

Bestimmung des Kraftflusses anhand verfeinerter Messmethoden bei Querkraftversuchen an Stahlbetonbalken

Betschoga Christoph,
Institut für Betonbau, Technische Universität Graz

Monsberger Christoph Martin,
Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme, Technische Universität Graz

KURZFASSUNG:

Für eine zutreffende Modellierung der Querkrafttragfähigkeit von querkraftbewehrten Stahlbetonbalken ist ein gutes Verständnis des Kraftflusses im schubkritischen Bereich essentiell. Durch die Kombination innovativer Messmethoden können neue Erkenntnisse gewonnen und das Verständnis über das Zusammenwirken mehrerer Abtragungsmechanismen vertieft werden. Der vorliegende Beitrag widmet sich zum einen der Erfassung der Risskinematik, zum anderen werden Ergebnisse aus photogrammetrischen und verteilten faseroptischen Messungen an der Querkraftbewehrung an einem Schubversuch unter Einzellasten vorgestellt. Anhand der Ergebnisse werden die Wirkungsweise der Querkraftbewehrung sowie der Rissreibung diskutiert. Durch die umfassenden Messungen kann das Verständnis des Kraftflusses im Schubfeld verbessert werden.

1 Einleitung

Die Schubtragfähigkeit von schubbewehrten Stahlbetonbalken wird üblicherweise auf Grundlage einer Fachwerk- bzw. Druckfeldanalogie ermittelt. Für die Ermittlung der dazu benötigten Neigung der Betondruckstreben wird ein homogenes Rissbild in Form mehrerer paralleler Schubrisse zugrunde gelegt. In mehreren Versuchsserien von Bauteilen mit mäßigen Mengen an Querkraftbewehrung [1, 2] wurde das Versagen jedoch weiterhin von einem einzelnen kritischen Schubriss ausgelöst. Obwohl die Traglast gesteigert werden konnte, entsprach das Versagensbild weiterhin weitgehend jenem von schubunbewehrten Stahlbetonbauteilen.

Diese Diskrepanz zwischen angenommenem und beobachtetem Rissbild bei gering schubbewehrten Stahlbetonbalken wirft die Frage auf, ob der Kraftfluss im Schubfeld durch eine Fachwerk- bzw. Druckfeldanalogie zufriedenstellend erfasst werden kann.

Obwohl die grundlegenden Mechanismen zur Abtragung der Querkraft in Stahlbetonbalken weitgehend bekannt sind, ist sich die Fachwelt weiterhin uneinig, wie diese Anteile zu kombinieren sind und wann die einzelnen Mechanismen ihre jeweiligen

Maximalwerte erreichen. In jüngster Zeit gab es daher intensive Bemühungen, den Kraftfluss von Stahlbetonbalken im schubkritischen Bereich experimentell zu analysieren. In diesen Arbeiten wurde zusätzlich zu konventionellen Messmethoden die Photogrammetrie zur Bestimmung der Verformungen an der Bauteiloberfläche im Schubfeld eingesetzt [3].

Neulich wurden auch faseroptische Verfahren zur Messung der Stahldehnung erfolgreich eingesetzt [4]. Durch die Kombination beider Messverfahren können Veränderungen des Kraftflusses analysiert und das Verständnis der Wirkungsweise einzelner Lastabtragungsmechanismen vertieft werden.

Dieser Beitrag präsentiert zum einen Ergebnisauszüge eines Messprogrammes bei dem photogrammetrische und faseroptische Messungen kombiniert wurden. Zum anderen wird detailliert auf die Erfassung der Risskinematik mittels photogrammetrischer Messmethoden eingegangen, wodurch sich die Möglichkeit bietet, die über die Rissufer hinweg übertragenen Kräfte zu quantifizieren. Es werden potentielle Probleme aufgezeigt und ein zu dessen Vermeidung erstellter Algorithmus vorgestellt.

2 Grundlagen

2.1 Kraftübertragung zwischen den Rissen – Rissreibung

Kommt es im Stahlbetonbau aufgrund einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit zur Rissbildung, so ist die Rissoberfläche im Allgemeinen rau und der Rissverlauf wegen der Streuung der Zugfestigkeit nicht geradlinig. Bei Relativverschiebungen in Form von Rissöffnungen „ δ_n “ bzw. Rissgleitungen „ δ_t “ der beiden Rissflächen kommt es zu einer Kornverzahnung. Durch diese können weiterhin Kräfte, über den entstandenen Riss hinweg, übertragen werden – siehe Abbildung 1. Diese Kräfte bzw. Spannungen können in einen Anteil rechtwinklig zur Rissebene (Rissnormalspannung „ σ_{nn} “ bzw. Umschnürung des Risses) und parallel dazu (Schubspannungen „ σ_{nt} “) aufgeteilt werden.

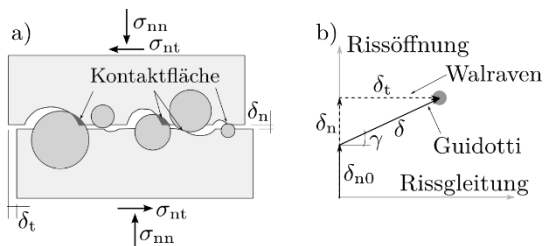


Abbildung 1 a) Spannungen aus Rissreibung
b) angenommene Risskinematik

Bekannte Modelle zur Erfassung dieses Effekts sind u.a. das Modell von Walraven [5], sowie das Modell von Gambarova und Karakoc [6], welche nachfolgend kurz erläutert werden.

2.1.1 Zwei-Phasen-Modelle

Das Modell von Walraven wird auch als „Zwei-Phasen-Modell“ bezeichnet. Die Modellvorstellung beruht auf der Beschreibung eines ideal kugelförmigen Korns, welches bei zunehmender Rissverschiebung in die ideal-plastische Betonmatrix eindringt, wodurch Spannungen an den Kontaktflächen entstehen (Abbildung 1a). Durch wahrscheinlichkeitstheoretische Überlegungen können die summierten Kontaktflächen aller Zuschlagskörner bestimmt und somit der Effekt der Kraftübertragung zwischen den Risseufern nachvollzogen werden. Diese Modellvorstellung wurde später von Guidotti [7] übernommen und unter der Annahme einer geänderten Risskinematik erweitert. Guidotti ging davon aus,

dass nach einer initialen Rissöffnung „ δ_{n0} “ die Zunahme der Rissuferverschiebung „ δ “ unter einem Winkel „ γ “ erfolgt – siehe Abbildung 1b.

Die Auswertung der beiden Modelle kann aufgrund der Komplexität der entstehenden Gleichungen nur numerisch erfolgen. Die auf die Rissufer wirkenden Kräfte ergeben sich aus der Summation über alle an den Zuschlagskörnern in der Rissebene auftretenden Spannungen durch die Auswertung der Gleichungen (1)-(2).

$$\Sigma F_{nn} = -\sigma_{pu} \cdot (\Sigma a_t - \mu \Sigma a_n) \leq 0 \quad (1)$$

$$\Sigma F_{nt} = \sigma_{pu} \cdot (\Sigma a_n + \mu \Sigma a_t) \quad (2)$$

σ_{pu} Materialkonstante mit $6,39f_{c,cube}^{0,56}$

μ Reibungskoeffizient $\approx 0,4$

a_t, a_n Kontaktflächen jedes Zuschlagskorns

2.1.2 Rough-Crack-Modelle

Das Modell von Gambarova und Karakoc [6] wird als „Rough-Crack-Modell“ bezeichnet. Ausgehend von den Versuchsdaten von Pauley und Loeber [8] wurden Regressionsanalysen durchgeführt, um die wesentlichen Einflussparameter der Rissreibung zu charakterisieren. Die Ermittlung der Spannungskomponenten kann mit den Gleichungen (3) und (4) erfolgen

$$\sigma_{nn} = -0,62\delta_t \cdot \sigma_{nt} \cdot (\delta_n^2 + \delta_t^2)^{-0,25} \quad (3)$$

$$\sigma_{nt} = 0,25f_c \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2\delta_n}{D_{max}}}\right) \cdot r \cdot \frac{a_3 + a_4 \cdot |r|^3}{1 + a_4 \cdot r^4} \quad (4)$$

r δ_t/δ_n

D_{max} Größtkorn des Zuschlags

a_3 $2,45/(0,25f_c)$

a_4 $2,44 \cdot (1-4/(0,25f_c))$

2.1.3 Modellvergleich

Abbildung 2 zeigt einen Vergleich der übertragbaren Spannungen auf Grundlage der vorgestellten Modelle für unterschiedliche Rissbreiten. Die Modelle zeigen zum einen deutlich, dass die übertragbaren Spannungen bei vorgegebener Rissgleitung mit zunehmender Rissbreite abnehmen. Zum anderen nähern sich die Spannungen bei vorgegebener Rissbreite und größer werdenden Rissgleitungen einem Grenzwert an.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der Effekt der Rissverzahnung vor allem von den folgenden Parametern abhängt:

- Betondruckfestigkeit
- Sieblinie sowie Größtkorn des Zuschlags
- Verhältnis von Rissöffnung und Rissgleitung

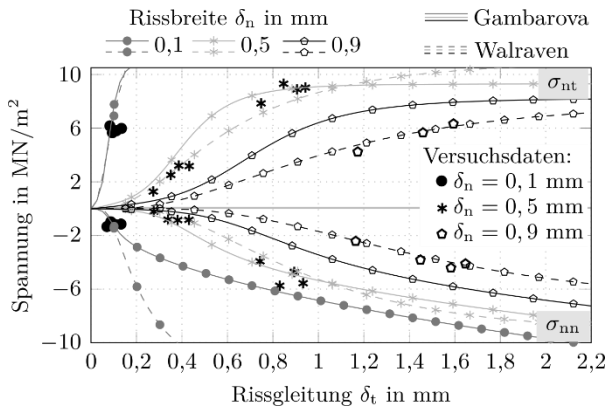


Abbildung 2 Vergleich der Spannungsübertragung über die Rissufer für unterschiedliche Modelle; $f_{c,cube}=59,1\text{MN/m}^2$, $D_{max}=16\text{mm}$

2.2 Erfassung der Risskinematik mittels photogrammetrischen Messungen

Photogrammetrische Verformungsmessungen an der Bauteiloberfläche von Stahlbetonbalken bieten im Gegensatz zum Einsatz konventioneller Messmethoden den wesentlichen Vorteil, dass die Verformungen nicht nur an im Vorhinein bestimmten Punkten gemessen, sondern die Verschiebungen des gesamten Messfeldes erfasst werden. Somit können die Auswertungspunkte im Nachhinein beinahe frei, z.B. in Abhängigkeit des entstandenen Risses, gewählt werden.

Prinzipiell ist zur Bestimmung der Verformungen im Messfeld (mindestens) ein duales Kamerasystem notwendig. Des Weiteren muss die Oberfläche des Messbereichs ein Muster mit hohem Kontrast aufweisen. Nach erfolgter Kalibrierung der Kamera können in Abhängigkeit der verwendeten Auswertungssoftware die Positionen von quasi beliebig gesetzten Messmarken rückgerechnet werden. Einschränkungen entstehen dabei lediglich aus der Tatsache, dass aufgrund der Auswertungsalgorithmen innerhalb einer Messmarke genug „Bildinformationen“ für eine eindeutige Positionsbestimmung vorhanden sein müssen, wodurch den Messmarken zwingend eine gewisse Größe (z.B. 40x40 Pixel) zuzuordnen ist. Außerdem führt eine Rissbildung

innerhalb der Messmarke in Abhängigkeit der verwendeten Software oft zum Verlust der Messmarke [11]. Auf diese Weise ist es jedoch möglich, an ausgewählten Positionen des Risses Messmarken an den beiden Rissufern zu setzen und aus den Verschiebungsunterschieden auf die Risskinematik (Rissöffnung bzw. -gleitung) zu schließen. Dazu ist jedoch eine systematische Vorgehensweise zur Ermittlung der Risskinematik in einer Ebene entlang eines ausgewählten Risses notwendig, welche nachfolgend vorgestellt wird.

Die Rissgeometrie wird durch einen Polygonzug mit mehreren Rissegmenten angenähert. Dazu werden Messmarken entlang des Risses an den beiden gegenüberliegenden Rissufern gesetzt – siehe Abbildung 3a. Die Verschiebungen dieser Messpunkte können nachfolgend im Zuge der Auswertungen bestimmt werden. Problematisch ist dabei jedoch, dass sich diese gemessenen Verschiebungen im Allgemeinen auf ein festes Koordinatensystem beziehen. Aufgrund der bereits erwähnten Anforderungen an eine Messmarke (Größe und „Rissfreiheit“) ist ein gewisser Abstand zwischen der Rissreferenzlinie und den gesetzten Messmarken nicht zu vermeiden. Dadurch werden, neben dehnungsinduzierten Verformungen, auch lokale Starrkörperverschiebungen aufgrund der Balkenbiegung aufgezeichnet, welche korrigiert werden müssen – siehe Abbildung 3b.

Unter der Annahme, dass sich der Dehnungszustand im Bereich der Rissreferenzlinie (Verbindung der Mittelpunkte der Hauptmessungen, Abbildung 3a) und den jeweiligen Messmarken nicht ändert, können die Verschiebungen unmittelbar am Riss durch eine affine Transformationsvorschrift extrapoliert werden. Dadurch ist sowohl die Erfassung von Starrkörperbewegungen (Translation und Rotation) als auch von Skalierungen und Scherungen (durch Normal- und Schubspannungen verursacht) möglich. Unter der Verwendung von homogenen Koordinaten lassen sich sämtliche Transformationen mittels einer einzigen Matrixmultiplikation nach Gleichung (5) durchführen.

$$\mathbf{a}^{\text{def}} = \mathbf{T} \cdot \mathbf{a}^{\text{undef}} \quad (5)$$

\mathbf{a}^{def} Punktkoordinaten verschoben

$\mathbf{a}^{\text{undef}}$... Punktkoordinaten unverschoben

\mathbf{T} affine Transformationsmatrix

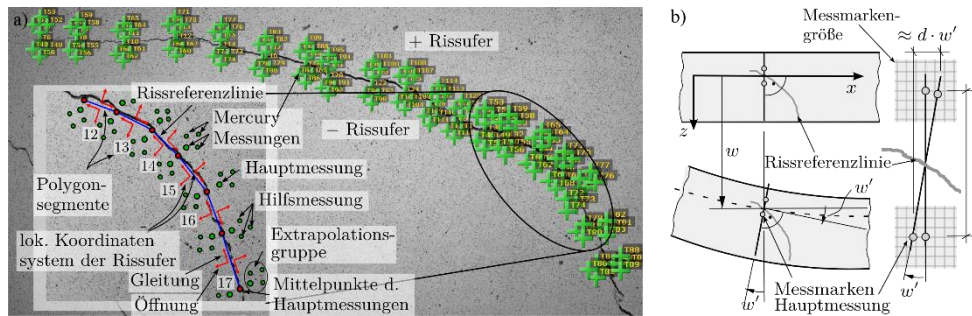


Abbildung 3 a) Approximation des Rissverlaufs durch Messmarkengruppen an den jeweiligen Rissufern
b) Schematische Darstellung der dadurch erfassten Starrkörperbewegungen

Da die Positionen **a** der Messmarken sowohl im verformten als auch im unverformten Zustand aus den photogrammetrischen Messungen bekannt sind, kann das Gleichungssystem, unter Verwendung von mindestens drei bekannten Punkten, nach den unbekanntem Koeffizienten der Transformationsmatrix **T** umgestellt werden.

2.2.1 Bestimmung der Risskinematik des kritischen Schubrisses

In Abbildung 3a sind die zur Bestimmung der jeweiligen affinen Abbildungsvorschrift verwendeten Extrapolationsgruppen ersichtlich. Dabei werden zum Ausgleich von Messungenauigkeiten und um ein „mittleres Verschiebungsfeld“ im Bereich der Messmarkengruppe zu ermitteln, vier Punkte zur Bestimmung der Transformationsmatrix verwendet. Somit ergibt sich ein überbestimmtes Gleichungssystem, welches z.B. mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate gelöst werden kann.

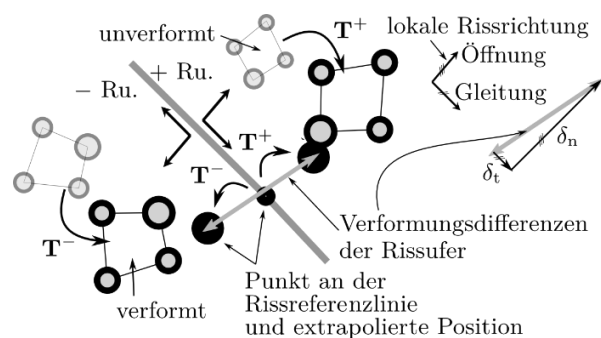


Abbildung 4 Algorithmus der Berechnung der Rissöffnung und -gleitung unter Verwendung einer affinen Transformationsvorschrift

Sind die Verschiebungsfelder der beiden Rissufer bekannt, kann die verformte Position eines Punktes direkt an der Rissreferenzlinie extrapoliert werden. Durch die sich ergebenden Differenzverformungen

können die Rissöffnung und -gleitung durch entsprechende Projektion in die lokalen Rissrichtungen ermittelt werden – siehe Abbildung 4.

2.2.2 Näherungsweise Bestimmung des Rotationszentrums des kritischen Schubrisses

Für eine Modellierung der Risskinematik ist die Lage eines geeigneten Rotationszentrums, mit dem die vorhandenen Rissuferverschiebungen möglichst gut angenähert werden können, von großer Bedeutung [9]. Das Rotationszentrum wird dazu üblicherweise an der Rissspitze angenommen.

Mit Hilfe der photogrammetrischen Messungen kann das Rotationszentrum eines Risses aus den Versuchsergebnissen bestimmt werden. In Anlehnung an die Ermittlung des Momentanpols von starren Körpern wird dazu jener Punkt ermittelt, der den kleinsten Normalabstand zu allen Geraden besitzt, welche rechtwinklig auf die durch die Rissverschiebung entstehenden Verformungsvektoren stehen. Die Lösung dieser Aufgabe kann im Sinne der Methode der kleinsten Fehlerquadrate, ausgehend von der Grundgleichung zur Ermittlung des Abstands eines Punktes von einer Geraden (6), angegeben werden.

$$d = \frac{\|(\mathbf{k} - \mathbf{p}) \times \mathbf{u}\|}{\|\mathbf{u}\|} \quad (6)$$

- k** Punkt für Abstandsberechnung
- p** Punkt auf der Geraden
- u** Richtungsvektor der Geraden

Dazu wird die (gewichtete) Summe aller quadrierten Abstände zu allen vorhandenen Geraden der einzelnen Risssegmente minimiert (7), wodurch sich ein lineares Gleichungssystem zur Bestimmung des gesuchten Punktes **k** ergibt.

$$\sum \beta_i \cdot d_i^2 \stackrel{!}{=} \min \rightarrow \nabla(d) = \left(\frac{\partial d}{\partial k_x}, \frac{\partial d}{\partial k_y} \right) = 0 \quad (7)$$

β_iGewichtung des Punktabstandes bezogen auf das Rissegment i

Durch die Einführung von Gewichtungsfaktoren, die proportional zum Betrag der Verschiebungen $\|\delta_{n,i} + \delta_{t,i}\|$ der einzelnen Rissegmente sind, hängt die Lage des Rotationszentrums verstärkt von den dominierenden Rissegmenten ab. Zusätzlich wird dadurch der Einfluss von Messungenauigkeiten vermindert.

3 Experimentelles Programm

3.1 Versuchsbalken und –durchführung

Zur Untersuchung des Schubtragverhaltens von querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen wurde in Kooperation mit der deutschen Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) ein Versuchsprogramm mit insgesamt 21 Stahlbetonbalken unter verschiedenen Belastungs- und Lagersituationen durchgeführt [9]. Der Schubversuch SV 15 wurde als 4-Punkt-Biegebalken mit rechteckigem Querschnitt $h \times b = 450 \times 250$ mm konzipiert - siehe Abbildung 5. Durch den Einsatz von hochfester Bewehrung SAS 670 konnte ein Biegeversagen bei einem moderaten Längsbewehrungsgrad von 1,89% ausgeschlossen werden. Die Querkraftbewehrung wurde mit geschlossenen Bügeln mit einem Durchmesser von 6 mm ausgeführt. Im getesteten Schubfeld „a“ betrug der Bügelabstand 180 mm.

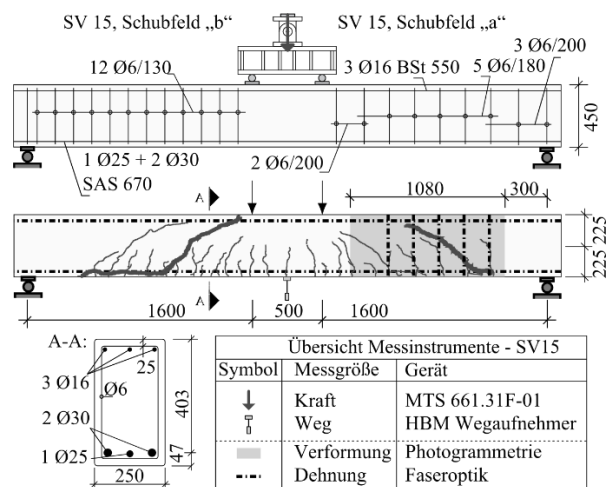


Abbildung 5 Darstellung des Versuchsaufbaus und der Messtechnik, sowie entstandenes Rissbild

Die vorhandene Querkraftbewehrung entsprach somit in etwa dem 1,2-fachen der erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung nach EC2 [10]. Die eingelegte Druckbewehrung wurde mit konventioneller Bewehrung BSt 550 ausgeführt.

Die Herstellung des Balkens erfolgte unter Verwendung einer eigens hergestellten Betonrezeptur (CEM II, GK=16) im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Graz. Die Zylinderdruckfestigkeit betrug am Tag des Versuchs 44,7 MN/m². Die Belastung erfolgte verformungsgesteuert.

Neben konventionellen Messmethoden zur Aufzeichnung der Zylinderkraft, Balkendurchbiegung und Dehnungen in verschiedenen Schnitten, wurden die Oberflächenverformungen im Schubfeld mittels eines photogrammetrischen Messsystems (Mercury RT [11]) erfasst. Um Veränderungen des Kraftflusses zu erfassen, erfolgten Dehnungsmessungen sowohl in der Biegezug- und -druckbewehrung als auch in der Querkraftbewehrung im Schubfeld „a“ mittels verteilter faseroptischer Messungen.

3.2 Verteilte Erfassung der Stahldehnung mittels faseroptischer Messungen

Der Kraftfluss im Bauteil lässt sich anhand der vorhandenen Kraft in der Bewehrung ableiten. Im Zuge der einsetzenden Rissbildung kommt es jedoch zu großen Dehnungsunterschieden zwischen Beton und Bewehrung, welche bei der faseroptischen Instrumentierung entsprechend berücksichtigt werden müssen. Daher wurde ein etwa 2x1,5 mm breiter Schlitz in die Bewehrung gefräst, in welchen das Sensorkabel mittels Epoxidharz eingeklebt wurde. Zusätzlich dazu wurde die Oberseite mit einer dünnen Silikonschicht versiegelt – siehe Abbildung 6. Zur Vermeidung eines Bruchs der Glasfaser wurde ein Sensorkabel der Fa. Brugg Cables AG verwendet, das die Faser mittels einer speziellen Metallummantelung schützt. Der Hersteller garantiert für den Kabelaufbau eine zuverlässige Dehnungsübertragung auf den sensitiven Glasfaserkern bis zu einer Dehnung von mindestens 1% [12]. Zur Installation wurde die umgebende Polyamid-Schicht entfernt. Die Erfassung der Dehnungen entlang der installierten Messfasern erfolgte mit einem Optical Backscatter Reflectometer (OBR) [13]. Dieses Instrument ermöglicht die Bestimmung verteilter Dehnungsprofile mit einer Ortsauflösung von 10 mm,

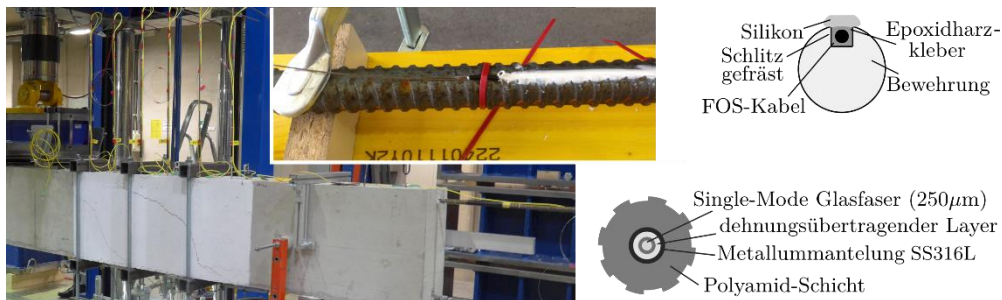


Abbildung 6 Schubversuch SV 15 nach dem Versagen, sowie Einbauschema und Aufbau der faseroptischen Kabel

wodurch quasi ein vollständiges Dehnungsprofil entlang der Längs- und Querkraftbewehrung ermittelt werden konnte. Die Messgenauigkeit liegt im Bereich weniger μm . Die Messfrequenz im durchgeführten Versuch betrug etwa 0,10 Hz.

4 Interpretation der Ergebnisse

4.1 Allgemeines

Durch die eingelegte Querkraftbewehrung konnte sowohl eine Ankündigung des Schubversagens durch den klar erkennbaren Schubriss, als auch eine im Vergleich zu einem querkraftunbewehrten Bauteil erhöhte Traglast erreicht werden. Der kritische Schubriss bildete sich, ausgehend von einem auflagernahen Biegeriss und setzte sich in die Druckzone fort, bis das Versagen eintrat. Ein gleichmäßiges Rissbild mit mehreren parallelen Schubrissen gemäß einer Fachwerkanalogie konnte zu diesem Zeitpunkt jedoch nicht beobachtet werden.

Die Querkraft-Verformungsbeziehung ist in Abbildung 9 dargestellt. Nach dem Erreichen des Rissmoments nimmt die Steifigkeit des Trägers sichtbar ab, bleibt danach jedoch bis zu einer Last von etwa 150 kN annähernd konstant. Im Bereich der Bruchlast zeigt sich eine weitere Abnahme der Bauteilsteifigkeit, welche sich mit dem fortschreitenden Wachstum des kritischen Schubrisses erklären lässt.

4.2 Risskinematik und Rissreibung des kritischen Schubrisses

Abbildung 7 zeigt die mit den beschriebenen Algorithmen ermittelte Rissöffnung bzw. -gleitung des kritischen Schubrisses maßstäblich für unterschiedliche Laststufen, sowie das momentane Rotationszentrum. Die Rissöffnung wird dabei über, die Rissgleitung unter dem kritischen Schubriss dargestellt. Das Rissbild wird anhand der gemessenen Hauptzugdehnungen illustriert. Bei etwa 85% der Maximallast wächst der Schubriss in die rechnerische

Druckzone. Das Rotationszentrum kann bis zu diesem Zeitpunkt mit ausreichender Genauigkeit an der Risspitze angenommen werden – siehe Abbildung 7a. Erst kurz vor dem Erreichen der Bruchlast tritt eine zunehmende vertikale Verformung feldseitig des kritischen Schubrisses auf, wodurch sich das Rotationszentrum von der Risspitze in Richtung Feldmitte entfernt und außerhalb des Darstellungsbereichs zu liegen kommt.

Bedingt durch die Rissgeometrie können mit zunehmender Entfernung von der Risspitze größere Rissgleitungen festgestellt werden. Ein Detailausschnitt für die in Abbildung 7a gekennzeichneten Segmente verdeutlicht dies – siehe Abbildung 8. Die eingesetzten „Marker“ kennzeichnen dabei die jeweilige Laststufe nach Abbildung 9.

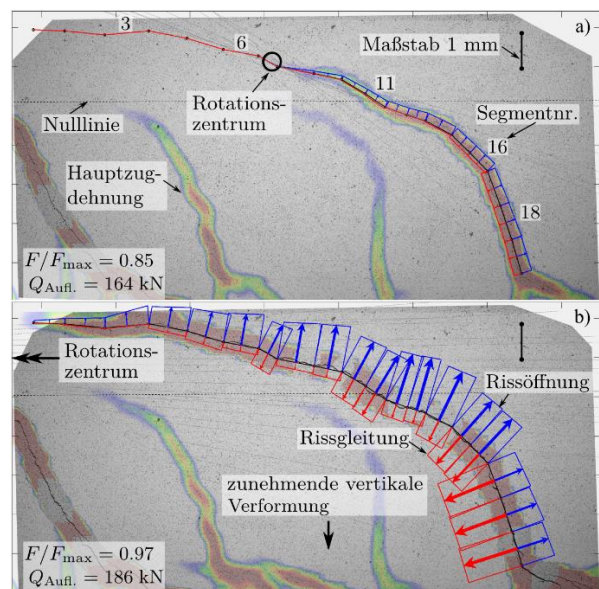


Abbildung 7 Risskinematik des kritischen Schubrisses für ausgewählte Laststufen

Für alle betrachteten Risssegmente zeigt sich, dass eine initiale reine Öffnung auftritt bevor Rissgleitungen entstehen. Erst wenn der Riss leicht geöffnet ist, können sich die Rissufer verschieben. Die An-

nahmen von Guidotti [7] betreffend der Risskinematik können somit bestätigt werden.

Unter der Verwendung eines linearen Verformungsansatzes zwischen den punktuell entlang des kritischen Schubrisses berechneten Rissöffnungen (und den jeweiligen Rissgleitungen) können die übertragbaren Spannungen anhand gewählter Rissreibungsmodelle entlang des gesamten Schubrisses berechnet werden.

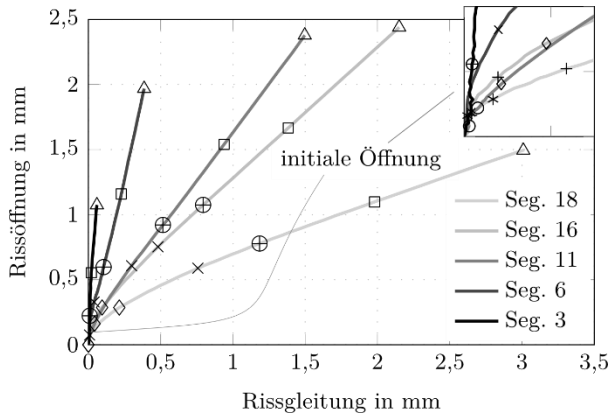


Abbildung 8 Detail der Risskinematik für ausgewählte Segmente inkl. Detailausschnitt

Durch numerische Integration kann der über den Riss übertragene Anteil der Querkraft bestimmt werden – siehe Abbildung 9.

Obwohl es zu quantitativen Abweichungen der übertragenen Querkraft zwischen den Modellen von Gambarova und Guidotti kommt, lässt sich feststellen, dass es bei etwa 85% der aufnehmbaren Querkraft zu einem Maximalwert der über den Riss übertragbaren Spannung kommt, wobei dieser mit dem Modell von Gambarova überschätzt wird.

Bedingt durch die größer werdenden Rissbreiten verringert sich die durch Rissreibung übertragbare Querkraft bei weiterer Laststeigerung. In diesem Lastbereich ist der kritische Schubriss bereits weit in die rechnerische Druckzone gewachsen und es kommt zu einem sichtbaren Steifigkeitsverlust in der Querkraft-Durchbiegungsbeziehung.

4.3 Wirkungsweise der Querkraftbewehrung

Abbildung 10 zeigt die gemessenen Bügeldehnungen im Schubfeld „a“ (Abbildung 5), sowie das vorhandene Rissbild des Versuchs SV 15 bei einer Last von 171 kN ($\approx 0,9Q_{\max}$). Der kritische Schubriss ist bereits über die rechnerische Nulllinie hinaus gewachsen, jedoch verhindert die vorhandene Quer-

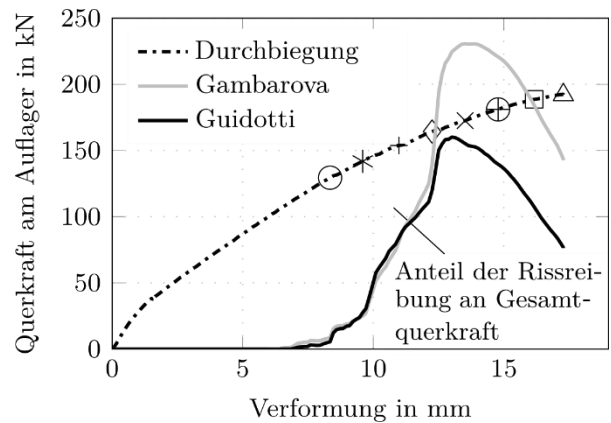


Abbildung 9 Last-Verformungskurve sowie Anteile der über Rissreibung übertragenen Querkraft

kraftbewehrung das Versagen des Bauteils. In jenen Bereichen, in denen die Bewehrung vom Riss gekreuzt wird, treten plastizierte Bereiche auf (Bügel „B2“ bzw. „B3“). Die Spannung nimmt jedoch mit zunehmendem Abstand von der Rissposition rasch ab. Die Wirkung der Bewehrung entspricht bis zu dieser Phase demnach eher einer lokalen Verbügelung des Risses, wodurch ein weiteres Risswachstum gebremst wird.

Die Spannungsentwicklung in den Bügeln für ausgewählte Laststufen in Zusammenhang mit der Rissposition ist in Abbildung 11 dargestellt. Dabei wurden die linken bzw. rechten Bügelschenkel getrennt voneinander ausgewertet. Die Unterschiede der Spannungsverläufe zwischen den jeweiligen Bügelschenkeln können als gering eingeschätzt werden und haben ihren Ursprung in einer, entlang der Balkenbreite geringfügig veränderten Rissgeometrie.

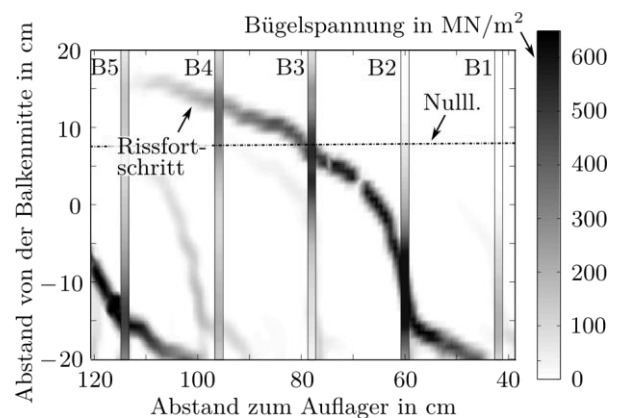


Abbildung 10 Bügelspannungen im Schubfeld ermittelt anhand faseroptischer Dehnungsmessungen sowie vorhandenes Rissbild

Die plastizierten Bereiche der Bügel dehnen sich im Versagenszustand aus, hängen jedoch weiterhin stark von der Rissposition ab. Eine gleichmäßige Beanspruchung der Bügel gemäß einer Fachwerkanalogie kann nicht beobachtet werden.

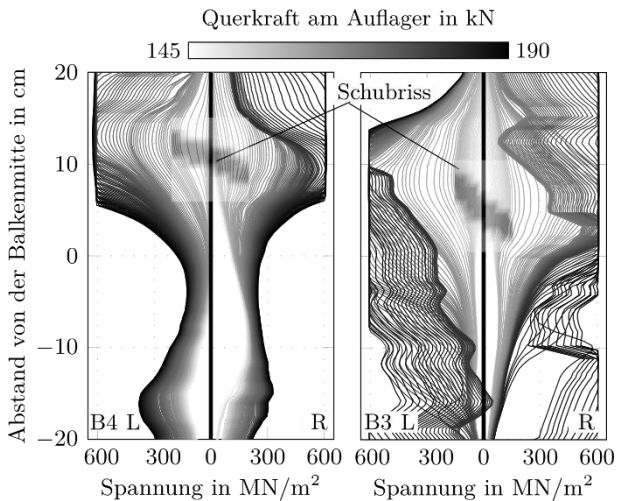


Abbildung 11 Bügelspannungen über alle Laststufen

Die Ergebnisse des Bügels „B3“ sind für die Laststufen unmittelbar vor dem Versagen zu hinterfragen. Die gemessenen Dehnungen gehen kurz vor dem Versagen zurück und zeigen einen sprunghaften Verlauf. Daraus folgt, dass sich möglicherweise die Verbindung zwischen Glasfaserkabel und Bügel teilweise gelöst hat. Die Ausbildung der Klebeverbindung muss daher äußerst präzise erfolgen.

5 Zusammenfassung

Die Risskinematik kann mit Hilfe photogrammetrischer Messungen bestimmt werden. Verformungen zwischen der Rissreferenzlinie und den Messmarken müssen jedoch durch eine geeignete Extrapolationsvorschrift kompensiert werden.

Durch die Kombination der gezeigten Messverfahren können die Lastabtragungsmechanismen analysiert werden. Es zeigt sich, dass der kritische Schubriss von der vorhandenen Querkraftbewehrung verbügelt wird. Dadurch wird das Risswachstum gebremst und ein Versagen des Balkens verhindert. Ein „Hochhängen“ der Querkraft und eine dadurch bedingte gleichmäßige Dehnungsverteilung entlang der Querkraftbewehrung gemäß einer Fachwerkanalogie ist bei diesem Rissbild nicht zu beobachten. Bedingt durch große Rissöffnungen kurz vor dem

Versagen erreicht die über die Rissflächen übertragene Querkraft ihr Maximum vor dem Auftreten der Bruchlast.

6 Literatur

- [1] Tompos E., Frosch R.: *Influence of Beam Size, Longitudinal Reinforcement, and Stirrup Effectiveness on Concrete Shear Strength*, ACI Structural Journal, vol. 99, 2002
- [2] Resende T. L., Shehata L., Shehata I.: *Shear strength of self-compacting concrete beams with small stirrup ratios*, Structural Concrete, vol. 17, 2016.
- [3] Cavagnis F., Ruiz M. F., Muttoni A.: *Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results*, Engineering Structures, pp. 157-173, 2015.
- [4] Schmidt-Thrö G., Scheufler W., Fischer O.: *Kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung im Stahlbetonbau*, Beton- und Stahlbetonbau, vol. 111, pp. 496-504, 2016.
- [5] Walraven J.: *Aggregate Interlock: A theoretical and experimental analysis*, Delft Universität, 1980
- [6] Gambarova P., Karakoc C.: *A New Approach to the Analysis of the Confinement Role in Regularly Cracked Concrete Elements*, in 7th SMiRT Conference, Chicago, 1983.
- [7] Guidotti R.: *Poinçonnement des planchers-dalles avec colonnes superposées fortement sollicitées*, EPFL Lausanne, 2010.
- [8] Paulay T., Loeber P. J.: *Shear Transfer by Aggregate Interlock*, American Concrete Institute, Special Publication 42, 1974.
- [9] Tue N. V., Tung N. D., C. Betschoga, *Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken mit (geringer) Querkraftbewehrung*, Forschungsbericht, TU-Graz, 2018.
- [10] CEN: *Eurocode 2: Teile 1-1*, Brüssel: Europäisches Komitee für Normung, 2010.
- [11] http://www.sobriety.cz/t_optical_systems_de.htm, „Mercury RT,“ 2018.
- [12] Brugg Cables AG: *BRUsens strain V9*, Data Sheet, Ver. 2012/01/31 Rev.01 TH, 2012
- [13] Luna Technologies Inc.: *OBR 4600 – Optical Backscatter Reflectometer*, Data Sheet LTOBR4600 REV. 006 03/09/2018, 2018