



Gudrun Maria Praßl, BSc

Finite Elemente Analyse von Sekundärrissbildung in dicken Wänden

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieurin

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Ass.Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. Dirk Schlicke

Dipl.-Ing. Dr.techn. Katrin Turner, BSc

Institut für Betonbau

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

6.11.2017

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen bedanken, die mich während meines Studiums und während des Verfassens dieser Arbeit unterstützt haben.

Besonders möchte ich mich bei meinen beiden Betreuern Herrn Ass. Prof. Dr.techn. Dirk Schlicke und Frau Dipl.-Ing. Dr.techn. Katrin Turner, sowie bei Institutsvorstand Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue für die Auswahl des interessanten Themas und die fachlich und menschlich ausgezeichnete Betreuung während der Arbeit. Vielen Dank, Katrin Turner, dein jederzeit offenes Ohr konnte mir oftmals bei Problemen weiterhelfen. Ebenso möchte ich Dirk Schlicke für das interessante Thema und die hervorragende Betreuung mit vielen erleuchtenden Erkenntnissen rund um die Rissmechanik im Betonbau danken.

Mein besonderer Dank gilt meinen Eltern, Maria und Ernst, die mir mein Studium ermöglicht und mich in all meinen Entscheidungen unterstützt haben. Auch möchte ich meiner Taufpatin Hildegard danken für das Korrekturlesen und die Inspiration alles schaffen zu können. Herzlich bedanken möchte ich mich auch bei meinem Freund Richard, der mich immer wieder ermutigte und mich mit vielen nützlichen Tipps unterstützte.

Kurzfassung

Bei zwangbeanspruchten Wänden tritt überwiegend zentrischer Zug durch behinderte Verformungseinwirkung auf. Dabei entstehen in der Wand Trennrisse, sogenannte Primärrisse. Rund um den Primärriss entstehen Sekundärrisse, die nicht über die ganze Bauteildicke auftreten. Durch die Bildung der Sekundärrisse kann sich die frei werdende Verformung auf mehrere Risse aufteilen und die Rissbreiten bleiben kleiner. Dieses Rissverhalten in dicken Wänden wird aufbauend auf dem Konzept der Verformungskompatibilität und Großversuchen der TU Graz mithilfe einer Finite Elemente Analyse näher untersucht und ein neues FEM Berechnungsmodell entwickelt.

Die Annahmen des FEM Berechnungsmodells basieren auf einschlägiger Literatur zur Rissbildung in Betonbauteilen. Im FEM Berechnungsmodell wird der halbe Primärriss, der erste und zweite Sekundärriss dargestellt. Der Rissverlauf wird diskret vorgegeben. Beim Aufbau des Berechnungsmodells wird auf die Lösbarkeit des Gleichungssystems mit geringen Restkräften geachtet. Die Belastung erfolgt verformungsgesteuert in einem Zeitpunkt ohne nähere Betrachtung der Temperatur- und Spannungsgeschichte im Bauteil. Mit der aufgetragenen Verschiebung kann jedoch auf die Temperaturbeanspruchung rückgeschlossen werden, oder die gesamte Verformungseinwirkung während des Nutzungszeitraums betrachtet werden.

Durch einen Vergleich mit den aufbereiteten Versuchsergebnissen wurde das Berechnungsmodell verifiziert. Die geringen Unterschiede in den Detailbetrachtungen der einzelnen Rissbreiten sind auf die Streuung der Festigkeit im Beton und eine ungewollte Verdrehung des Versuchskörpers im Versuch zurückzuführen.

In einer Parameterstudie wird der Einfluss von verschiedenen Modellannahmen geprüft. Dabei konnte gezeigt werden, dass der gerissene Primärriss keinen Einfluss auf die nachfolgenden Berechnungsschritte hat. Durch die Berechnung mit gerissenem Primärriss von Anfang an konnten bei den Berechnungsschritten während der Sekundärrissbildung Ergebnisse mit geringeren Restkräften erzielt werden. Des Weiteren können die Annahmen der Verbundsteifigkeit und der Bruchenergie nach dem konventionellen Ansatz in der Literatur bestätigt werden. Die tatsächliche Schubübertragung für die Teilabschnitte der Sekundärrisse wurde rechnerisch bestätigt.

Zusammenfassend kann das Berechnungsmodell die Rissbildung des Primär- und der Sekundärrisse einer auf zentrischen Zwang beanspruchten Wand nachbilden. Die Auswertung der Spannungsverteilung nach Entstehen der Risse deutet auf eine zunehmend diffuse Krafteinleitung nach jedem Sekundärriss hin.

Darüber hinaus konnte anhand einer Parameterstudie eine gewisse Systematik beim Zusammenspiel von Primär- und Sekundärrissbreite ermittelt werden.

Abstract

In thick walls, restraint forces predominantly arise due to centric tensions caused by restrained deformation. This leads to separating cracks (or trough cracking) in the wall, the so-called primary cracks. In the vicinity of the primary crack, secondary cracks occur which do not proceed over the entire thickness of the section. The formation of secondary cracks in turn causes additional cracks resulting in smaller crack widths. This cracking behaviour in thick walls was investigated by means of finite element analyses considering the deformation-based design concept and data of experimental tests performed at Graz University of Technology. Therefore, a novel FE model was developed which contains half of the primary crack as well as the first and second secondary cracks. The crack propagation was predefined. Among others, attention was paid to the solvability of the system of equations with low residual forces.

The simulation was performed deformation controlled without specific regard of the real temperature and stress history in the member. However, this allows drawbacks on the imposed temperature stress or the entire imposed deformation during service life.

The FE model was carefully verified against experimental data. The small differences in the detailed considerations of the individual crack widths can be explained by the scatter of the strength of the concrete and an unintended rotation of the specimen during testing.

A parameter study was performed to investigate the impact of different model assumptions. Obtained results have shown that the primary crack had no influence on the subsequent calculation steps. The analysis of the formation of secondary cracks showed smaller residual forces due to computation with initially cracked primary cracks. Additionally, the assumptions of composite stiffness and fracture energy coincided with literature. The actual shear transfer for the subsections of the secondary cracks has been verified by calculation.

In summary, the FE model is able to simulate the formation of the primary and secondary cracks on a centrally constraint wall. The evaluation of the stress distribution after the formation of cracks indicates a more diffuse distribution of stresses after each secondary crack.

In addition, the parameter study indicated a systematic interaction of primary and secondary crack widths.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Ausgangssituation und Motivation	2
1.2	Aufgabenstellung und Zielsetzung	2
1.3	Vorgehen und Methodik	3
1.4	Aufbau der Arbeit	3
2	Rissbildung in Betonbauteilen	5
2.1	Allgemeines	5
2.2	Rechnerische Beschreibung der Rissbildung von Betonbauteilen	6
2.2.1	Einzelriss	6
2.2.2	Abgeschlossenes Rissbild	8
2.2.3	Sekundärrissbildung	9
2.2.4	Kraftübertragung im Riss	10
2.3	Normative Regelung zur Rissbreitenbegrenzung	11
2.3.1	Expositionsklassen	12
2.3.2	Mindestbewehrung	12
2.3.3	Grenzstabdurchmesser	13
2.4	Besonderheiten von Rissbildung unter Zwang	13
2.4.1	Allgemeines	13
2.4.2	Verformungskompatibilität in einem Rissystem aus Primärrissen und Sekundärrissen	15
3	Berechnungsmodell	19
3.1	Allgemeines	19
3.2	Material und räumliche Idealisierung	19
3.3	Diskrete Rissbildung	22
3.4	Verformungsgesteuerte Berechnung	23
4	Verifikation durch Versuchsnachrechnung	25
4.1	Versuchsbeschreibung	25
4.2	Weitere Parameter des Versuchs	29
4.3	Berechnungsergebnisse	29
5	Parameterstudie	38
5.1	Einfluss der expliziten Berücksichtigung des Primärrisses	38
5.2	Einfluss der Rissvorgabe	40
5.3	Einfluss der Verbundsteifigkeit	42

5.4 Einfluss der Schubübertragung im Riss	46
5.5 Einfluss der Dübelwirkung	51
5.6 Einfluss der Bruchenergie	54
6 Diskussion und Schlussfolgerung	57
7 Zusammenfassung	60
Literaturverzeichnis	62
Abbildungsverzeichnis	64
Tabellenverzeichnis	65

1 Einleitung

Beton ist aufgrund seines breiten Einsatzgebiets und seiner wirtschaftlichen Herstellung der am meisten eingesetzte Werkstoff im Bauwesen, siehe unter anderem Bosold und Grünwald (2016). Der Werkstoff weist eine hohe Druckfestigkeit auf, hat jedoch eine geringe Zugfestigkeit. Um auch hohe Zugkräfte im Bauteil übertragen zu können, wird Stahlbewehrung vorgesehen, die bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons die Zugkräfte überträgt. Im Beton entstehen dabei Risse, deren Breite allerdings durch den Verbund des Bewehrungsstahls mit dem Beton auf ein bestimmtes Maß begrenzt werden. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind Risse ein essentieller Bestandteil des Tragmechanismus dieses Verbundwerkstoffes, da sie neben einer wirtschaftlichen Bauweise auch eine duktile Versagensankündigung ermöglichen. Im Gebrauchszustand kann Rissbildung aber nicht immer ausgeschlossen werden.

Bei Bauteilen mit besonderen Anforderungen hinsichtlich Wasserundurchlässigkeit und Dauerhaftigkeit fordert der Eurocode 2 (EN-1992-1-1, 2011) eine Beschränkung der Rissbreiten. Für die Zwangbeanspruchung erfolgt die Rissbreitenbegrenzung im Allgemeinen über die Aufnahme der erzeugbaren Risskraft im Beton vor dem Riss und den Grenzstabdurchmesser. Für dünne Bauteile ist diese Vorgehensweise hinreichend genau, bei massigen Bauteilen führt dieser Ansatz zu einer sehr hohen und unwirtschaftlichen Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite, (Bödefeld, Ehmman, Schlicke & Tue, 2012a). Einen wirtschaftlicheren und realistischeren Ansatz zur Bestimmung der Mindestbewehrung liefert eine verformungsbasierte Bemessung, siehe unter anderem (Bödefeld, Ehmman, Schlicke & Tue, 2012b), (Schlicke & Tue, 2016a) und (Schlicke & Tue, 2016b). In diesem Konzept wird die behinderte Verformung des theoretisch ungerissenen Bauteils durch eine zulässige Rissbreite aufgenommen. Hiermit wird das tatsächliche Bauteilverhalten bei Zwangbeanspruchung sehr zutreffend abgebildet, sodass dieser Ansatz zu wirtschaftlichen Mengen an Mindestbewehrung führt.

In dem Konzept der Verformungskompatibilität wird zunächst angenommen, dass der Primärriss die größte Rissbreite aufweist und die Rissbreiten der Sekundärrisse mit zunehmendem Abstand zum Primärriss hin kleiner werden. Mit steigender Verformungseinwirkung wird der Primärriss immer größer. Zur Verifikation dieser und weiterer Annahmen in diesem Ansatz wurden drei Großversuche an der Technischen Universität Graz durchgeführt. Eine umfassende Beschreibung dieser Versuche und erste Auswertungen finden sich in Turner (2017) und Eckerstorfer (2017). In diesen Versuchen wurde beobachtet, dass sich die Primärrissbreite ab einer gewissen Verformungseinwirkung stabilisierte und anschließend bei steigender Belastung nur die Sekundärrisse größer wurden.

Aus dieser Beobachtung kann zunächst abgeleitet werden, dass die aktuellen Annahmen im Konzept der Verformungskompatibilität zu Ergebnissen auf der sicheren Seite führen. Die Versuchsbeobachtungen zeigen aber auch, dass noch nicht alle auftretenden Mechanismen der Rissbildung in diesem Konzept erfasst wurden.

In dieser Arbeit wird unter Berücksichtigung einschlägiger Literatur ein Finite Elemente Modell erstellt, um damit den in den Versuchen beobachteten Rissbildungsprozess besser

nachvollziehen zu können. Insbesondere werden hierbei verschiedene Eingangsparameter variiert, um ein umfassendes Verständnis über das tatsächliche Bauteilverhalten zu erlangen.

1.1 Ausgangssituation und Motivation

Im Eurocode 2 (EN-1992-1-1, 2011) finden sich Vorgaben zur Mindestbewehrung und zum Grenzstabdurchmesser zur Begrenzung der Rissbreiten. Die Mindestbewehrung wird dabei so eingestellt, dass die Risskraft des Bauteils auch nach dem Riss von der Bewehrung mit einer bestimmten Rissbreite aufgenommen wird. Und für das Berechnen des Grenzstabdurchmessers wird hierbei die Verbund-Schlupf-Beziehung im Einleitungsbereich zugrunde gelegt. Da massige Bauteile bei Rissbildung unter Zwang neben den Trennrissen (Primärrisse) auch Sekundärrisse im Einleitungsbereich der Bewehrung ausbilden, wird in dem nationalen Anwendungsdokument zu Eurocode 2 (ÖNORM B 1991-1-4, 2006) von Österreich und Deutschland eine Obergrenze der aufzunehmenden Risskraft gemäß dem Wirkungsbereich der Bewehrung festgelegt. In der Regel führt diese zusätzliche Regelung zwar zu einer Reduktion der allgemeinen Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite gemäß EN-1992-1-1 (2011). Allerdings wird auch hier durch verschiedene empirische Annahmen nicht das tatsächliche Bauteilverhalten abgebildet, sodass im Vergleich zur verformungsbasierten Bemessung noch immer unwirtschaftliche Mindestbewehrungsmengen resultieren können.

Das Konzept der Verformungskompatibilität berücksichtigt die Ausbildung von Primär- und Sekundärrissen und ermöglicht eine wirtschaftlichere und realistischere Bestimmung der Mindestbewehrung. Im Bereich des Wasserbaus wird dieses Verfahren bereits angewendet (MFZ, 2011). Das Konzept der Verformungskompatibilität beinhaltet aber auch verschiedene Annahmen. Zur Bestätigung dieser Annahmen wurden drei Großversuche durchgeführt, mit denen gezeigt werden konnte, dass diese Annahmen auf der sicheren Seite liegen. Die Versuchsbeobachtungen zeigen aber auch, dass die konservativen Annahmen zur Rissmechanik in diesem Modell das tatsächliche Verhalten nicht im Detail abbilden. Laut des Konzepts der Verformungskompatibilität hat der Primärriss immer die größte Rissbreite. Bei den Versuchen hingegen stabilisierte sich die Rissbreite im Primärriss ab einem bestimmten Zwangkraftniveau und nur der erste Sekundärriss wuchs bei Verformungssteigerung noch weiter an.

1.2 Aufgabenstellung und Zielsetzung

In dieser Arbeit soll aufbauend auf dem heutigen Verständnis zur Rissmechanik in dicken Bauteilen ein Berechnungsmodell zur Simulation der Primär- und Sekundärrissbildung in Abhängigkeit der vorhandenen Bewehrung erstellt werden. Durch den Vergleich der Berechnungsergebnisse für die Nachrechnung der oben angeführten Großversuche an der TU Graz mit der Versuchsbeobachtung wird die Plausibilität des Berechnungsmodells überprüft. Zudem zeigt eine Parameterstudie den Einfluss der einzelnen Faktoren in diesem Berechnungsmodell.

Ziel ist es, ein noch besseres Verständnis zur Rissmechanik in dicken Betonbauteilen mit Sekundärrissbildung zu erlangen. Zunächst soll das Berechnungsmodell eine realistische Simulation der Primär- und Sekundärrissbildung in dicken Bauteilen gewährleisten, um das

generelle Verhalten zu studieren und Parameter mit großem Einfluss auf die Rissbildung zu identifizieren. Zukünftig könnte auf Grundlage der Ergebnisse eine weitere Optimierung der derzeitigen Ansätze der verformungsbasierten Festlegung der Mindestbewehrung erfolgen.

1.3 Vorgehen und Methodik

Anhand der Erörterung einschlägiger Literatur wird der Stand des Wissens zur Rissmechanik dargelegt. Darauf aufbauend werden idealisierte Werkstoffgesetze abgeleitet und ein Finite Elemente Methode (FEM) - Berechnungsmodell erstellt, das die Primär- und Sekundärrissbildung in dicken Bauteilen in Abhängigkeit der vorhandenen Bewehrung zeigt. Die Modellierung erfolgt mit den Modulen Aqua, Sofimsha, Sofload und Ase des Finite Elemente Programms Sofistik (SOFiSTiK AG, 2017).

Generell bildet das Berechnungsmodell die scheibenartigen Versuchskörper der Großversuche ab. Wie in Turner (2017) und Eckerstorfer (2017) sehr anschaulich dargelegt, repräsentieren diese Scheiben das Verhalten einer zwangbeanspruchten Wand. Die Modellierung der Rissbildung erfolgt mit diskreten Risselementen, die auf Basis von theoretischen Grundlagen entwickelt werden. Die Lage der Risse wird dabei anhand von Untersuchungen und Angaben in der Fachliteratur explizit vorgegeben und das Verhalten im Rissbildungsprozess auf Basis des Model Code (fib, 2013) gestaltet. Die Beanspruchung wird anschließend gemäß dem Wesen der Zwangbeanspruchung verformungsgesteuert aufgebracht.

Für einen aussagekräftigen Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen werden die Versuchsmessdaten nochmals analysiert und gezielt aufbereitet. Außerdem werden verschiedene Vorgehensweisen bei der rechnerischen Simulation des Rissbildungsprozesses geprüft. Im Detail bezieht sich dies auf (i) eine kombinierte Simulation von Primär- und Sekundärrissbildung (Risselemente sind in beiden Rissen vorhanden); (ii) eine kombinierte Simulation von Primär- und Sekundärrissbildung unter Berücksichtigung von Rissvorgaben wie im Versuch (keine Primärrissfedern an der Stelle der Rissvorgabe im Versuchskörper); und (iii) eine getrennte Simulation von Sekundärrissbildung (das Vorhandensein des Primärrisses wird von Beginn an unterstellt).

Des Weiteren werden in einer Parameterstudie die jeweiligen Einflüsse aus Verbundsteifigkeit, Schubsteifigkeit im Riss, Dübelwirkung und Bruchenergie untersucht.

1.4 Aufbau der Arbeit

Die Arbeit gliedert sich in die Kapitel Rissbildung in Betonbauteilen, Berechnungsmodell, Verifikation durch Versuchsnachrechnung, Parameterstudie, Diskussion und Schlussfolgerung sowie Zusammenfassung und Ausblick.

Das Kapitel 2 „Rissbildung“ befasst sich mit den theoretischen Grundlagen der Rissbildung in Stahlbetonbauteilen. Dazu wird der Rissbildungsprozess eines Zugstabs und die Kraftübertragung im Nachrissbereich beschrieben. Aufbauend auf diesen Mechanismen wird die Theorie zur Rissausbreitung in dicken Wänden dargestellt. Nachfolgend wird der Hintergrund zur Rissbreitenbeschränkung im Eurocode 2 (EN-1992-1-1, 2011) erklärt. Im Abschnitt Rissbildung unter Zwang wird das Bauteilverhalten unter Zwangbeanspruchung erläutert. Anschließend wird das wirtschaftlichere und realistischere Konzept der Verformungskompatibilität vorgestellt.

Aufbauend auf den theoretischen Grundlagen wird in Kapitel 3 das Berechnungsmodell selbst, die Modifikationen des Berechnungsmodells und die Auswirkungen der Modifikationen diskutiert. Abschnitt 3.2 befasst sich mit der Idealisierung von Beton durch ein homogenes Material, dem Erfassen der Symmetrieflächen und der Darstellung der Rand- und Übergangsbedingungen. Unter Berücksichtigung der diskreten Rissbildung werden in Abschnitt 3.3 die Arbeitslinie des Primärrisses und der Sekundärrisse sowohl für Normal- als auch für Querrichtung diskutiert. Abschnitt 3.4 prüft den Einsatz der verformungsgesteuerten Berechnung.

Um die Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen der Zwangrahmenversuche der TU Graz zu vergleichen, werden die Messdaten des Versuchs gezielt analysiert und aufbereitet. Hierbei werden auch die Parameter aus dem Versuch für das Berechnungsmodell abgeleitet. Durch den Vergleich der Ergebnisse kann dann eingeschätzt werden, wie realitätsnah das Berechnungsmodell den Versuchshergang erfasst und in welchem Ausmaß verschiedene Berechnungsannahmen im Berechnungsmodell das Ergebnis beeinflussen.

In Kapitel 5 wird anhand der Berechnungsergebnisse der Einfluss verschiedener Parameter ermittelt. Dazu wird die explizite Berücksichtigung des Primärrisses, der Einfluss der Rissvorgabe, der Einfluss der Verbundsteifigkeit, der Einfluss der Schubsteifigkeit, der Einfluss der Dübelwirkung und der Einfluss der Bruchenergie untersucht.

Die Ergebnisse der Parameterstudie werden in Kapitel 6 diskutiert. In Kapitel 7 wird die Arbeit zusammengefasst und ein Ausblick für weitere Untersuchungen gegeben.

2 Rissbildung in Betonbauteilen

2.1 Allgemeines

Im Stahlbetonbau tragen Risse essentiell zum Tragmechanismus des Verbundwerkstoffes bei. Erst infolge der Rissbildung wird die Bewehrung im Zugbereich des Bauteils aktiviert. Neben dem sehr wirtschaftlichen Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen gewährleisten Rissbildung und Rissöffnung außerdem duktile Eigenschaften, die im Versagensfall eine Versagensankündigung ermöglichen.

In der Tragwerksplanung wird die Rissbildung von Stahlbetonbauteilen im Gebrauchszustand oftmals mit dem Verhalten eines Zugstabs behandelt. Dazu werden im Bauteil Zugstreben identifiziert, für die dann die Rissbildung herausgelöst betrachtet wird. Je nach Beanspruchungsniveau unterscheidet man hierbei zwischen Einzelrissen und abgeschlossenem Rissbild. Bei dickeren Bauteilen mit randnahe Bewehrung ist diese vereinfachte Betrachtung aber nicht mehr ohne weiteres möglich. Im Gegensatz zu der vereinfachten Vorstellung am Zugstab, bei der der nächste Primärriss wieder von der Bewehrung vorgegeben wird, kann die randnahe Bewehrung in einem dicken Bauteil nur noch Sekundärrisse im Umfeld des Primärrisses erzeugen. Hingegen werden die Primärrisse maßgeblich von der äußeren Behinderungssituation vorgegeben.

Die Untersuchungen in dieser Arbeit beziehen sich auf solche dicken Wände. Für die Abgrenzung zwischen dünnen und dicken Wänden gibt es zunächst keine einheitliche Definition. Mit Blick auf das Auftreten von Sekundärrissbildung handelt es sich im Allgemeinen immer dann um dicke Wände, wenn der Wirkungsbereich der Bewehrung nicht mehr den ganzen Querschnitt erfasst. Überträgt man diese Überlegung auf die aktuellen Regelungen im nationalen Anwendungsdokument zu Eurocode 2 (ÖNORM B 1991-1-4, 2006), so ließe sich für jeden Randabstand der Bewehrung eine Grenzbauteildicke ermitteln. Die Grenzbauteildicke hätte eine Größe von dem 5-fachen des Randabstands der Bewehrung und immer dann, wenn dieser Wert die tatsächliche Dicke unterschreitet, so handelt es sich um ein dickes Bauteil. Ungeachtet dessen definiert die deutsche ZTVW-LB215 (2004) den Anwendungsbereich für massige Bauteile im Verkehrswasserbau ab einer Bauteildicke von 0,8 m. Vergleicht man diese 0,8 m mit der theoretischen Grenzbauteildicke, so handelt es sich bei einer üblichen Betondeckung von 6,0 cm und einem Bewehrungsdurchmesser von 28 mm im Verkehrswasserbau immer um ein dickes Bauteil.

Auf Grundlage dieser Überlegungen wird in der vorliegenden Arbeit folgende Definition für dicke Wände verwendet:

In der vorliegenden Arbeit werden all jene Wände als dicke Wände bezeichnet, bei denen sich nach der Primärrissbildung nur noch Sekundärrisse im Umfeld des Primärrisses erzeugen lassen. Diese Sekundärrisse werden durch die randnahe Bewehrung hervorgerufen. Je nach Betondeckung beträgt die Dicke solcher Wände mindestens 0,5 bis 0,8 m.

Für ein umfassendes Verständnis zum Rissbildungsprozess in dünnen und dicken Bauteilen werden im nächsten Abschnitt zunächst die mechanischen Hintergründe für den Rissbildungsprozess in einem Zugstab erläutert. Hierbei wird zwischen Einzelriss und abgeschlossenem Rissbild unterschieden. Anschließend wird die Sekundärrissbildung in dicken Bauteilen betrachtet. Aufgrund der Bedeutung für die weiteren Betrachtungen wird außerdem noch auf die Kraftübertragung im Riss eingegangen.

Im Abschnitt 2.3 werden dann die normativen Regelungen zur Rissbreitenbegrenzung vorgestellt. Abschließend werden in Abschnitt 2.4 die Besonderheiten der Rissbildung unter Zwangbeanspruchung und das Konzept der Verformungskompatibilität zur realistischen Abschätzung der erforderlichen Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite zusammengefasst.

2.2 Rechnerische Beschreibung der Rissbildung von Betonbauteilen

Die Rissbildung und die Kräfteübertragung während der Rissbildung wird vereinfacht anhand eines Zugstabes aus Stahlbeton näher erläutert. Der Zugstab hat eine Betonfläche (A_c), die sich vollständig am Rissbildungsprozess beteiligt, und eine Stahlbewehrung mit der Fläche (A_s) (Abbildung 2.1). Der Zugstab wird mit einer Kraft (F) belastet. Die Kraft (F) wird solange gesteigert bis die Zugfestigkeit an einem Punkt im Bauteil überschritten wird. Der Beton versagt und es entsteht an dieser Stelle ein Riss. Im Riss wird die Zugkraft vollständig vom Bewehrungsstahl übertragen.



Abb. 2.1: Zugstab mit Bewehrungsstab aus Beton (Tue, 2015)

2.2.1 Einzelriss

Vor der Rissbildung haben Beton und Stahl über die gesamte Länge die gleiche Dehnung. Bei Überschreiten der Zugfestigkeit entsteht an der schwächsten Stelle des Betonstabs der erste Riss. Im Bereich des Risses hat der Stahlstab eine wesentlich höhere Dehnung als im ungerissenen Bereich, da der Bewehrungsstab in diesem Bereich die gesamte Kraft überträgt. Da der Beton im Riss keine Kräfte übertragen kann, ist an dieser Stelle Betonspannung und -dehnung null (Abbildung 2.2). Über die Verbundeigenschaften wird die Kraft vom Bewehrungsstab zurück in den Beton übertragen. Mit zunehmenden Abstand vom Riss nimmt deshalb die Stahldehnung und -spannung ab und die Betondehnung und -spannung zu, bis nach der Einleitungslänge (l_{es}) Beton und Stahl wieder die gleiche Dehnung aufweisen.

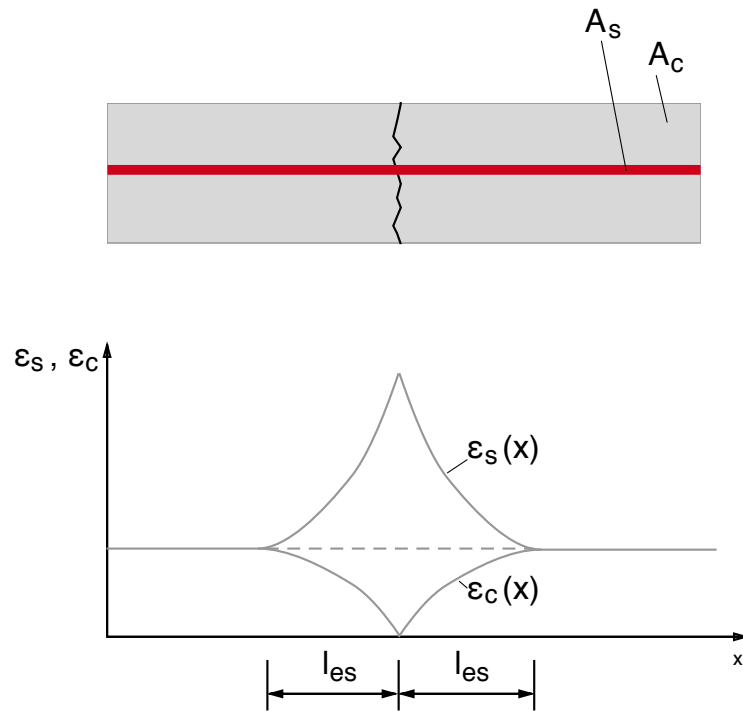


Abb. 2.2: Einzelriss (Tue, 2015)

Außerhalb der Einleitungslänge herrscht Verformungskompatibilität. Dieser Zustand besteht auch bei mehreren Rissen entlang des Bauteils, solange sich die Einleitungslängen nicht überlagern. Theoretisch ist dies bis zu einem maximalen Rissabstand ($s_{r,\max}$) entsprechend der doppelten Einleitungslänge (l_{es}) möglich (siehe Formel 2.1). Die Rissbreite (w_k) lässt sich als mittlerer Dehnungsunterschied im Bereich des Risses zwischen Stahl (ε_{sm}) und Beton (ε_{cm}) über die 2-fache Einleitungslänge des Risses ($s_{r,\max}$) ableiten (siehe Formel 2.2). Hintergrund dieser Berechnung ist die Verformungskompatibilität im Rissabstand: die verformte Länge der Stahlbewehrung ($\varepsilon_{sm} \cdot l_{es}$) muss der verformten Länge des Betons ($\varepsilon_{cm} \cdot l_{es}$) und der Rissbreite (w_k) entsprechen. Für eine kurzfristige Einwirkung ergibt sich die Rissbreite des Einzelrisses nach Formel 2.3. (Tue, 2015)

$$s_{r,\max} = 2 \cdot l_{es} = \frac{\sigma_s \cdot d_s}{3,6 \cdot f_{ctm}(t)} \quad (2.1)$$

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2.2)$$

$$w_k = \frac{0,4 \cdot \sigma_s^2 \cdot d_s}{3,6 \cdot f_{ctm}(t) \cdot E_s} \quad (2.3)$$

2.2.2 Abgeschlossenes Rissbild

Wird die Kraft im Zugstab über den Zustand des Einzelrisses hinaus gesteigert, können weitere Risse innerhalb des maximalen Rissabstands der Einzelrisse erzeugt werden. Ist der Abstand zwischen den Rissen nun kleiner als das 2-fache der Einleitungslänge, kann die Risskraft zwischen den neuen Rissen nicht mehr in voller Höhe aufgebaut werden. Können bei weiterer Kraftsteigerung keine neuen Risse mehr erzeugt werden, spricht man von einem abgeschlossenen Rissbild. Bei weiterer Steigerung der Last nimmt nur noch der Unterschied zwischen mittlerer Stahl- und Betondehnung zu und die bestehenden Rissbreiten werden größer. (Tue, 2015) Eine typische Dehnungsverteilung im abgeschlossenen Rissbild zeigt Abbildung 2.3.

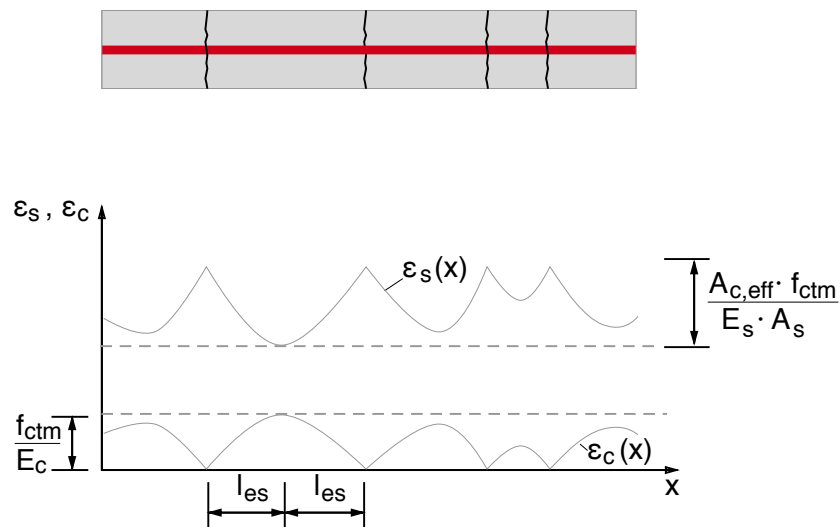


Abb. 2.3: Abgeschlossenes Rissbild (Tue, 2015)

Im abgeschlossenen Rissbild kann der Rissabstand nicht mehr eindeutig bestimmt werden. Für die Berechnung der maximalen Rissbreite kann aber auf der sicheren Seite ein maximal möglicher Rissabstand definiert werden. Dieser entspricht dem maximalen Rissabstand zur Einleitung der Risskraft der Effektivzone. Für den Fall ($A_c = A_{c,eff}$) wäre der maximale Rissabstand zwischen Einzelriss und abgeschlossenem Rissbild gleich groß, für ($A_c > A_{c,eff}$) nimmt der maximale Rissabstand im abgeschlossenen Rissbild gegenüber Einzelrissen ab.

Bei einer weiteren Laststeigerung hat die Bewehrung an allen Stellen eine höhere Dehnung als der Beton. In Abbildung 2.3 ist der Dehnungsunterschied zwischen Beton und Bewehrung weit im abgeschlossenen Riss ersichtlich. Die Rissbreite (w_k) berechnet sich wieder aus Formel 2.2. Für kurzfristige Lasteinwirkung erfolgt die Berechnung der Rissbreite nach Formel 2.4. Bei langfristiger Lasteinwirkung kommt es durch Verbundkriechen zu Umlagerungen von Betonspannungen zu Stahlspannungen. Dieser Effekt kann durch eine Modifikation des Völligkeitsbeiwertes abgebildet werden und für die Rissbreite unter

Langzeiteinwirkung gilt Formel 2.5. (Tue, 2015)

$$w_k = \frac{d_s}{3,6 \cdot \rho_{s,\text{eff}}} \cdot \left[\frac{\sigma_s}{E_s} - 0,6 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}(t)}{E_s \cdot \rho_{s,\text{eff}}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,\text{eff}}) \right] \quad (2.4)$$

$$w_k = \frac{d_s}{3,6 \cdot \rho_{s,\text{eff}}} \cdot \left[\frac{\sigma_s}{E_s} - 0,4 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}(t)}{E_s \cdot \rho_{s,\text{eff}}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,\text{eff}}) \right] \quad (2.5)$$

2.2.3 Sekundärrissbildung

Bauteile mit zunehmender Dicke und randnaher Bewehrung weisen die Besonderheit auf, dass nach einem primären Trennriss allein mit der Bewehrung kein neuer Trennriss mehr erzeugt werden kann. Wie in Abbildung 2.4 beispielsweise anhand einer zentrisch gezogenen dicken Wand veranschaulicht, können nach dem Primärriss nur noch weitere Risse im Bereich der Bewehrung erzeugt werden, die jedoch nicht über die gesamte Bauteildicke reichen. Diese Risse werden Sekundärrisse genannt. In diesem Abschnitt wird die Entstehung und Verteilung der Sekundärrisse erläutert.

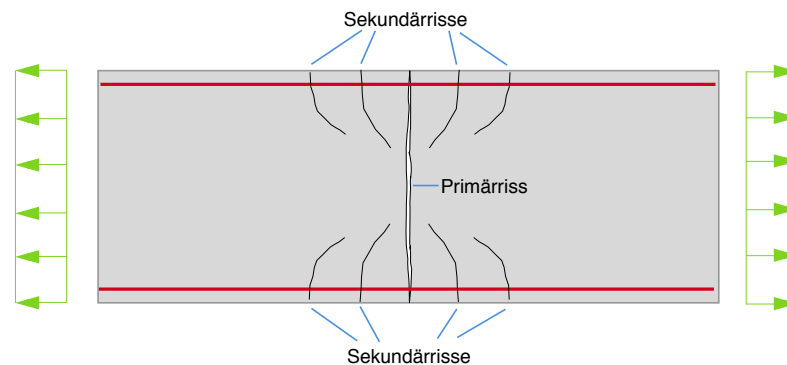


Abb. 2.4: Sekundärrisse in einer dicken Wand

Das Entstehen von Sekundärrissen ist darauf zurückzuführen, dass im Gegensatz zu einem dünnen Bauteil bei dicken Bauteilen nach der Primärrissbildung nicht mehr die gesamte Betonfläche aktiviert werden kann. Der Beton am Randbereich um den Bewehrungsstab und die Bewehrung wirken zwar ähnlich wie ein Zugstab, im Bauteilinneren nimmt die Beanspruchung aber ab. In Abbildung 2.5 werden die Spannungstrajektorien nach Entstehen des Primärrisses nach Helmus (1990) gezeigt. In ausreichend großem Abstand zum Primärriss ist die Zugspannung wieder gleichmäßig über den Querschnitt verteilt. Im Primärriss wird die gesamte Kraft von der Stahlbewehrung übertragen, was zu einer Kraftumlenkung dahin führt. Wird am Rand der Bewehrung die Zugfestigkeit überschritten, entsteht der erste Sekundärriss wie im Zugstab im rechten Winkel auf die Bewehrung. Der weitere Verlauf der Sekundärrisse lässt sich auf die Spannungstrajektorien zurückführen. Risse entstehen immer rechtwinklig auf die Hauptspannungstrajektorien. In Abbildung 2.5 erkennt man in Bauteilmitte beim Primärriss sogar eine Druckspannungstrajektorie. Demzufolge können sich die Sekundärrisse nicht in diesen Bereich ausbreiten und die Sekundärrisse reißen nicht durch bis zum Primärriss oder über die gesamte Querschnittshöhe. (Helmus, 1990)

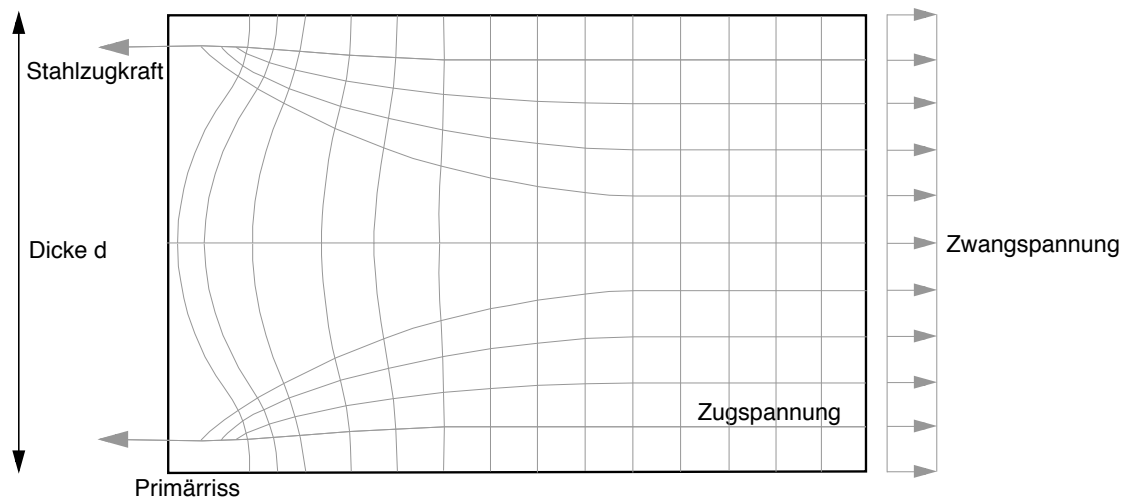


Abb. 2.5: Spannungstrajektorien mit Primärriss (Helmus, 1990)

2.2.4 Kraftübertragung im Riss

Reißt ein Betonbauteil können im Nachriss-Bereich noch Kräfte im Beton übertragen werden. Die Kraft nimmt mit zunehmender Verschiebung ab. Das Maximum an übertragbarer Kraft ist die Zugfestigkeit (siehe Abbildung 2.6). Um die Normalkraftübertragung im Riss zu beschreiben, eignet sich die Zugbruchenergie. Die Zugbruchenergie bezeichnet die Fläche unter der Spannungs-Rissöffnungs-Linie bezogen auf den Betonquerschnitt und ist jene Energie, die zum Erzeugen eines Risses aufgebracht werden muss. In Versuchen wurde der Zusammenhang zwischen Verschiebung und übertragbarer Kraft ermittelt. (fib, 2013)

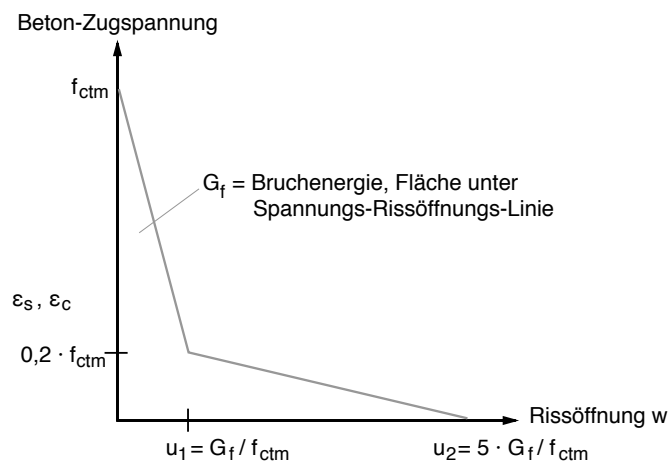


Abb. 2.6: Zugbruchenergie (fib, 2013)

Kommt es außerdem zu einer Verzerrung des Bauteils, so ist bei kleinen Rissbreiten auch eine Kraftübertragung quer zum Riss gegeben (Interlock). Diese Kraftübertragung quer im Riss lässt sich nicht in Abhängigkeit der Rissuferverschiebung des Risses abbilden. Da die

Effektivitätszahl der Betonzuschlagsstoffe (C_f) und der Mittelwert der Betondruckfestigkeit (f_{cm}) im Bauteil konstant sind, ergibt sich für die übertragbare Schubspannung eine Abhängigkeit der Rissuferverschiebung (δ) und der Rissbreite (w) nach Formel 2.6. (fib, 2013)

$$\tau = C_f \cdot \left(-0,04 \cdot f_{cm} + \left[1,8 \cdot w^{-0,8} + \left(0,292 \cdot w^{-0,7} - 0,25 \right) \cdot f_{cm} \right] \cdot \delta \right) \quad (2.6)$$

2.3 Normative Regelung zur Rissbreitenbegrenzung

Die mechanischen Vorgänge sind komplex und werden daher in der aktuellen Normung des Eurocodes (EN-1992-1-1, 2011) durch Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit zur Begrenzung der Spannungen, der Verformungen und der Rissbreiten in anwendbarer Form umgesetzt. Durch Expositionsklassen werden die Anforderungen an das Bauteil geregelt, um Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich Wasserdurchlässigkeit und Dauerhaftigkeit zu erfüllen. Hinsichtlich der Rissmechanik sind vor allem die Nachweise der Rissbreitenbegrenzung relevant und werden näher erläutert. Im Eurocode werden zwei Berechnungsverfahren zur Rissbreitenberechnung definiert.

Bei der direkten Berechnung werden alle verformten Längen über das gesamte Bauteil, wie in Formel 2.2 für den Zugstab, ausgewertet. Bei der indirekten Berechnung werden Anforderungen an das Bauteil gestellt, ohne jedoch die Rissbreiten zu berechnen. Die Anforderungen gewährleisten im Rahmen der statistischen Streuung des Materials, dass die Rissbreiten unter dem maximal zulässigen Grenzwert bleiben. Die direkte Methode zur Rissbreitenberechnung wird vor allem bei stark belasteten Bauteilen angewandt, während die indirekte Methode vor allem bei wenig oder nicht belasteten Bauteilen oder Bauteilabschnitten eingesetzt wird.

Bei der direkten Berechnung werden alle verformten Längen über das gesamte Bauteil ausgewertet. Der Unterschied zwischen der Stahl- und der Betondehnung integriert über die Länge des Rissabstandes ergibt die Rissbreite (siehe Formel 2.7). Bei belasteten Bauteilen erfolgt die Berechnung über die Auswertung der Schnittkraftverläufe und der daraus abgeleitenden Dehnungen über die gesamte Bauteillänge. Auch die Steifigkeitsunterschiede im gerissenen und ungerissenen Zustand fließen in die Berechnung ein. Daraus kann über die Dehnung des Bewehrungsstahls (ε_s) und die Dehnung des Beton (ε_c) mit dem Rissabstand (s_r) die Rissbreite (w) berechnet werden. (EN-1992-1-1, 2011)

$$w = \int_0^{s_r} (\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)) \cdot dx \quad (2.7)$$

Bei der indirekten Berechnung gibt es Anforderungen, die erfüllt werden müssen, um ohne direkte Berechnung die Rissbreitenbegrenzung einzuhalten. Zuerst werden für alle Außenflächen des Bauteils die Expositionsklasse ermittelt. Die Werte für die maximale Rissbreite (w_{max}) ist von den geforderten Expositionsklassen abhängig. Über die geforderte Mindestbewehrung wird sichergestellt, dass das Bauteil nach dem Riss dieselbe Kraft übertragen kann wie vor dem Riss. Bei den konstruktiven Angaben der Bewehrungsmengen muss zusätzlich gewährleistet sein, dass die Rissbreiten den geforderten Maximalwert (w_{max}) nicht überschreiten. Da kleinere Bewehrungsdurchmesser zu kleineren Rissabständen

und somit zu kleineren Rissbreiten führen, wird ein Grenzstabdurchmesser berechnet. Bei der Planung der Stabdurchmesser und -abstände müssen Mindestbewehrung und Grenzstabdurchmesser erfüllt werden. In diesem Abschnitt wird die indirekte Berechnung näher erläutert, da in einigen Bereichen die Mindestbewehrung höher als die statisch erforderliche Bewehrung sein und somit maßgebend werden kann. Die indirekte Berechnung wird auch bei Bauteilen angewandt, auf denen keine Lasten angesetzt sind.

2.3.1 Expositionsklassen

Die Eigenschaften und das Verhalten des Tragwerks darf sich während der gesamten Nutzungsdauer nicht unvorhergesehen verändern. Die Bauteiloberflächen werden planerisch nach Umweltbedingungen und den daraus resultierenden Angriffen auf die Betonoberflächen in Expositionsklassen eingeteilt. In einer Expositionsklasse sind somit die gesammelten Anforderungen an die Bauteiloberflächen je nach Umweltbedingung zusammengefasst. Die unterschiedlichen Oberflächen einer Betonbauteils können daher mehreren Expositionsklassen zugeordnet werden. Je nach Expositionsklasse werden Mindestanforderungen an Betonzusammensetzung, die Betondeckung und die Rissbreiten gestellt. (EN-1992-1-1, 2011)

2.3.2 Mindestbewehrung

Um durch den Riss keinen Tragfähigkeitsverlust des Bauteils herbeizuführen, wird der Nachweis der Mindestbewehrung gefordert. Folglich muss die Mindestbewehrung (A_s) die Zugkraft aufnehmen können, die der Betonquerschnitt in der mitwirkenden Betonfläche kurz vor der Rissbildung aufgenommen hat. Ansonsten kann nicht sichergestellt werden, dass das Bauteil die Belastung aufnehmen kann. Daher muss die Stahlkraft ($A_s \cdot f_{yk}$) mindestens so groß sein wie die Betonkraft im ungerissenen Zustand ($A_{ct} \cdot f_{ct,eff}$). Der Beiwert (k) berücksichtigt die Bauteilgröße. Daraus folgt die Berechnung der Mindestbewehrung von Stahlbetonbauteilen nach Formel 2.8.

$$A_s = \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{\sigma_s} \geq \frac{k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{f_{yk}} \quad (2.8)$$

Für dicke Bauteile wäre die Mindestbewehrung unverhältnismäßig groß bei Heranziehen der gesamten Fläche in der Zugzone. Der Bewehrungsstahl kann aber nicht die gesamte Betonfläche aktivieren. Daher wird nur die Betonfläche $A_{c,eff}$, die sich durch die Verbundeigenschaften am Rissbildungsprozess beteiligen kann, zur Berechnung herangezogen. Eine Modifikation der Berechnung der Mindestbewehrung bei dicken Bauteilen erfolgt dahingehend (Formel 2.9), dass bei dicken Bauteilen nur die mitwirkende Betonfläche ($A_{c,eff}$) herangezogen wird.

$$\begin{aligned} A_{c,eff} &= b \cdot h_{c,eff} \\ h_{c,eff} &= \min [k_2 \cdot (h - d); h/2] \\ h \leq 5(h - d) &: k_2 = 2,5 \\ h \geq 30(h - d) &: k_2 = 5,0 \end{aligned} \quad (2.9)$$

2.3.3 Grenzstabdurchmesser

Zur Einhaltung der Rissbreiten wird nicht nur eine Mindestbewehrung vorgegeben, sondern auch der Grenzstabdurchmesser, unter dem der gewählte Bewehrungsdurchmesser liegen muss. Größere Bewehrungstabdurchmesser führen zu größeren Rissabständen (Formel 2.1) und somit zu größeren Rissbreiten (Formel 2.3). Der rechnerische Grenzstabdurchmesser (ϕ_s^*) berechnet sich aus der Rissbreite (w_k), der maximalen effektiven Betonspannung ($f_{ct,eff}$), dem E-Modul von Stahl (E_s) und der Stahlspannung (σ_s) (siehe Formel 2.10).

$$\phi_s^* = \frac{6 \cdot w_k \cdot f_{ct,eff} \cdot E_s}{\sigma_s^2} \quad (2.10)$$

Da in Formel 2.10 die Stahlspannung (σ_s) enthalten ist und diese vom rechnerischen Grenzstabdurchmesser (ϕ_s^*) abhängig ist, muss der Grenzstabdurchmesser nochmals modifiziert werden. Eine weitere Iteration ist nicht notwendig. Der rechnerische Grenzstabdurchmesser ist bei Lastbeanspruchung nach Formel 2.11 und bei Zwangbeanspruchung nach Formel 2.12 zu modifizieren. Bei zentrischem Zwang kann für die gerissene Querschnittshöhe h_{cr} die Formel 2.13 angewendet werden. Mit dem modifizierten Grenzstabdurchmesser (ϕ_s) und der berechneten Mindestbewehrung (A_s) können explizite Bewehrungsangaben über Durchmesser und Abstand der Bewehrung gewählt werden.

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{4 \cdot (h - d) \cdot b \cdot 2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (2.11)$$

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_{cr} \cdot f_{ct,eff}}{4 \cdot (h - d) \cdot 2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (2.12)$$

$$h_{cr} = 0,5 \cdot h \quad (2.13)$$

2.4 Besonderheiten von Rissbildung unter Zwang

2.4.1 Allgemeines

Im Gegensatz zu einer äußeren Last entsteht Zwang durch ein behindertes Verformungsbestreben des Bauteils. Bei dicken Bauteilen resultiert dieses Verformungsbestreben maßgeblich aus einer komplexen Wechselwirkung infolge erhärtungsbedingter Temperaturgeschichte und Festigkeitsentwicklung sowie gleichzeitig auftretender Schwindverformungen und Kriechen des Betons. Hinzu kommen weitere Temperaturdehnungen aus klimatischen Randbedingungen. Die einhergehende Spannungsgeschichte kann durch zeitdiskrete Betrachtungen ermittelt werden. Für die genaue Ermittlung solcher Temperatur- und Spannungsgeschichten sei an dieser Stelle beispielsweise auf Schlicke (2014) verwiesen.

Die verschiedenen Einwirkungen am Querschnitt können einzeln als unterschiedliche Spannungsverteilungen über den Querschnitt dargestellt werden (Abbildung 2.7). Beim zentrischen Zwang (a) hat der gesamte Querschnitt dieselbe Zwangspannung. Bei einer Biegezwangspannung (b) hat die eine Seite eine Druck- und die gegenüberliegende Seite eine Zugbeanspruchung in derselben Größe mit einer linearen Änderung der Spannung. In Kombination der zwei Beanspruchungsarten (c) gibt es eine lineare Änderung über die Querschnittshöhe und der gesamte Querschnitt kann Zugspannungen aufweisen. Bei Eigenspannungen kann ein parabelförmiger Verlauf der Zwangspannungen (d) auftreten. Wobei an der Ober- und Unterseite Druckspannungen und in der Bauteilmitte Zugspannungen auftreten. Das besondere an Eigenspannungen ist, dass über die Summe der Bauteilhöhe die Druck- und Zugspannungen gleich groß sind. Zug- und Druckspannungen befinden sich immer im Gleichgewicht.

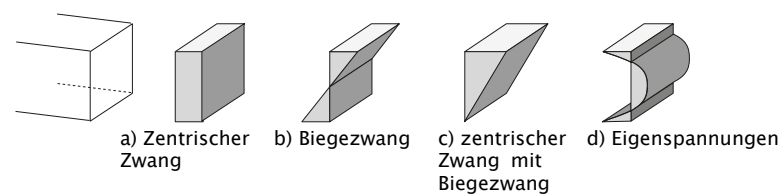


Abb. 2.7: Mögliche Zwangspannungsverteilungen im Querschnitt (Schlicke, 2014)

Ein wesentlicher Unterschied zwischen Rissbildung infolge Last- und Zwangbeanspruchung besteht im Abbau der Zwangbeanspruchung infolge der Rissöffnung, während die Lastbeanspruchung von der Rissöffnung theoretisch nicht beeinflusst wird. Der Fokus dieser Arbeit liegt vor allem auf dem Zusammenspiel von Rissbreite und Abbau der Zwangkraft durch die freiwerdende Verformung und geänderte Bauteilsteifigkeit im Rissbildungsprozess. Im ungerissenen Zustand wird infolge von behinderter Verformung zunächst Zwangbeanspruchung aufgebaut. Erreicht diese Zwangbeanspruchung die Risskraft des Bauteils, so entsteht ein Primärriss.

Der Abstand der Primärrisse ist jedoch nicht mit der Einleitungslänge der Bewehrung zu berechnen, sondern wird im Falle von Zwangbeanspruchung von der äußeren Behinderung geometrisch vorgegeben. Der Abstand der Primärrisse kann hierbei wesentlich größer ausfallen, als der Rissabstand eines Zugstabes (nur doppelte Einleitungslänge l_{es}).

Der Abstand der Primärrisse in Wänden auf Fundamenten kann gemäß Schlicke (2014) mit dem 1,2 fachen Wert der Risshöhe (l_{cr}) angenommen werden, wobei die Risshöhe aus der Spannungsverteilung im ungerissenen Zustand abgeleitet werden kann. Die Spannungsverteilung wird hierbei durch die Querschnittskompatibilität zwischen Wand und Fundament sowie der Aktivierung des Eigengewichts in Abhängigkeit von L/H bestimmt. Abbildung 2.8 veranschaulicht eine typische Spannungsverteilung und in Abbildung 2.9 wird das einhergehende Rissbild dargestellt.

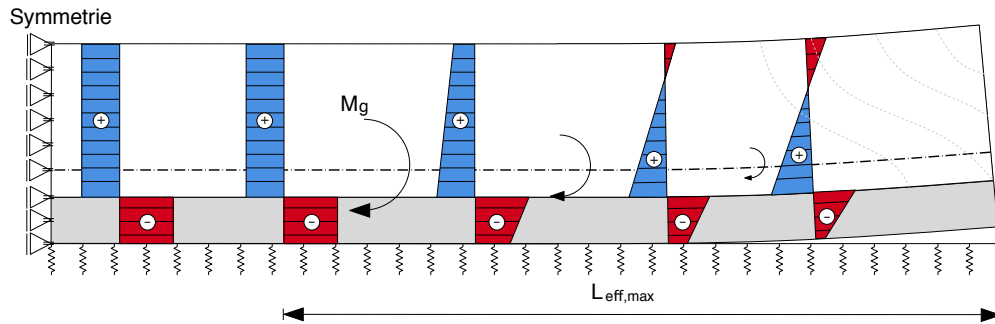


Abb. 2.8: Zwangsbeanspruchung von Wänden (Schlicke, 2014)

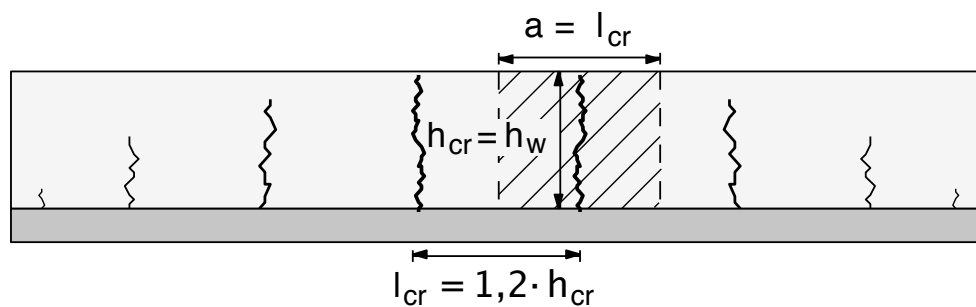


Abb. 2.9: Primärrissbild in Wänden (Schlicke, 2014)

Links und rechts neben dem Primärriss wird die Stahlkraft wieder eingeleitet und im Abstand der Einleitungslänge kann die Zugfestigkeit im Beton wieder überschritten werden. Damit bildet sich bei einer weiteren Verformungssteigerung symmetrisch um den Primärriss ein Sekundärrisspaar. Durch den Riss wird das Bauteil wieder weicher und mehr behinderte Verformung wird frei. Bei einer weiteren Steigerung der Verformungseinwirkung kann im Abstand der Einleitungslänge vom ersten Sekundärriss wieder die Zugfestigkeit des Betons überschritten werden und neue Sekundärrisspaare entstehen. Die Primärrissbreite wird durch das Entstehen von Sekundärrissen wesentlich langsamer größer als bei dünnen Bauteilen, da sich die frei werdende Verformung auf mehrere Risse aufteilt, wie beispielsweise sehr anschaulich in Turner (2017) beschrieben.

2.4.2 Verformungskompatibilität in einem Rissystem aus Primärrissen und Sekundärrissen

Unter Verformungskompatibilität versteht man eine Verträglichkeitsbedingung für die auftretenden Verformungen über die gesamte Bauteillänge. Grundsätzlich ist diese Verformungskompatibilität die Ursache von Zwangsbeanspruchung, d.h. in einem ungerissenen System wird die behinderte Verformung durch Zwangsspannung kompensiert. Im gerissenen System kann die behinderte Verformung zu großen Teilen durch Rissbreite kompensiert werden.

In der Bemessung des Eurocode 2 erfolgt die Bemessung deshalb auf Basis des Risskraftniveaus des Bauteils. Im Detail geht man davon aus, dass durch die Aufnahme der Risskraft im Bauteil eine sukzessive Rissbildung sichergestellt werden kann, in deren Folge die Zwangsbeanspruchung aufgenommen wird. Wie unter anderem in Schlicke (2014) gezeigt wurde, stellt

diese Vorgehensweise zwar eine pragmatische Lösung dar, allerdings entspricht dies nicht dem Wesen der Zwangbeanspruchung der hier betrachteten Wände. Bei diesen Wänden wird die primäre Rissbildung durch die äußere Behinderung vorgegeben und ist nahezu unabhängig von der vorhandenen Bewehrung (Abbildung 2.9). Die Risskraft wird durch die behindernde Bodenplatte eingeleitet und dadurch entsteht im Bauteil ein regelmäßiges Rissbild.

Diese Trennrisse teilen das Bauteil in Abschnitte, die unabhängig voneinander betrachtet werden können, sodass die Verformungskompatibilität für die einzelnen Abschnitte getrennt voneinander nachgewiesen werden kann. Dabei muss in einem Abschnitt die Summe der Rissbreiten aus Primärriss und Sekundärrissen der behinderten Verformung durch Zwangbeanspruchung entsprechen. Die Betonverformung im ungerissenen Bereich zwischen den Rissystemen im Abstand l_{cr} hat ebenfalls einen Beitrag zur Verformungskompatibilität. In Bödefeld et al. (2012b) wurde dieser günstige Einfluss zunächst vernachlässigt, während gleichzeitig der ungünstige Einfluss aus der Änderung des Behinderungsgrads beim Übergang in den gerissenen Zustand auch vernachlässigt wurde. Mit den weiterführenden Untersuchungen von Turner (2017) kann dieses Wechselspiel aus Betonverformung im ungerissenen Bereich und Änderung des Behinderungsgrads nun berücksichtigt werden.

Betrachtet man nun das Rissystem, so gibt es einen Trennriss. Durch Bewehrung kann in diesem Trennriss eine Kraft übertragen werden. Und wird im Abstand der Einleitungslänge die Risskraft der Effektivzone erreicht, so kann ein Sekundärrisspaar entstehen. Der Sekundärriss aktiviert nicht mehr die gesamte Betonfläche und der Riss reicht auch nicht über die gesamte Querschnittshöhe, sodass die Risskraft für Sekundärrissbildung nur noch vom Wirkungsbereich der Bewehrung abhängt. Durch die geringere aktivierbare Betonfläche ergibt sich für den Sekundärriss eine geringere Stahlkraft und geringere Stahldehnung als für den Primärriss. In Abbildung 2.10 wird die idealisierte Dehnungsverteilung im Primärriss und den Sekundärrissen nach Bödefeld (2010) gezeigt. Hierbei wird angenommen, dass ein Sekundärriss links vom Riss einen Einflussbereich von 35 % und rechts davon 65 % der Einleitungslänge hat. Damit fallen auf den Primärriss zwei mal 65 % somit 130 % der Einleitungslänge als Einflussbereich an.

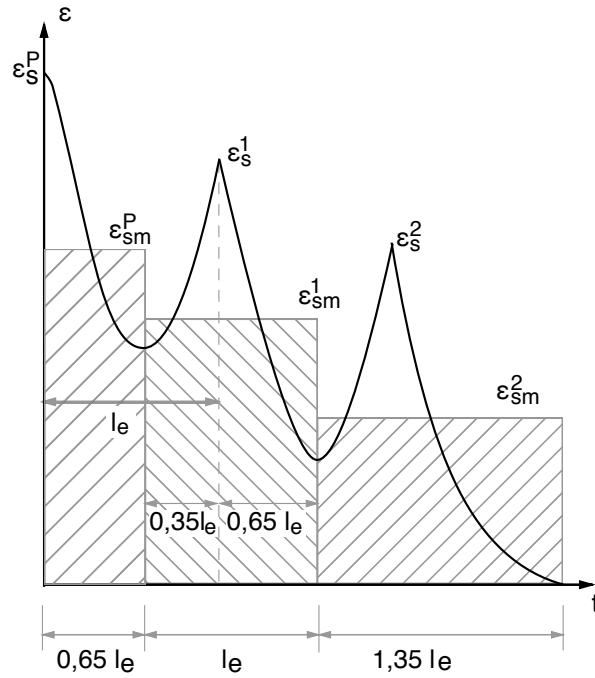


Abb. 2.10: Dehnungseinleitung im Bewehrungsstahl bei Verformungskompatibilität (Bödefeld, 2010)

Die Rissbreite wird jeweils über die mittlere Stahldehnung in der Einleitungslänge links und rechts vom Riss formuliert. Hierbei wird außerdem unterstellt, dass zwischen den einzelnen Rissen jeweils 30 % der Stahlspannung im Beton verbleiben. Mit diesen Annahmen kann die Rissbreite des Primärrisses (w^p) (siehe Formel 2.14) und die Rissbreite des ersten Sekundärrisses (w^1) (siehe Formel 2.15) in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Primärriss formuliert werden.

$$w^p = 1,3 \cdot l_e \cdot \varepsilon_{sm}^P = \left(\frac{\sigma_s}{E_s} - 0,39 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,eff} \cdot E_s} \right) \cdot 0,18 \frac{d_s}{\rho_{s,eff}} \quad (2.14)$$

$$w^1 = \left(0,35 \cdot \varepsilon_{sm,li}^1 + 0,65 \cdot \varepsilon_{sm,re}^1 \right) \cdot l_e = \left(\frac{\sigma_s}{E_s} - 0,63 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,eff} \cdot E_s} \right) \cdot \frac{d_s}{7,2 \cdot \rho_{s,eff}} \quad (2.15)$$

Der Nachweis der Verformungskompatibilität kann nun über die Summe der Rissbreiten in diesem Rissystem formuliert werden bzw. kann die Anzahl der erforderlichen Sekundärrisse (n) aus der Verformungskompatibilität abgeleitet werden. Und ist die Anzahl der erforderlichen Sekundärrisse bekannt, so kann auf die Stahlspannung im Primärriss zurückgerechnet werden.

In Bödefeld (2010) wurde für diese Rückrechnung die Stahlspannung im letzten Sekundärriss so eingestellt, dass gerade kein weiterer Sekundärriss entsteht. Mit dieser Annahme kann dann über die Anzahl der erforderlichen Sekundärrisse auf die Stahlspannung im Primärriss zurückgerechnet werden. Und über die maximal zulässige Stahlspannung im

Primärriss und das Rissbreitenkriterium kann die erforderliche Mindestbewehrung nach Formel 2.16 ermittelt werden.

$$A_{s,\text{erf}} = \sqrt{\frac{d_s \cdot b^2 \cdot d_1^2 \cdot f_{\text{ctm}} \cdot (0,69 + 0,34 \cdot n)}{w^P \cdot E_s}} \quad (2.16)$$

Mit der zuvor erwähnten Modifikation nach Turner (2017) kann die Anzahl der erforderlichen Sekundärrisse reduziert werden. Außerdem wird vorgeschlagen, bei Anwendung dieser Bemessung für fugenlose Konstruktionen die Abnahme der Verbundspannung bei langandauernder oder wiederholter Belastung zu berücksichtigen. Dabei erfolgt eine Reduzierung auf 70% der Verbundspannung entsprechend des Eurocode 2 (EN-1992-1-1, 2011). Für die Bemessung von fugenlosen Bauteilen sollte die Mindestbewehrung nach Formel 2.17 berechnet werden.

$$A_{s,\text{erf}} = \sqrt{\frac{d_s \cdot b^2 \cdot d_1^2 \cdot f_{\text{ctm}} \cdot (0,83 + 0,34 \cdot n)}{w^P \cdot E_s}} \quad (2.17)$$

Mit dem Konzept der Verformungskompatibilität kann insgesamt eine wirtschaftliche Festlegung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissgefahr erfolgen. Bei den Eingangsparemtern kann auf die individuelle Bauteilgeschichte eingegangen werden.

3 Berechnungsmodell

3.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden der Aufbau und die dabei getroffenen Annahmen des im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Berechnungsmodells beschrieben. Im Detail werden die Materialeigenschaften, die räumliche Idealisierung, die diskrete Rissbildung und die verformungsgesteuerte Berechnung näher erläutert.

Die Modellierung und Berechnung erfolgt mit dem Finite Elemente Programm Sofistik (SOFiSTiK AG, 2017). Im Detail wurden die Module Aqua, Sofimsha, Sofiloat und Ase verwendet. Generell bildet das Berechnungsmodell die scheibenartigen Versuchskörper der Großversuche an der TU Graz ab. Im Detail zeigt das Berechnungsmodell dabei das lokale Verhalten infolge Primär- und Sekundärrissbildung in dicken Bauteilen in Abhängigkeit der vorhandenen Bewehrung. Bei der Modellierung und der Verifikation der Berechnungsergebnisse wurde insbesondere Wert darauf gelegt, wie Vereinfachungen und ingenieurmäßige Berechnungsannahmen das Berechnungsergebnis beeinflussen.

3.2 Material und räumliche Idealisierung

Material Beton

Im Modell werden zur Nachbildung des Betonkörpers Flächenelemente und zur Nachbildung der Stahlbewehrung Stabelemente eingesetzt. Durch die Vereinfachung zu einem homogenen Material werden statistische Werte für Betonbauteile herangezogen. Begleitend zum Großversuch wurde die Spaltzug- und die Druckfestigkeit geprüft. Diese geprüfte Spaltzug- und die Druckfestigkeit wird für das Berechnungsmodell herangezogen, um möglichst realitätsnahe Werte zu erhalten.

Durch die Approximation des inhomogenen Materials in ein homogenes Material im Berechnungsmodell werden einige Effekte nicht abgebildet. Aufgrund der Abbildung des Betons durch Flächenelemente werden Effekte in der Tiefe des Berechnungsmodells nicht dargestellt. Die Kraftübertragung an den Risskanten wird mit einem geraden Riss dargestellt, der die Verzahnung der Gesteinskörnung nicht wiedergibt. Für die Nachrechnung der Versuche wurde der zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung vorhandene E-Modul, sowie die vorhandene Zug- und Druckfestigkeit berücksichtigt.

Modellausschnitt

Das Berechnungsmodell entspricht einem Modellausschnitt einer zwangbeanspruchten Wand. Hierbei wurde zunächst ein repräsentativer Horizontalausschnitt für einen Primärriss gewählt. In Längsrichtung erfasst dieser genau einen Primärriss sowie jeweils den halben ungerissenen Bereich zwischen zwei Primärrissen. Und über die Höhe erfasst der Ausschnitt genau eine Höhenlage Bewehrungsseisen inklusive halbem Bewehrungsabstand nach oben und unten.

Das Berechnungsmodell wurde dann unter Ausnutzung der Symmetrie mit geeigneten Übergangsbedingungen erstellt, sodass letztendlich nur ein Viertel des repräsentativen Horizontalausschnitts abgebildet wurde. Abbildung 3.1 veranschaulicht diese Vorgehensweise.

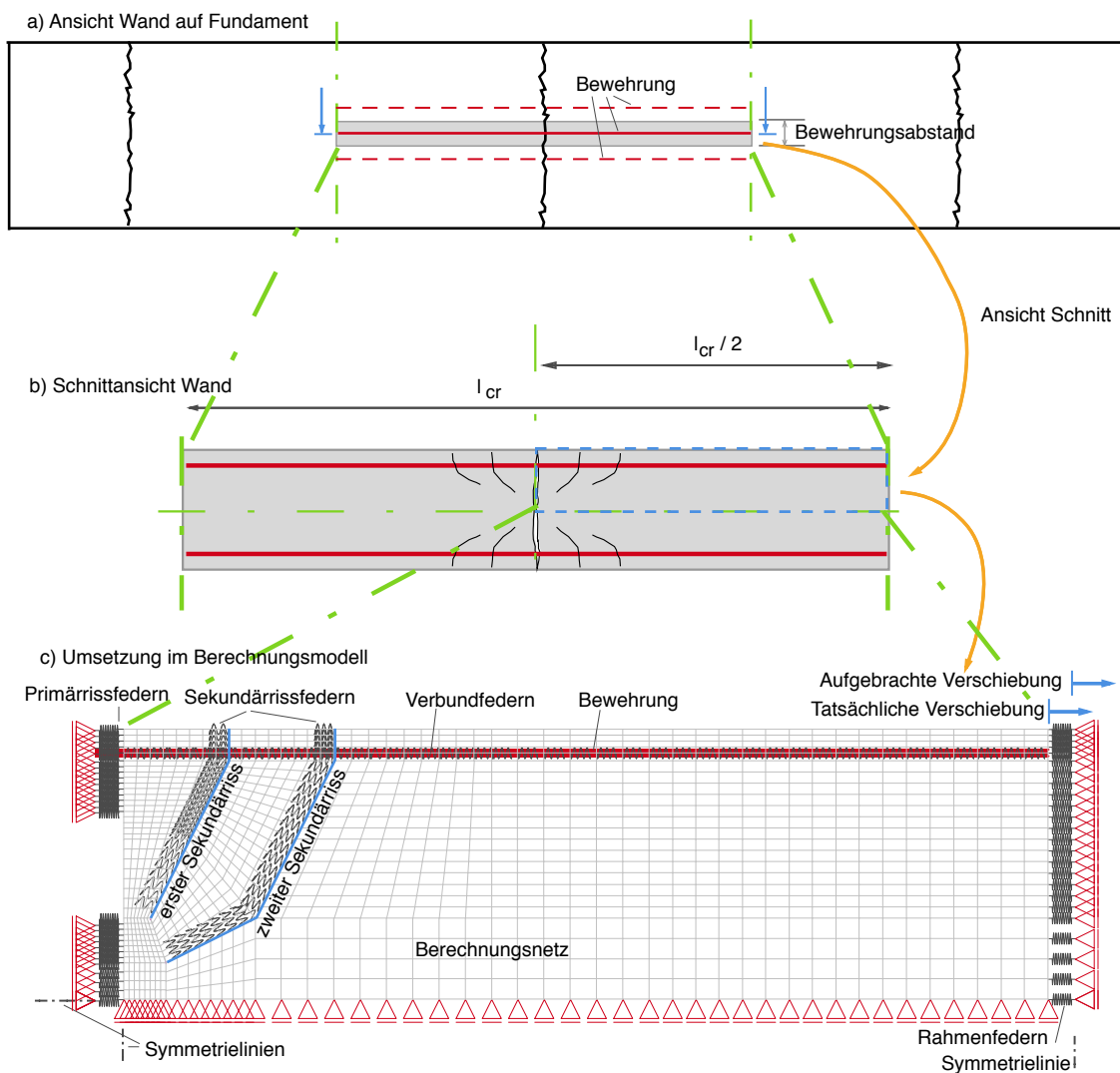


Abb. 3.1: Symmetrieebenen des Berechnungsmodells

Der Beton wird mit Flächenelementen idealisiert, um den Verzerrungszustand in der Ebene zu erfassen. Die Dicke der Flächenelemente entspricht der Einflussbreite eines Bewehrungsstabs und somit dem Bewehrungsstababstand. Die Nutzung von Flächenelementen impliziert außerdem ein Ebenbleiben in Dickenrichtung des Elements, wodurch automatisch die Symmetriebedingung in Schnittebene eingehalten wird.

Und der Bewehrungsstab wurde als Stab in dieser Scheibe idealisiert, da hiermit bereits alle Beanspruchungszustände ausreichend erfasst werden.

Außerdem muss im Modell berücksichtigt werden, dass sich der Zwangrahmen bei Aufbringen der Beanspruchung elastisch verformt. Deshalb wurde die Steifigkeit des Zwangrahmens entsprechend als Federn dargestellt. Überträgt man dies auf die Zwangbeanspruchung von Wänden auf Fundamenten, so repräsentieren diese Federn die Steifigkeit des Fundaments. Die aufgebrachte Verschiebung teilt sich zunächst entsprechend der Steifigkeiten auf das Bauteil und die Randfedern auf. Nach dem Riss hat das Bauteil eine wesentlich geringere Steifigkeit als davor. Dadurch ändert sich das Steifigkeitsverhältnis und am weicheren Bauteil wird eine zusätzliche Verschiebung aufgebracht. Zusammengefasst entsteht der Riss durch die Randfedern später und nach Entstehen des Risses weist der Riss eine größere Rissbreite auf. Bezogen auf reale Bauteilverhältnisse beschreibt diese das Verhalten infolge der Änderung des Behinderungsgrads durch die Rissbildung.

Risslage

Wie in Abschnitt 2.2.3 beschrieben, erfolgt die Rissausbreitung im Randbereich im rechten Winkel auf die Oberfläche. Danach setzt sich der Riss kurz nach der Bewehrungslage ungefähr im Winkel 2:1 Richtung Primärriss fort. Der zweite Sekundärriss verhält sich gleich wie der erste Sekundärriss. Jedoch macht der Verlauf des zweiten Sekundärrisses einen Knick Richtung Primärriss im Winkel 1:2. Im Modell werden diese zwei Sekundärrisse dargestellt. Weitere Sekundärrisse werden hier nicht betrachtet, da die Ausbildung von mehr als zwei Sekundärrisspaaren im Versuch nicht beobachtet wurde und auch bei realen Bauteilen wenig wahrscheinlich ist.

Netzfeinheit

Durch das numerische Berechnungsverfahren der Finite Elemente Methode ergibt sich bei der Berechnung ein Näherungsfehler. Eine höhere Netzfeinheit verringert diesen Fehler, erhöht jedoch den Rechenaufwand. Ein zu feines Netz kann jedoch Spannungsspitzen bei Unstetigkeitsstellen erhöhen. Die Netzfeinheit wurde daher gerade so fein gewählt, dass eine hinreichend genaue Lösung zu erwarten ist, um die Rechenzeit nicht unnötig zu verlängern. Im Bereich der Risse wurde eine höhere Netzfeinheit gewählt (siehe Abbildung 3.1 - c), da in diesem Bereich mehr nichtlineare Effekte zu erwarten sind.

Verbundsteifigkeit

Die Kraftübertragung zwischen Stahl und Beton wird allgemein über die Beziehung zwischen Verbundsteifigkeit und Schlupf charakterisiert. Laut König und Tue (1996) kann das Verbundverhalten mit der Potenzfunktion nach Formel 3.1 gut beschrieben werden. Dabei ist C eine Konstante, die von der Stahlsorte und der Betondruckfestigkeit abhängig ist, und die Konstante α ist von der von der Stahlsorte und der Verbundqualität abhängig. Die Auswertung der Verbundsteifigkeit für eine Verbundfeder ist in Abbildung 3.2 ersichtlich.

$$\tau(x) = C \cdot s^\alpha(x) \quad (3.1)$$

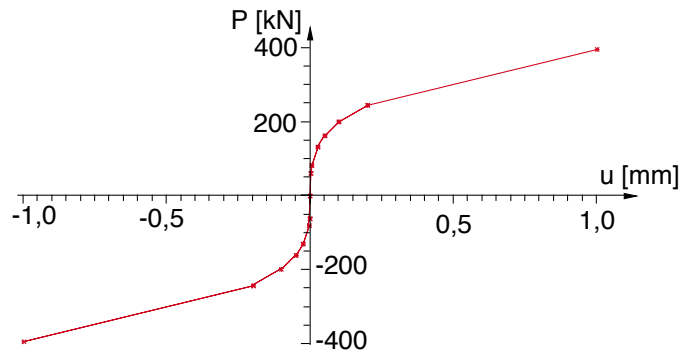


Abb. 3.2: Arbeitslinie der Verbundfedern (König & Tue, 1996)

3.3 Diskrete Rissbildung

Bei der diskreten Rissbildung haben nur die Federelemente am Riss die Eigenschaft zu reißen, die restlichen Elemente können sich nur linear elastisch verformen. Es wird daher der genaue Rissverlauf an den Elementkanten vorgegeben. Zwischen den Rissknoten bilden Federn die Verbindung zwischen den Knoten ab. Die Rissbreite ergibt sich letztendlich durch die Änderung des relativen Abstands der Rissknoten zueinander.

Im elastischen Bereich verhalten sich die Federn durch die reale Länge wie Betonelemente. Nach Erreichen der Zugfestigkeit wird der Nachrissbereich über die Zugbruchenergie festgelegt. Die Arbeitslinien der Primär- und Sekundärrissfedern werden in Abbildung 3.3 gezeigt. Die Federarbeitslinie der Primärrisse unterscheidet sich von der Arbeitslinie der Sekundärrisse, da die Primärrissfedern aufgrund der Symmetriebedingungen nur den halben Primärriss abbilden. Letztendlich wird bei der Arbeitslinie der Primärrissfedern nur die halbe Zugbruchenergie zur Berechnung herangezogen.

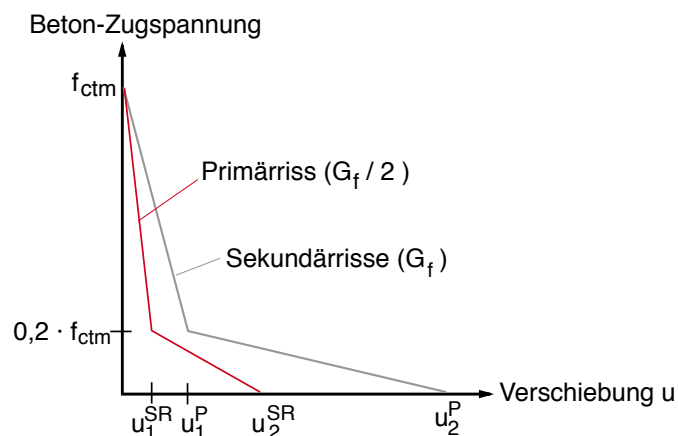


Abb. 3.3: Arbeitslinie Primärrissfeder

Die Lösbarkeit eines Gleichungssystems einer nichtlinearen Berechnung ist abhängig vom Umfang der nichtlinearen Einflüsse im Berechnungsmodell. Bei diesem Berechnungsmodell

sind deshalb nur die Rissfedern mit nichtlinearen Arbeitslinien versehen worden. Damit wird das Verhalten im Nachriss-Bereich ausreichend genau abgebildet (Abschnitt 2.2.4).

Der Primärriss wird generell durch Federn mit einer Steifigkeit in Zugrichtung dargestellt. In Querrichtung haben die Federn keine Steifigkeit. Hintergrund ist, dass sich die angrenzenden Betonelemente im ungerissenen Zustand gleich mitverformen und somit keine Querkräfte bei der einaxialen Zugbeanspruchung entstehen.

In den weiteren Berechnungen wird der Primärriss allerdings unterschiedlich abgebildet. In der Berechnung mit Simulation des Übergangs von ungerissenen zu gerissenen Bereich befinden sich über den gesamten Querschnitt Primärrissfedern, bei der Nachrechnung des Versuchs werden die Primärrissfedern an der Stelle der Rissvorgabe ausgespart und bei der Berechnung ohne Simulation des Rissbildungsprozesses im Primärriss gibt es überhaupt gar keine Primärrissfedern.

Wie in Abschnitt 2.2.4 bereits beschrieben, ist die übertragbare Schubspannung von der Rissbreite und Rissuferverschiebung abhängig. Im Berechnungsprogramm kann nur ein Rissuferverschiebungs-Schubkraft-Gesetz hinterlegt werden. Um den Rechenaufwand nicht durch weitere nichtlineare Federarbeitslinien weiter zu erhöhen und ein lösbares Berechnungsmodell zu erstellen, wird hierbei ein linearer Zusammenhang verwendet. Dazu wird ein linearisierter Ersatzschubmodul bei einer gewählten Rissbreite (w) und einer Rissuferverschiebung (δ) aus Formel 2.6 berechnet. Nähere Angaben zu dieser Vorgehensweise sind in Abschnitt 5.4 zu finden.

3.4 Verformungsgesteuerte Berechnung

Um dem Wesen der hier betrachteten Zwangbeanspruchung (behinderte Verformung im Zeitverlauf) zu entsprechen wurde im Berechnungsmodell eine äquivalente Beanspruchung durch Verformung in Zugrichtung hervorgerufen. Bei dieser verformungsgesteuerten Berechnung wird die in Abbildung 3.4 gezeigte Auflagerreihe schrittweise verschoben. Zur Veranschaulichung kann diese aufgebrauchte Verformung über den Temperaturkoeffizienten in eine äquivalente Temperaturbeanspruchung umgerechnet werden.

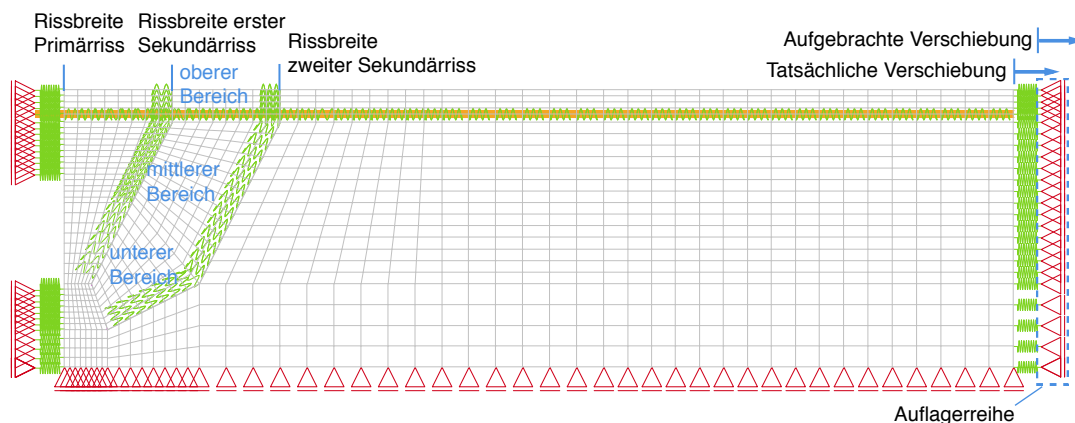


Abb. 3.4: Entwickeltes FEM Berechnungsmodell

In dieser Vorgehensweise wird der reale Zeitverlauf der Temperatur- und Spannungsgeschichte eines Bauteils nicht diskret abgebildet. Die Verformung wird zwar schrittweise

aufgebracht, allerdings erfolgt dies in vollem Umfang zu einem gewählten Zeitpunkt. Dieser Zeitpunkt wurde so gewählt, dass er ungefähr den Risszeitpunkt eines Bauteils abbildet. Bei dicken Bauteilen mit spätem Risszeitpunkt ist diese Vorgehensweise hinreichend genau.

An dieser Stelle sollte noch erwähnt werden, dass die Verformungsschritte im numerischen Berechnungsverfahren so gewählt wurden, dass nach jedem Iterationsschritt eine numerische Lösung mit akzeptablen Restkräften gefunden wird. Diese Schrittweite betrug umgerechnet $0,03 \text{ } ^\circ\text{C}$ je Berechnungsschritt.

4 Verifikation durch Versuchsnachrechnung

Für eine gezielte Verifikation des Berechnungsmodells wird der im folgenden dazu verwendete Versuch in dieser Arbeit detailliert ausgearbeitet, um die Versuchsergebnisse interpretieren zu können. Insbesondere werden dabei die Unterschiede zum ideal modellierten Berechnungsmodell herausgearbeitet und die Parameter für das Berechnungsmodell optimiert. Das Berechnungsmodell wird anhand der ermittelten geometrischen und materialbedingten Parameter adaptiert. Daraufhin können die Ergebnisse unter Berücksichtigung der Versuchsanalyse verglichen werden.

4.1 Versuchsbeschreibung

In der Versuchsreihe des Instituts für Betonbau der Technischen Universität Graz wurden drei Großversuche zur Rissbildung in dicken Wänden durchgeführt. Die Versuchskörper bestanden je aus einer aufgestellten Scheibe eines Wandstücks. Die Dicke der Scheibe stellt den Einflussbereich eines Bewehrungsstabes dar. Je ein Bewehrungsstab an der Ober- und an der Unterseite bilden die zwei Bewehrungslagen ab. Eine umfassende Beschreibung dieser Versuche und erste Auswertungen finden sich in Turner (2017) und Eckerstorfer (2017).

Für die Verifikation des Berechnungsmodells wird in dieser Arbeit der dritte Versuch ausgewählt und detailliert betrachtet. Die Abmessungen und die Anordnung der Rissvorgaben in diesem Versuch zeigt Abbildung 4.1.

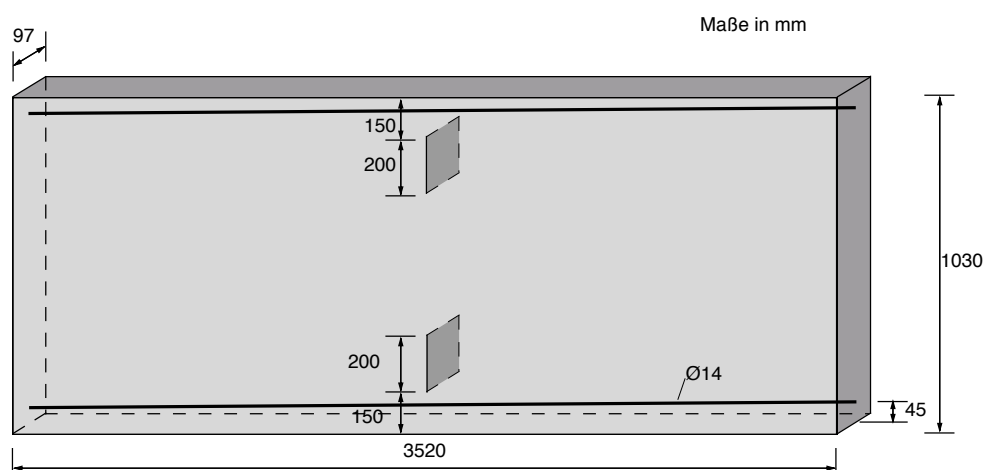


Abb. 4.1: Versuchskörpers mit Angabe der Maße

Die Scheibe wurde in einem Zwangrahmen geprüft. Der Versuchskörper wurde an den Seitenflächen über eine Stahlkonstruktion befestigt, mit der eine möglichst zentrische Einleitung der Belastung erfolgen sollte. Um eine zusätzliche Einwirkung aus dem Eigengewicht der Scheibe zu verhindern, wurde eine Abhängekonstruktion zur Lagerung der Scheibe angebracht. Über hydraulische Pressen wird der Rahmen nun verformungsgesteuert auseinandergezogen. Um den Primärriss an der gewünschten Stelle zu erzeugen, wurden Stahlbleche zur Querschnittsschwächung eingelegt.

Für das weitere Verständnis wird der Versuchsaufbau in einem vereinfachten statischen System gezeigt (siehe Abbildung 4.2). Die Betonscheibe wird durch einen Stab und die Rahmensteifigkeit als Feder abgebildet. Bei der aufgetragenen Verschiebung wird Punkt C nach oben verschoben, dabei tritt an Punkt C die Kraft F auf. Die Darstellung a) in Abbildung 4.2 zeigt eine Systemskizze des Versuchsaufbau kurz vor dem Primärriss.

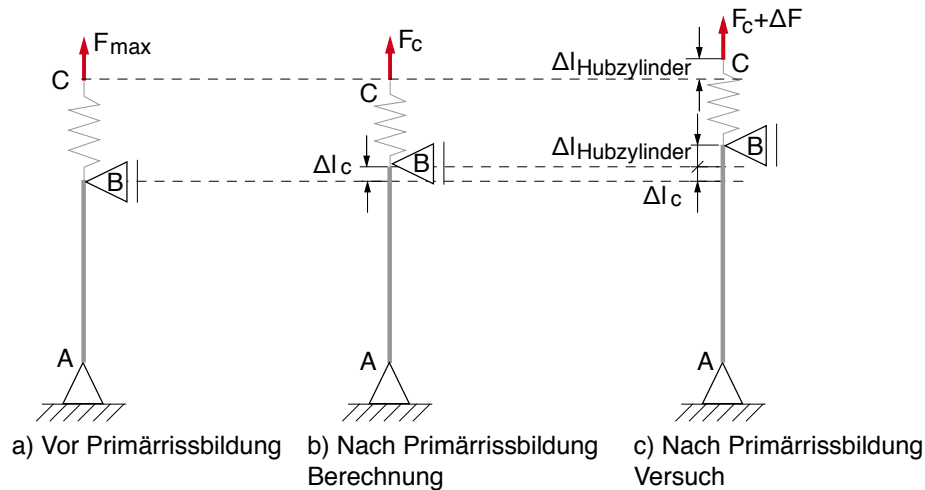


Abb. 4.2: Systemskizze Versuch und Berechnung

Mit dem Primärriss in der Darstellung b) in Abbildung 4.2 ändern sich die Steifigkeitsverhältnisse. Das Betonbauteil wird durch den Riss weicher und länger. Bei einer größeren Längsdehnung wird die Dehnung und die Zugkraft in der Rahmenfeder geringer. Im Gleichgewicht des Betonstabs und der Rahmenfeder stellt sich die Verschiebung (Δl_c) ein, ohne dass eine weitere Verschiebung in das System eingebracht wird. Die gemessene Zusatzverschiebung am Bauteil resultiert allein aus dem Steifigkeitsverhältnis.

Durch die manuelle Steuerung der Verformungseinwirkung im Versuch wurde beim Entstehen des Primärrisses und gleichzeitiger Entlastung der Rahmenfeder noch eine zusätzliche Verschiebung im Hubzylinder ($\Delta l_{\text{Hubzylinder}}$) eingebracht. Diese zusätzliche Verschiebung wird in der Darstellung c) in Abbildung 4.2 gezeigt. Im Versuch wurde deshalb das Gleichgewicht der Darstellung in b) nicht erreicht. Das Gleichgewicht aus Bauteil und Rahmenfeder stellte sich direkt bei einer größeren Verschiebung ($\Delta l_c + \Delta l_{\text{Hubzylinder}}$) und einer anderen Kraft ($F_c + \Delta F$) ein. Im Berechnungsmodell wird das Gleichgewicht nach Primärrissbildung gemäß der Darstellung in Punkt b) gefunden und somit nur die Längenänderung aus der Steifigkeitsänderung (Δl_c) berücksichtigt. Erst bei weiterer Steigerung

der Verformungseinwirkung um $\Delta l_{\text{Hubzylinder}}$ gleicht das Berechnungsergebnis wieder der Versuchsbeobachtung.

Während des Versuchs wurden die Rissbreiten am Versuchskörper an der Ober- und an der Unterseite sowie die Längsverschiebung gemessen. Zur Bestimmung der Rissbreiten am Versuchskörper wurden am Primärriss in der Mitte, an der Ober- und Unterseite sowie erster und zweiter Sekundärrisse an der Ober- und Unterseite und an beiden Seiten des Primärrisses gemessen (siehe Abbildung 4.3).

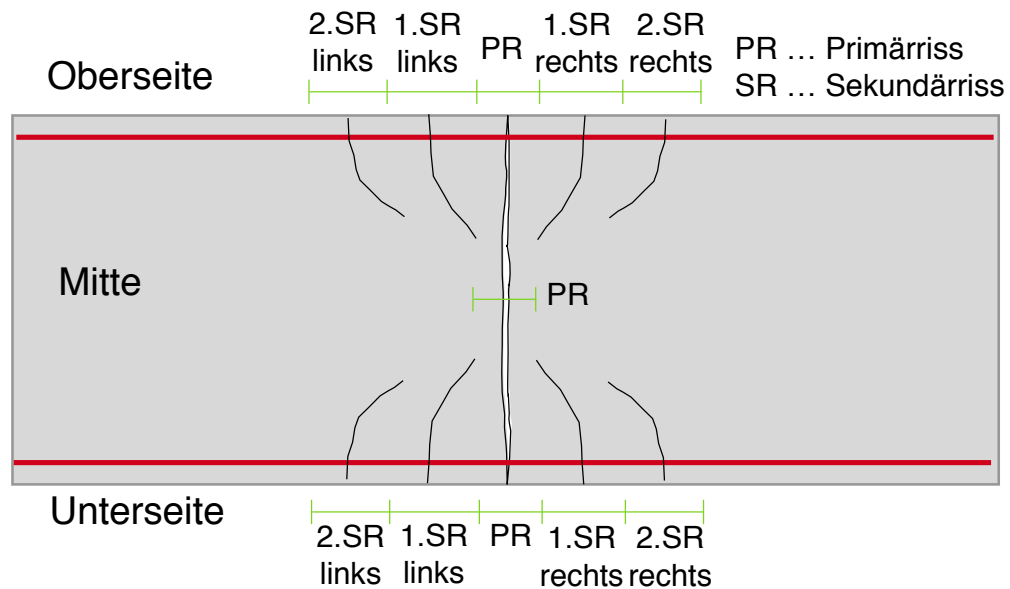


Abb. 4.3: Messanordnung am Versuchskörper

Im ungerissenen Zustand erfassen die Wegaufnehmer für die Längsverschiebung beim Aufbringen der Verformung verschiedene Nachgiebigkeiten im Versuchsaufbau, die einerseits aus dem Schlupf in der Verankerung der Scheibe aber auch aus zunehmend nichtlinearen Dehnungsanteilen vor der Rissbildung resultieren. Vom Berechnungsmodell wird dieses Verhalten nicht abgebildet. Aus diesem Grund ist der Zeitpunkt des Entstehens des Primärrisses für die Versuchsauswertung als Startwert festgelegt worden. Danach wird als aufgebrauchte Verschiebung das inkrementelle Mittel der Messwerte der Längsverschiebung des Versuchskörpers herangezogen.

In Abbildung 4.4 wird die Vorgehensweise beim Vergleich des Berechnungsergebnisses mit der Versuchsbeobachtung veranschaulicht.

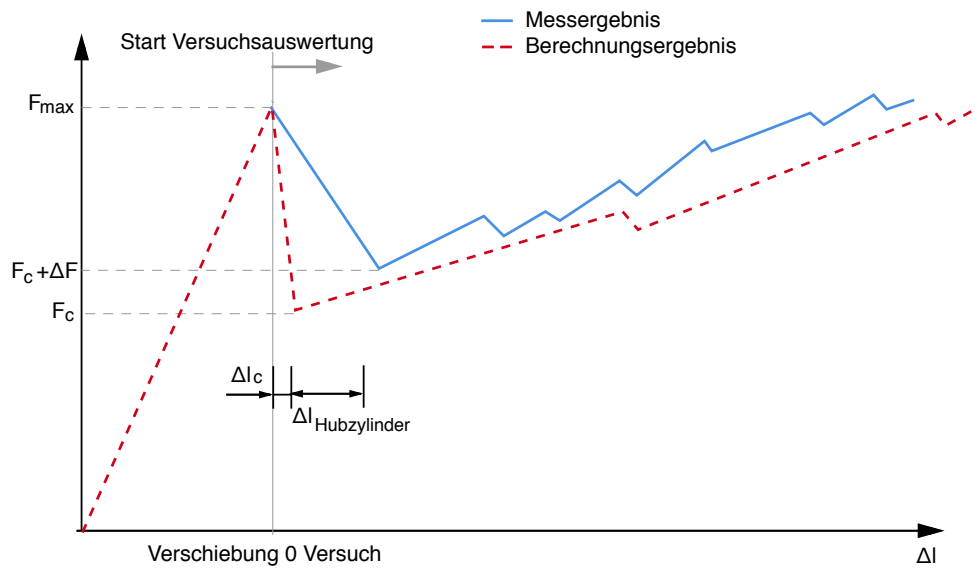


Abb. 4.4: Schematisches Kraft-Verschiebungs-Diagramm für Primärrissbildung

Wie der schematischen Darstellung in Abbildung 4.4 entnommen werden kann, ist ein weiterer Unterschied zwischen Versuch und Berechnung im Kraft-Verformungs-Verhalten bei Sekundärrissbildung zu erwarten. Im Versuch entstehen die Sekundärrisse nicht paarweise zur gleichen Zeit sondern nacheinander. Aufgrund der Symmetrie im Berechnungsmodell wird aber unterstellt, dass ein Sekundärrisspaar immer zugleich an beiden Seiten des Versuchskörpers entsteht. Zum besseren Verständnis ist dieser Zusammenhang in Abbildung 4.5 dargestellt.

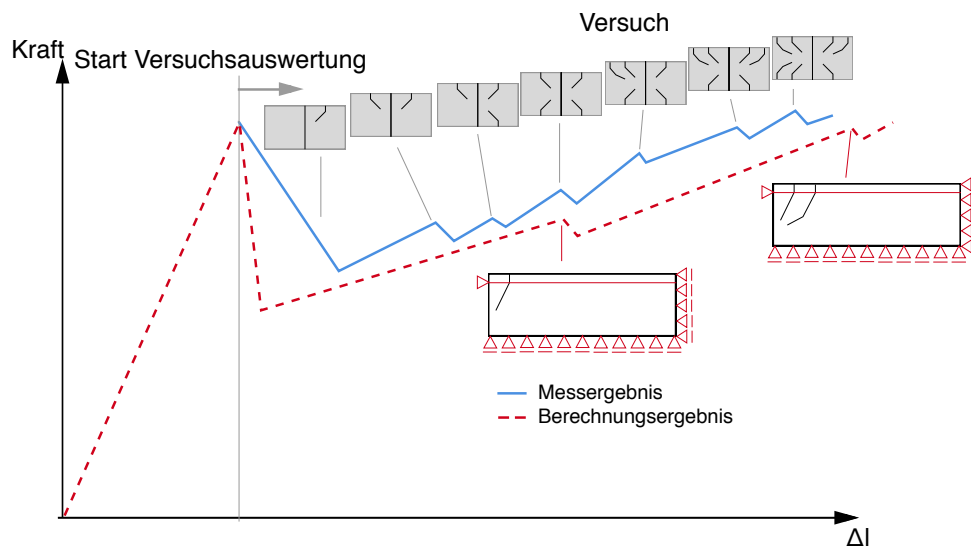


Abb. 4.5: Schematisches Kraft-Verschiebungs-Diagramm für Sekundärrissbildung

Da im Versuch die Sekundärrisse nach und nach entstehen, ist nach jedem weiteren Sekundärriss mit einem weiteren jedoch geringeren Kraftanstieg zu rechnen. Im Berechnungsmodell ist für die ersten Sekundärrisse jedoch nur ein Kraftanstieg zu verzeichnen. Durch den progressiven Verlauf der Kraft-Verformungs-Kurve im Versuch und den geraden Verlauf der Kraft-Verformungs-Kurve des Versuchs muss die Berechnungskurve immer unter der Versuchskurve liegen.

Damit bildet das Ergebnis des Berechnungsmodells die untere Grenze der Kraft-Verschiebungs-Kurve. Im Versuch entstehen die Risse somit früher als im Berechnungsmodell und der Kraftabfall liegt stets oberhalb aufgrund einer größeren Reststeifigkeit zu diesem Zeitpunkt. Bei den zweiten Sekundärrissen verhält es sich ähnlich. Erst wenn vier bzw. acht Sekundärrisse entstanden sind, können die Ergebnisse der Berechnung und die des Versuchs direkt miteinander verglichen werden. Im Versuch sind jedoch nur sieben Sekundärrisse bei Versuchsende entstanden. Beim Vergleich mit dem Berechnungsergebnis müsste deshalb die Kraft-Verschiebungs-Kurve des Versuchs bis zur Entstehung des achten Sekundärrisses extrapoliert werden.

4.2 Weitere Parameter des Versuchs

Für das Berechnungsmodell werden die Abmessungen des Versuchskörpers aus Abbildung 4.1 herangezogen. Der Aufbau des Berechnungsmodells wurde bereits in Kapitel 3 beschrieben. Für das Berechnungsmodell werden folgende Parameter aus Tabelle 4.1 verwendet.

Parameter	Wert
Zugfestigkeit	$500N/mm^2$
Druckfestigkeit	$21N/mm^2$
E-Modul	$30280N/mm^2$
Rahmensteifigkeit	$800MN/m$
Schubsteifigkeit im oberen Bereich des ersten Sekundärrisses	$5700kN/m^3$
Schubsteifigkeit unteren Bereich des ersten Sekundärrisses	$0kN/m^3$
Schubsteifigkeit im oberen Bereich des zweiten Sekundärrisses	$20000kN/m^3$
Schubsteifigkeit unteren Bereich des zweiten Sekundärrisses	$10000kN/m^3$

Tab. 4.1: Versuchsparameter für das Berechnungsmodell

4.3 Berechnungsergebnisse

Die Berechnung mit den aus dem Versuch abgeleiteten Parametern wird nachfolgend aufbereitet. Die Erkenntnisse aus den Versuchsmessergebnissen fließen in die Analyse ein. Für die Aufbereitung der Ergebnisse werden das Kraft-Verschiebungs-Diagramm, die Primärrissbreite in Bauteilmitte, die Summe der Rissbreiten an der Außenfläche, die Primärrissbreite an der Außenfläche, die Rissbreite des ersten und die Rissbreite des zweiten Sekundärrisses an der Außenfläche grafisch aufbereitet. Abschließend wird die Spannungsverteilung über den gesamten Querschnitt vor Entstehen des Primärrisses, des ersten Sekundärrisses, des zweiten Sekundärrisses und beim letzten Berechnungsschritt gezeigt. Da im Berechnungsmodell die Symmetriebedingungen genutzt werden und nur ein Viertel des Versuchskörpers modelliert wird, werden für den Vergleich die gemessene Kraft und gemessene Verschiebung im Versuch halbiert.

Abbildung 4.6 zeigt das Kraft-Verschiebungs-Diagramm für die globale Auflagerkraft und die globale mittlere Verschiebung des Betonkörpers. Generell bestätigt dieses Ergebnis die beschriebenen Zusammenhänge und zu erwartenden Unterschiede zwischen Versuch und Berechnung.

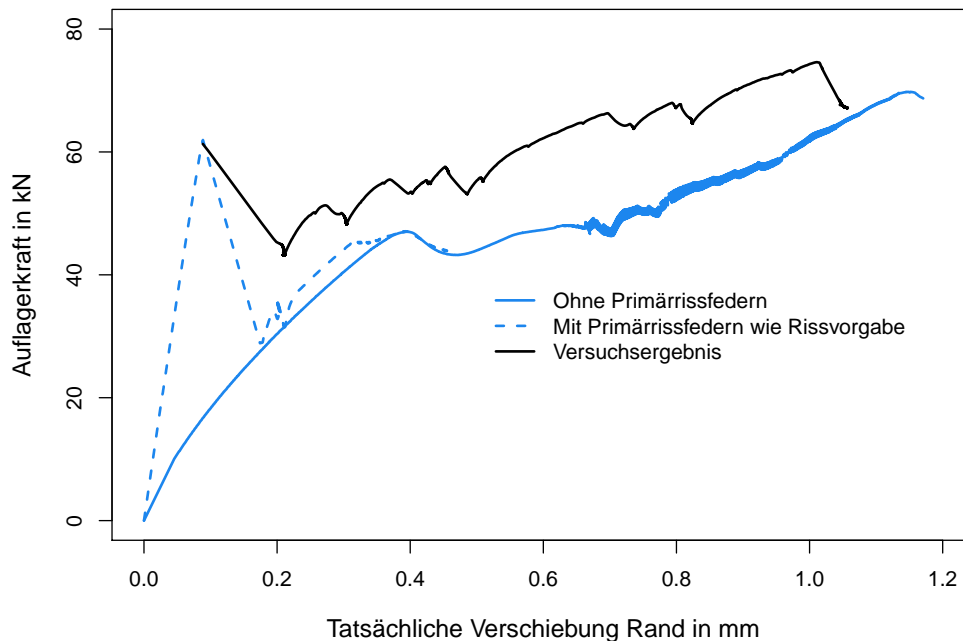


Abb. 4.6: Kraft-Verschiebungs-Diagramm Versuch und Berechnung

Betrachtet man zunächst nur das Ergebnis mit Primärrissfedern und das Versuchsergebnis, so fällt die Kraft nach Entstehen des Primärrisses sowohl im Versuch als auch in der Berechnung deutlich ab, wobei der Abfall in der Berechnung erwartungsgemäß steiler und niedriger ausfällt. Anschließend kann die Kraft im Versuch und im Berechnungsmodell wieder gesteigert werden, wobei die Berechnungskurve erwartungsgemäß stets unterhalb der Versuchskurve liegt.

Im Versuch ist im Kraftabfall nach Entstehen des Primärrisses bereits der erste Sekundärriss entstanden. Anschließend zeigen die kleineren Kraftabfälle die einzeln nacheinander auftretenden Sekundärrisse. Die ersten vollständigen Sekundärrisspaare an Ober- und Unterseite des Versuchskörpers entstehen bei ca. 0,45 mm Verschiebung und 55 kN Auflagerkraft. In der Berechnung entsteht das vergleichbare Rissbild an Sekundärrisspaaren bei ca. 0,4 mm Verschiebung und 45 kN Auflagerkraft.

Die Simulation mit Primärrissfedern zeigt aber mit zunehmendem Berechnungsfortschritt immer größere Restkräfte und kann kaum über den ersten Sekundärriss hinweg geführt werden. Aus diesem Grund wurde eine weitere Simulation ohne Abbildung des Rissbildungsprozesses im Primärriss durchgeführt. Diese Berechnung läuft deutlich stabiler und ist spätestens ab dem ersten Sekundärriss in die Berechnung mit Primärrissfedern überführbar. In den weiteren Betrachtungen werden deshalb immer beide Berechnungen angeführt.

Am Ende des Versuchs sind 7 Sekundärrisse entstanden, während der nächste vergleichbare Punkt mit dem Berechnungsergebnis 8 Sekundärrisse unterstellt. Bei gedanklicher Weiterführung der Versuchskurve erzielt das Berechnungsmodell auch an diesem Punkt ein ähnliches Kraft- und Verschiebungs-Niveau wie der Versuch.

Insgesamt zeigt die zufriedenstellende Übereinstimmung dieser Ergebnisse, dass die globale Steifigkeit vom Berechnungsmodell gut erfasst wird.

Die Entwicklung der Primärrissbreite in Bauteilmitte wird in Abbildung 4.7 gezeigt. Hierbei kann eine gute Übereinstimmung zwischen Berechnung und Versuch festgestellt werden. Generell bestätigt dies die vorherige Schlussfolgerung, dass die globale Steifigkeit vom Berechnungsmodell gut erfasst wird. Verschmiert betrachtet, wird der Einfluss von nichtlinearen Effekten im Bereich der Sekundärrissbildung gut erfasst.

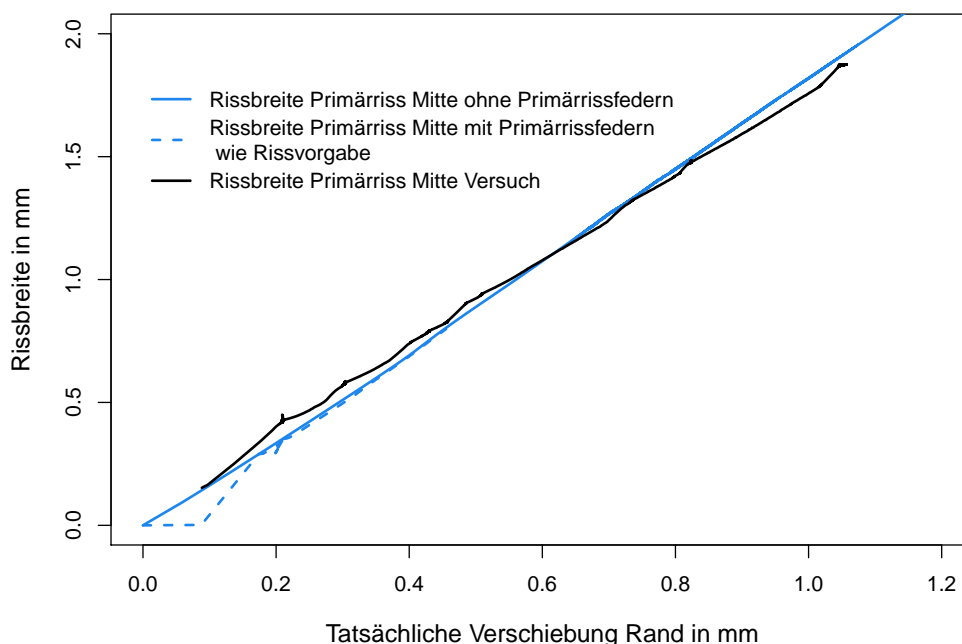


Abb. 4.7: Vergleich Rissbreite in der Primärrissmitte Versuch und Berechnung

In Abbildung 4.8 werden zunächst die aufsummierten Rissbreiten an Ober- und Unterseite für die Berechnung und den Versuch über die jeweilige Verschiebung dargestellt. Im Versuch laufen beide Kurven auseinander, was auf eine ungewollte Biegung im Versuchskörper schließen lässt. Hingegen verläuft die Berechnungskurve mittig, da im Berechnungsmodell Biegung gänzlich ausgeschlossen werden kann.

Der große Unterschied zwischen Ober- und Unterseite weist darauf hin, dass eine Verdrehung der Rahmenhäupter durch das Eigengewicht der Scheibe trotz Aufhängekonstruktion möglich war. Durch die Überlagerung der aufgetragenen Zugbeanspruchung mit der Momentbeanspruchung entsteht an der Oberseite eine etwas geringere Zugkraft als an der Unterseite. Das Berechnungsmodell wird jedoch ideal zentrisch belastet. Diese Erkenntnisse fließen in die Betrachtung der weiteren Ergebnisse ein.

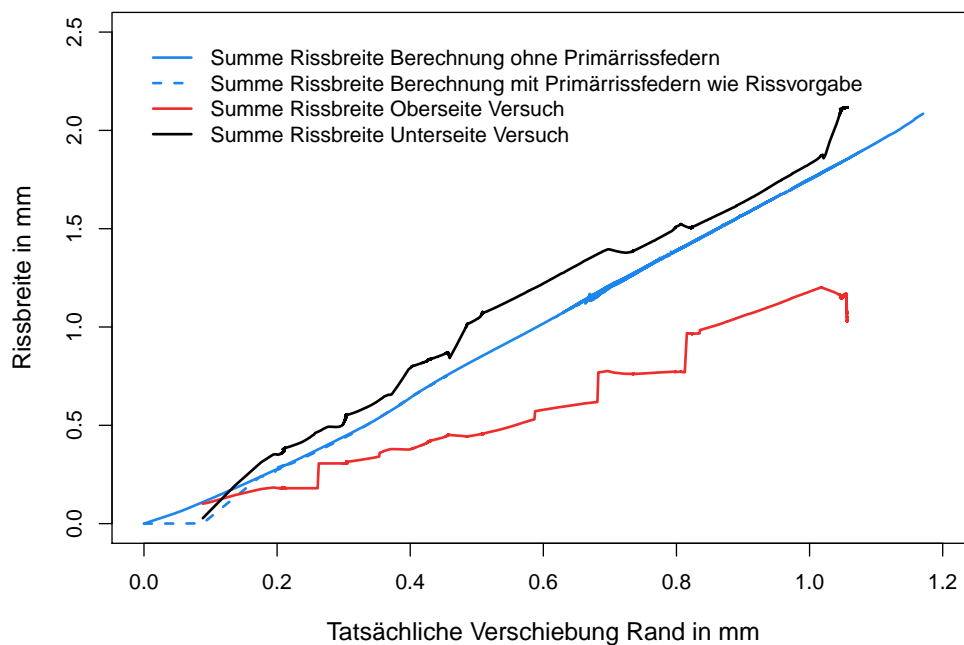


Abb. 4.8: Vergleich der Summe der Rissbreiten Versuch und Berechnung

Abbildung 4.9 zeigt den direkten Vergleich der gemessenen und berechneten Primärrissbreiten an der Ober- und an der Unterseite. Sowohl im Versuch als auch in der Berechnung geht der Primärriss zunächst signifikant auf, jedoch wird die Primärrissbreite nach Entstehen der Sekundärrisse in beiden Fällen nicht mehr größer. Der Unterschied an der Ober- und Unterseite im Versuch wird auch hier von der Verdrehung der Rahmenhäupter bestimmt. Ein weiterer Grund des großen Unterschiedes ist der Zeitpunkt, an dem der erste Sekundärriss entsteht. An der Oberseite entsteht der erste Sekundärriss bereits mit dem Primärriss, an der Unterseite erst bei einer Verschiebung von 0,38 mm. Daher kann sich der Primärriss an der Unterseite zusätzlich vergrößern, bis auch dort der erste Sekundärriss entsteht. Da der erste Sekundärriss im Berechnungsmodell in etwa bei der selben Verschiebung wie an der Unterseite entsteht, gleicht das Berechnungsergebnis der Primärrissbreite eher dem Messergebnis der Unterseite. An der Oberseite führt die aufgebrachte Verformung in diesem Stadium bereits zu einer deutlichen Öffnung des ersten Sekundärrisses. Daher kann die geringere Steigung der Primärrissbreite an der Oberseite durch den dort bereits entstandenen ersten Sekundärriss zurückgeführt werden.

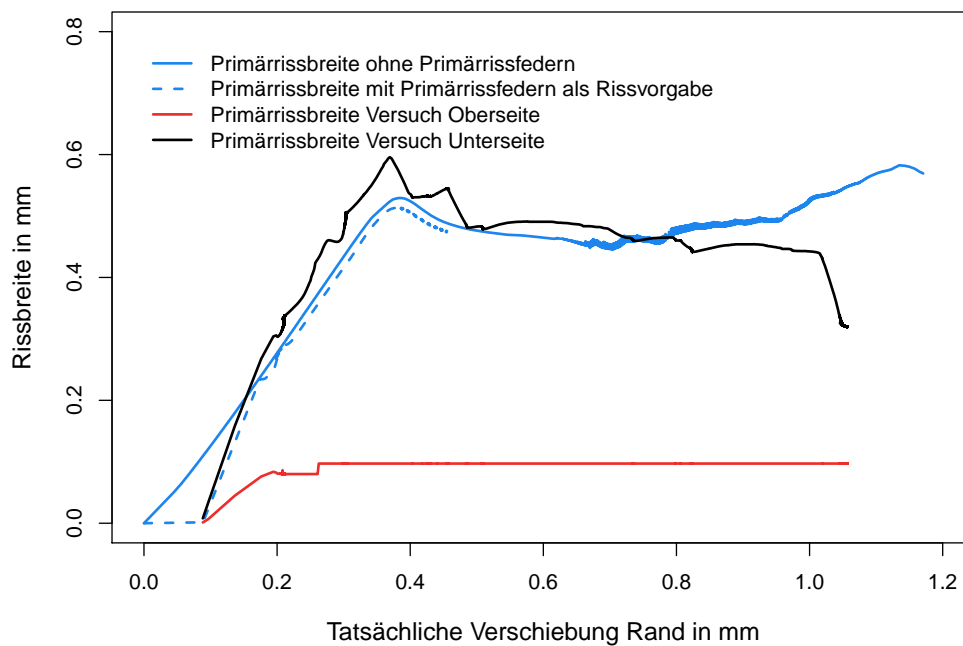


Abb. 4.9: Vergleich Rissbreite Primärriss Versuch und Berechnung

Die Betrachtung der einzelnen Rissbreiten ist eine sehr detaillierte Betrachtung und es kann durch die Streuungen im Material und Einflüsse von außen zu sehr unterschiedlichen Ergebnissen führen. Im Gegensatz zum vorherigen Vergleich der Summe aller Rissbreiten werden deshalb bei diesem lokalen Vergleich größere Abweichungen beobachtet.

Die Stabilisierung der Primärrissbreite setzt bei Entstehen des ersten Sekundärrisses ein. Die Rissbreiten der ersten Sekundärrisse an der Ober- und Unterseite sowie linker und rechter Seite des Versuchs und die des Berechnungsmodells werden in Abbildung 4.10 dargestellt. Es zeigt sich, dass der linke erste Sekundärriss an der Oberseite bereits mit dem Primärriss entsteht. Als nächstes entsteht der rechte erste Sekundärriss an der Oberseite. Die ersten Sekundärrisse an der Unterseite entstehen erst deutlich später und etwas versetzt. Und in etwa bei der selben aufgetragenen Verschiebung wie zum Risszeitpunkt der Unterseite entsteht auch der erste Sekundärriss im Berechnungsmodell.

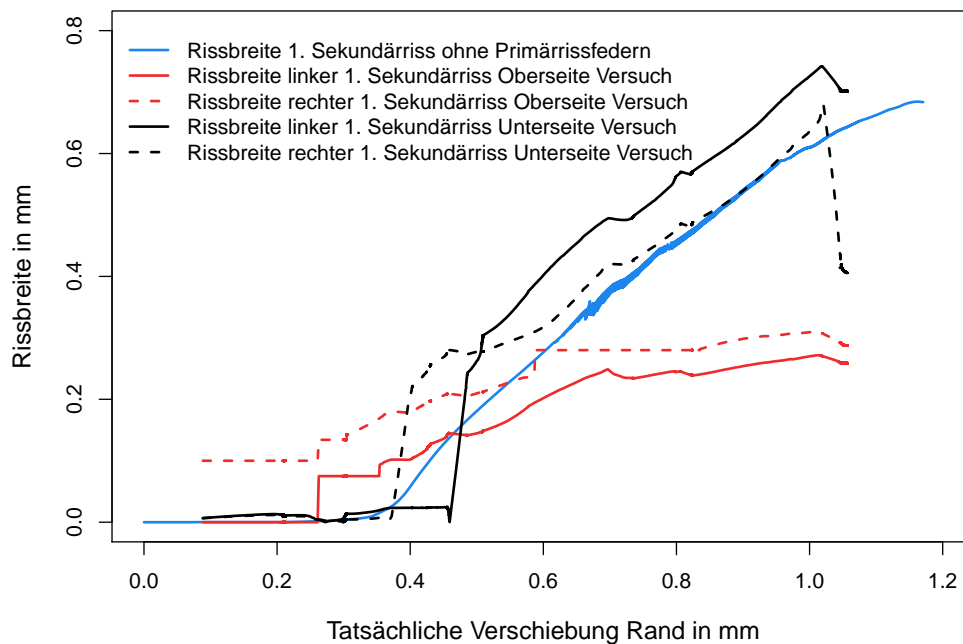


Abb. 4.10: Vergleich Rissbreite erster Sekundärriss Versuch und Berechnung

Unter Berücksichtigung der ungewollten Verdrehung im Versuch kann aus dem Vergleich von Versuch und Berechnung immernoch ein konsistentes Verhalten abgelesen werden. Erwartungsgemäß entstehen die Sekundärrisse im Versuch bei einer geringeren aufgetragenen Verschiebung als in der Berechnung und steigen steiler an. Dieser Unterschied im Anstieg kann auf die Symmetriebedingungen im Berechnungsmodell zurückgeführt werden. Im Versuch entstehen die Risse nicht zeitgleich was zur Folge hat, dass im gerade entstehenden Riss durch die Änderung der Steifigkeitsverhältnisse größere Rissbreiten rasch entstehen. Danach entwickelt sich die Rissbreite der ersten Sekundärrisse an der Unterseite und in der Berechnung parallel. Die Rissbreiten der ersten Sekundärrisse an der Oberseite stabilisieren sich, wenn dort die zweiten Sekundärrisse entstehen. An der Unterseite entsteht nur ein zweiter Sekundärriss zu einem sehr späten Zeitpunkt. Aber auch hier kann ein Abfall in den Rissbreiten der ersten Sekundärrisse beobachtet werden.

Abbildung 4.11 zeigt die Entwicklung der Rissbreite der zweiten Sekundärrisse. Die zweiten Sekundärrisse im Versuch bilden sich an der Oberseite wesentlich früher als an der Unterseite, wodurch die ersten Sekundärrisse an der Oberseite nicht so große Rissbreiten aufweisen. An der Unterseite ist der linke zweite Sekundärriss erst bei Versuchsende entstanden, der rechte zweite Sekundärriss wurde nicht mehr erzeugt. Bei dem Berechnungsergebnis ist wieder ein vergleichsweise spätes Auftreten und anschließend auch langsames Ansteigen der Sekundärrissbreite zu sehen.

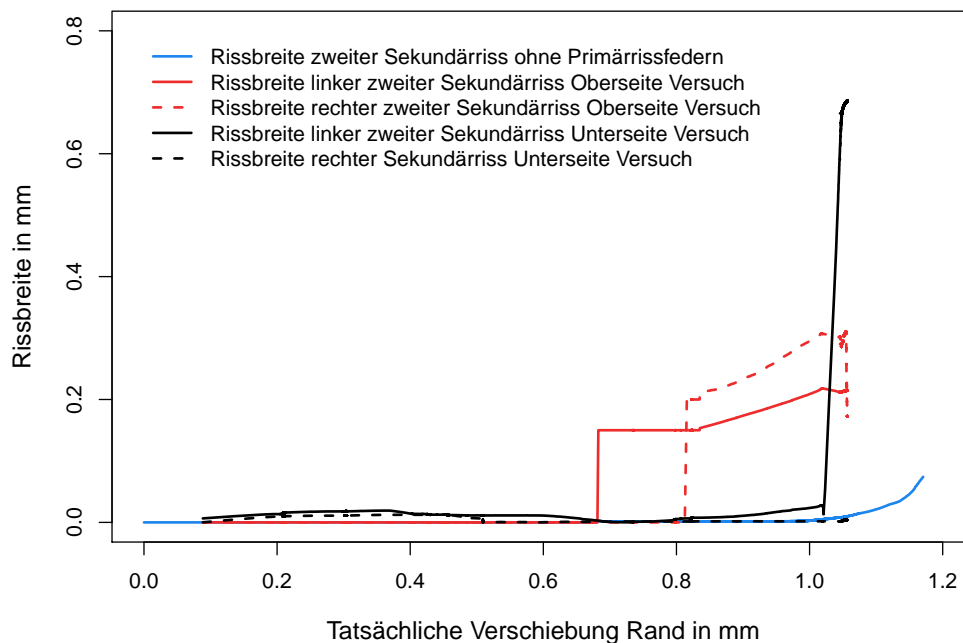


Abb. 4.11: Vergleich Rissbreite zweiter Sekundärriss Versuch und Berechnung

Es konnte anhand der bisherigen Auswertungen von Versuchs- und Berechnungsergebnissen gezeigt werden, dass die globale Steifigkeit des Versuchs vom Berechnungsmodell gut erfasst wird. Im Detail sind aber größere Abweichungen erkennbar, die zum einen auf eine ungewollte Verdrehung im Versuchsaufbau und zum anderen auf Streuungen im Material zurückzuführen sind.

Nachfolgend werden in Abbildung 4.12 einzelne Spannungsverteilungen der Nachrechnung veranschaulicht. Es wird die Spannungsverteilung vor Entstehen des ersten Primärrisses (a), des ersten Sekundärrisses (b), des zweiten Sekundärrisses (c) und beim letzten Berechnungsschritt (d) gezeigt.

Vor dem Primärriss (a) wird die Kraft in den Primärrissfedern übertragen. Die Rissvorgabe führt jedoch zu Spannungsspitzen in Bauteilmitte und am Bauteilrand. Die Spannung ist nicht mehr konstant über den Querschnitt. Die Spannungsspitzen führen dazu, dass der Primärriss bei äquivalenter Fläche früher reißt als bei einem ungestörten Querschnitt. Einzelne Spannungsspitzen im Bereich der Sekundärrisse sind auf die Unstetigkeitsstellen im Berechnungsmodell zurückzuführen.

Nachdem der Primärriss über die ganze Bauteilhöhe gerissen ist, wird die Verformungseinwirkung weiter gesteigert. Die Darstellung (b) in Abbildung 4.12 zeigt die Spannungsverteilung vor Entstehen des ersten Sekundärrisses. Es entstehen um den ersten Sekundärriss auf Höhe der Bewehrung Spannungen in Höhe der Zugfestigkeit. Beim Primärriss an der Stelle der Bewehrung ist eine Spannungskonzentration zu erkennen. Im Abstand zum Primärriss wird die Stahlkraft in den Beton eingeleitet und breitet sich in etwa im Winkel von 45° aus. In Bauteilmitte am Primärriss können keine Zugspannungen mehr übertragen werden. Es entstehen hier sogar Druckspannungen. Diese Beobachtung deckt sich mit den Ausführungen in Abschnitt 2.2.3.

Darstellung (c) in Abbildung 4.12 zeigt die Spannungsverteilung kurz vor Entstehen des zweiten Sekundärrisses. Nachdem der erste Sekundärriss entstanden ist, beträgt die Betonzugspannung an Primär- und erstem Sekundärriss 0 N/mm^2 . Zwischen Primär- und erstem Sekundärriss kann jedoch eine Zugspannung im Beton aufgebaut werden. Kurz vor dem zweiten Sekundärriss ist der erste Sekundärriss bereits ganz geöffnet. Vom ersten zum zweiten Sekundärriss hin kann wieder Zugspannung in den Beton eingeleitet werden und die Zugfestigkeit wird überschritten. Es kann jedoch gezeigt werden, dass sich die Lastausbreitung nach dem ersten Sekundärriss von der nach dem Primärriss unterscheidet. Die Stahlkraft kann nicht mehr zentrisch in den Beton eingeleitet werden.

Im letzten Berechnungsschritt (d) in Abbildung 4.12 ist der zweite Sekundärriss nur bis zu dem Punkt mit der Spannungskonzentration von $3,69 \text{ N/mm}^2$ und somit noch nicht ganz geöffnet. Die Einleitung der Stahlkraft nach dem zweiten Sekundärriss erfolgt noch diffuser als nach dem ersten Sekundärriss. Daher wird die Zugfestigkeit nicht mehr überschritten und es kann kein weiterer Sekundärriss erzeugt werden. Die Druckspannung in Bauteilmitte beim Primärriss steigt trotz größerer aufgebrachtter Verschiebung. Das weist auf eine Verdrehung der Fläche zwischen Primär- und erstem Sekundärriss und der Fläche zwischen erstem und zweitem Sekundärriss hin. Das ist auch in der Spannungsverteilung in der Fläche zwischen erstem und zweitem Sekundärriss zu erkennen. Am ersten Sekundärriss entstehen teilweise Druckspannungen beziehungsweise geringe Zugspannungen und am zweiten Sekundärriss entstehen erhöhte Zugspannungen.

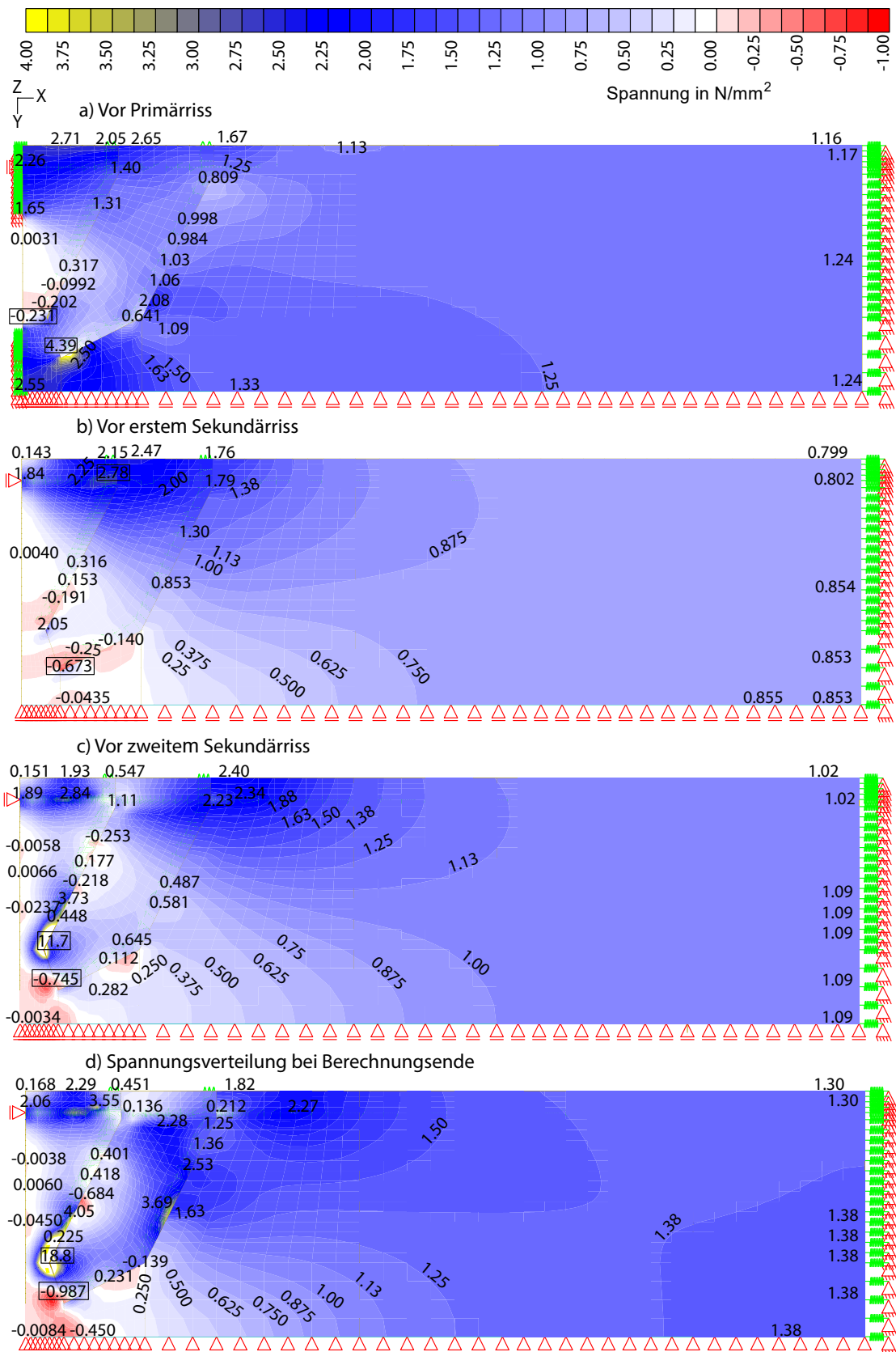


Abb. 4.12: Spannungsverteilung im Berechnungsmodell

5 Parameterstudie

Um den Einfluss der einzelnen Faktoren im Berechnungsmodell zu bestimmen, werden die Verbundsteifigkeit, die Schubübertragung im Riss, die Dübelwirkung und die Bruchenergie analysiert. Außerdem hat sich gezeigt, dass die nichtlineare Berechnung mit dem vorliegenden Modell Lösungsschwierigkeiten im Bereich des Primärrisses aufweist. Um das Gleichungssystem zu vereinfachen und ein stabileres System zu bekommen, wurde eine kombinierte Lösung aus einer Simulation mit und ohne Primärrissfedern verfolgt. Der Einfluss der expliziten Berücksichtigung des Primärrisses und der Einfluss der Rissvorgabe im Vergleich zu der Berechnung ohne Primärrissfedern wird ebenfalls detailliert dargestellt.

5.1 Einfluss der expliziten Berücksichtigung des Primärrisses

Bei der Berechnung mit Primärrissfedern sind drei nichtlineare Federarbeitslinien in Längsrichtung hintereinander angeordnet. Das führt nach Entstehen des Primärrisses bei Entstehen der Sekundärrisse dazu, dass für das Gleichungssystem mit der Finite Elemente Methode keine akzeptable Lösung mehr gefunden werden kann, da zu hohe Restkräfte entstehen. Der Primärriss entsteht überdies von einem Berechnungsschritt zum nächsten. Der Steifigkeitsabfall im Bauteil bewirkt, dass durch die Rahmenfedern im Verhältnis sehr viel steifer sind als das Bauteil und sich das Bauteil daher in Längsrichtung weiter verformt. Die Verformung ist dabei so groß, dass der kräfteübertragende Nachrissbereich überschritten werden. Die nicht linearen Federarbeitslinien werden bei der Lösung des Gleichungssystems berücksichtigt, obwohl die Primärrissfedern bereits ganz durchgerissen sind und keine Kräfte übertragen können. Bei Entstehen der Sekundärrisse wird dennoch die Lösbarkeit des Gleichungssystem des Berechnungsmodells beeinflusst.

Diese Annahmen wurden durch eine Berechnung jeweils einmal mit und einmal ohne Primärrissfedern und den Vergleich der Ergebnisse überprüft. Im Kraft-Verschiebungs-Diagramm (siehe Abbildung 5.1) wird der Angleich der beiden Kurven nach Entstehen des Primärrisses ersichtlich.

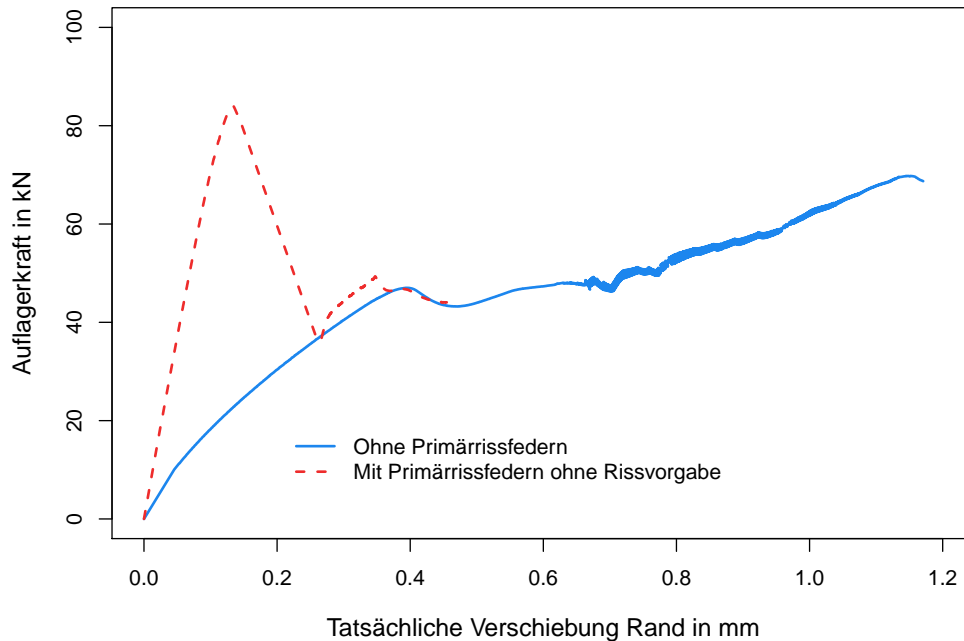


Abb. 5.1: Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei expliziter Berücksichtigung des Primärrisses

Bei der Darstellung mit Primärrissfedern entspricht der steile Anstieg der elastischen Dehnung des ungerissenen Betonbauteils. Nach Entstehen des Risses fällt die Kraft genau auf den Wert einer Simulation ohne Primärrissfedern ab und nähert sich der Kraft-Verformungs-Kurve ohne Primärrissfedern an.

Abbildung 5.2 zeigt die Entwicklung der Primärrissbreiten in beiden Modellen. Vor Entstehen des Primärrisses bewirken die Primärrissfedern, dass die Rissbreite des Primärrisses null ist. Demgegenüber kann sich der Primärriss bei Berechnung ohne Primärrissfedern bereits öffnen. Direkt nach Entstehen des Primärrisses treffen sich die beiden Kurven. Im weiteren Verlauf ist allerdings eine geringe Unterschreitung der Rissbreite bei der Berechnung mit Primärrissfedern zu erkennen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass im Berechnungsmodell mit Primärrissfedern keine eindeutige Lösung mehr gefunden werden kann.

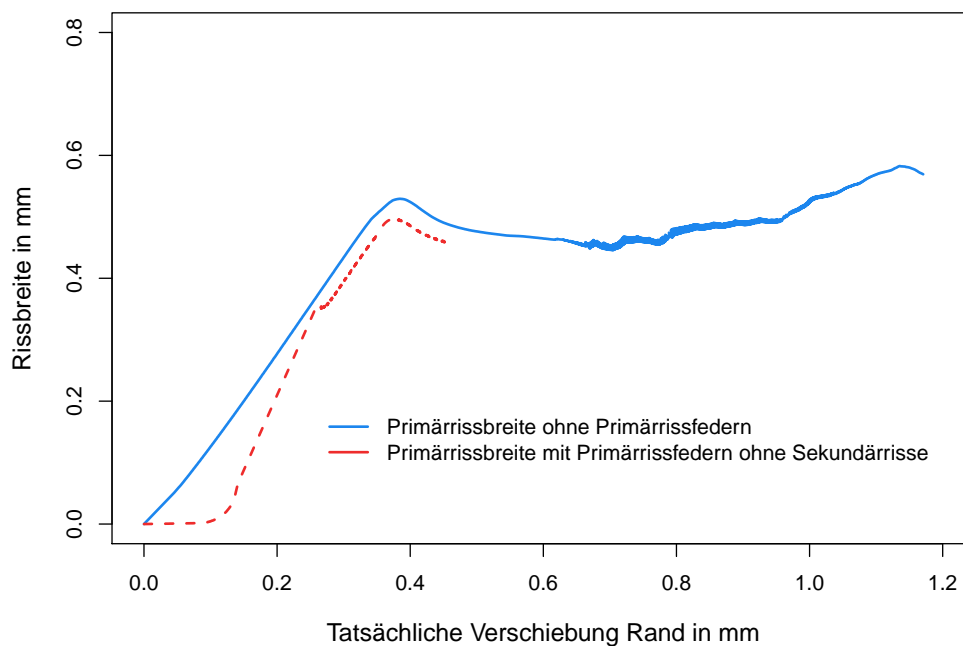


Abb. 5.2: Rissbreite Primärriss bei expliziter Berücksichtigung des Primärrisses

5.2 Einfluss der Rissvorgabe

Im Versuch musste sichergestellt werden, dass der Primärriss an der gewünschten Stelle entsteht. Zu diesem Zweck wurden Stahlbleche zur Querschnittschwächung in das Bauteil eingelegt. Für die Validierung des Versuchs wurden im Berechnungsmodell an der Stelle der Rissvorgabe keine Primärrissfedern erstellt. Wie erwähnt, haben die Berechnungsmodelle mit Primärrissfedern im weiteren Verlauf Lösungsschwierigkeiten aufgrund der hohen Restkräfte. Dieses Problem besteht bei der Berechnung mit den Primärrissfedern über die gesamte Bauteilhöhe sowie bei der Berechnung mit den Primärrissfedern entsprechend der Rissvorgabe. Dennoch können die Ergebnisse bis zum ersten Sekundärriss für einen Vergleich herangezogen werden.

Durch die Querschnittschwächung entsteht der Primärriss wesentlich früher als bei ungestörtem Querschnitt (siehe Abbildung 5.3). Bis zum Riss verläuft der Anstieg in der Kraft-Verschiebungs-Kurve allerdings nahezu ident, nur der Knick erfolgt früher bei geringerer Kraft. Nach Rissbildung ist der Steifigkeitsabfall in beiden Fällen annähernd

gleich, weshalb der Kraftabfall nahezu parallel verläuft. Nach Entstehen des Primärrisses fällt die Kraft-Verformungs-Kurve bei der Berechnung mit Rissvorgabe auf ein geringeres Niveau als bei der Berechnung mit ungestörtem Querschnitt. Dies ist allerdings nur darauf zurückzuführen, dass das Gleichgewicht in beiden Fällen bei unterschiedlichen Verschiebungen gefunden wird. Wie bei der Berechnung mit Primärrissfedern über die gesamte Querschnittshöhe fällt auch die Berechnung nach dem Primärriss auf die Kraft der Kurve ohne Primärrissfedern ab und pendelt sich bei diesem ein.

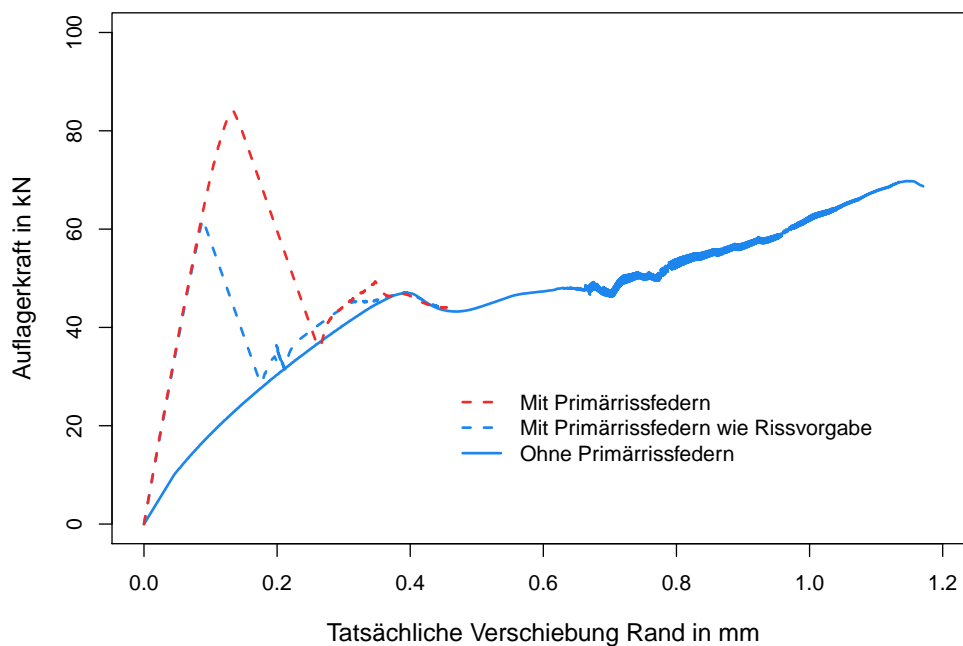


Abb. 5.3: Kraft-Verschiebungs-Diagramm mit Rissvorgabe

Diese Beobachtung wird auch durch die Darstellung der Primärrissbreiten bestätigt (Abbildung 5.4). Der Primärriss mit der Rissvorgabe entsteht früher als beim vollem Querschnitt. Die Primärrissbreite mit Rissvorgabe gleicht sich nach dem Riss dem Graphen ohne Primärrissfedern an.

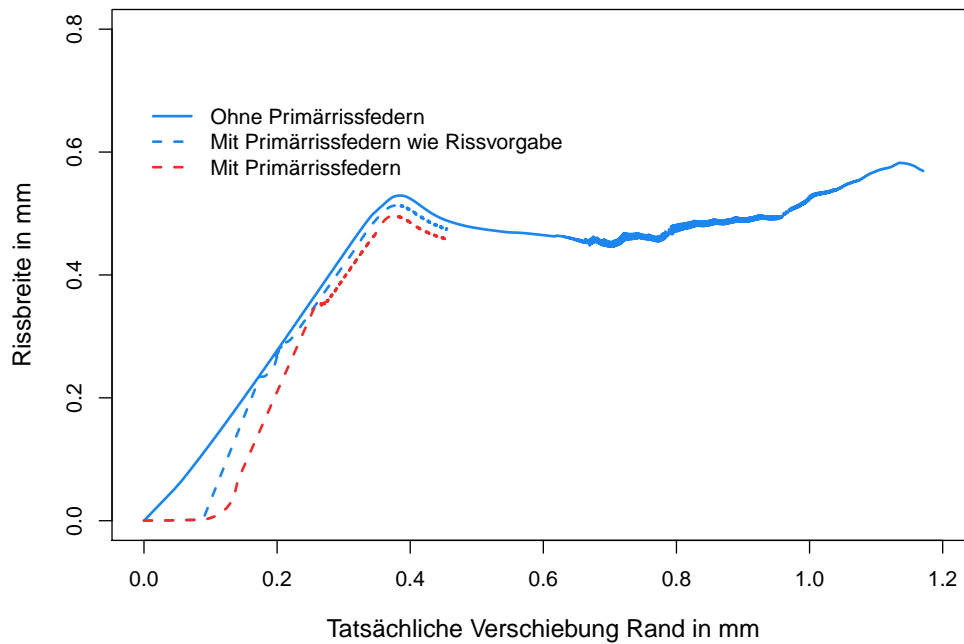


Abb. 5.4: Rissbreite Primärriss mit Rissvorgabe

5.3 Einfluss der Verbundsteifigkeit

Um den Einfluss der Verbundsteifigkeit auf die Rissbreiten und den Kraft-Verschiebungs-Verlauf zu ermitteln und die Angaben zur Verbundsteifigkeit aus der Literatur zu überprüfen, wurden Berechnungen mit der doppelten und der halben Kraftübertragung in der Arbeitslinie der Verbundfedern vorgenommen.

In Abbildung 5.5 sind die Ergebnisse der Berechnungen mit Rissvorgabe in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm dargestellt. Der Kraftanstieg und der Abfall nach Entstehen des Primärrisses verläuft bei den drei Varianten gleich. Nach dem Abfall durch den Primärriss kann jedoch bei der doppelten Verbundsteifigkeit eine höhere Kraft übertragen werden, während bei der halben Verbundsteifigkeit die übertragbare Kraft niedriger ausfällt. Die Schwankungen in den Kurven resultieren daraus, dass bei der Berechnung keine stabile Lösung gefunden werden konnte. Nach dem Primärriss verlaufen die Graphen parallel. Mit der doppelten Verbundsteifigkeit konnte mehr Kraft bei der gleichen Verschiebung übertragen werden, bei der halben Verbundsteifigkeit weniger. Bei der doppelten Verbundsteifigkeit ist bereits der Abfall der Kraft durch Entstehen des ersten Sekundärrisses zu erkennen. Für die Fortführung der Kraft-Verschiebungs-Kurve werden in Abbildung 5.6 die Ergebnisse der Berechnungen ohne Primärrissfedern gezeigt. Bei der halben Verbundsteifigkeit können keine Sekundärrisse entstehen. In der Kraft-Verschiebungs-Kurve ist das am fehlenden Lastabfall bei Entstehen eines Sekundärrisses zu erkennen. Bei der doppelten Verbundsteifigkeit können die Sekundärrisse durch die höhere Kraftübertragung bereits früher entstehen.

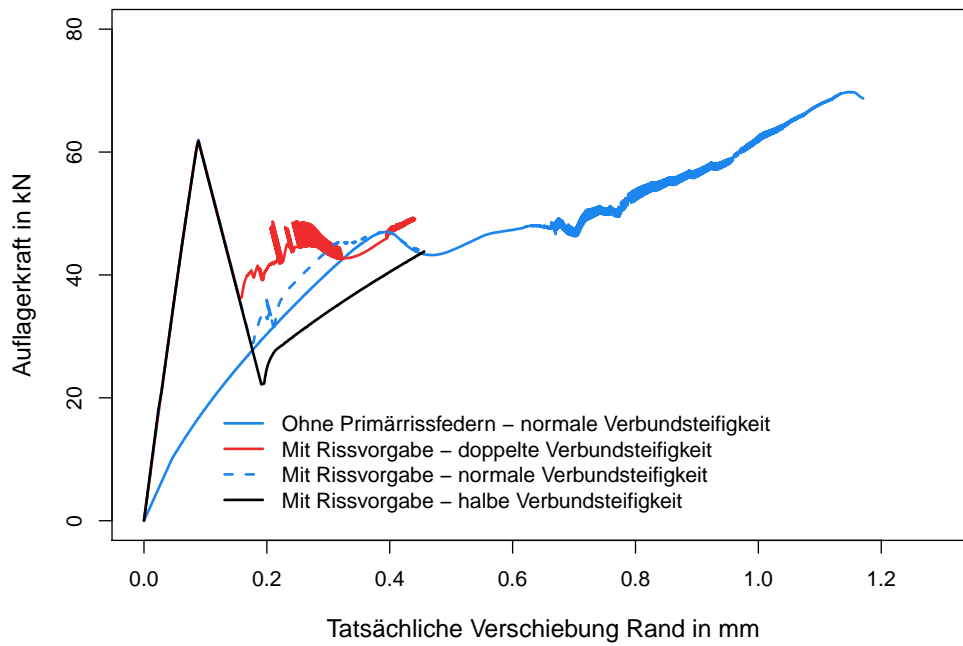


Abb. 5.5: Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei Einfluss der Verbundsteifigkeit mit Rissvorgabe

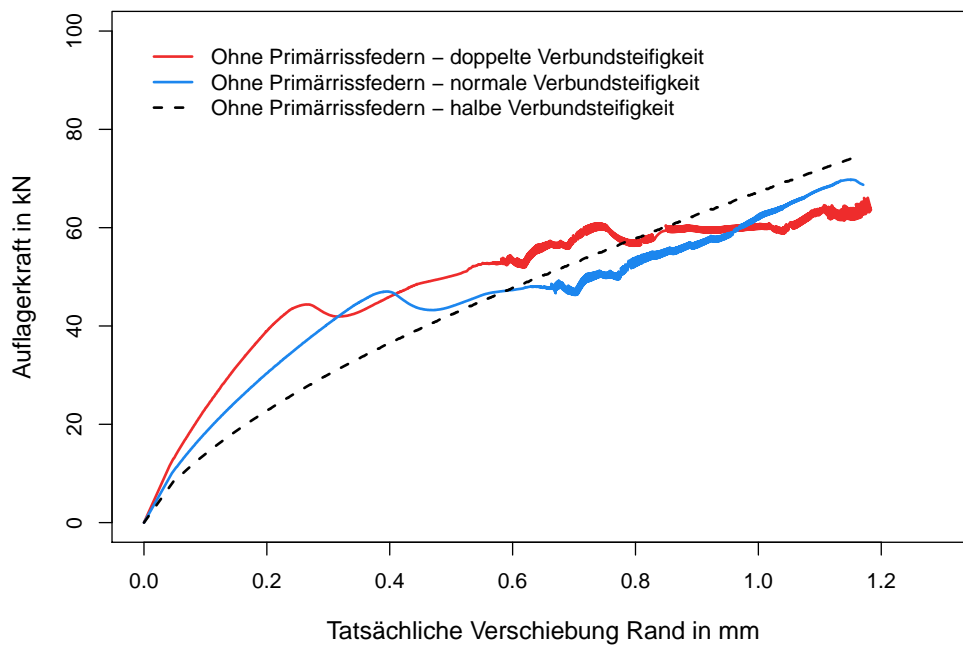


Abb. 5.6: Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei Einfluss der Verbundsteifigkeit ohne Primärrissfedern

Das frühere Entstehen der Sekundärrisse bei doppelter Verbundsteifigkeit ist auch in der Primärrissbreite in Abbildung 5.7 zu erkennen. Bei der doppelten Verbundsteifigkeit stabilisiert sich der Primärriss bereits früher und bei einer geringeren Rissbreite als bei normaler Verbundsteifigkeit. Und bei halber Verbundsteifigkeit ist noch kein Stabilisieren der Primärrissbreite zu sehen, da noch keine Sekundärrisse erzeugt wurden.

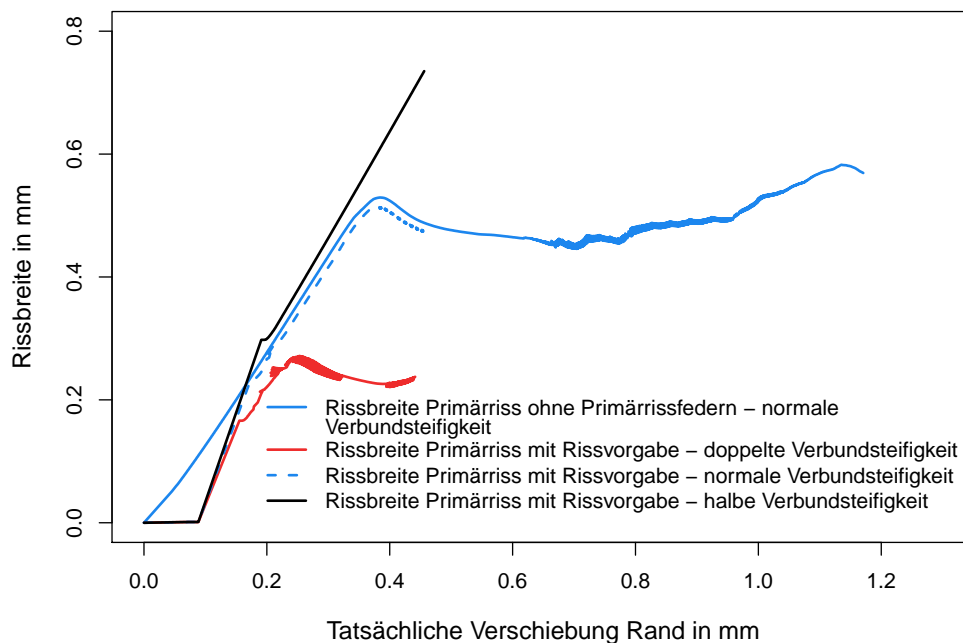


Abb. 5.7: Rissbreite Primärriss bei Einfluss der Verbundsteifigkeit mit Rissvorgabe

Bei der Berechnung ohne Primärrissfedern in Abbildung 5.8 zeigt sich ein ähnliches Verhalten. Allgemein bestätigt dies, dass die Berechnungen auch für unterschiedliche Verbundsteifigkeiten ineinander überführbar sind. Bei halber Verbundsteifigkeit werden auch hier keine Sekundärrisse erzeugt, sodass bei steigender Verformungseinwirkung nur die Rissbreite des Primärrisses größer wird. Der Anstieg der Primärrissbreite mit normaler und doppelter Verbundsteifigkeit weicht bereits ab, bevor der erste Sekundärriss entsteht. Da der erste Sekundärriss bei der doppelten Verbundsteifigkeit bereits früher entsteht, stabilisiert sich die Rissbreite des Primärrisses früher und bleibt insgesamt kleiner.

In Abbildung 5.9 werden die Rissbreiten des ersten Sekundärrisses gezeigt. Dabei wird die Aussage bestätigt, dass bei der halben Verbundsteifigkeit kein erster Sekundärriss entsteht. Hingegen beginnt die Rissöffnung des ersten Sekundärrisses bei doppelter Verbundsteifigkeit früher als bei normaler Verbundsteifigkeit. Da bei doppelter Verbundsteifigkeit aber auch ein früheres Entstehen des zweiten Sekundärrisses zu beobachten ist, stabilisiert sich die Rissbreite des ersten Sekundärrisses früher und bleibt insgesamt geringer als bei normaler Verbundsteifigkeit.

Weiters zeigt Abbildung 5.10, dass der zweite Sekundärriss bei doppelter Verbundsteifigkeit früher entsteht und viel größer wird als bei normaler Verbundsteifigkeit. Bei halber Verbundsteifigkeit wird auch der zweite Sekundärriss nicht erzeugt.

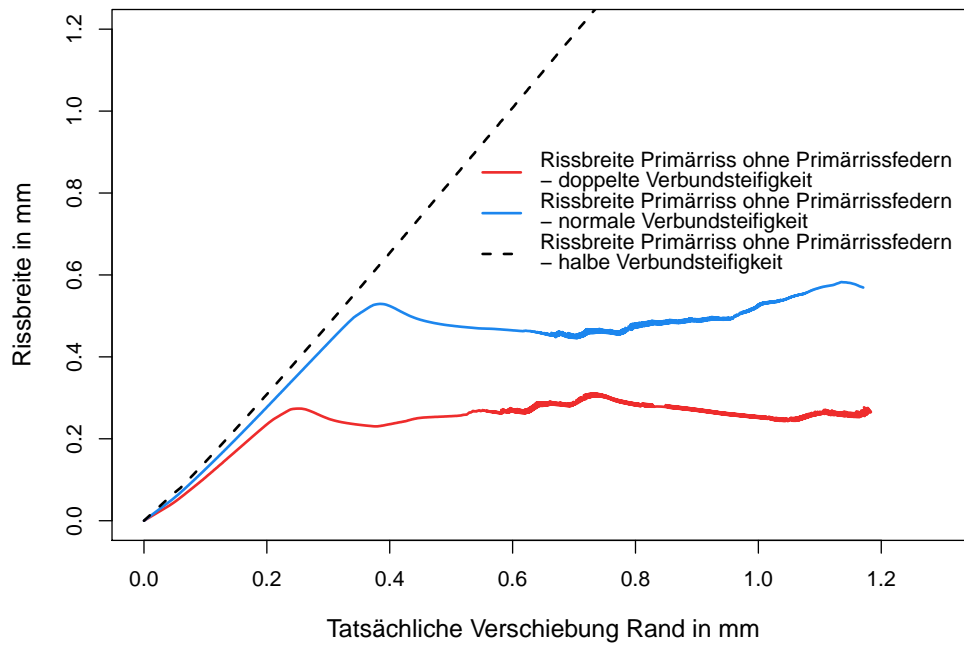


Abb. 5.8: Rissbreite Primärriss bei Einfluss der Verbundsteifigkeit ohne Primärrissfedern

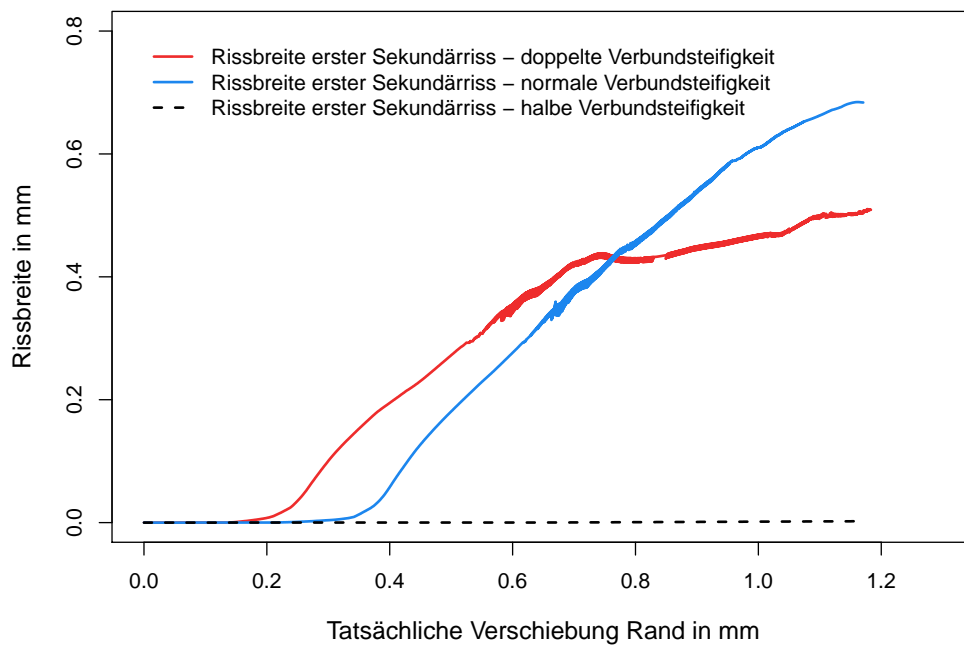


Abb. 5.9: Rissbreite erster Sekundärriss bei Einfluss der Verbundsteifigkeit

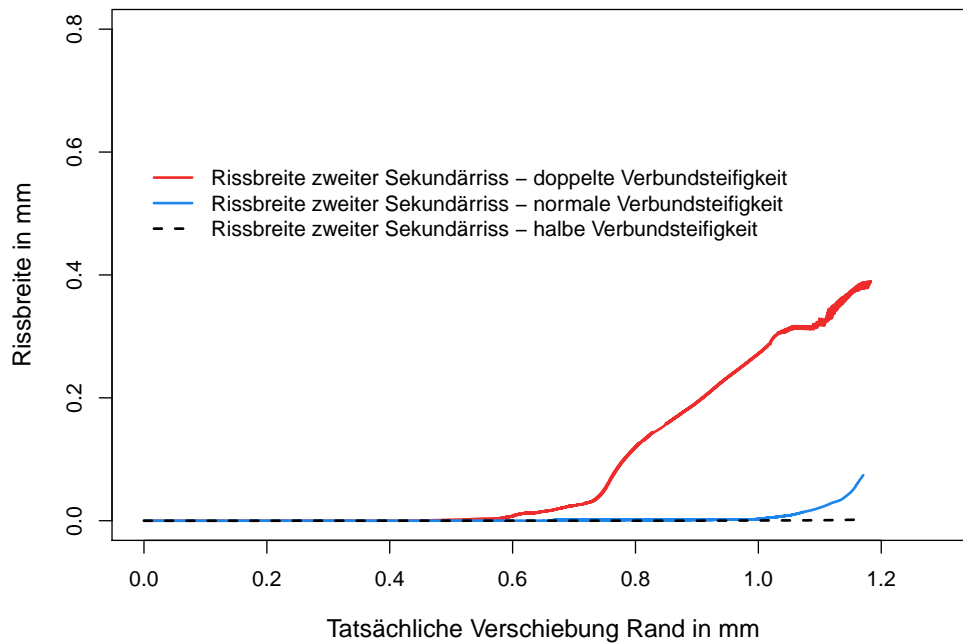


Abb. 5.10: Rissbreite zweiter Sekundärriss bei Einfluss der Verbundsteifigkeit

5.4 Einfluss der Schubübertragung im Riss

In diesem Abschnitt wird die angenommene Schubübertragung im Riss auf Plausibilität überprüft. Dazu wird eine Berechnung ohne Schubübertragung im Riss durchgeführt. Dieser Vergleich wird für Berechnungen mit der doppelten Verbundsteifigkeit durchgeführt, da hier der Einfluss am größten ist (hier sind die größten Verzerrungen bei geringeren Rissbreiten zu erwarten). Die Annahmen für Berechnungen mit der normalen und der halben Verbundsteifigkeit liegen somit auf der sicheren Seite.

In Abbildung 5.11 wird das Kraft-Verschiebungs-Diagramm für die Berechnung mit der modifizierten und ohne Schubübertragung im Riss gezeigt. Selbst im ungünstigen Szenario liegen die Graphen fast übereinander. Mit anderen Worten kann gesagt werden, dass der Einfluss der modifizierten Schubübertragung auf die Kraft-Verschiebungs-Kurve gering ist. Auch im Verlauf der Rissbreiten des Primärrisses (siehe Abbildung 5.12), des ersten Sekundärrisses (siehe Abbildung 5.13) und des zweiten Sekundärrisses (siehe Abbildung 5.14) zeigt sich ein geringer Einfluss für die Berechnung mit der modifizierten und ohne Schubübertragung.

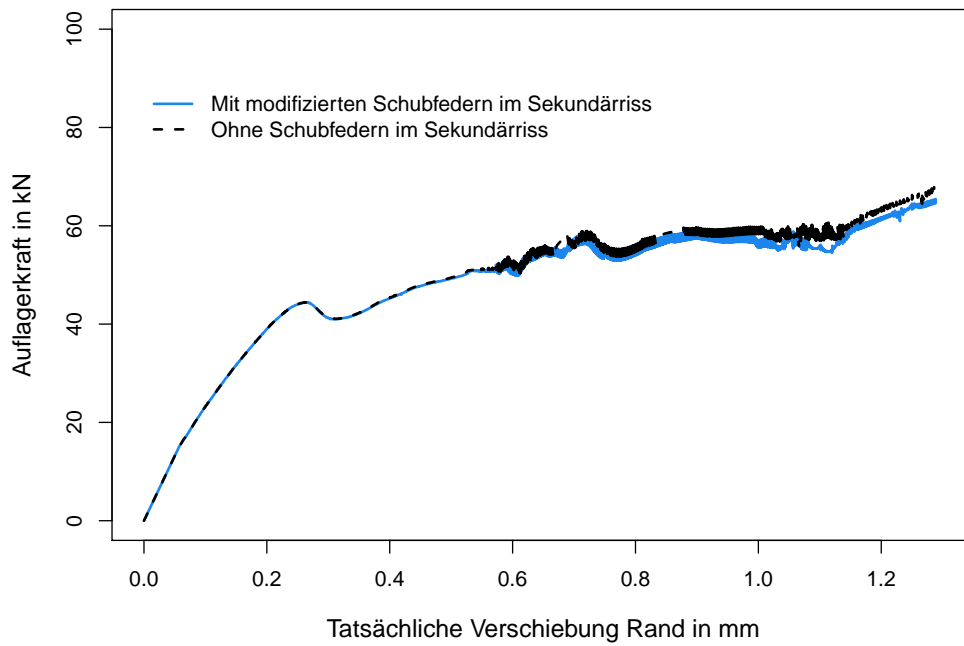


Abb. 5.11: Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei Einfluss der Schubübertragung im Riss ohne Primärrissfedern

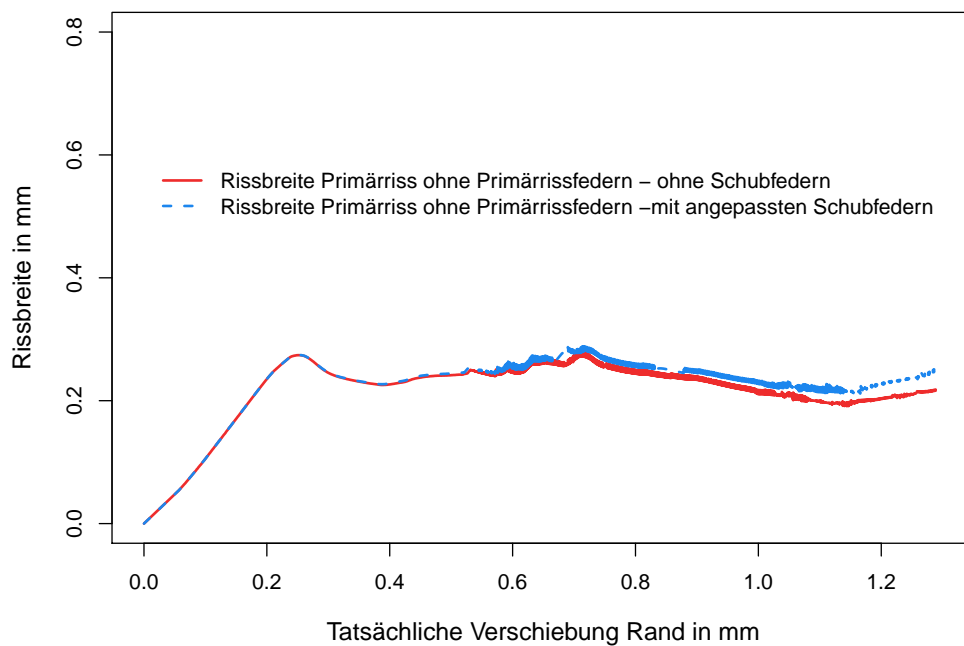


Abb. 5.12: Rissbreite Primärriss bei Einfluss der Schubübertragung im Riss ohne Primärrissfedern

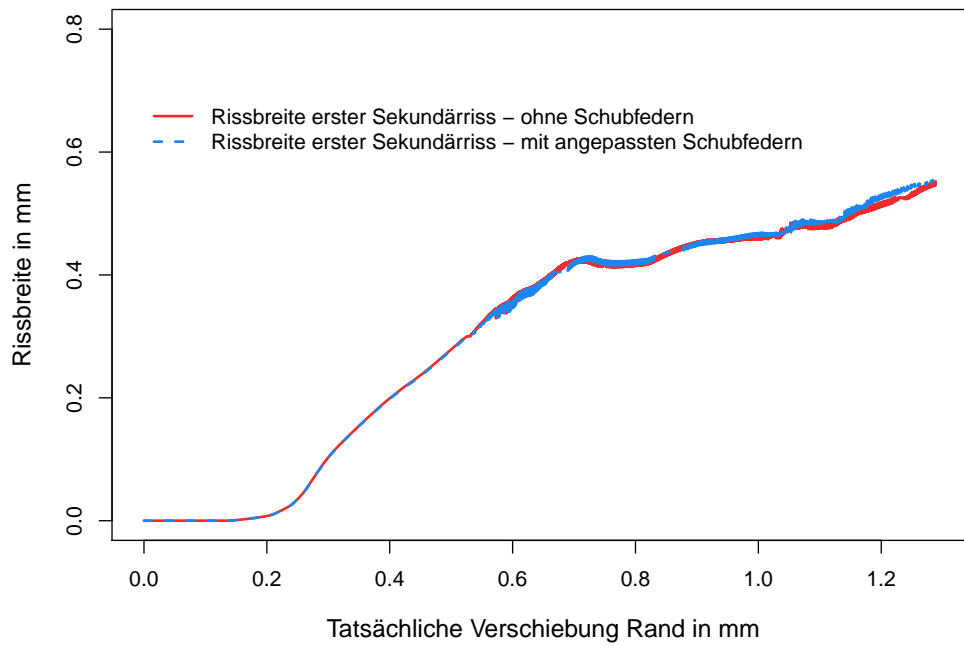


Abb. 5.13: Rissbreite erster Sekundärriss bei Einfluss der Schubübertragung im Riss

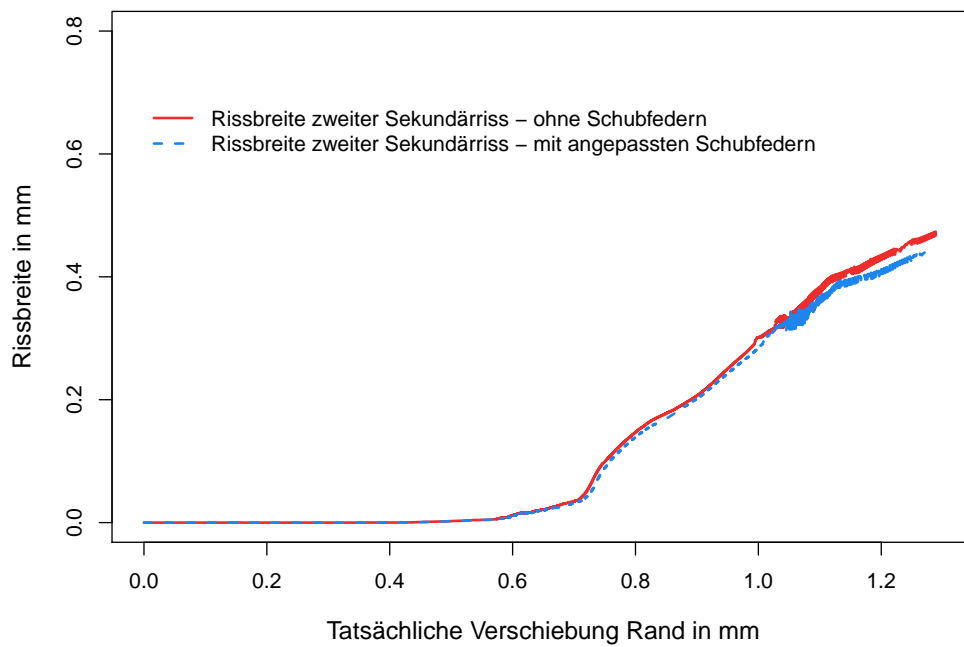


Abb. 5.14: Rissbreite zweiter Sekundärriss bei Einfluss der Schubübertragung im Riss

Um nicht weitere nichtlineare Elemente in das Berechnungsmodell zu integrieren, wurden geeignete Schubsteifigkeiten für den oberen und unteren sowie ersten und zweiten Sekundärriss gewählt. Dazu wird bei der Berechnung ohne Querfedern aus Verzerrung und Rissbreite die Schubspannung, die am Element nach Formel 2.6 sein sollte, über die Verzerrung aufgetragen. Der gewählte Schubmodul wird so gewählt, dass der möglichst kleinste Fehler auftritt. Zur Überprüfung wurde die Berechnung mit den modifizierten Querfedern gleich wie die Berechnung ohne Querfedern ausgewertet. Es zeigt sich für die modifizierten Querfedern im ersten Sekundärriss in Abbildung 5.15 nur eine geringe Abweichung. Dadurch kann die gewählte Schubsteifigkeit als hinreichend genau angesehen werden.

Im unteren ersten Sekundärriss werden zwei Punkte ausgewertet. In Abbildung 5.16 ergeben vor allem bei kleinen Verzerrungen nach Formel 2.6 Schubspannungen bis zu 5 N/mm^2 . Da das vor allem auf die kleinen Verzerrungen zurückzuführen ist, wurden diese Datenpunkte weniger gewichtet. Bei den großen Verzerrungen kann keine Schubspannung mehr übertragen werden, daher wird in diesem Bereich eine Schubsteifigkeit von 0 N/mm^2 gewählt.

Das Schubspannungs-Verzerrungs-Diagramm für den oberen zweiten Sekundärriss wird in Abbildung 5.17 gezeigt. Es kann eine relativ steifer Schubsteifigkeit gewählt werden, der auch für die angepasste Schubsteifigkeit geeignet ist.

Für den unteren zweiten Sekundärriss werden in Abbildung 5.18 zwei Punkte ausgewertet, da sich der Verlauf des Sekundärrisses ändert. Bei kleinen Verzerrungen entstehen durch die geringe Rissbreite nach Formel 2.6 große Schubspannungen. Die gewählte Schubsteifigkeit ist auch für die angepassten Querfedern durch den ähnlichen Verlauf geeignet.

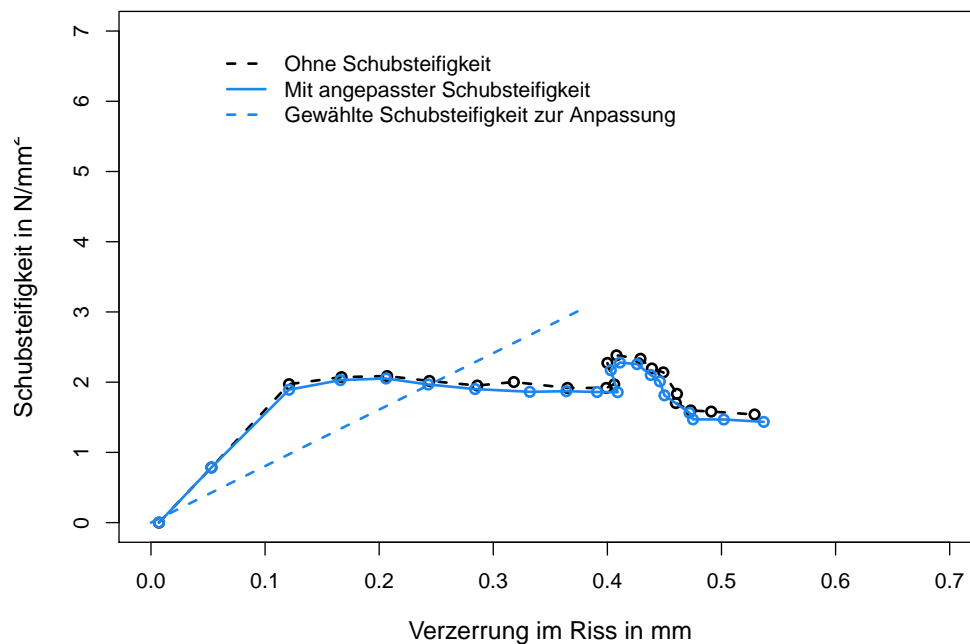


Abb. 5.15: Schubspannungs-Verzerrungs-Diagramm im ersten Sekundärriss im oberen Bereich

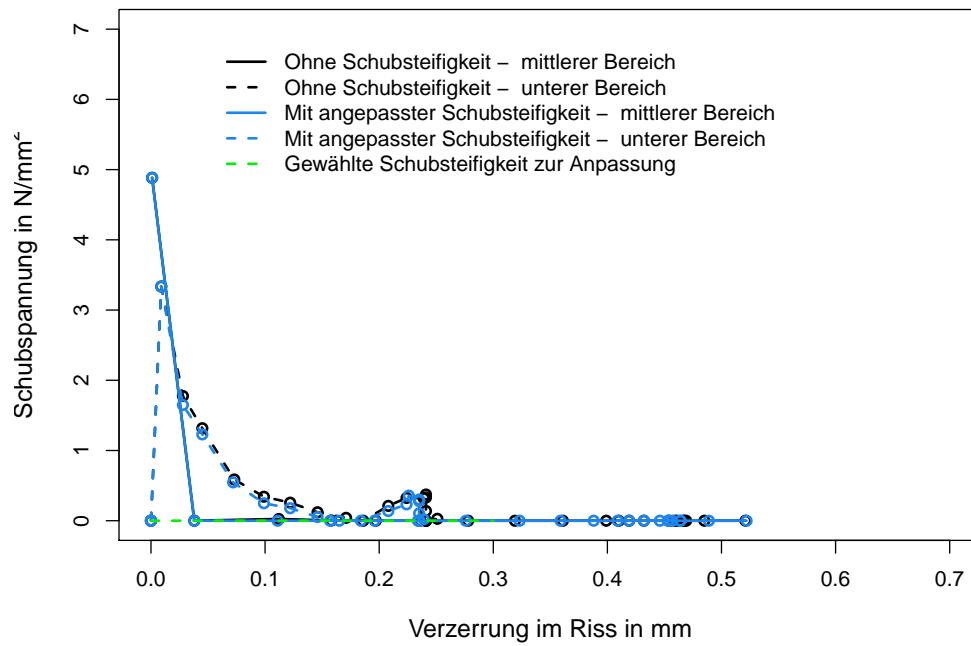


Abb. 5.16: Schubspannungs-Verzerrungs-Diagramm im ersten Sekundärriss im unteren Bereich

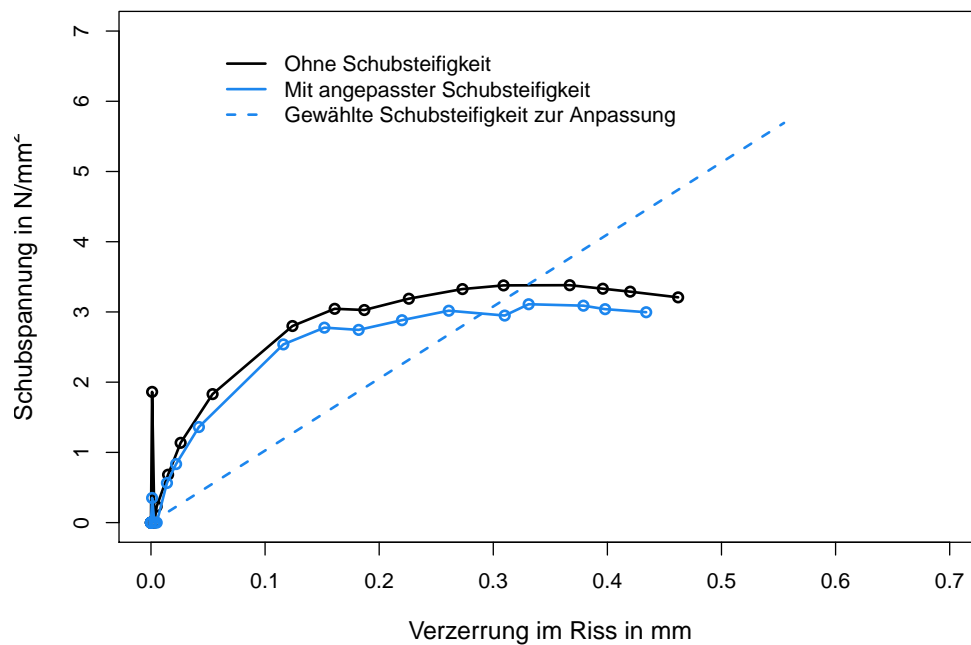


Abb. 5.17: Schubspannungs-Verzerrungs-Diagramm im zweiten Sekundärriss im oberen Bereich

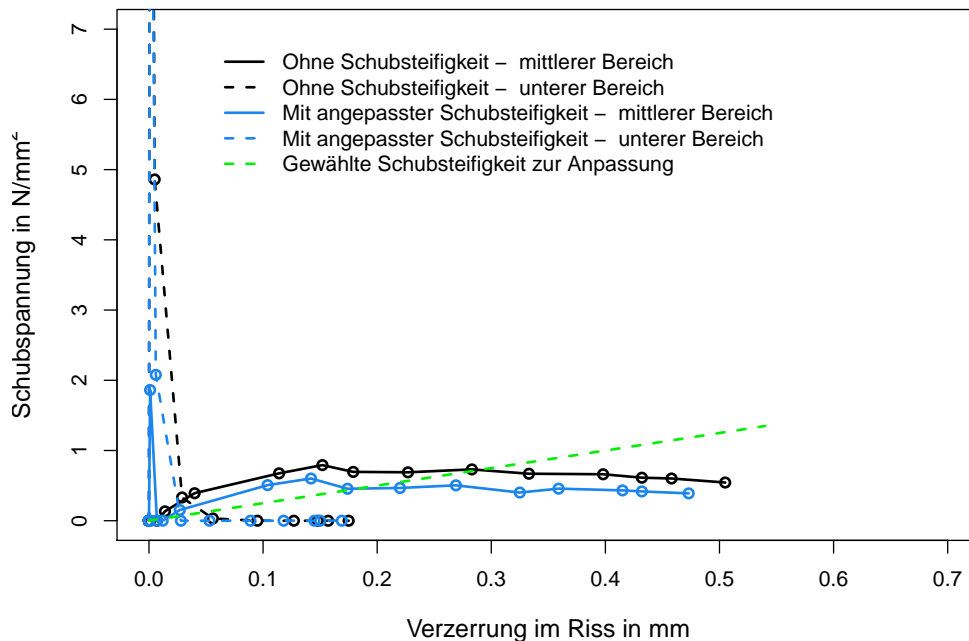


Abb. 5.18: Schubspannungs-Verzerrungs-Diagramm im zweiten Sekundärriss im unteren Bereich

5.5 Einfluss der Dübelwirkung

Wie bereits bei der Analyse der Schubübertragung im Riss sichtbar wurde, treten im Bereich der Risse bei der Bewehrung Verzerrungen auf. Das verursacht bei der Bewehrung eine Biegebeanspruchung. Daher wird der Einfluss der Dübelwirkung im Berechnungsmodell geprüft. Im Detail wurde die Kopplung der Bewehrung in Querrichtung aufgehoben, sodass sich der Bewehrungsstab in Querrichtung relativ zum Beton bewegen kann.

Im Kraft-Verschiebungs-Diagramm in Abbildung 5.19 ist zu erkennen, dass bis zum Entstehen des ersten Sekundärrisses die Graphen mit und ohne Dübelwirkung gleich verlaufen. Der zweite Sekundärriss entsteht durch die Dübelwirkung etwas später, was zu einer höher übertragbaren Kraft am Ende der Berechnung führt.

In Abbildung 5.20 wird die Primärrissbreite unter Einfluss der Dübelwirkung gezeigt. Auf die Primärrissbreite hat die Dübelwirkung erst bei großen Verschiebungen Einfluss. Da der zweite Sekundärriss erst später entsteht, wird die Rissbreite des Primärrisses größer.

Bei der Darstellung der Rissbreite des ersten Sekundärrisses in Abbildung 5.21 wird ersichtlich, dass die Rissbreite des ersten Sekundärrisses mit Dübelwirkung ähnlich der ohne Dübelwirkung verläuft. Da der zweite Sekundärriss mit Dübelwirkung später entsteht, wird die Rissbreite des ersten Sekundärrisses in diesem Bereich mit Dübelwirkung größer als ohne Dübelwirkung.

In Abbildung 5.22 wird die Rissbreite des zweiten Sekundärrisses dargestellt. Aufgrund des früheren Entstehens des zweiten Sekundärrisses, ist die Rissbreite des zweiten Sekundärrisses ohne Dübelwirkung größer als ohne Dübelwirkung.

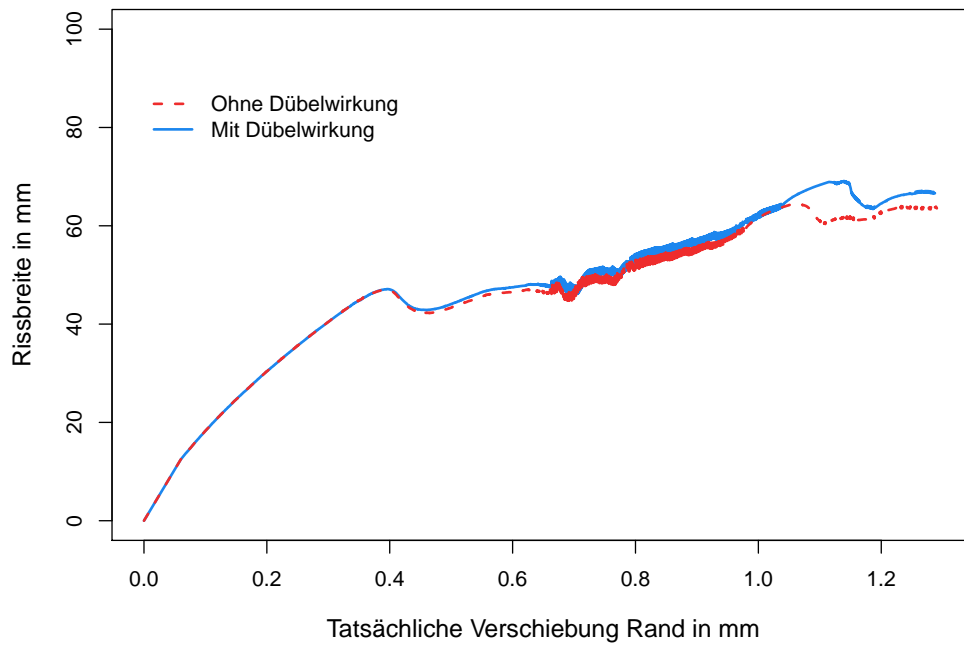


Abb. 5.19: Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei Einfluss der Dübelwirkung ohne Primärrissfedern

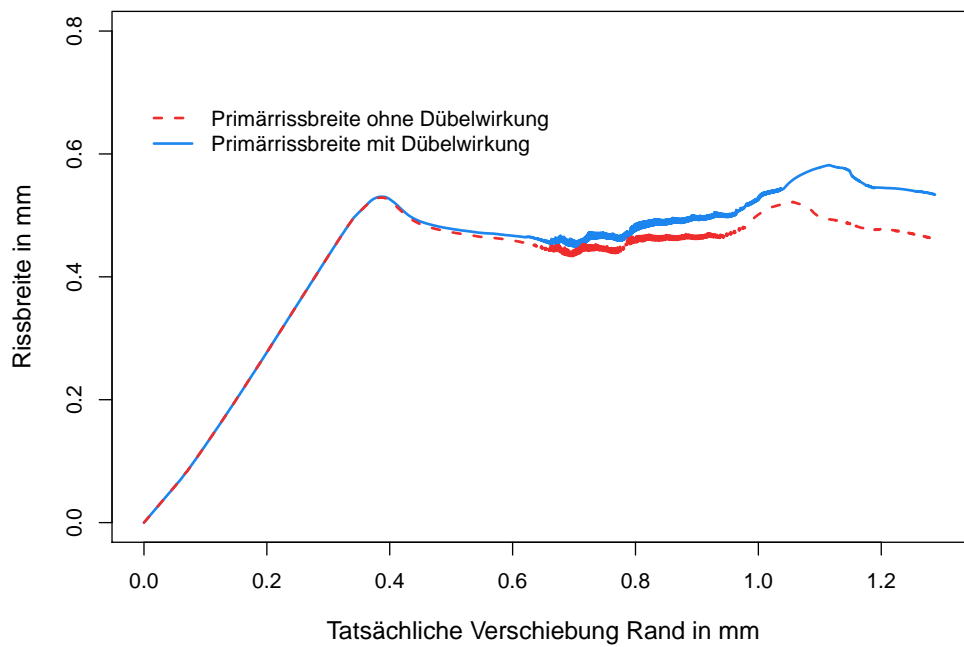


Abb. 5.20: Rissbreite Primärriss bei Einfluss der Dübelwirkung im Riss ohne Primärrissfedern

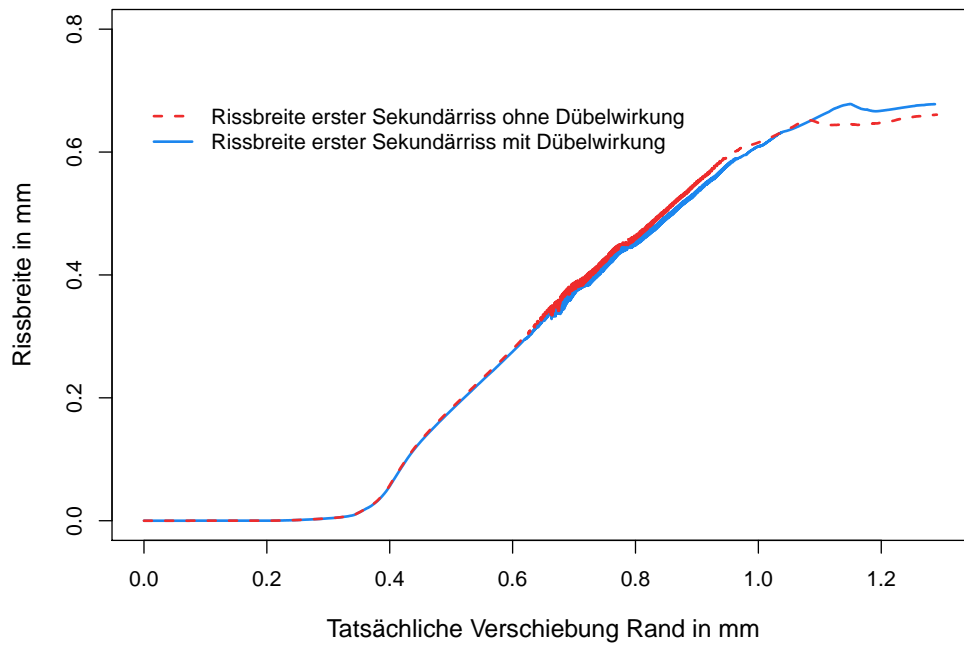


Abb. 5.21: Rissbreite erster Sekundärriss bei Einfluss der Dübelwirkung im Riss

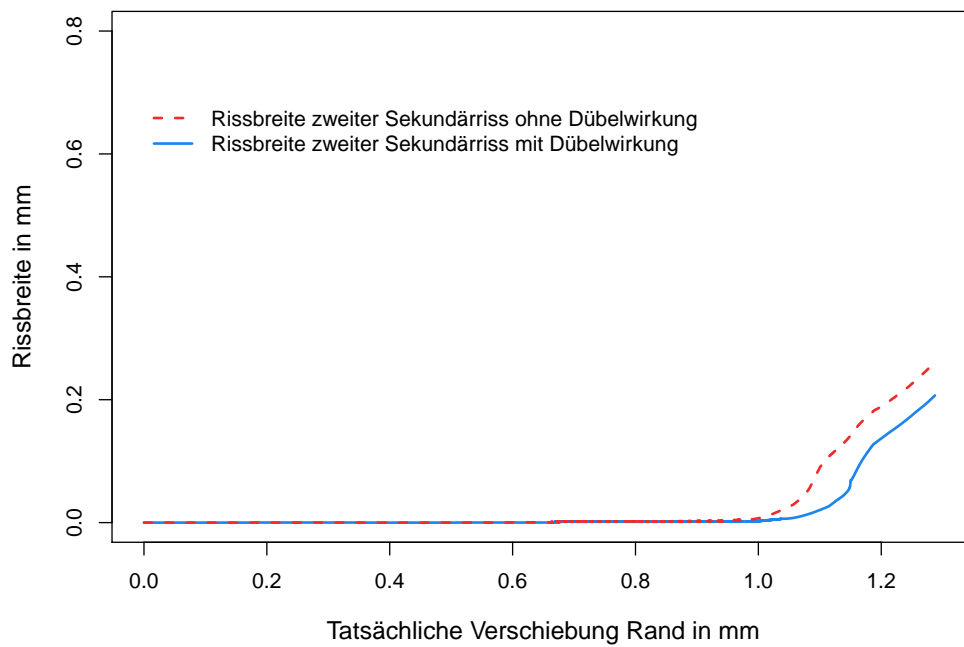


Abb. 5.22: Rissbreite zweiter Sekundärriss bei Einfluss der Dübelwirkung im Riss

5.6 Einfluss der Bruchenergie

Um den hohen Wert der Zugbruchenergie aus dem Model Code (fib, 2013) zu bestätigen, wird eine Berechnung mit der halben Zugbruchenergie durchgeführt.

Mit Blick auf die Kraft-Verschiebungs-Kurve in Abbildung 5.23 zeigt die Berechnung mit halber Bruchenergie bis zur Entstehung des Sekundärrisses noch keine wesentlichen Unterschiede. Allerdings entsteht der Sekundärriss früher (bei ca. 0,27 mm Verschiebung) und dann weicht das Verhalten ab.

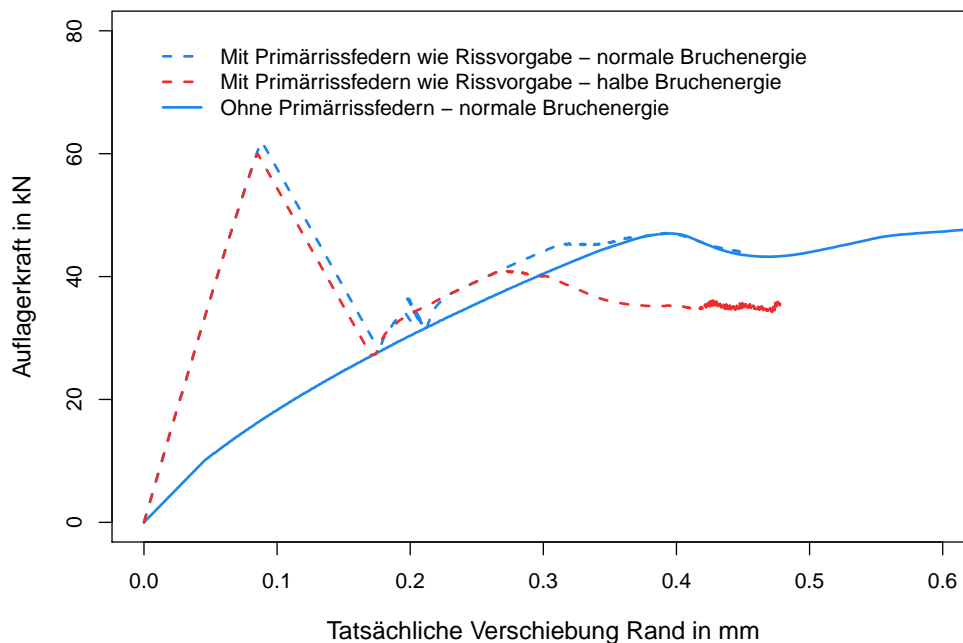


Abb. 5.23: Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei Einfluss der Bruchenergie mit Primärrissfedern wie Rissvorgabe

Dieses Verhalten kann auch bei der Berechnung ohne Primärrissfedern beobachtet werden. Außerdem ist bei Entstehen des ersten und des zweiten Sekundärrisses jeweils ein stärkerer Abfall zu erkennen (siehe Abbildung 5.24).

Betrachtet man die Primärrissbreite, so ist bei halber Bruchenergie nach dem Entstehen der Sekundärrisse ein größeres Schließen des Primärrisses zu sehen (siehe Abbildung 5.25). Bei weiterer Verformungssteigerung ist die erneute Öffnung allerdings auch ausgeprägter. Insgesamt ist die Primärrissbreite am Ende der Berechnung bei der halben Bruchenergie aber kleiner als bei der normalen Bruchenergie.

Betrachtet man die Rissbreite im ersten Sekundärriss, so spiegelt sich hier das bereits beschriebene Verhalten im Primärriss wieder. Der erste Sekundärriss entsteht früher und öffnet sich stärker, stabilisiert sich aber auch früher und bleibt insgesamt kleiner als bei normaler Bruchenergie (siehe Abbildung 5.26).

Und der zweite Sekundärriss am Berechnungsende wird bei halber Bruchenergie um das vierfache größer (siehe Abbildung 5.27). Im Verlauf der Rissbreite des zweiten Sekundärrisses wird auch der steilere Anstieg der Rissbreite durch die geringere Bruchenergie sichtbar.

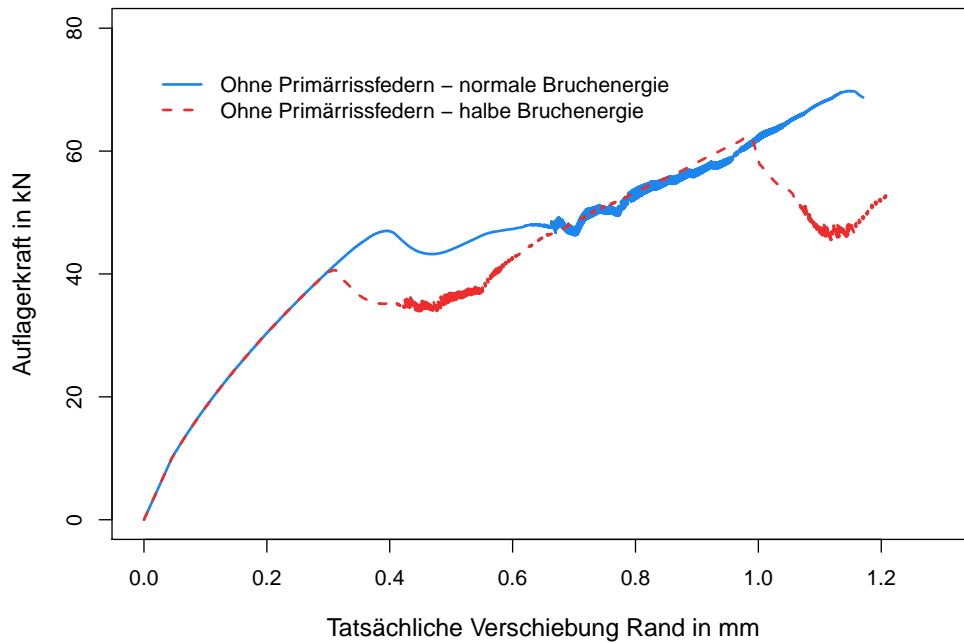


Abb. 5.24: Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei Einfluss der Bruchenergie ohne Primärrissfedern

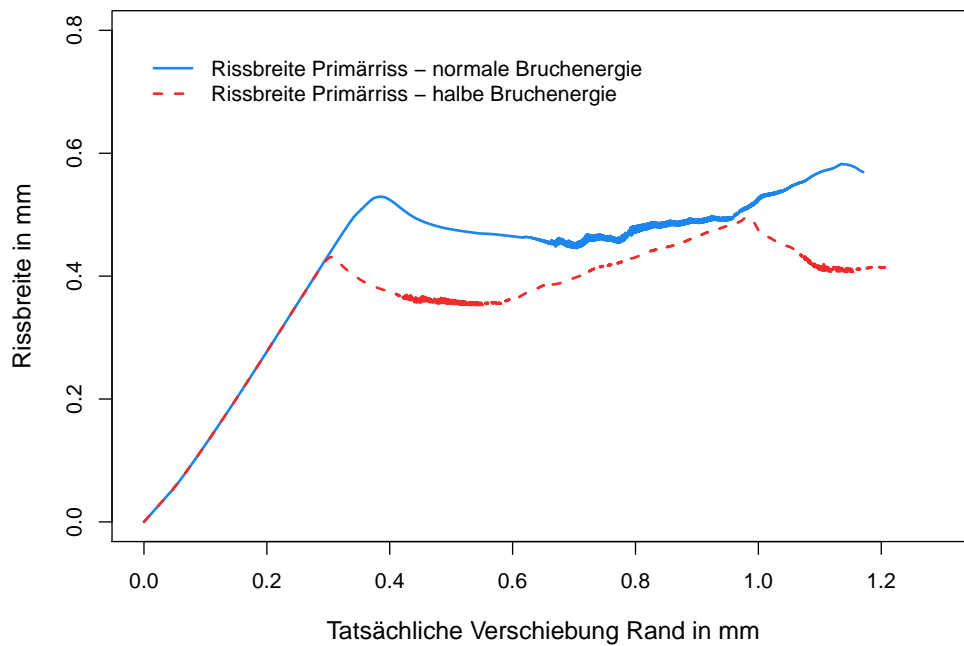


Abb. 5.25: Rissbreite Primärriss bei Einfluss der Bruchenergie ohne Primärrissfedern

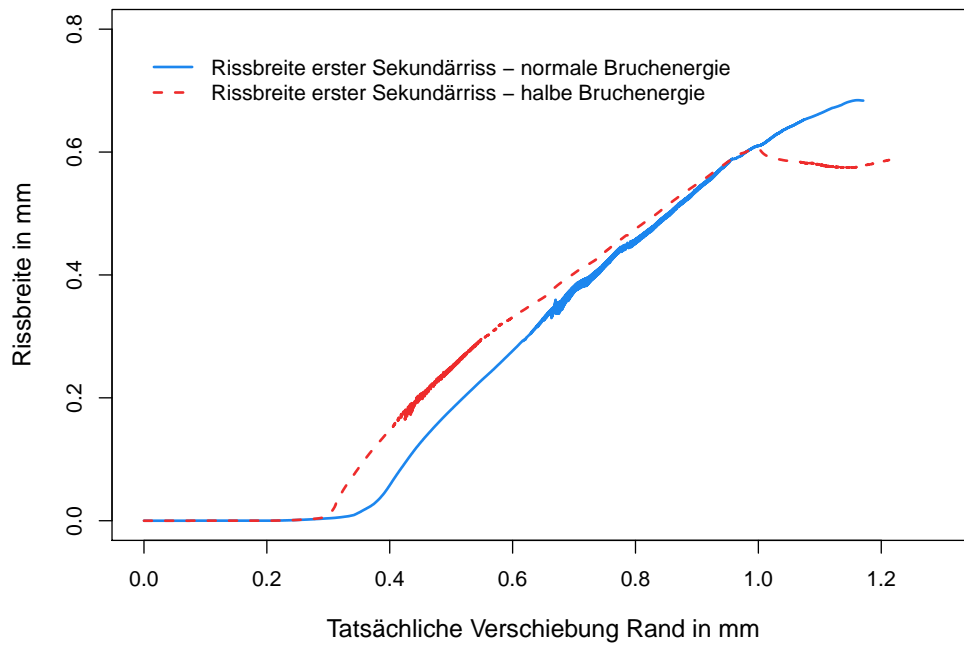


Abb. 5.26: Rissbreite erster Sekundärriss bei Einfluss der Bruchenergie ohne Primärrissfedern

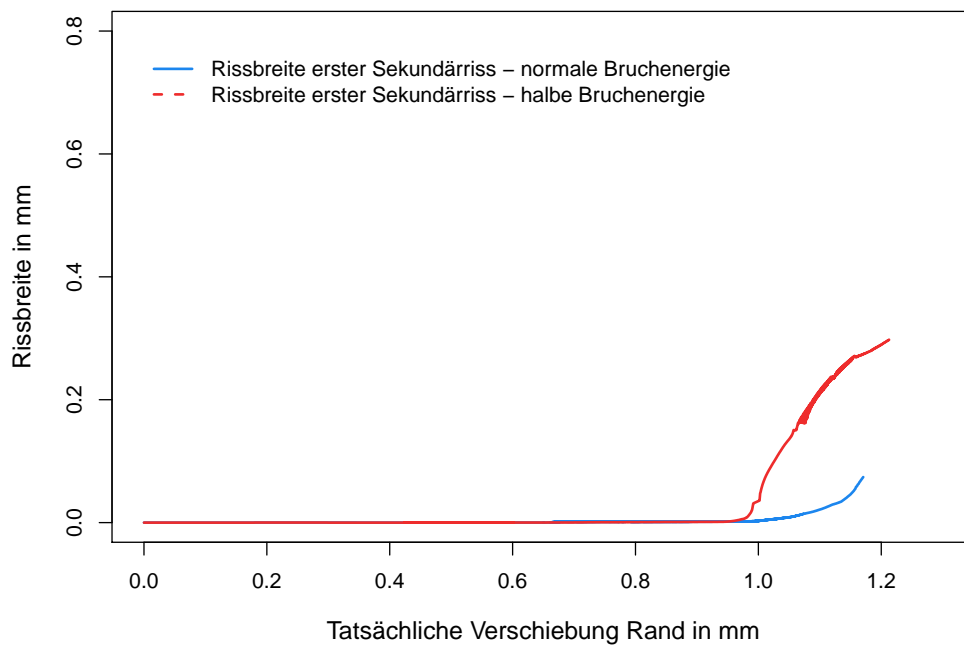


Abb. 5.27: Rissbreite zweiter Sekundärriss bei Einfluss der Bruchenergie ohne Primärrissfedern

6 Diskussion und Schlussfolgerung

In dieser Arbeit wurde ein Berechnungsmodell erstellt, um das lokale Verhalten infolge Primär- und Sekundärrissbildung in dicken Bauteilen in Abhängigkeit der vorhandenen Bewehrung zu simulieren.

Bei einer geschlossenen Simulation von Primär- und Sekundärrissbildung hat sich gezeigt, dass in den Berechnungen ab einem bestimmten Punkt sehr hohe Restkräfte auftreten und keine stabile Lösung gefunden werden kann. Allerdings konnte eine ganzheitliche Betrachtung mit einer kombinierten Lösung erreicht werden. Diese besteht aus einer Simulation mit Primärrissfedern bis zum ersten Sekundärriss und einer Simulation ohne Primärrissfedern über diesen Punkt hinaus. Die Kombinierbarkeit ist gegeben, da beide Lösungen sowohl bei der Rissbreite als auch bei der Kraft-Verschiebungs-Darstellung ineinander überführbar sind.

Anschließend wurde das Berechnungsmodell auf die Geometrie und die Randbedingungen eines Großversuchs adaptiert und eine Simulation dieses Versuchs durchgeführt. Die Festigkeitseigenschaften wurden aus den Begleitversuchen übernommen, während für die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung, die Verbundsteifigkeit, die Schubübertragung im Riss und die Dübelwirkung etablierte Werte und Ansätze aus der Literatur gewählt wurden. Global gesehen konnte die Versuchsbeobachtung mit dem Berechnungsmodell zufriedenstellend nachvollzogen werden. Insbesondere die Kraft-Verschiebungs-Kurve, die Summe der Rissbreiten an einer Seite und die Rissbreite in der Mitte des Primärrisses untermauern diese Feststellung. Allerdings ergeben sich auch Abweichungen zwischen Versuch und Berechnung, die im hauptsächlich auf eine ungewollte Biegebeanspruchung im Zugversuch zurückzuführen sind.

Um das Verhalten der Sekundärrissbildung besser zu verstehen, wurde anschließend der Einfluss verschiedener Faktoren im Berechnungsmodell untersucht.

Anhand einer Grenzwertbetrachtung der Verbundsteifigkeit wurde festgestellt, dass das Entstehen von Sekundärrissen und vor allem das Zusammenspiel der einzelnen Rissbreiten von Primär- und benachbarten Sekundärrissen einer gewissen Systematik unterliegt. Zu Beginn wächst die Primärrissbreite an, bis der erste Sekundärriss entsteht. Danach stabilisiert sich die Primärrissbreite und nur mehr die Rissbreite des ersten Sekundärrisses nimmt zu. Sobald aber der zweite Sekundärriss entsteht, stabilisiert sich auch die Rissbreite des ersten Sekundärrisses und nun nimmt nur noch die Rissbreite des zweiten Sekundärrisses zu. Abbildung 6.1 und Abbildung 6.2 veranschaulichen diesen Zusammenhang mit einer Darstellung der Rissbreitenentwicklung.

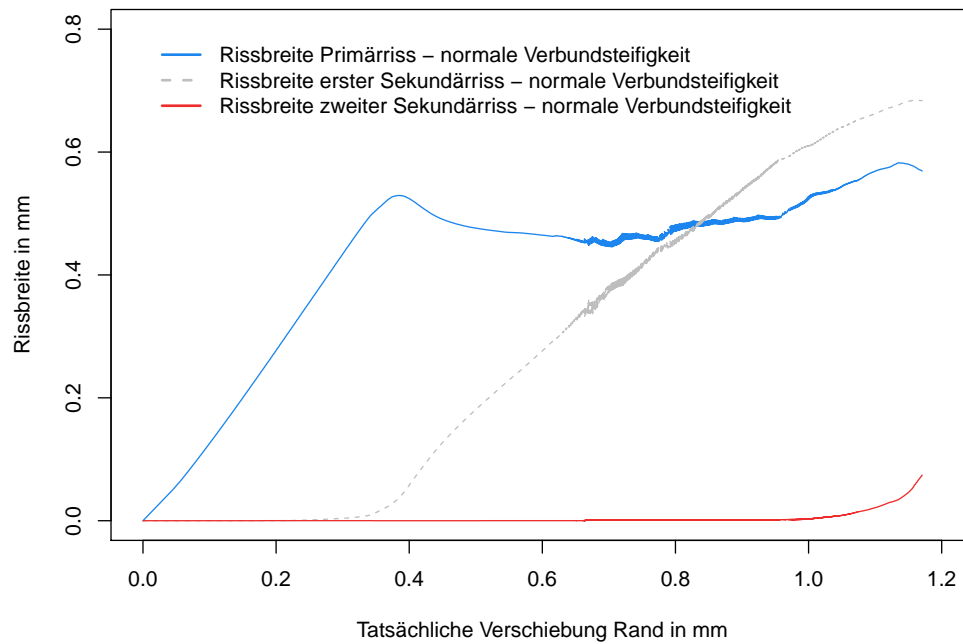


Abb. 6.1: Entwicklung der Rissbreiten bei normaler Verbundsteifigkeit

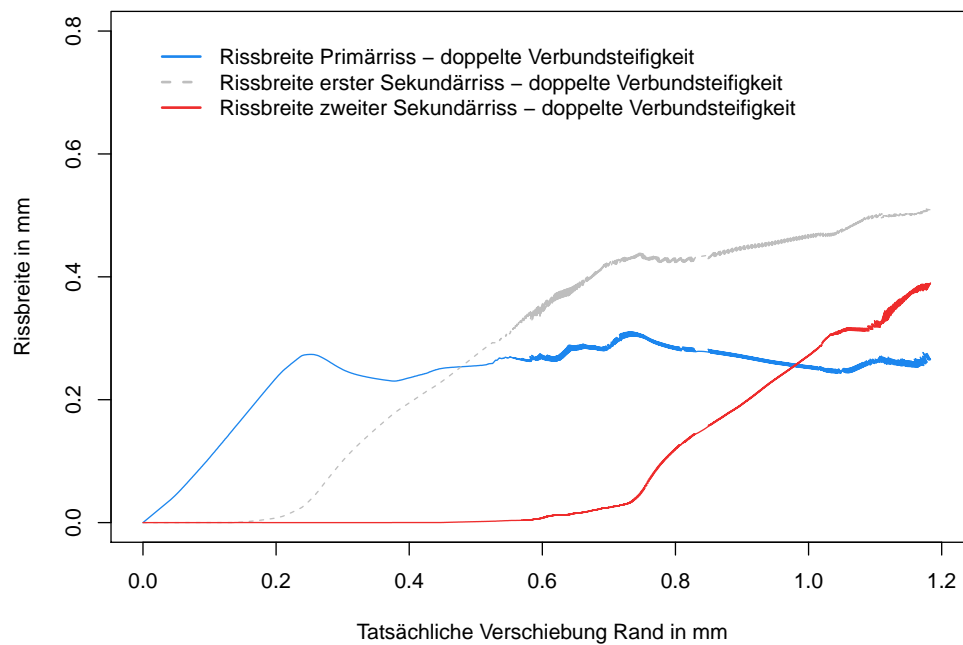


Abb. 6.2: Entwicklung der Rissbreiten bei normaler Verbundsteifigkeit

Anhand weiterer Grenzwertbetrachtungen zur Schubübertragung im Riss und der Dübelwirkung wurde festgestellt, dass der Einfluss beider Mechanismen bei den hier vorrangig zentrisch gezogenen Bauteilen von untergeordneter Bedeutung ist. Die Schubübertragung im Riss ist sowohl von der Rissbreite als auch von der Verzerrung abhängig. Aus diesem Grund muss zunächst eine veränderliche Schubsteifigkeit entlang des Risses definiert werden. Vereinfacht wurde dies hier mit einer bereichsweisen Definition der Schubsteifigkeit berücksichtigt. Im vorliegenden Fall liegen dann aber bei großen Verzerrungen bereits große Rissbreiten vor, was zu einer geringen Schubkraftübertragung im Riss führt. Daher sind bei den Ergebnissen mit modifizierter und ohne Schubübertragung im Riss fast keine Unterschiede im Kraft-Verschiebungs-Diagramm und im Rissbreitenverlauf zu erkennen.

Aufgrund der großen Verzerrungen am Riss könnte allerdings der Einfluss der Dübelwirkung von Bedeutung sein. Da die Dübelwirkung aber ebenfalls erst bei großen Verzerrungen zum Tragen kommt, ist auch der Einfluss erst bei einer großen aufgebrachtten Verschiebung zu erkennen. Insgesamt führt die Dübelwirkung zwar zu einer ungünstigeren Verteilung der Rissbreiten, jedoch ist der Einfluss ebenfalls gering.

Durch eine weitere Grenzwertbetrachtung zur Bruchenergie im Berechnungsmodell wurde festgestellt, dass diese einen wesentlichen Einfluss auf die Ausbildung der Sekundärrisse hat. Für die Primärrisse ist die Bruchenergie zunächst von untergeordneter Bedeutung, da die Steifigkeitsänderung bei Primärrissbildung von dicken Bauteilen derart ausgeprägt ist, dass der Nachrissbereich bei Rissöffnung gänzlich überzogen wird. Erst bei der Sekundärrissbildung ist die Steifigkeitsänderung des Bauteils so gering, dass der Nachrissbereich von Bedeutung ist. Eine Berechnung mit der halben Bruchenergie gemäß (fib, 2013), wie beispielsweise in (CEB-FIP, 1990) angegeben, würde zu einer eher schlagartigen Öffnung der Sekundärrisse mit größerem Kraftabfall und insgesamt zu einer Verlagerung der Rissbreite in den letzten Sekundärriss führen.

Insgesamt kann mit diesen Ergebnissen festgestellt werden, dass die bisherigen Annahmen zur Rissmechanik in der verformungsbasierten Bemessung gemäß Bödefeld et al. (2012b), Schlicke und Tue (2016a), Schlicke und Tue (2016b) sowie Turner (2017) auf der sicheren Seite liegen.

7 Zusammenfassung

Diese Arbeit befasst sich mit der Analyse der Sekundärrissbildung in dicken Wänden. Sekundärrisse entstehen im Umfeld von Trennrissen oder Primärrissen in dicken Bauteilen mit randnaher Bewehrung. Diese Sekundärrisse beginnen an der Bauteiloberfläche und setzen sich in das Bauteilinnere fort. Sie verlaufen jedoch im Bauteilinneren in Richtung Primärriss und reißen nicht ganz durch. Für die Festlegung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite hat diese Sekundärrissbildung einen signifikanten Einfluss. In den nationalen Anwendungsdokumenten zu Eurocode 2 (ÖNORM B 1991-1-4, 2006) von Österreich und Deutschland wird dieser Einfluss indirekt über eine Festlegung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite auf Basis der Effektivzone berücksichtigt. Mit dem Konzept der Verformungskompatibilität gemäß Bödefeld et al. (2012b), Schlicke und Tue (2016a) und Schlicke und Tue (2016b) kann aber gezeigt werden, dass diese indirekte Berücksichtigung keine zufriedenstellende Lösung darstellt. Wird demgegenüber die behinderte Verformung als Eingangsgröße herangezogen und die Sekundärrissbildung explizit berücksichtigt, so ergeben sich angemessene Bewehrungsmengen.

Bisher wird in dieser verformungsbasierten Bemessung angenommen, dass die Rissbreite des Primärrisses am größten ist und die Rissbreiten mit Abstand vom Primärriss abnehmen. Bei drei Großversuchen an der TU Graz zeigte sich jedoch, dass sich die Primärrissbreite stabilisierte und bei steigender Belastung nur noch die Rissbreite des ersten Sekundärrisses größer wurde.

Um ein noch besseres Verständnis zur Rissmechanik in dicken Betonbauteilen mit Sekundärrissbildung zu erlangen, wurde in dieser Arbeit ein detailliertes Berechnungsmodell zur Simulation der Primär- und Sekundärrissbildung in Abhängigkeit der vorhandenen Bewehrung erstellt. Durch einen zufriedenstellenden Vergleich der Berechnungsergebnisse für die Nachrechnung eines der oben angeführten Großversuche an der TU Graz mit der Versuchsbeobachtung wurde die Plausibilität des Berechnungsmodells nachgewiesen. Weiters wurde anhand einer Parameterstudie der Einfluss einzelner Faktoren in diesem Berechnungsmodell untersucht.

Das Berechnungsmodell wird unter Berücksichtigung der Symmetriebedingungen aufgebaut. Die Risse werden diskret vorgegeben und durch nichtlineare Federn idealisiert. Um die Versuchsergebnisse mit der Berechnung vergleichen zu können, wird in dieser Arbeit eine detaillierte Analyse des Versuchsablaufs erstellt. Während des Entstehens des Primärrisses wurde im Versuch zusätzlich Verformung eingebracht, wodurch im Versuchskörper nach Entstehen des Primärrisses bereits eine höhere Verschiebung als im Berechnungsmodell eingebracht wurde. Ein weiterer großer Unterschied besteht im Entstehen der Sekundärrisse. Im Versuch entstand der erste Sekundärriss bereits mit dem Primärriss und die weiteren Sekundärrisse entstehen zeitlich verschoben. Da im Berechnungsmodell aufgrund der Symmetriebedingungen nur die halbe Höhe und die halbe Breite abgebildet wird, entstehen äquivalent zum Versuchskörper die vier ersten Sekundärrisse zugleich. Der Versuch wurde nach der Bildung von sieben Sekundärrissen beendet. Im Berechnungsmodell

entspricht jedoch das Entstehen des zweiten Sekundärrisses einem Rissbild mit allen acht Sekundärrissen.

Unter Berücksichtigung der Versuchsanalyse kann mit dem entwickelten Berechnungsmodell der Versuch dargestellt werden. Bei den globalen Betrachtungen wird die gute Übereinstimmung ersichtlich. Die Abweichung in den detaillierten Darstellungen der einzelnen Rissbreiten erklärt sich durch die Streuung des Material Betons und das Verdrehen des Versuchskörpers. Die Überprüfung der gewählten Annahmen zur Verbundsteifigkeit, zur Schubübertragung im Riss, zur Dübelwirkung und zur Bruchenergie bestätigen die Werte aus der aktuellen Literatur.

Eine wesentliche Erkenntnis dieser Untersuchung ist, dass das Zusammenspiel der einzelnen Rissbreiten von Primär- und benachbarten Sekundärrissen einer gewissen Systematik unterliegt. Zu Beginn wächst die Primärrissbreite an, bis der erste Sekundärriss entsteht. Danach stabilisiert sich die Primärrissbreite und nur mehr die Rissbreite des ersten Sekundärrisses nimmt zu. Sobald aber der zweite Sekundärriss entsteht, stabilisiert sich auch die Rissbreite des ersten Sekundärrisses und nun nimmt nur noch die Rissbreite des zweiten Sekundärrisses zu.

Literaturverzeichnis

- Bödefeld, J., Ehmann, R., Schlicke, D. & Tue, N. V. (2012a). Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen infolge des Hydratationsprozesses - Teil 1: Risskraftbasierter Nachweis nach DIN EN 1992-1-1. *Beton- und Stahlbetonbau, Heft 1*, S.32-37.
- Bödefeld, J., Ehmann, R., Schlicke, D. & Tue, N. V. (2012b). Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen infolge des Hydratationsprozesses - Teil 2: Neues Konzept auf Grundlage der Verformungskompatibilität. *Beton- und Stahlbetonbau, Heft 2*, S.79-85.
- Bödefeld, J. (2010). Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig.
- Bosold, D. & Grünewald, A. (2016). Was ist Beton? Erkrath: InformationsZentrum Beton GmbH.
- CEB-FIP. (1990). Modelcode 1990. Comite Euro-International du Beton. (CEB Bulletin No. 195,196)
- Eckerstorfer, C. (2017). Experimentelle Untersuchungen zur Rissbildung in dicken Wänden infolge Zwangbeanspruchung. Technische Universität Graz.
- EN-1992-1-1. (2011). Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken- Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- fib. (2013). fib Model Code for Concrete Structures 2010. Weinheim, Germany: Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA. doi: 10.1002/9783433604090
- Helmus, M. (1990). Mindestbewehrung zwangbeanspruchter dicker Stahlbetonbauteile (Bd. Heft 412). Karlsruhe: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.
- König, G. & Tue, N. V. (1996). Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton (Bd. Heft 466). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.
- MFZ. (2011). Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken. Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Massivbau, Karlsruhe. (Ausgabe: April 2011)
- ÖNORM B 1991-1-4. (2006). Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- Schlicke, D. (2014). Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton. Monographic Series TU Graz.
- Schlicke, D. & Tue, N. V. (2016a). Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens - Teil1: Verformungsbasiertes Bemessungsmodell und Anwendung für Bodenplatten. *Beton- und Stahlbetonbau, 111* (Heft 3), S.120-131.
- Schlicke, D. & Tue, N. V. (2016b). Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens. Teil 2: Anwendung für Wände auf Fundamenten und Abgrenzung zum Risskraftnachweis nach EC2. *Beton- und Stahlbetonbau, 111* (Heft 4), S.210-220.
- SOFiSTiK AG. (2017). SOFiFTiK AG - FEM, BIM and CAD Software für Bauingenieure. <http://www.sofistik.de/>. (Accessed: 2017-09-21)

- Tue, N. V. (2015). Vorlesungsunterlagen Stahlbetonbau. Technische Universität Graz.
- Turner, K. (2017). Ganzheitliche Betrachtung zur Ermittlung der Mindestbewehrung für fugenlose Wasserbauwerke. Technische Universität Graz.
- ZTVW-LB215. (2004). Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbetonbau (Leistungsbereich 215). Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.

Abbildungsverzeichnis

2.1	Zugstab mit Bewehrungsstab aus Beton (Tue, 2015)	6
2.2	Einzelriss (Tue, 2015)	7
2.3	Abgeschlossenes Rissbild (Tue, 2015)	8
2.4	Sekundärrisse in einer dicken Wand	9
2.5	Spannungstrajektorien mit Primärriss (Helmus, 1990)	10
2.6	Zugbruchenergie (fib, 2013)	10
2.7	Mögliche Zwangspannungsverteilungen im Querschnitt (Schlicke, 2014)	14
2.8	Zwangbeanspruchung von Wänden (Schlicke, 2014)	15
2.9	Primärrissbild in Wänden (Schlicke, 2014)	15
2.10	Dehnungseinleitung im Bewehrungsstahl bei Verformungskompatibilität (Bödefeld, 2010)	17
3.1	Symmetrieebenen des Berechnungsmodells	20
3.2	Arbeitslinie der Verbundfedern (König & Tue, 1996)	22
3.3	Arbeitslinie Primärrissfeder	22
3.4	Entwickeltes FEM Berechnungsmodell	23
4.1	Versuchskörpers mit Angabe der Maße	25
4.2	Systemskizze Versuch und Berechnung	26
4.3	Messanordnung am Versuchskörper	27
4.4	Schematisches Kraft-Verschiebungs-Diagramm für Primärrissbildung	28
4.5	Schematisches Kraft-Verschiebungs-Diagramm für Sekundärrissbildung	28
4.6	Kraft-Verschiebungs-Diagramm Versuch und Berechnung	30
4.7	Vergleich Rissbreite in der Primärrissmitte Versuch und Berechnung	31
4.8	Vergleich der Summe der Rissbreiten Versuch und Berechnung	32
4.9	Vergleich Rissbreite Primärriss Versuch und Berechnung	33
4.10	Vergleich Rissbreite erster Sekundärriss Versuch und Berechnung	34
4.11	Vergleich Rissbreite zweiter Sekundärriss Versuch und Berechnung	35
4.12	Spannungsverteilung im Berechnungsmodell	37
5.1	Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei expliziter Berücksichtigung des Primärrisses	39
5.2	Rissbreite Primärriss bei expliziter Berücksichtigung des Primärrisses	40
5.3	Kraft-Verschiebungs-Diagramm mit Rissvorgabe	41
5.4	Rissbreite Primärriss mit Rissvorgabe	42
5.5	Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei Einfluss der Verbundsteifigkeit mit Rissvorgabe	43
5.6	Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei Einfluss der Verbundsteifigkeit ohne Primärrissfedern	43
5.7	Rissbreite Primärriss bei Einfluss der Verbundsteifigkeit mit Rissvorgabe	44
5.8	Rissbreite Primärriss bei Einfluss der Verbundsteifigkeit ohne Primärrissfedern	45
5.9	Rissbreite erster Sekundärriss bei Einfluss der Verbundsteifigkeit	45

5.10	Rissbreite zweiter Sekundärriss bei Einfluss der Verbundsteifigkeit	46
5.11	Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei Einfluss der Schubübertragung im Riss ohne Primärrissfedern	47
5.12	Rissbreite Primärriss bei Einfluss der Schubübertragung im Riss ohne Primärrissfedern	47
5.13	Rissbreite erster Sekundärriss bei Einfluss der Schubübertragung im Riss . .	48
5.14	Rissbreite zweiter Sekundärriss bei Einfluss der Schubübertragung im Riss .	48
5.15	Schubspannungs-Verzerrungs-Diagramm im ersten Sekundärriss im oberen Bereich	49
5.16	Schubspannungs-Verzerrungs-Diagramm im ersten Sekundärriss im unteren Bereich	50
5.17	Schubspannungs-Verzerrungs-Diagramm im zweiten Sekundärriss im oberen Bereich	50
5.18	Schubspannungs-Verzerrungs-Diagramm im zweiten Sekundärriss im unteren Bereich	51
5.19	Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei Einfluss der Dübelwirkung ohne Primärrissfedern	52
5.20	Rissbreite Primärriss bei Einfluss der Dübelwirkung im Riss ohne Primärrissfedern	52
5.21	Rissbreite erster Sekundärriss bei Einfluss der Dübelwirkung im Riss	53
5.22	Rissbreite zweiter Sekundärriss bei Einfluss der Dübelwirkung im Riss . . .	53
5.23	Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei Einfluss der Bruchenergie mit Primärrissfedern wie Rissvorgabe	54
5.24	Kraft-Verschiebungs-Diagramm bei Einfluss der Bruchenergie ohne Primärrissfedern	55
5.25	Rissbreite Primärriss bei Einfluss der Bruchenergie ohne Primärrissfedern .	55
5.26	Rissbreite erster Sekundärriss bei Einfluss der Bruchenergie ohne Primärrissfedern	56
5.27	Rissbreite zweiter Sekundärriss bei Einfluss der Bruchenergie ohne Primärrissfedern	56
6.1	Entwicklung der Rissbreiten bei normaler Verbundsteifigkeit	58
6.2	Entwicklung der Rissbreiten bei normaler Verbundsteifigkeit	58

Tabellenverzeichnis

4.1	Versuchsparameter für das Berechnungsmodell	29
-----	---	----