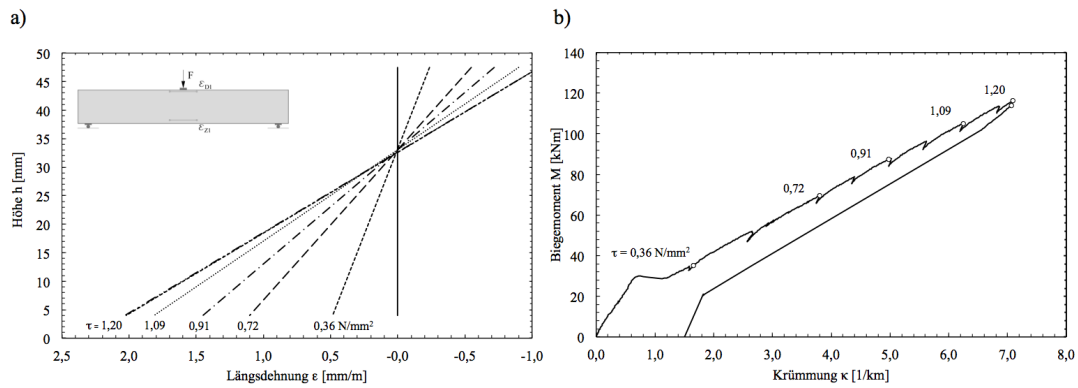


Abbildung A.36: Re500m - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm

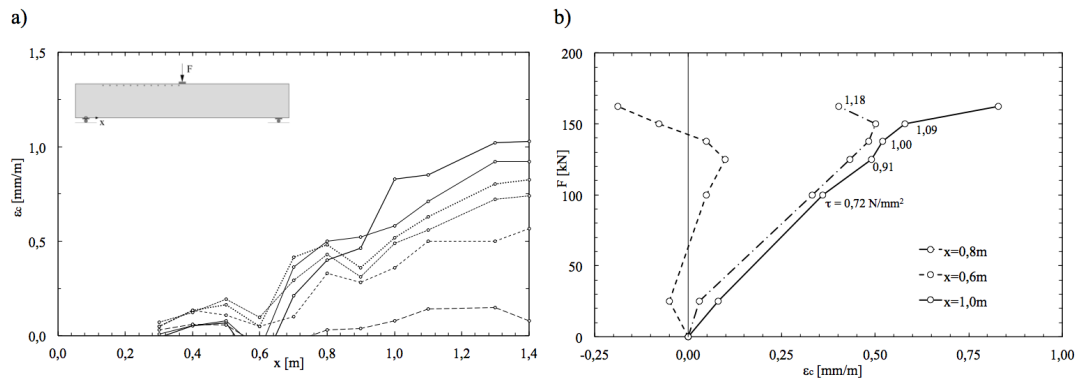


Abbildung A.37: Re500m - Setzdehnungsmessung (a) Verlauf, (b) Messpunkte

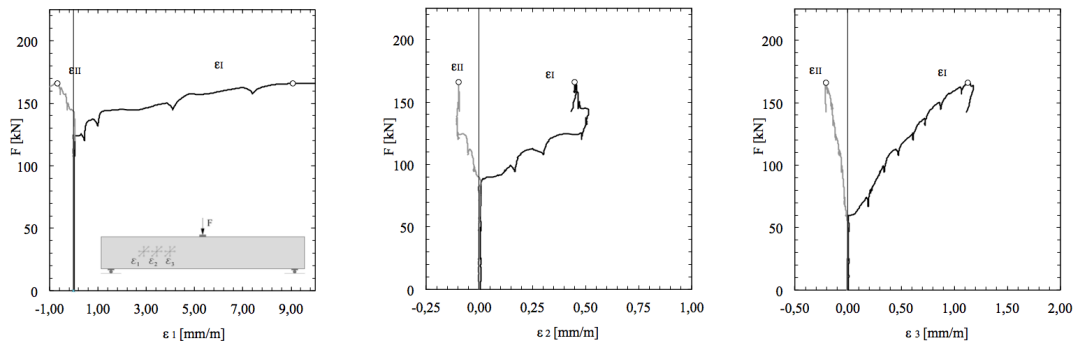


Abbildung A.38: Re500m - Hauptdehnungen

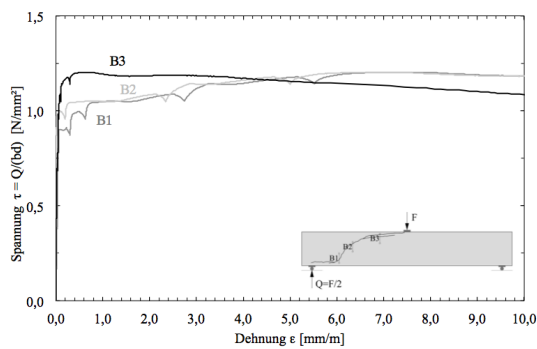


Abbildung A.39: Re500m - Bügeldehnungen

Risse

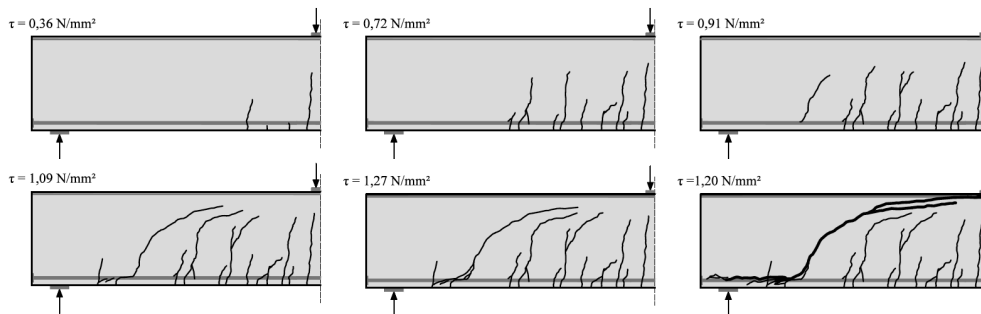


Abbildung A.40: Re500m - Rissentwicklung

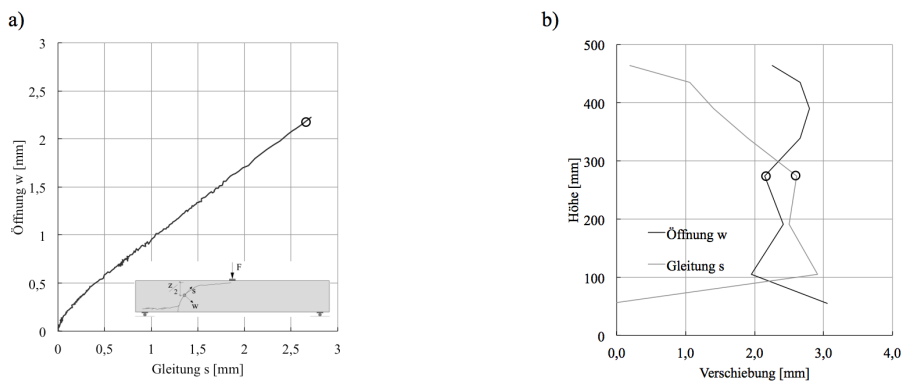


Abbildung A.41: Re500m - (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen bei Bruch

A.9 Re1000m

Messwerte

τ [MPa]	F [kN]	V [kN]	M [kNm]	w [mm]	ε_D [%o]	ε_Z [%o]	R_{max} [mm]
0,36	200,1	100,1	280,2	1,235	-0,079	0,470	0,05
0,72	400,0	200,0	560,0	4,187	-0,318	1,063	0,35
0,91	500,1	250,0	700,1	6,124	-0,506	1,375	0,45
1,09	600,0	300,0	840,0	8,558	-0,698	1,633	0,90
1,27	700,2	350,1	980,2	10,985	-0,926	1,897	1,50
1,45	802,7	401,3	1123,8	13,987	-1,296	2,174	-

Diagramme

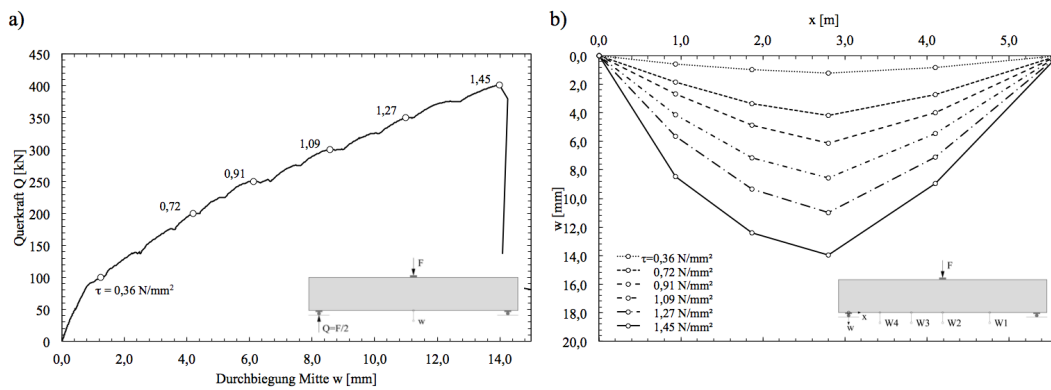


Abbildung A.42: Re1000m - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf

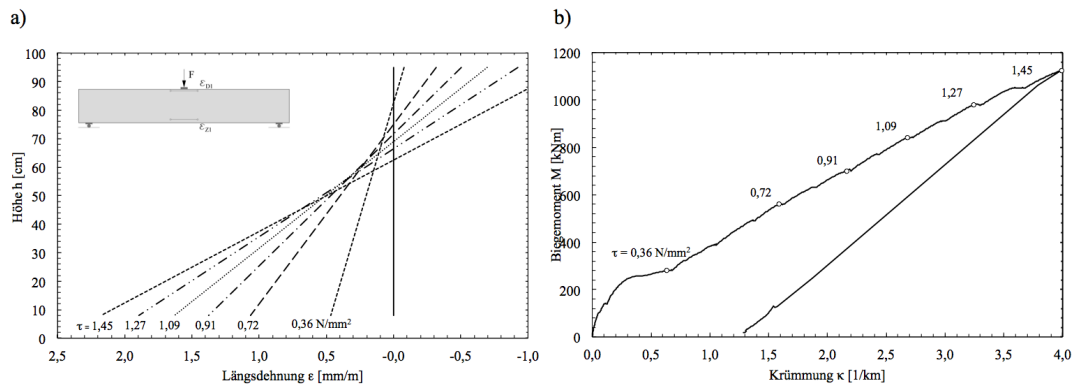


Abbildung A.43: Re1000m - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm

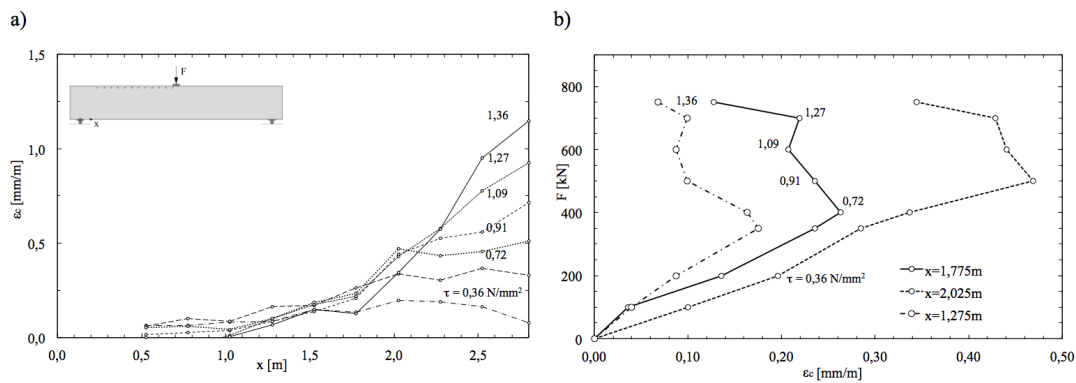


Abbildung A.44: Re1000m - Setzdehnungsmessung (a) Verlauf, (b) Messpunkte

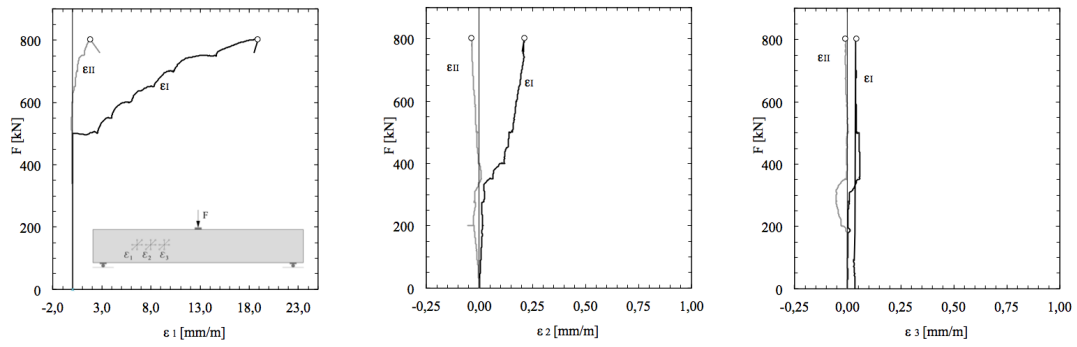


Abbildung A.45: Re1000m - Hauptdehnungen

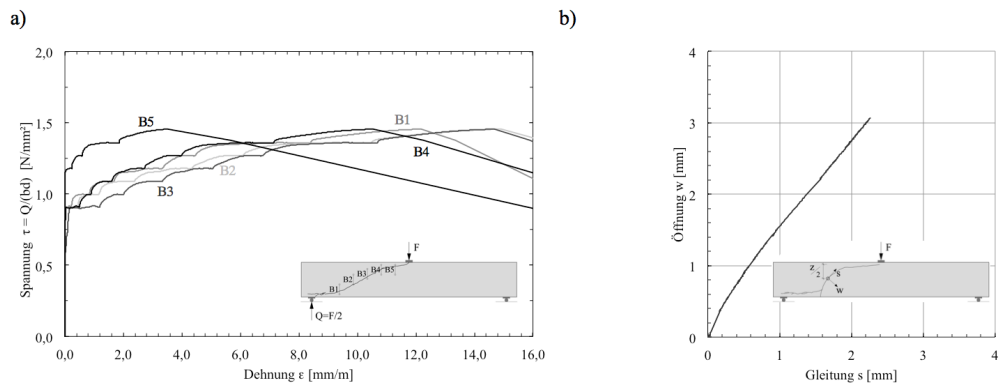


Abbildung A.46: Re1000m - (a) Bügeldehnungen, (b) Risskinematik

Risse

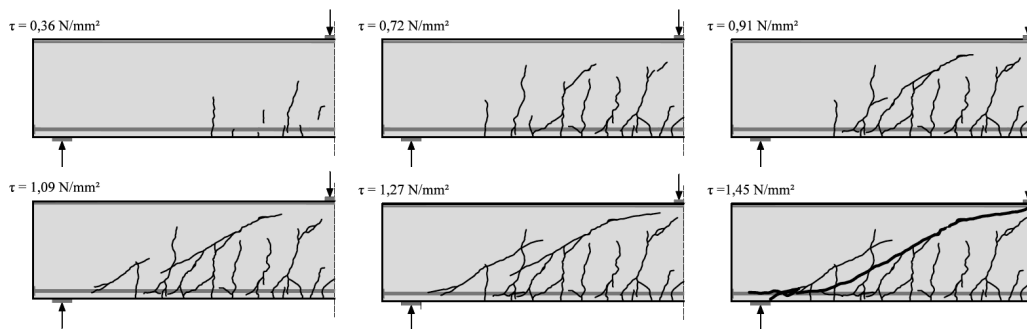


Abbildung A.47: Re1000m - Rissentwicklung

A.10 Pb250m

Messwerte

τ [MPa]	F [kN]	V [kN]	M [kNm]	w [mm]	ε_D [%]	ε_Z [%]	R_{max} [mm]
0,36	12,1	6,1	4,2	0,254	-0,119	0,139	0,00
0,72	25,1	12,5	8,8	1,232	-0,332	1,011	0,05
0,91	31,3	15,7	11,0	1,623	-0,427	1,385	0,05
1,09	37,6	18,8	13,2	2,079	-0,516	1,704	0,15
1,27	42,8	21,4	15,0	2,479	-0,593	1,975	0,15
1,35	46,5	23,3	16,3	2,952	-0,652	2,225	-

Diagramme

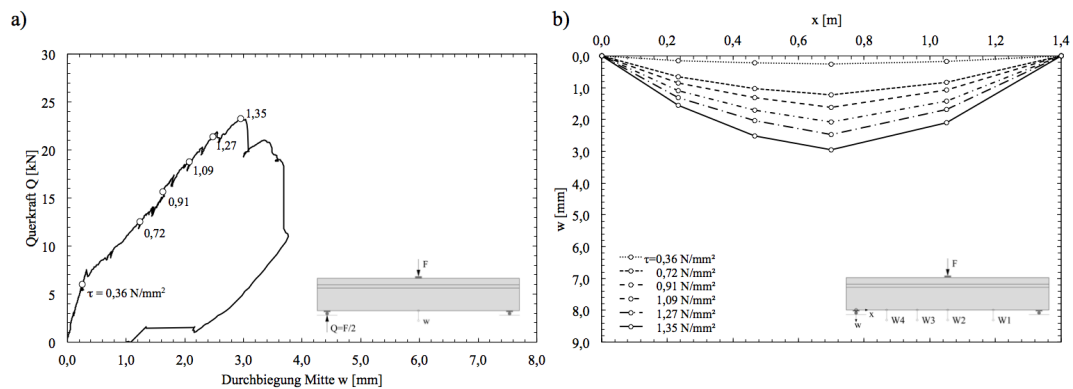


Abbildung A.48: Pb250m - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf

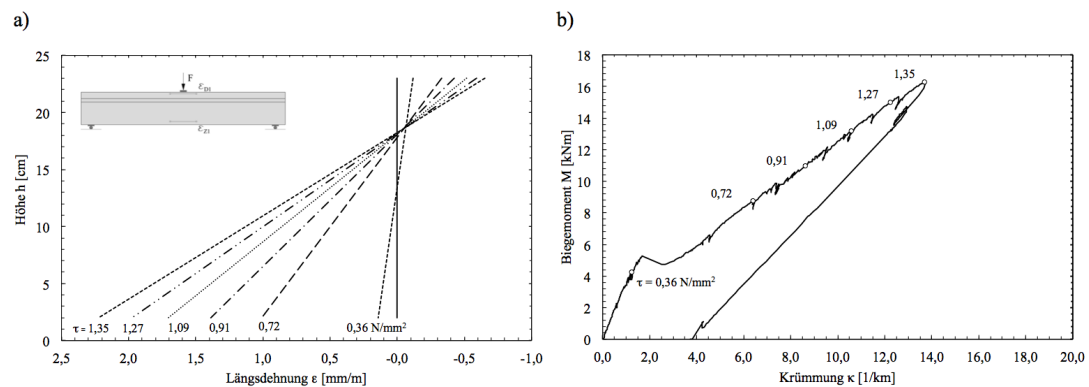


Abbildung A.49: Pb250m - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm

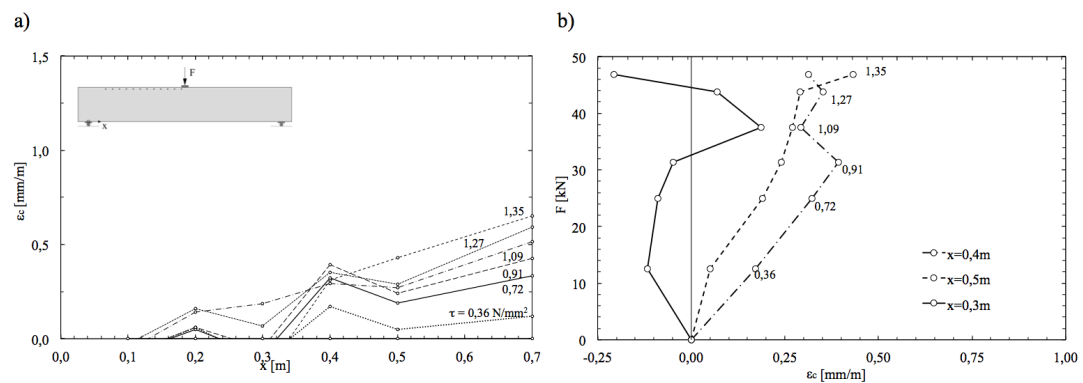


Abbildung A.50: Pb250m - Setzdehnungsmessung (a) Verlauf, (b) Messpunkte

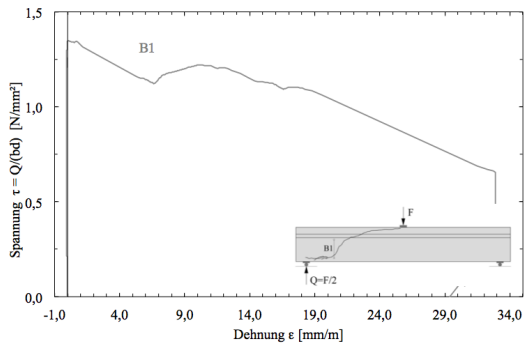


Abbildung A.51: Pb250m - Bügeldehnungen

Risse

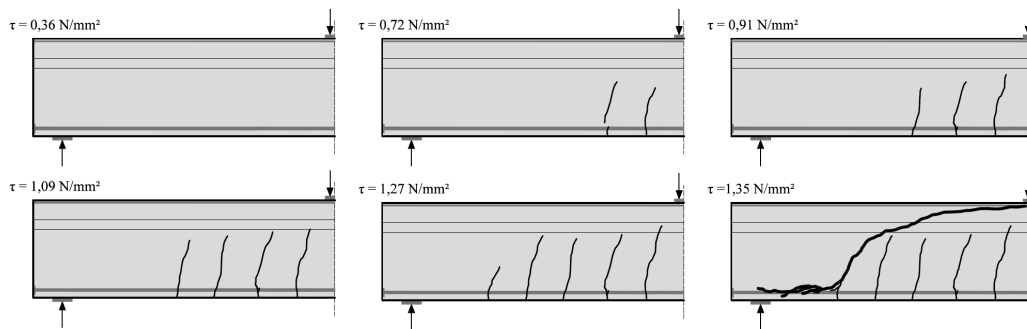


Abbildung A.52: Pb250m - Rissentwicklung

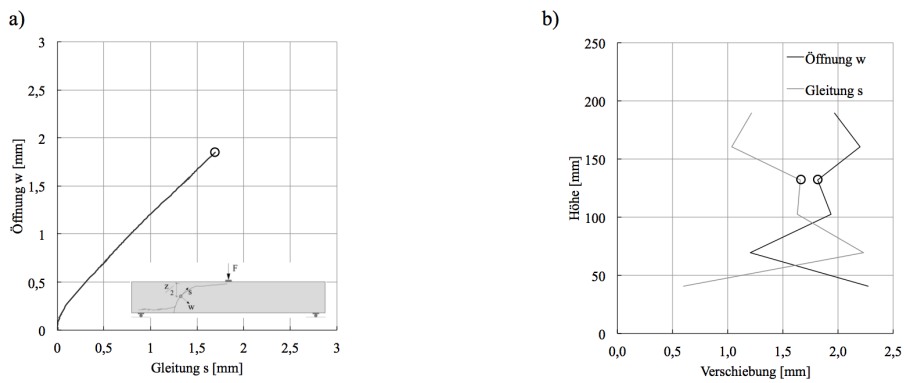


Abbildung A.53: Pb250m - (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen über die Höhe

A.11 Pb500m

Messwerte

τ [MPa]	F [kN]	V [kN]	M [kNm]	w [mm]	ε_D [%]	ε_Z [%]	R_{max} [mm]
0,36	50,3	25,2	35,2	0,827	-0,187	0,488	0,00
0,72	100,1	50,4	70,1	2,618	-0,430	0,963	0,10
0,91	125,0	62,5	87,5	3,610	-0,569	1,225	0,15
1,09	150,2	75,1	105,2	4,769	-0,719	1,477	0,20
1,27	175,2	87,6	122,6	6,308	-0,919	1,725	0,25
1,36	187,0	93,5	130,9	7,725	-1,123	1,833	-

Diagramme

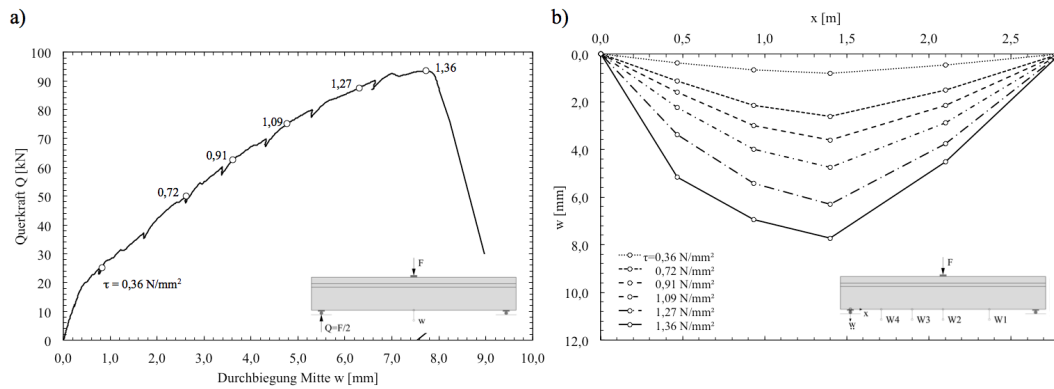


Abbildung A.54: Pb500m - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf

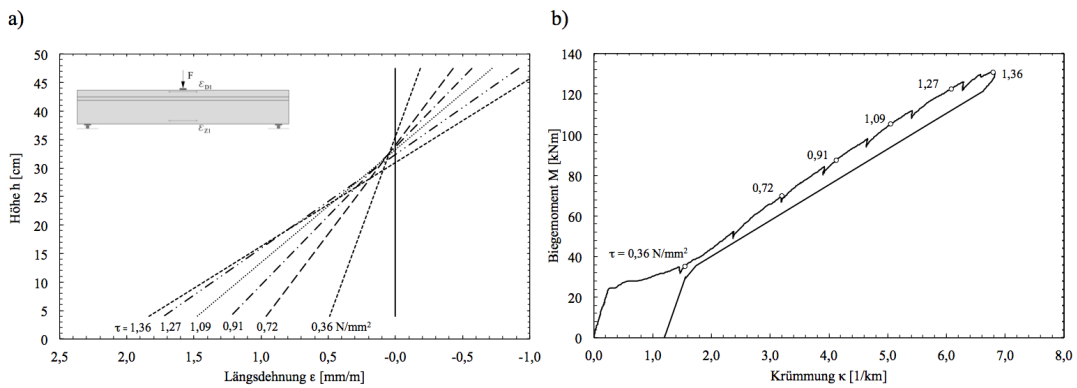


Abbildung A.55: Pb500m - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm

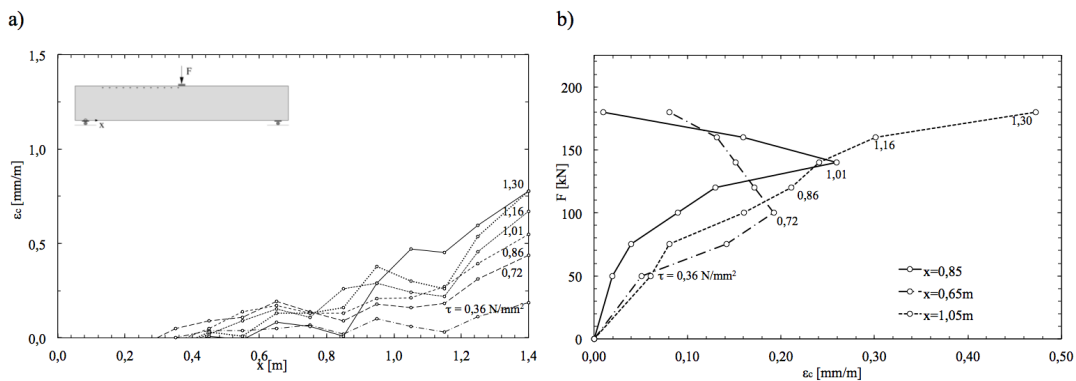


Abbildung A.56: Pb500m - Setzdehnungsmessung (a) Verlauf, (b) Messpunkte

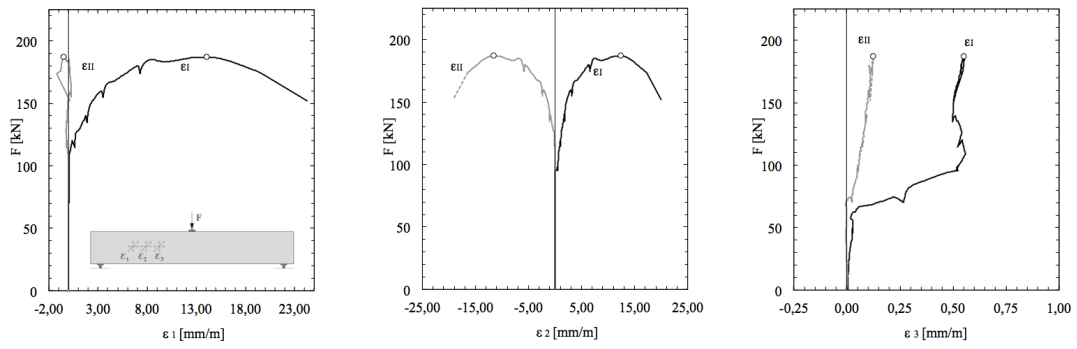


Abbildung A.57: Pb500m - Hauptdehnungen

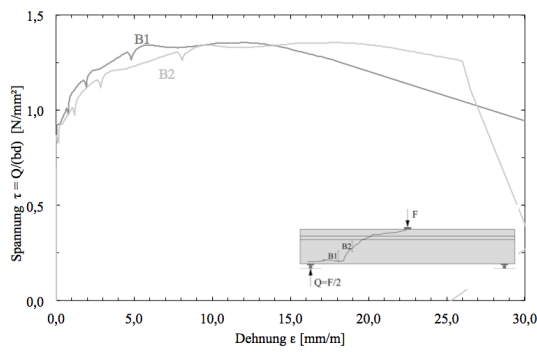


Abbildung A.58: Pb500m - Bügeldehnungen

Risse

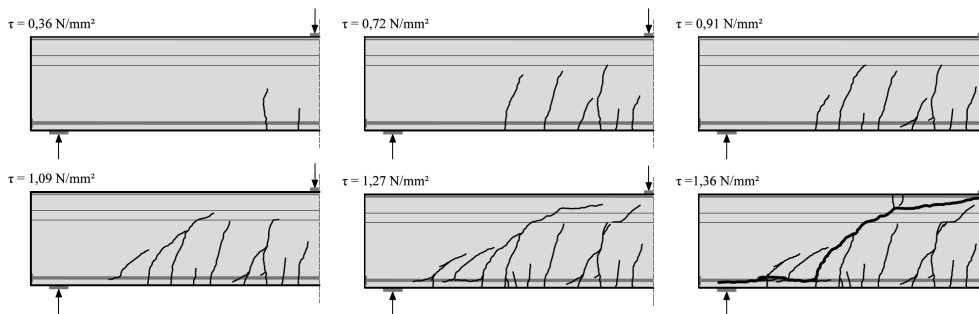


Abbildung A.59: Pb500m - Rissentwicklung

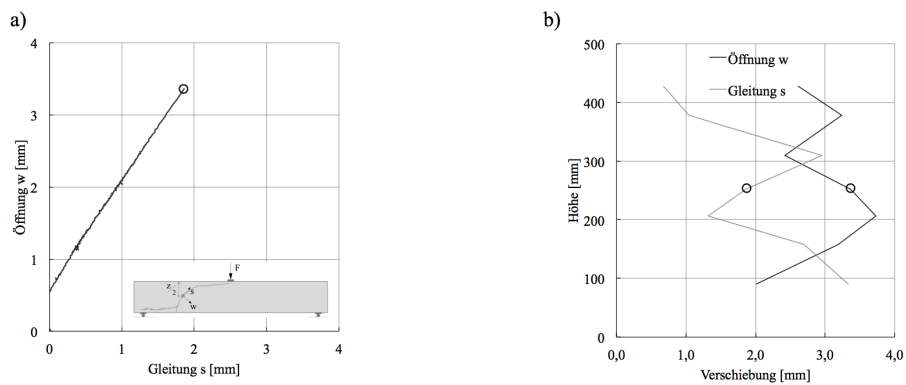


Abbildung A.60: Pb500m - (a) Risskinematik $z/2$, (b) Verschiebungen bei Bruch

A.12 Pb1000m

Messwerte

τ [MPa]	F [kN]	V [kN]	M [kNm]	w [mm]	ε_D [%]	ε_Z [%]	R_{max} [mm]
0,36	200,9	100,5	281,3	0,764	-0,093	0,130	0,05
0,72	400,1	200,0	560,1	3,640	-0,310	1,037	0,30
0,91	500,3	250,1	700,4	5,678	-0,427	1,296	0,30
1,09	600,5	300,2	840,7	7,738	-0,556	1,584	0,70
1,27	700,0	350,0	980,0	9,797	-0,705	1,826	2,00
1,41	777,5	388,8	1088,5	12,620	-0,895	2,015	-

Diagramme

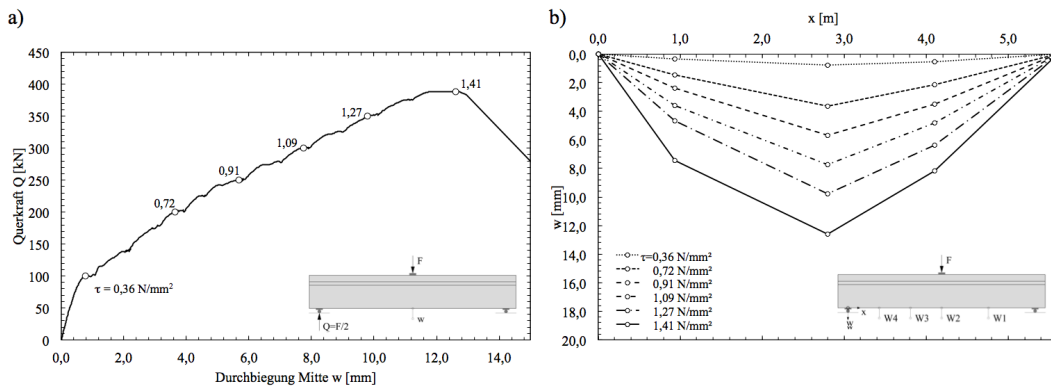


Abbildung A.61: Pb1000m - (a) Kraft-Wegdiagramm, (b) Durchbiegungsverlauf

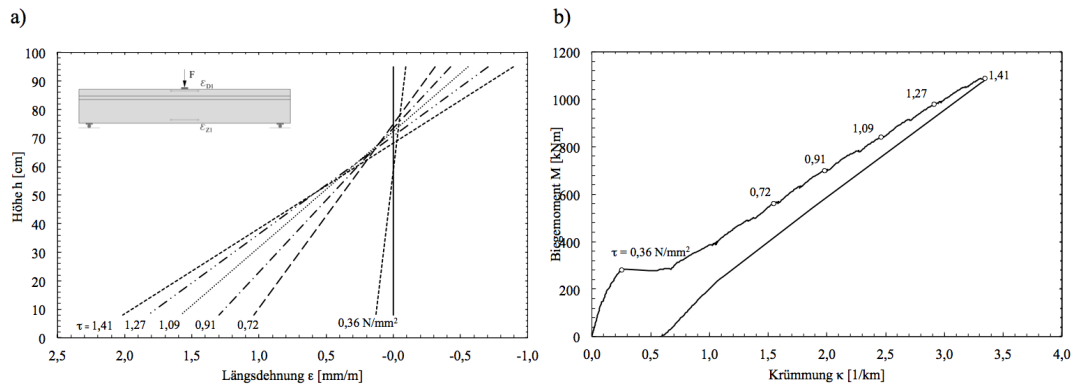


Abbildung A.62: Pb1000m - (a) Dehnungsverlauf, (b) Momenten-Krümmungsdiagramm

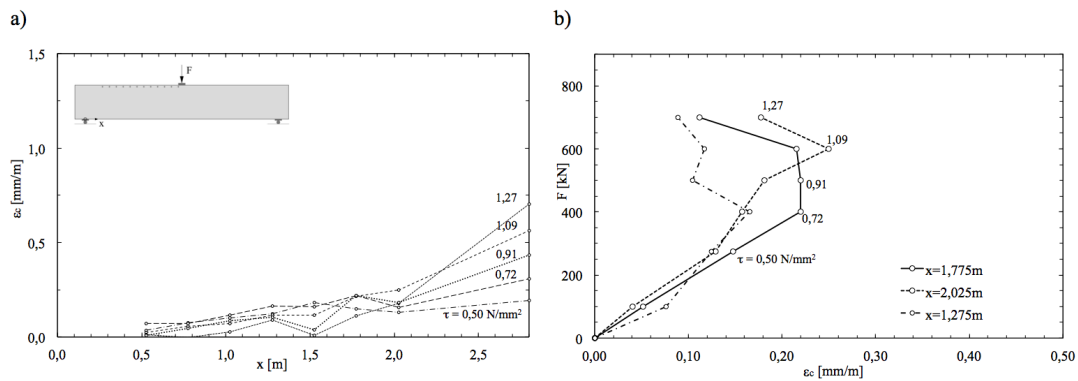


Abbildung A.63: Pb1000m - Setzdehnungsmessung (a) Verlauf, (b) Messpunkte

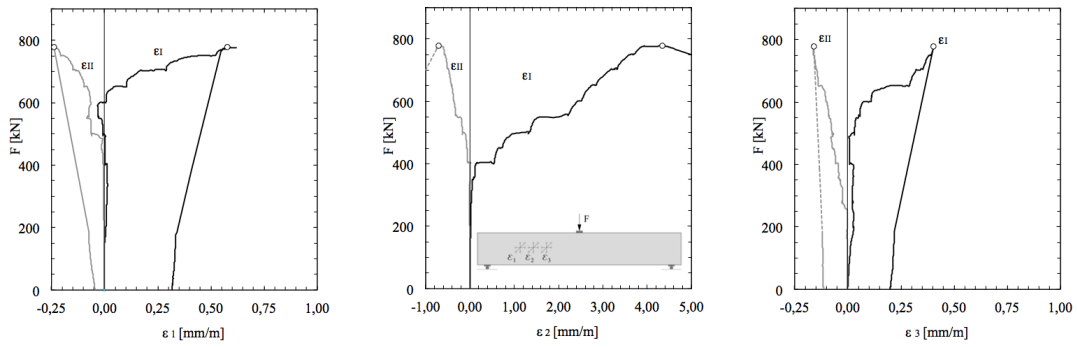


Abbildung A.64: Pb1000m - Hauptdehnungen

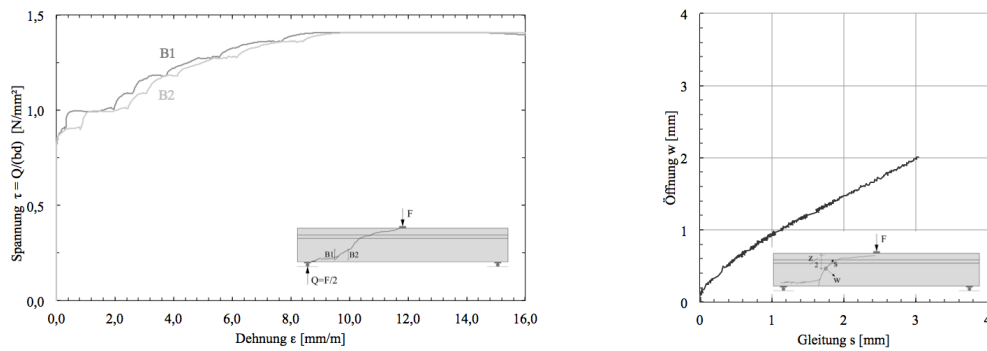


Abbildung A.65: Pb1000m - (a) Bügeldehnungen, (b) Risskinematik

Risse

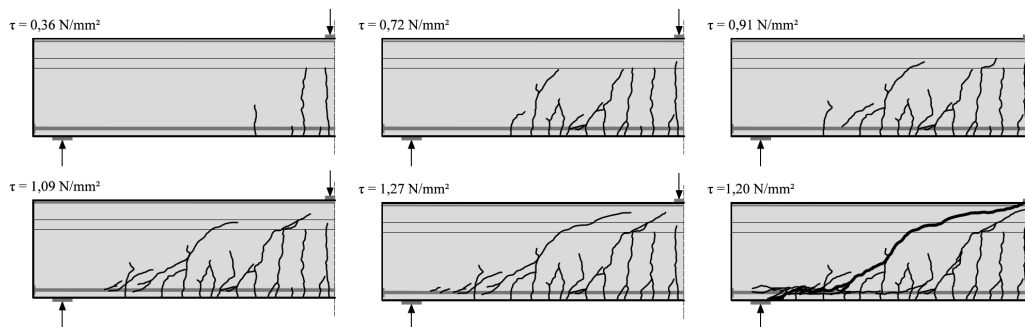


Abbildung A.66: Pb1000m - Rissentwicklung