



Christian Eckerstorfer BSc

Experimentelle Untersuchungen zur Rissbildung in dicken Wänden infolge Zwangbeanspruchung

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

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

Institut für Betonbau

Dipl.-Ing. Katrin Turner

Graz, Januar 2017

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

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

Datum

Unterschrift

Danksagung

Zu Beginn möchte ich mich bei meinen beiden Betreuern Frau Dipl.-Ing. Katrin Turner und Herrn Ass. Prof. Dr. Dirk Schlicke, sowie Institutsvorstand Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue für die Auswahl des Themas und in weiterer Folge die fachlich ausgezeichnete Betreuung bedanken. Ohne deren Einsatz und Unterstützung wäre die Arbeit in dieser Form nicht möglich gewesen. Darüber hinaus möchte ich mich bei allen Mitarbeitern des Instituts für Betonbau bedanken, die im Zuge der Versuchskörperherstellung mitgeholfen haben.

Ein großer Dank gilt dem Referat Massivbau der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe für die Finanzierung der Versuchsdurchführungen im Zuge dieser Masterarbeit. Darüber hinaus gilt den Mitarbeitern des Labors für konstruktiven Ingenieurbau ein Dank für die tatkräftige Unterstützung in der Vorbereitung und der Durchführung der experimentellen Untersuchungen. Meiner Familie, im speziellen meinen Eltern Berta und Florian möchte ich Danke sagen. Sie standen immer mit Rat und Tat zur Seite und ermöglichten mir dieses Studium durch ihre finanzielle Unterstützung. Auch meiner Freundin Bianca sei gedankt, dass sie mich trotz der oft längeren örtlichen Trennung immer unterstützte und mich meist die Strapazen des Studiums vergessen lies. Meiner Schwester Doris danke ich für das oftmals sehr aufwendige Korrigieren der Arbeit hinsichtlich Rechtschreibung.

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Rissbildung in dicken Wänden infolge von Zwangbeanspruchung. Die Besonderheit bei dieser Rissbildung ist, dass die relevante Horizontalbewehrung bei dicken Wänden üblicherweise randnah angeordnet wird und sich deshalb bei voranschreitender Rissbildung Sammelrisse bzw. Sekundärrisse im Umfeld von Primärrissen bilden.

Zu Beginn erfolgt eine Grundlagenbetrachtung, wobei der Schwerpunkt auf der Ursache und Ausprägung der typischen Zwangbeanspruchung und einhergehenden Rissbildung von dicken Wänden liegt. Darüber hinaus wurden relevante Untersuchungen zu diesem Thema im Detail studiert.

Der Schwerpunkt der vorliegenden Masterarbeit bestand in der Planung, Vorbereitung, Durchführung und gezielten Auswertung von experimentellen Versuchen zur Rissbildung in dicken Wänden infolge von Zwangbeanspruchung. Das Hauptaugenmerk liegt dabei auf einer experimentellen Untersuchung des Zusammenspiels von Primär- und Sekundärrissbildung unter zentrischer Zwangbeanspruchung. Insgesamt wurden in Zusammenarbeit des Instituts für Betonbau und des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Graz drei Großversuche an repräsentativen Wandausschnitten durchgeführt.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgte durch Aufbereitung der Messdaten in Diagrammen, sowie einer Nachrechnung gemäß Bemessungsmodell lt. Bödefeld (2010). Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten konnte der Einfluss des Bewehrungsabstands in den experimentellen Versuchen nicht exakt abgebildet werden, weshalb der Einfluss des Bewehrungsabstandes mit einer nachfolgenden FE-Studie untersucht wurde.

Insgesamt konnten mit der vorliegenden Arbeit detaillierte Aufschlüsse zum typischen Rissbild in zwangbeanspruchten, dicken Wänden und dem Verlauf der Zwangskraft sowie der Entwicklung der Rissbreite im Primärriss und den Sekundärrissen bei zunehmender Verformungseinwirkung gewonnen werden. Außerdem konnte auf Grundlage einer Finite-Elemente-Analyse mit Hilfe eines vom Institut für Betonbau zur Verfügung gestellten adaptierten Berechnungsmodells der Einfluss des Bewehrungsabstands auf den Wirkungsbereich der Bewehrung ($A_{c,eff}$) verifiziert werden.

Abstract

The present thesis deals with the formation of cracks in thick walls due to restraint forces. The particularity of this crack formation is that the relevant horizontal reinforcement is usually arranged close to the edge of the wall and thus, secondary cracks form in the vicinity of primary cracks. In the first part of this thesis, the typical restraint stressing and the accompanying cracking of thick walls is outlined. In addition, relevant studies on this subject have been studied in detail.

The main part of the present master thesis was the planning, preparation, execution and detailed analysis of an experimental testing programme for cracking in thick walls. Special attention was hereby paid to the interplay between primary and secondary cracking due to centric restraint stressing. In total, three large-scale tests were carried out on representative wall sections whereby the experiments were conducted in cooperation with the Institute of structural concrete and the Laboratory for structural engineering at the Technical University of Graz.

The analysis of the test results was carried out by preparing the measured data in diagrams, as well as a recalculation according to the model conception of Bödefeld (2010). Due to the local conditions, the influence of the reinforcement distance could not be exactly reproduced in the experimental tests, which is why the influence of the reinforcement distance was investigated with a subsequent FE study.

Overall, the present work has yielded detailed information on the typical restraint-induced crack pattern in thick walls as well as on the course of the restraint force and the development of the crack width in the primary crack and the secondary cracks as the deformation effect increases. Furthermore, the influence of the reinforcement distance on the effective concrete area of the reinforcement ($A_{c,eff}$) could be verified by means of the FE study.

Inhaltsverzeichnis

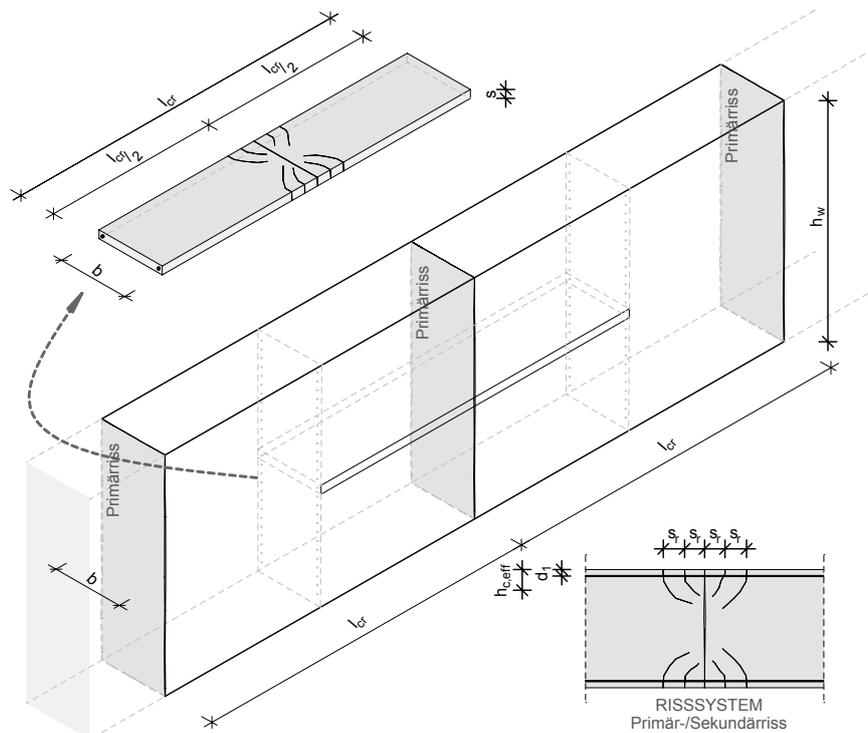
1. Einleitung	1
1.1. Motivation	1
1.2. Aufbau der Arbeit	2
2. Grundlagen	3
2.1. Zwangbeanspruchung von Betonbauteilen	3
2.1.1. Allgemeines	3
2.1.2. Maßgebende Zwangbeanspruchung von Wänden	3
2.2. Rissbildung von Betonbauteilen	5
2.2.1. Allgemeines	5
2.2.2. Besonderheiten bei dicken Querschnitten	6
2.3. Verformungskompatibilität in einem Rissystem aus Primärriss und Sekundärrissen	9
2.3.1. Allgemeines	9
2.3.2. Primärrissbildung bei Wänden unter zentrischer Zwangbeanspruchung . .	10
2.3.3. Sekundärrissbildung unter zentrischer Zwangbeanspruchung	11
3. Bisherige Untersuchungen	13
3.1. Versuch von Helmus (1990)	13
3.1.1. Allgemeines	13
3.1.2. Versuchsaufbau	13
3.1.3. Versuchsdurchführung und Auswertung	13
3.1.4. Berechnungsmodell	15
3.2. Untersuchungen von Bödefeld (2010)	16
3.2.1. Untersuchungen zur Rissbildung bei gezwängter Lagerung	16
3.2.2. Bemessungsmodell	18
4. Experimentelle Untersuchungen TU Graz	21
4.1. Versuchsbeschreibung	21
4.2. Versuchsaufbau - Zwangrahmen	22
4.3. Messtechnik	24
4.3.1. Allgemeines	24
4.3.2. Messinstrumente	24
4.3.3. Anordnung der Messtechnik	26
4.4. Versuchskörperherstellung	27
4.4.1. Betonrezeptur	27
4.4.2. Schalung - Bewehrung	29
4.4.3. Herstellung der Versuchskörper	31
4.4.4. Einbau des Versuchskörpers in den Zwangrahmen	35

5. Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen	37
5.1. Allgemeines	37
5.2. Versuch I - 05.07.2016	37
5.2.1. Dokumentation Rissbildung VK I	37
5.2.2. Messergebnisse VK I	38
5.3. Versuch II - 07.09.2016	42
5.3.1. Dokumentation Rissbildung VK II	43
5.3.2. Messergebnisse VK II	44
5.4. Versuch III - 16.11.2016	48
5.4.1. Dokumentation Rissbildung VK III	48
5.4.2. Messergebnisse VK III	50
6. Auswertung der experimentellen Untersuchungen	55
6.1. Allgemein	55
6.2. Versuch I	56
6.3. Versuch II	61
6.4. Versuch III	66
7. Numerische Untersuchungen von nicht erfassten Einflüssen im Versuch	71
7.1. Allgemein	71
7.2. FE-Modell - SOFiSTiK	71
7.2.1. Eingabeparameter	73
7.2.2. Lastfälle	74
7.3. Auswertung der Ergebnisse aus den numerischen Untersuchungen	74
7.3.1. Einfluss des Bewehrungsabstands s auf den effektiven Wirkungsbereich der Bewehrung	75
7.3.2. Einfluss von einer bzw. drei Schichten auf den Faktor m	78
8. Zusammenfassung und Schlussfolgerung	81
A. Anhang - Versuchsrahmen	82
A.1. Adaptierung Versuchsrahmen	82
B. Anhang - Versuchskörper	84
B.1. Bewehrungspläne	84
B.2. Betonierprotokoll	88
C. Anhang - Auswertung	92
C.1. Nachrechnung lt. Bödefeld (2010)	92

1. Einleitung

1.1. Motivation

Ziel dieser Arbeit ist die eingehende Untersuchung der Rissbildung in dicken Wänden infolge Zwangbeanspruchung. Das Hauptaugenmerk liegt dabei auf einer experimentellen Untersuchung des Zusammenspiels von Primär- und Sekundärrissbildung unter zentrischer Zwangbeanspruchung. Die Grundlage bilden drei Großversuche an repräsentativen Wandausschnitten, die in Zusammenarbeit des Instituts für Betonbau und des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Graz durchgeführt wurden. Wie später noch in Kapitel 4 ausgeführt wird, sind diese betrachteten Wandausschnitt deshalb repräsentativ, da sie in Längsrichtung genau den Bereich umfassen, von dem ein Rissystem bestehend aus Primär- und Sekundärrissen beeinflusst wird. Abb. 1.1 gibt einen allgemeinen Überblick zu diesen Ausschnitten.



- b Wandbreite bzw. -dicke
- h_w Wandhöhe
- s Bewehrungsabstand bzw. Scheibenstärke des Versuchskörpers
- d_1 Randabstand des Bewehrungsschwerpunktes
- $h_{c,eff}$ Effektive Höhe des Wirkungsbereichs der Bewehrung
- l_{cr} Primärrissabstand
- s_r Sekundärrissabstand

Abb. 1.1.: Ausgangssituation für die Versuchsdurchführungen inkl. Abmessungsbezeichnungen

Ein wesentlicher Teil der vorliegenden Masterarbeit bestand in der Planung, Vorbereitung und Durchführung dieser Versuche. Anschließend wurden diese Versuche gezielt ausgewertet, um folgende Fragen zu beantworten:

1. Mit welchem Rissbild ist typischerweise in zwangbeanspruchten Wänden zu rechnen, wenn die Dicke der Wand den Wirkungsbereich der Bewehrung deutlich überschreitet?
2. Wie entwickelt sich die Zwangskraft in Abhängigkeit vom Rissbildungsprozess?
3. Wie entwickelt sich die Rissbreite in dem Primärriss und den Sekundärrissen bei zunehmender Verformungseinwirkung?

In den Arbeiten von Helmus (1990), Fischer (1993) und Bödefeld (2010) sind bereits Anhaltspunkte und Vorschläge zur Beantwortung der gestellten Fragen enthalten. Mit den durchgeführten Versuchen sollen vor allem der Wirkungsbereich der Bewehrung, die so genannte Effektivzone $A_{c,eff}$, sowie die mögliche Anzahl an Sekundärrisspaaren, die im Umfeld eines Primärrisses erzeugt werden können, spezifiziert werden.

Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit dienen der verformungsbasierten Festlegung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite. Eine solche Bemessung ist durch das BAW-Merkblatt (2011) bereits heute Stand der Technik für Wasserbauwerke in Deutschland und bietet wesentliche Vorteile gegenüber einer konventionellen, auf der Risskraft basierenden Bemessung gemäß EN 1992-1-1 (2011), vgl. bspw. Schlicke und Tue (2016b) und Schlicke und Tue (2016c). Weitere Details für eine allgemeine Anwendung der verformungsbasierten Festlegung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite im Betonbau werden u.a. in Schlicke (2014) gegeben.

1.2. Aufbau der Arbeit

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in acht Teile. Nach der Einführung in Kap. 1 folgt eine Grundlagenbetrachtung in Kap. 2, wobei der Schwerpunkt auf der weiters betrachteten Zwangbeanspruchung und Rissbildung von dicken Wänden liegt. In Kap. 3 werden zudem relevante Untersuchungen aus der Vergangenheit vorgestellt.

In Kapitel 4 werden anschließend die Versuche der TU Graz detailliert vorgestellt, Kapitel 5 zeigt die Ergebnisse und Kapitel 6 beinhaltet eine detaillierte Auswertung und Interpretation der Versuchsergebnisse. Nicht erfasste Einflüsse werden außerdem mit einer numerischen Parameterstudie untersucht und in Kapitel 7 aufgezeigt. Den Abschluss der Arbeit bilden die Schlussfolgerungen in Kap. 8.

2. Grundlagen

2.1. Zwangbeanspruchung von Betonbauteilen

2.1.1. Allgemeines

Die Zwangbeanspruchung ist ein Resultat behinderter Verformungen, wobei i.d.R. zwischen frühem und spätem Zwang unterschieden wird. Unter frühem Zwang fasst man die Zwangbeanspruchung infolge der Betonerhärtung zusammen. Im Detail handelt es sich dabei um die infolge der Hydratation des Betons hervorgerufene Temperaturgeschichte im Bauteil und das Schwinden des Betons in diesem Zeitraum. Maßgebende Einflussfaktoren für die Größe der Zwangspannungen in diesem Zeitraum sind sowohl die Bauteildicke, die sich entwickelnde Steifigkeit im Bauteil und die Behinderungssituation. Unter spätem Zwang fasst man die Zwangbeanspruchung im Nutzungszeitraum zusammen. Einfluss auf die Beanspruchungen infolge späten Zwangs haben Temperatur- und Setzungsdifferenzen im Nutzungszeitraum, weitere Schwindverformungen des Bauteils (i.d.R. Trocknungsschwinden) und die Behinderungssituation.

Die exakte Bestimmung der Zwangbeanspruchungen bedarf meist komplexer Berechnungen, um die thermomechanischen Wechselwirkungen infolge der zeitlichen Entwicklung der thermischen und mechanischen Materialeigenschaften zutreffend erfassen zu können. Hierzu werden meist multiphysikalische Simulationen mit numerischen Volumenmodellen durchgeführt. Für die Anwendung in der Praxis sind diese Berechnungen jedoch oftmals zu aufwändig, daher wird häufig auf analytische Ingenieurmodelle oder gar empirische Bemessungsmodelle zurückgegriffen.

Im Allgemeinen kann die Spannungsgeschichte ($\sigma_{\text{beh}}(t)$) unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Einflüsse wie folgt beschrieben werden:

$$\sigma_{\text{beh}}(t) = \int_0^t \Delta\varepsilon_0(t) \cdot a(t) \cdot E_c(t) dt \quad (2.1)$$

- $\varepsilon_0(t)$ Verformungseinwirkung
- $a(t)$ Behinderungsgrad
- $E_c(t)$ Elastizitätsmodul des Betons

Die Spannungsgeschichte im Bauteil ist an die Temperaturgeschichte und Festigkeitsentwicklung des Betons geknüpft. Auch die Dicke des Bauteils beeinflusst den zeitlichen Verlauf und die Verteilung der Spannungen im Baukörper wesentlich.

2.1.2. Maßgebende Zwangbeanspruchung von Wänden

Die nachfolgende Untersuchung konzentriert sich auf die Makrorissbildung in Wänden. Wie bereits in Schlicke (2014) und Knoppik und Schlicke (2016) gezeigt wurde, resultiert diese Rissbildung maßgeblich aus dem Verhältnis zwischen Zwangsschnittgrößen und Risschnittgrößen. Die maßgebende Zwangsschnittgröße in Wandquerschnitten ist i.d.R. eine Zwangnormalkraft. Da Wände aber fast immer exzentrisch durch ein Fundament am Wandfuß behindert werden, wird diese Zwangnormalkraft mit einem Zwangsmoment überlagert. Mit zunehmender Wandlänge

wird dieses Zwangsmoment durch ein äußeres Moment infolge Aktivierung des Eigengewichts überdrückt, wie in Abb. 2.1 schematisch gezeigt.

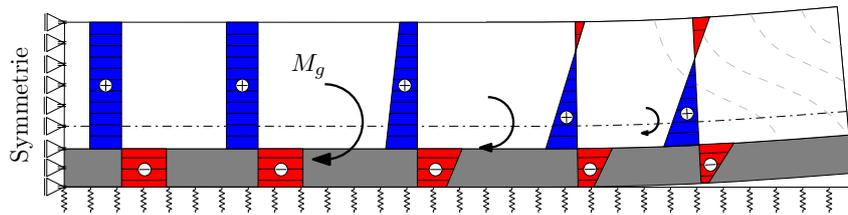


Abb. 2.1.: Spannungsverteilung in Wänden infolge der Spannungsergebnisse [Schlicke (2014), S. 98]

Mit zunehmender Bauteildicke können außerdem signifikante Temperaturunterschiede zwischen dem Querschnittinneren und der Randzone herrschen. Da im ungerissenen Zustand von einem Ebenbleiben des Querschnitts ausgegangen werden kann, können diese Temperaturunterschiede zu erheblichen Eigenspannungen führen, wie bspw. in Bödefeld (2010) gezeigt. Mit Blick auf die Makrorissbildung werden die Eigenspannungen in der vorliegenden Untersuchung aber nicht weiter verfolgt. Gemäß den Untersuchungen in Schlicke (2014) und Knoppik und Schlicke (2016) können lokale Zugspannungsmaxima im Querschnitt zwar das Entstehen eines Makrorisses auslösen, allerdings werden die Eigenspannungen mit Auftreten der Makrorissbildung abgebaut. Trennrisse über die Wanddicke können sich letztendlich erst ausbilden, wenn eine signifikante Zugbeanspruchung über die Wanddicke herrscht, wie bspw. in Abb. 2.2 gezeigt. Ohne weitere Betrachtung einer veränderlichen Spannung über die Wandhöhe bezeichnet man diesen Zustand für Wände mit *zentrischem Zwang*.

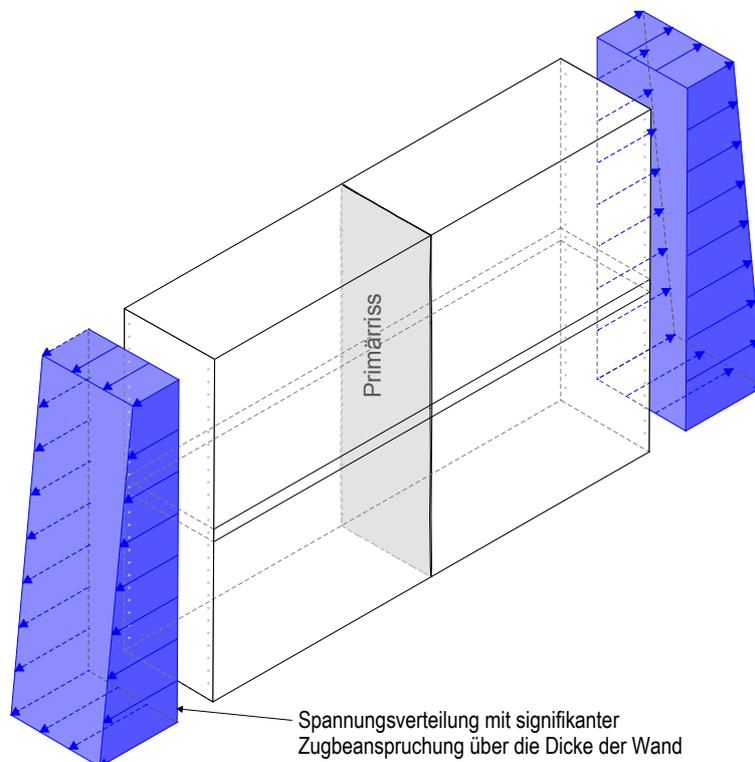


Abb. 2.2.: Spannungsverteilung über die Höhe der Wand

Für die Quantifizierung der maßgebenden Zwangbeanspruchung existieren verschiedene Möglichkeiten. Neben numerischen Verfahren, wie im vorherigen Abschnitt angesprochen, existieren auch analytische Formeln, die das tatsächliche Material- und Bauteilverhalten in unterschiedlichem Ausmaß berücksichtigen. Einige Modelle finden sich in König und Tue (1996), Röhling (2009), BAW-Merkblatt (2011), Nillson (2003), oder Schlicke (2014).

Für die weitere Untersuchung ist eine explizite Quantifizierung der Zwangbeanspruchung allerdings nicht erforderlich, da die Versuche verformungsgesteuert durchgeführt werden. Die Ergebnisse werden allerdings so aufbereitet, dass bei Kenntnis der Zwangbeanspruchung des betrachteten Bauteils Aussagen zum Rissbild und der verbleibenden Zwangskraft im System abgeleitet werden können.

2.2. Rissbildung von Betonbauteilen

2.2.1. Allgemeines

Unter Zwangbeanspruchung kommt es zur Rissbildung wenn die Zwangspannung die Zugfestigkeit erreicht. Für eine effiziente Beurteilung der Gefahr von Makrorissen in Wänden sei an dieser Stelle auf den Makrorissindex verwiesen, vgl. Kainer (2014). Dieser Makrorissindex unterscheidet sich von anderen Methoden hauptsächlich dadurch, dass Zwangsschnittgrößen mit Risschnittgrößen verglichen werden. Methoden, die auf dem Vergleich von Spannungspitzen im Materialpunkt mit lokalen Zugfestigkeiten basieren, lassen keine differenzierten Aussagen zur Art und Intensität der zu erwartenden Makrorissbildung zu.

Die vorliegende Untersuchung betrachtet die sich einstellende Rissbildung, wenn Makrorissbildung nicht sicher ausgeschlossen werden kann. Eine wesentliche Eigenschaft der Zwangbeanspruchung ist, dass diese durch die Rissbildung abnimmt, da behinderte Verformung in Form von Rissbreite freigesetzt wird. Im Prozess der Rissbildung wird zwischen Zustand I (ungerissener ZS) und Zustand II (gerissener ZS, der den Bereich ab der Erstrissbildung darstellt) sowie zwischen Einzelriss und abgeschlossener Rissbildung unterschieden.

Für eine nähere Betrachtung des Zusammenwirkens von Beton und Betonstahl infolge Rissbildung wird nachfolgend zunächst die Betondehnung (ε_c) sowie die Stahldehnung (ε_s) entlang eines Zugstabs betrachtet. Abb. 2.3 zeigt den ungerissenen Zustand, Abb. 2.4 zeigt den gerissenen Zustand im Stadium der Einzelrisse und Abb. 2.5 zeigt den gerissenen Zustand im Stadium des abgeschlossenen Rissbildes.

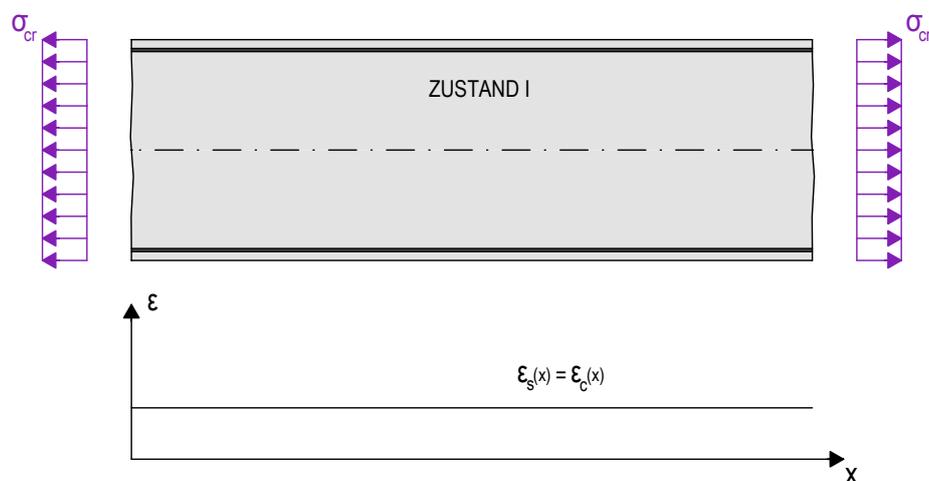


Abb. 2.3.: Dehnungsverlauf für den ungerissenen Zustand

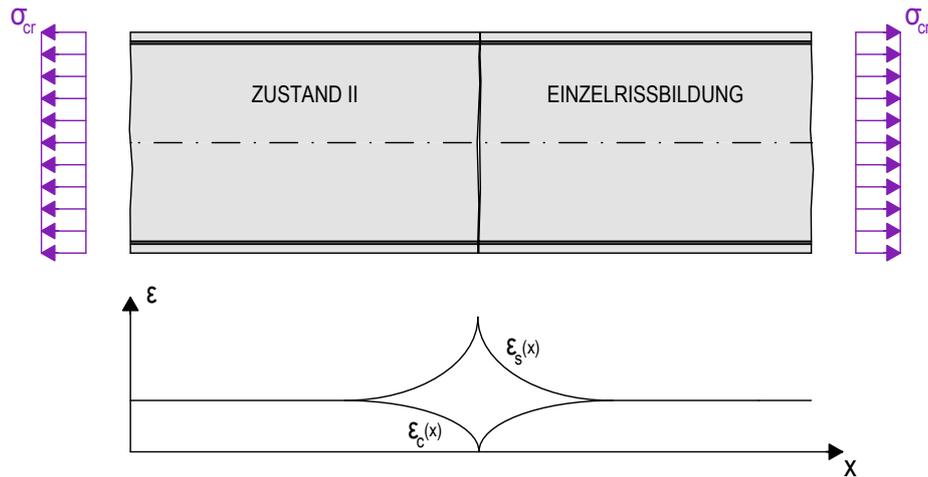


Abb. 2.4.: Dehnungsverlauf für den gerissenen Zustand im Stadium der Einzelrisse

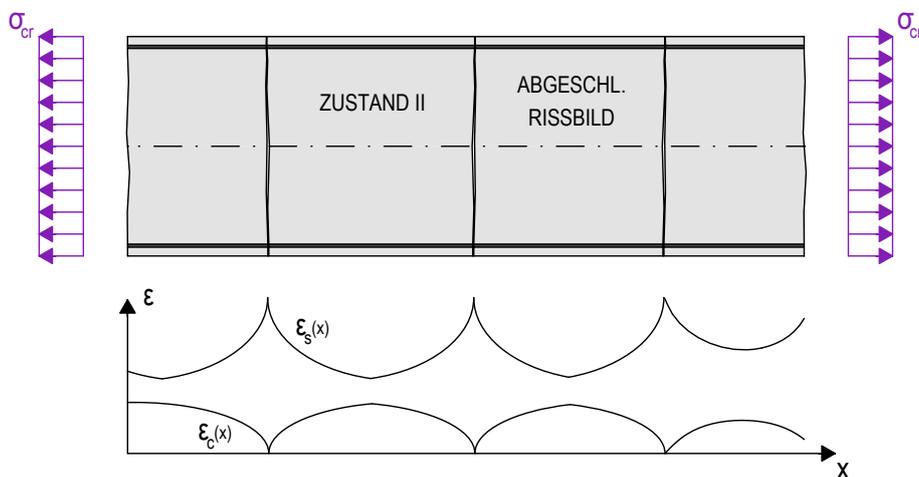


Abb. 2.5.: Dehnungsverlauf für den gerissenen Zustand im Stadium des abgeschlossenen Rissbildes

Im ZS I sind keine Risse vorhanden und die Stahldehnung entspricht der Betondehnung ($\epsilon_s(x) = \epsilon_c(x)$). Wenn die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird, kommt es zur Erstrissbildung. Ohne weitere Steigerung der Verformungseinwirkung befindet sich das Bauteil zunächst im Stadium der Einzelrisse. Entlang des Bauteils sind bereichsweise Dehnungsunterschiede vorhanden ($\epsilon_s(x) \geq \epsilon_c(x)$). Mit weiterer Steigerung der Verformungseinwirkung werden solange neue Einzelrisse zwischen den bestehenden Rissen hervorgerufen, bis es entlang des Bauteils keinen Bereich mehr gibt, in dem die Betonspannung soweit gesteigert werden kann, dass ein neuer Riss entsteht. Das Stadium des abgeschlossenen Rissbildes ist erreicht. Ab diesem Zustand können nur noch die Rissbreiten in den bestehenden Rissen zunehmen ($\epsilon_s(x) \neq \epsilon_c(x)$).

Mit Blick auf die spätere Versuchsauswertung sollte an dieser Stelle noch darauf verwiesen werden, dass die Risse bei kleinen Rissbreiten noch zusätzlich durch eine Rissverzahnung des Betons zusammengehalten werden. Dieser Effekt nimmt erst mit der weiteren Rissöffnung ab, bis nur noch der Stahl die Zugspannungen übernimmt.

2.2.2. Besonderheiten bei dicken Querschnitten

Im Gegensatz zu dünnen Querschnitten besteht bei dicken Querschnitten die Besonderheit, dass der Wirkungsbereich der Bewehrung nicht mehr den gesamten Querschnitt erfasst. Insbesondere

bei randnaher Anordnung der Bewehrung ist es mit zunehmender Querschnittsdicke nicht mehr möglich, nach dem ersten Trennriss einen neuen Trennriss über die Bewehrung zu erzeugen. Allerdings kann die Zugfestigkeit im Wirkungsbereich der Bewehrung erreicht werden und es entstehen so genannte Sekundärrisse, wie in Abb. 2.6 veranschaulicht. Mit der Erstrissbildung

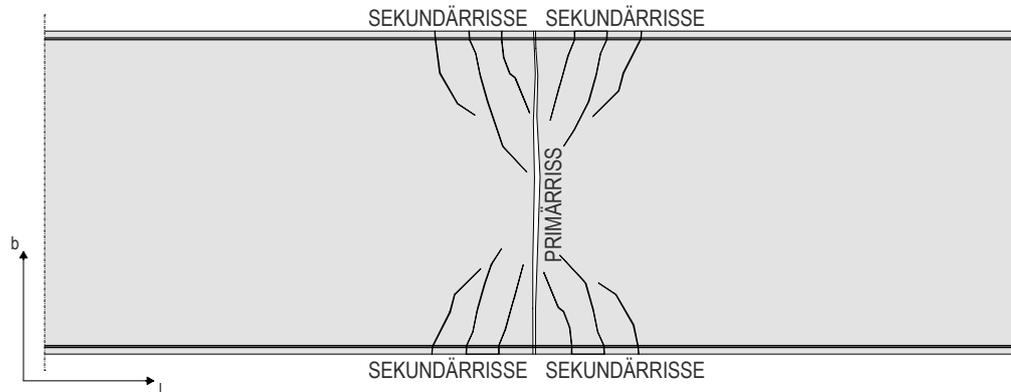


Abb. 2.6.: schematische Darstellung einer Sammelrissbildung am Ausschnitt eines dicken Wandbauteils

nimmt die Zwangskraft des ungerissenen Zustands durch die Rissöffnung zunächst signifikant ab. Die Größe dieses Zwangkraftabbaus hängt hierbei sehr stark vom Bewehrungsgrad ab. Die verbleibende Zwangskraft wird im Primärriss durch die Bewehrung übertragen und in weiterer Folge über die Verbundspannung wieder in den Beton eingeleitet. Nur bei kleinen Rissbreiten könnte aufgrund des *Tension Softening Effekts* auch nach der Rissbildung ein gewisser Anteil an Zugspannungen durch den Beton übertragen werden. Bei weiterer Verformungszunahme hat dieser Effekt allerdings keine Bedeutung.

Im Randbereich wird die Rissbreite durch die eingelegte Bewehrung begrenzt. Durch ein verteiltes Rissbild, infolge der Bildung von Sekundärrissen im Umfeld des Primärrisses, wird die Rissbreite des Primärrisses zusätzlich begrenzt. Das Querschnittinnere (Bereich außerhalb des Wirkungsbereichs) wird von den Sekundärrissen kaum beeinflusst, sodass die Rissbreite im Primärriss in diesem Bereich deutlich zunehmen kann.

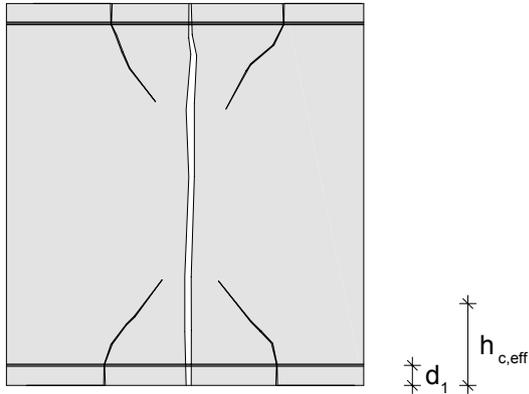
Für die weiteren Betrachtungen wird zunächst davon ausgegangen, dass der Primärriss im rechten Winkel zum Bauteilrand verläuft, da die Hauptzugspannungen im ungestörten Zustand randparallel verlaufen. Demgegenüber verlaufen die Sekundärrisse im Regelfall vom Rand weg im rechten Winkel zur Bewehrung, schrägen dann aber in Richtung des Primärrisses ab. Es ist anzumerken, dass im Primärriss keine Schubspannungen übertragen werden, da die Beanspruchung zur Erzeugung des Primärrisses in Normalenrichtung auf den Riss wirkt und keine Verschiebungen in Querrichtung auftreten. Im Gegensatz dazu können im Sekundärriss neben Zug- auch Schubspannungen übertragen werden. Der Anteil an Schubspannungen, die im Riss übertragen werden, stehen in Abhängigkeit der Rissneigung. Hierbei gilt, je flacher die Rissneigung, desto größer die übertragbare Schubspannung.

Wirkungsbereich der Bewehrung - Effektive Höhe

Die effektive Betonfläche $A_{c,eff}$ beschreibt den Wirkungsbereich der im Randbereich verlegten Bewehrung. In den heutigen Bemessungsregeln nach EN 1992-1-1 (2011), aber auch für die verformungsbasierte Methode zur Begrenzung der Rissbreite kommt diesem Wirkungsbereich eine große Bedeutung zu, da aus diesem Bereich die Risskraft zur Erzeugung von Sekundärrissen abgeleitet werden kann.

In der Literatur finden sich verschiedene Vorschläge, die teils von mechanischen Überlegungen im

Einleitungsbereich, teils aber auch aus der gemessenen Risskraft in Versuchen, wie in Abb. 2.7 veranschaulicht, abgeleitet wurden.



$$h_{c,eff} = \frac{F_{cr}^s}{f_{ctm} \cdot b} \quad (2.2)$$

Abb. 2.7.: Effektive Höhe

Erste Angaben zur Ermittlung der Größe von $A_{c,eff}$ bzw. $h_{c,eff}$ finden sich in Leonhardt (1976) und CEB-FIP (1978). Später folgten verschiedene Vorschläge auf Basis unterschiedlicher Untersuchungen. Die einzelnen Vorschläge sind in Abb. 2.9 zusammengestellt. Für das risskraftbasierte Bemessungsmodell in EN 1992-1-1 (2011) gilt derzeit der Vorschlag nach König und Tue (1996), wobei hier auf der sicheren Seite liegend eine Vergrößerung von $A_{c,eff}$ mit zunehmender Bauteildicke unterstellt wird. In den FE-Untersuchungen von Fischer (1993) wurde demgegenüber festgestellt, dass für praktisch relevante Rissabstände von 10 - 20 cm und Betondeckungen von 3,5 - 7,5 cm eine effektive Höhe von ca. $2 - 4 \cdot d_1$ zu erwarten ist. Diesen Berechnungen ist außerdem zu entnehmen, dass die erforderliche Kraft zur Rissbildung unsensibel gegenüber Veränderungen einzelner Einflussfaktoren, wie z.B. Bewehrungsgrad, diverse mathematische Ansätze für das Betonverhalten bei Zugbeanspruchung sowie des Verbundverhaltens zwischen Bewehrung und Beton, ist. Dadurch konnte das Ergebnis dieser Forschung als allgemeiner Berechnungsansatz angesehen werden. Für die verformungsbasierte Bemessung wurden diese Erkenntnisse in Bödefeld (2010) aufgegriffen.

Leonhardt (1976)

$$h_{c,eff} = c + (4 \cdot d_s) \quad (2.3)$$

CEB-FIP (1978)

$$h_{c,eff} = c + e + 8 \cdot d_s \quad (2.4)$$

Menn (1986)

$$\frac{h}{2} \leq 250 \text{ mm} \rightarrow h_{c,eff} = \frac{h}{2} \quad (2.5)$$

König und Fehling (1988)

$$h_{c,eff} = 3 \cdot d_1 \quad (2.7)$$

$$\frac{h}{2} > 250 \text{ mm} \rightarrow h_{c,eff} = 250 \text{ mm} \quad (2.6)$$

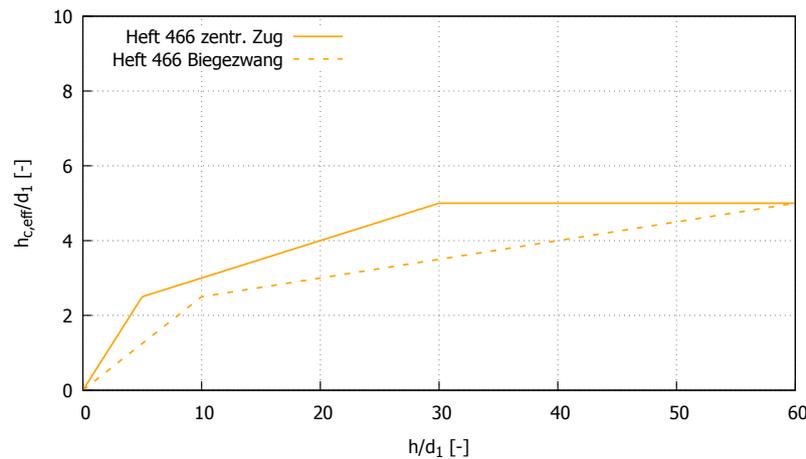
Helmus (1990)

$$h_{c,eff} = 5,3 \cdot d_1 \quad (2.8)$$

Fischer (1993)

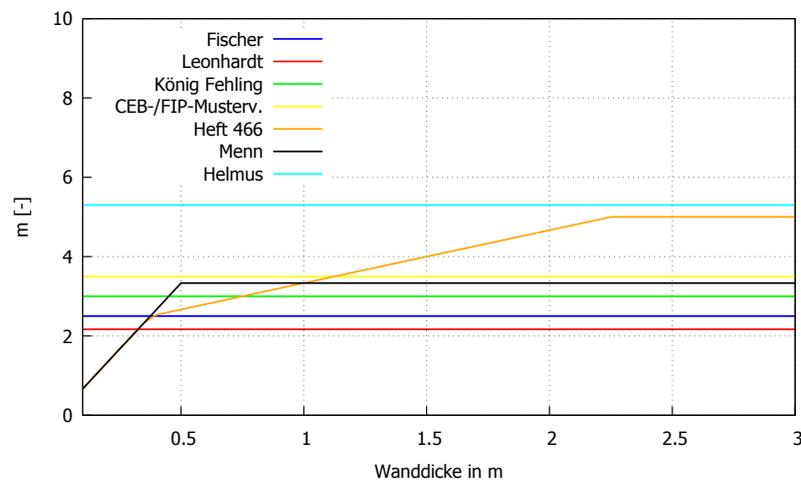
$$h_{c,eff} = 2,5 \cdot d_1 \quad (2.9)$$

König und Tue (1996)

Abb. 2.8.: Ansätze zur Ermittlung von $h_{c,eff}$ lt. König und Tue (1996)

Für die Auswertungen im Rahmen dieser Arbeit wird für die Ermittlung von $A_{c,eff}$ ebenfalls ein Multiplikationsfaktor für d_1 betrachtet. Für diesen Faktor „ m “ gilt:

$$m = \frac{h_{c,eff}}{d_1} \quad (2.10)$$

Abb. 2.9.: Vergleich der unterschiedlichen Ansätze für die Effektivzonenhöhe - Faktor m

2.3. Verformungskompatibilität in einem Rissystem aus Primärriss und Sekundärrissen

2.3.1. Allgemeines

Die Verformungskompatibilität ist die Verträglichkeitsbedingung entlang eines Bauteils. Diese Bedingung wurde in den Arbeiten von Bödefeld und Schlicke konsequent verfolgt, um eine effiziente Festlegung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite infolge Zwangbeanspruchung ermöglichen zu können. Im Gegensatz dazu liefert der auf der Risskraft basierende Ansatz nach

EN 1992-1-1 (2011) in der Regel sehr konservative Bewehrungsmengen, vgl. Schlicke und Tue (2016c).

Beim Nachweis der Verformungskompatibilität wird die erforderliche Bewehrung so festgelegt, dass die Verformungseinwirkung durch eine gezielte Sekundärrissbildung im Umfeld eines Primärrisses aufgenommen werden kann, ohne dass die zulässige Rissbreite im Primärriss überschritten wird.

Neben der Verformungseinwirkung selbst kommt hierbei der zugrunde gelegten Bauteillänge eine entscheidende Bedeutung zu. Hierfür kann davon ausgegangen werden, dass sich unter Zwangbeanspruchung ein so genanntes „geometrisch vorgebenes Rissbild“ einstellt, wobei der Abstand der Primärrisse maßgeblich durch die Behinderungssituation gesteuert wird. Die vorhandene Bewehrung ist hierbei von untergeordneter Bedeutung.

Dieses geometrisch vorgebene Rissbild teilt das Bauteil nun im Abstand der Primärrisse in unabhängige Abschnitte, für die der Nachweis der Verformungskompatibilität herausgelöst erbracht werden kann. Die ermittelte behinderte Verformung zwischen zwei Primärrissen muss letztendlich durch die Sammelrissbildung im Bereich des Primärrisses kompensiert werden. Bei größeren Verformungseinwirkungen kommt hierbei der Sekundärrissbildung große Bedeutung zu.

2.3.2. Primärrissbildung bei Wänden unter zentrischer Zwangbeanspruchung

Wände werden in der Regel am Wandfuß behindert. Führt die Zwangbeanspruchung zur Rissbildung, so wächst gemäß der Spannungsverteilung in Abb. 2.10 mit größter Zugspannung am Wandfuß ein Primärriss stets von Wandfuß in Richtung der Wandkrone. Zufolge Untersuchungen in Schlicke (2014) an einem bewehrten Fundament-Wandsystem ergibt sich der Abstand zwischen den Primärrissen aus einer geometrischen Beziehung und beträgt ca. 1,2 mal der vorhandenen Risshöhe des Primärrisses. Dieser Zusammenhang ist vereinfacht in Abb. 2.10 veranschaulicht. Da die Ermittlung der Risshöhe nicht trivial ist, wurde in BAW-Merkblatt (2011) (MFZ) auf der sicheren Seite vorgeschlagen, für die Ermittlung des Rissabstands stets von einem Durchriss auszugehen. Damit kann auf der sicheren Seite geschrieben werden:

$$l_{cr} \leq 1,2 \cdot h_w \quad (2.11)$$

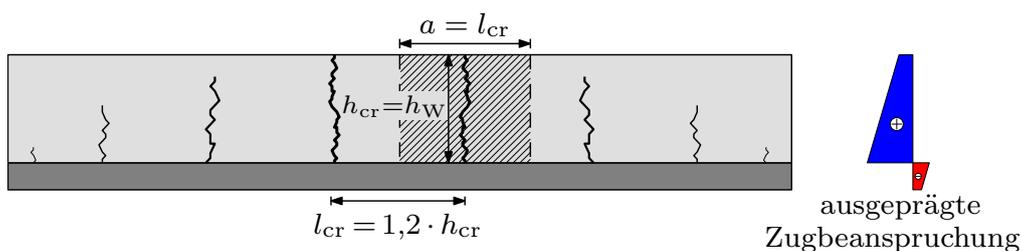


Abb. 2.10.: Primärrissabstand in einer dicken Wand aus [Schlicke (2014), S. 109]

Ist der Rissabstand bekannt, so kann die Verformungskompatibilität an einem einfachen Ersatzsystem, wie in Abb. 2.11 gezeigt, betrachtet werden. Ohne Betrachtung der Bewehrung ergibt sich die Verformungskompatibilität bereits allein durch die Rissöffnung im Primärriss (w_{beh}). Auf Grundlage der behinderten Verformung ε_{beh} und dem Abstand der Primärrisse (l_{cr}) hat diese

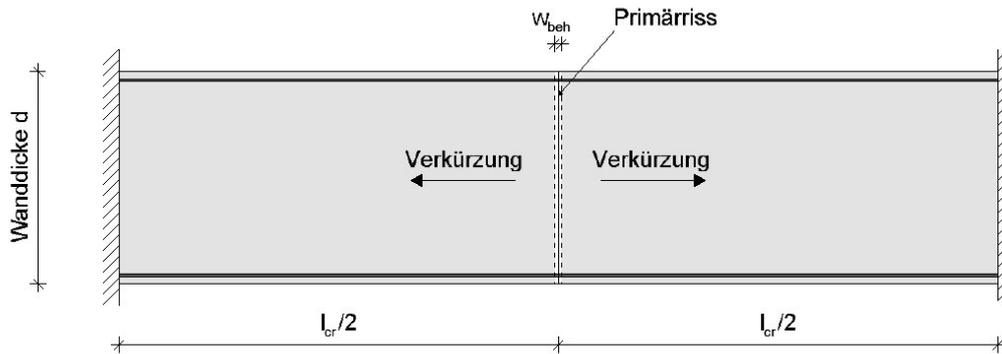


Abb. 2.11.: Verformungskompatibilität in einem System mit einem einzigen Primärriss

eine Größe von:

$$w_{\text{beh}} = \frac{\sigma_{\text{beh}}}{E_c(t_{\text{cr}})} \cdot l_{\text{cr}} \quad (2.12)$$

w_{beh} Länge der behinderten Verformung

σ_{beh} maßgebende Zwangspannung

$E_c(t_{\text{cr}})$ E-Modul des Betons zum letztmöglichen Zeitpunkt der Rissbildung

l_{cr} Primärrissabstand

Übersteigt diese Rissbreite ohne Bewehrung das Rissbreitenkriterium, so müssen weitere Sekundärrisse erzeugt werden. Eine alleinige Begrenzung der Rissbreite des Primärrisses durch Bewehrung ohne Erzeugung von Sekundärrissen ist unrealistisch, da die hierfür erforderliche Stahlkraft die Risskraft des Wirkungsbereichs der Bewehrung deutlich übersteigen würde.

2.3.3. Sekundärrissbildung unter zentrischer Zwangbeanspruchung

Ist die aufzunehmende Verformung im Primärriss w_{beh} größer als die zulässige Rissbreite w_{zul} , so müssen im Umfeld des Primärrisses weitere Sekundärrisse gebildet werden. Diese Sekundärrisse tragen mit ihrer jeweiligen Rissbreite zur Verformungskompatibilität bei, sodass die Rissbreite im Primärriss gezielt begrenzt werden kann (Abb. 2.12). In der Randzone des Bauteils wird die

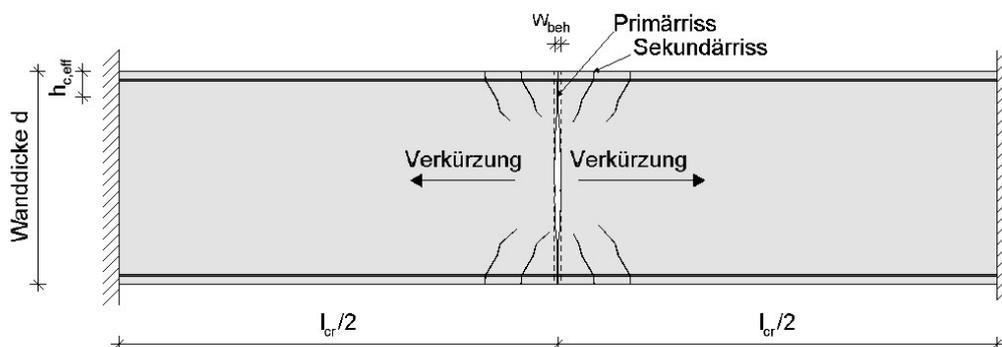


Abb. 2.12.: Verformungskompatibilität in einem System mit einem Primärriss sowie weiteren Sekundärrissen im Umfeld des Primärrisses

Verformungskompatibilität durch die Summe der Rissbreiten im Wirkungsbereich der Bewehrung erfüllt. Es gilt:

$$w_{beh} = w^P + \sum_{i=1}^n w_i^S \quad (2.13)$$

w^P Rissöffnung im Primärriss

w_i^S Rissöffnung im Sekundärriss

Mit zunehmender Bauteildicke entsteht außerdem ein Mittenbereich, in dem sich die Rissbreite der Sekundärrisse nicht mehr auswirkt und die Verformungseinwirkung alleinig als freie Rissbreite im Primärriss einstellt. Insgesamt kann die Verformungskompatibilität für ein Rissystem innerhalb des Primärrissabstands nachgewiesen werden, indem die gesamte aufzunehmende Verformung aus Zwang durch Rissbildung kompensiert wird. In dieser Betrachtung wird der Einfluss der verbleibenden Betonspannung im ungerissenen Bereich zunächst vernachlässigt, um eine praktikable Überführung der beschriebenen Zusammenhänge in ein Bemessungsmodell zu ermöglichen. Nähere Informationen hierzu liefert Schlicke und Tue (2016a). Neuere Untersuchungen in Turner (2017) nehmen Bezug auf die verbleibende Betonspannungen zwischen den Rissen und die Änderung des Behinderungsgrades.

3. Bisherige Untersuchungen

3.1. Versuch von Helmus (1990)

3.1.1. Allgemeines

Bereits im Jahr 1990 wurden in Helmus (1990) Versuchsergebnisse zur Primär- und Sekundär-rissbildung bei dicken Bauteilen veröffentlicht. In dieser Versuchsreihe wurden insgesamt 12 Versuchskörper (VK) auf 3 Gruppen verteilt untersucht, wobei zwischen diesen Gruppen jeweils die Bauteildicke variiert wurde.

Gruppe 1	= 80 cm
Gruppe 2	= 120 cm
Gruppe 3	= 200 cm

Neben der Versuchskörperdicke veränderte Helmus (1990) auch den Bewehrungsgehalt, den Stabdurchmesser, den Stababstand, sowie die Betondeckung. Einzig die Breite der einzelnen VK blieb mit jeweils 40 cm konstant.

3.1.2. Versuchsaufbau

Die Versuchsdurchführung aller Gruppen erfolgte an einer vertikalen Zugmaschine (siehe Abb. 3.1). Um eine möglichst gleichmäßig verteilte Lasteinleitung zu gewährleisten, wurde eine Kombination von Einleitungsbewehrung und zusätzlicher Stahlkonstruktion eingesetzt. Hierzu wurden in den Versuchskörper Gewindestahlbügel im Abstand von 10 cm eingelegt, wobei die Einbindelänge der Bewehrung gestaffelt wurde. Die Verbindung zwischen Versuchskörper und Zugvorrichtung wurde durch das Anbringen eines HEM 300 Profils als Bindeglied sichergestellt. Hierzu wurden 2 Laschen aufgeschweißt zusätzliche Steifen als Verstärkung angebracht. Die aus dem Versuchskörper ragenden Gewindestäbe wurden durch vorgefertigte Löcher geführt und am HEM 300 Profil verschraubt (1. u. 2. Versuchserie) bzw. verschweißt (3. Versuchserie). Aufgrund unterschiedlicher Federsteifigkeiten der eingelegten Bewehrung (Hauptbewehrungsdurchmesser > Einleitungsbewehrungsdurchmesser) führte dies zu Spannungsspitzen im Bereich der Hauptbewehrung. Um diese auszugleichen, wurde die Tragbewehrung nur per Hand verschraubt, während an den Einleitungsbügeln eine leichte Vorspannung aufgebracht wurde. Um den Primärriss in der Mitte des Versuchskörpers zu erzwingen, wurden jeweils Rissvorgaben in Form von Trennwinkeln in der Schalung angebracht, die den Querschnitt schwächten und somit die Rissbildung an dieser Stelle provozierten.

3.1.3. Versuchsdurchführung und Auswertung

Die Versuchskörper wurden, wie in Abb. 3.1 ersichtlich, jeweils vertikal in der Prüfvorrichtung eingespannt und kraftgesteuert gezogen. Die Kraftsteuerung erfolgte händisch, um eine möglichst langsame Laststeigerung zu gewährleisten. Zusätzlich zu den Messungen der eingeleiteten Kraft, den Betonverformungen und Stahldehnungen führte Helmus (1990) bei den Versuchskörpern VK 21

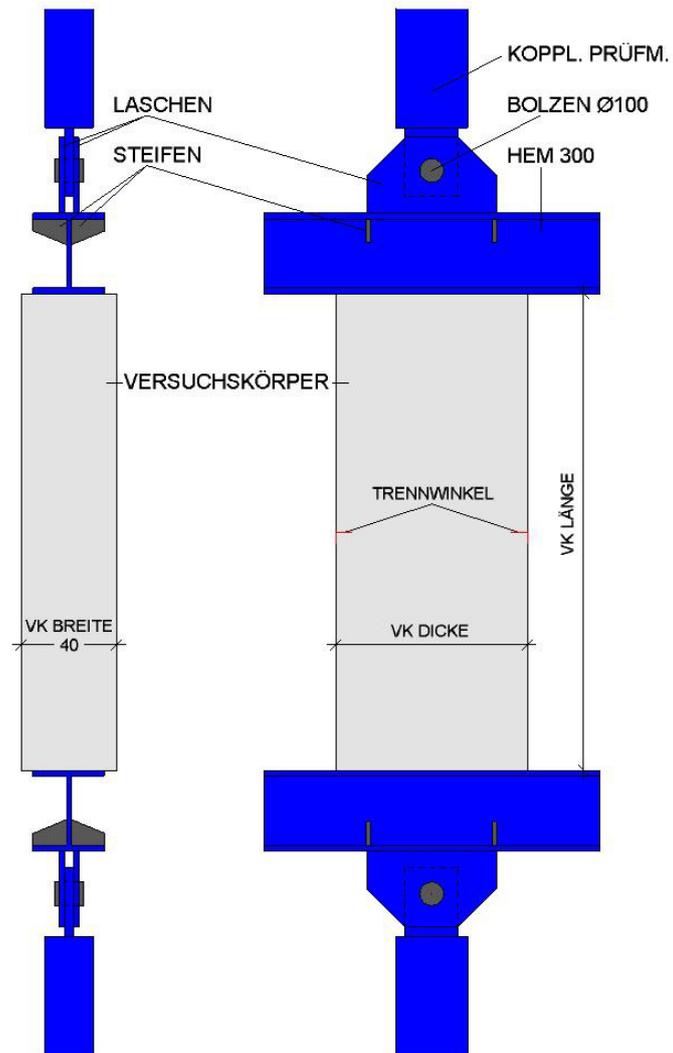


Abb. 3.1.: Versuchsaufbau lt. Helmus (1990)

und VK 22 eine verteilte Temperaturmessung im Versuchskörperinneren über die Breite durch, um etwaige größere Temperaturdifferenzen durch Hydratationswärme in den jungen Probekörpern aufzunehmen. Die Messung der Stahlspannung im Primärriss erfolgte mittels an der Bewehrung angebrachter Dehnmessstreifen. Zur Aufnahme der Betonverformungen wurden verschiedene Wegaufnehmer hinsichtlich Messbereich und Messbasis verwendet. Die Anordnung der einzelnen Wegaufnehmer wurde zwischen den Versuchsgruppen variiert und an die jeweilige Bauteildicke angepasst.

Die Rissöffnung führte zu einem schlagartigen Anstieg der Stahlspannung im Primärriss, da die eingeleitete Kraft nun von der Bewehrung aufgenommen werden musste. Bei Erstrissbildung wurde die Fließgrenze kurzfristig erreicht bzw. überschritten. Da die Prüfung kraftgesteuert erfolgte, wurde auch direkt nach der Rissbildung die Risskraft eingebracht. Dies stellt einen wesentlichen Unterschied zum tatsächlichen Verhalten unter Zwang dar, da der Zwankkraftabbau nach Rissbildung hierbei nicht abgebildet wurde.

Im Anschluss an den Zugversuch wurde das Rissbild aufgenommen und grafisch dargestellt. Die Auswertung der Messdaten aus Kraft und Verformungen/Dehnungen erfolgte in Form von Kraft-Weg- und Kraft-Dehnungs-Diagrammen.

3.1.4. Berechnungsmodell

Helmus führte im Zuge der Auswertung eine Nachrechnung der Versuche durch. Diese Berechnung erfolgte durch Ansatz eines Kräftegleichgewichts im gerissenen Bereich zwischen Primär- und Sekundärriss. Die Versuche lieferten zwei Rissformen, einerseits der vollständige Durchriss des Versuchskörpers im Sekundärriss über die gesamte Dicke, andererseits der Teileinriss. Auf Basis dieser beiden Rissbilder wurden zwei Kräftemodelle, wie in Abb. 3.2 und Abb. 3.3 ersichtlich, erstellt.

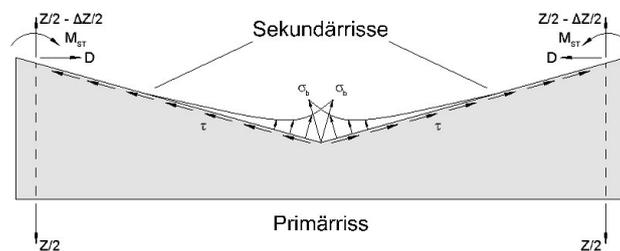


Abb. 3.2.: Freischnitt Primär-/Sekundärriss mit Einriss des Sekundärrisses bis zur Querschnittmitte, Typ 1 [Helmus (1990), S. 90]

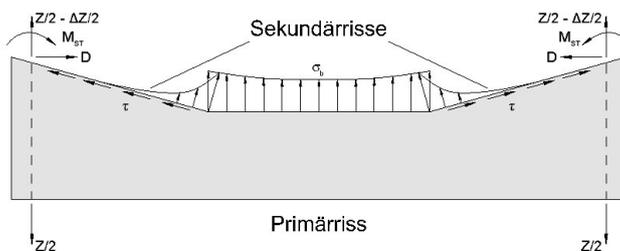


Abb. 3.3.: Freischnitt Primär-/Sekundärriss mit Teileinriss des Sekundärrisses, ausgehend vom Rand in Richtung der Querschnittmitte, Typ 2 [Helmus (1990), S. 91]

Zufolge Helmus (1990) bildet sich jeweils am Ende der Rissöffnung, bzw. zwischen den beiden Rissen ein plastisches Gelenk aus. Die Rissöffnung im Sekundärriss führt zu einer Starrkörperrotation (Bruchkörper) um das Gelenk. Da es nur zu einer Bewegung normal zur Rissöffnungsrichtung kommt, werden lt. Helmus (1990) im Sekundärriss keine Schubspannungen übertragen ($\tau=0$). Im Gegensatz dazu werden im Sekundärriss auch nach der Rissöffnung Zugspannungen über die Rissflanken übertragen. Die Ermittlung von σ_b erfolgt mit Hilfe eines Zugspannungs-Rissöffnungs-Gesetzes. Die Differenz aus Stahlkraft im Primärriss und jener im Sekundärriss ΔZ ergibt sich durch Integration der verbliebenen Restzugspannung im Riss. Bei Typ 1 erfolgt die Integration aufgrund des durchlaufenden Risses über die gesamte Querschnittsbreite, siehe Gl. 3.1. Die Differenzkraft ΔZ des zweiten Risstyps ergibt sich aus einer Summe der übertragenen Zugspannungen im ungerissenen Bereich, sowie jenen in den Sekundärrissen, siehe Gl. 3.2.

Typ 1

$$\Delta Z \approx 2 \cdot \int_0^{l_{Riss}} \sigma_b(x) \cdot dx \quad (3.1)$$

Typ 2

$$\Delta Z \approx 2 \cdot \int_0^{l_{Riss}} \sigma_b(x) \cdot dx + \alpha_s \cdot a \cdot f_{ct} \quad (3.2)$$

- σ_b nach Rissöffnung übertragbare Zugspannung
- α_s Volligkeitsbeiwert der Zugspannungen im Stegbereich
- a Länge des Steges
- τ Schubspannung im Sekundärriss
- M_{ST} Längsbiegemoment im Bewehrungsstahl
- Z Zugkraft im Primärriss
- ΔZ Kraft die im Betonkörper verbleibt
- D Dübelkraft zwischen Beton und Bewehrung

3.2. Untersuchungen von Bödefeld (2010)

3.2.1. Untersuchungen zur Rissbildung bei gezwängter Lagerung

In Bödefeld (2010) wurde anhand von Finite Elemente Untersuchungen der Rissbildungsprozess an dicken Bauteilen mit randnaher Bewehrung untersucht. Dabei erfolgte eine Betrachtung unterschiedlicher Einflussfaktoren auf die Rissbildung. Diesen Untersuchungen ist zu entnehmen, dass die Primärrissbildung v.a. bei dickeren Bauteilen (>2 m) ein sukzessiver Prozess ist und eine schlagartige Rissöffnung nicht erwartet werden kann. Darüber hinaus konnte gezeigt werden, dass der Risszeitpunkt bei dickeren Querschnitten keinen nennenswerten Einfluss auf die Stahlspannung am Ende der Hydratation hat, wodurch eine Bestimmung von $f_{ct,eff}$ nicht mehr erforderlich ist. Weiters wurde der Einfluss des Bewehrungsgehalts auf die Rissbildung untersucht. Erwartungsgemäß zeigte eine Erhöhung des Bewehrungsgehalts eine Zunahme der Zwangspannung in der Bewehrung, sowie eine Abnahme der Rissbreite.

Ist die Stahlspannung im Primärriss ausreichend groß, so entsteht ein Sekundärrisspaar. Der aus den Versuchen von Helmus (1990) ermittelte Verlauf eines Sekundärrisses konnte durch

die Berechnungen in Bödefeld (2010) anhand einer Auswertung der Hauptspannungen vor der Sekundärrissbildung bestätigt werden. Wie in Abb. 3.4 ersichtlich, verlaufen die Hauptzugspannungen im Randbereich parallel zur Bewehrung und neigen sich ab einer Höhe d_1 im Winkel von $26,5^\circ$ zum Bewehrungsstab bzw. stellt sich die Rissöffnung in diesem Bereich normal zu den Hauptzugspannungen ein.

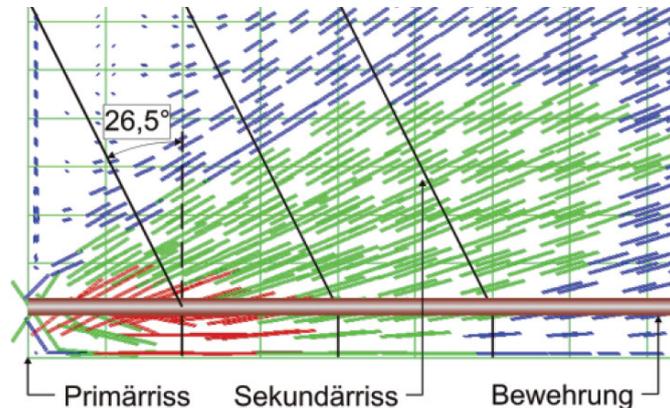


Abb. 3.4.: Hauptzugspannungen vor der Sekundärrissbildung in vektorieller Darstellung [Bödefeld (2010), S. 53]

Aus den Untersuchungen von Bödefeld geht außerdem hervor, dass im Einleitungsbereich zum nächsten Sekundärriss eine Spannung im Beton von jeweils ca. 30% der eingeleiteten Stahlspannungen verbleibt und somit die Stahlspannung zum nächsten Sekundärriss hin abnimmt. Diese Abnahme steht im Zusammenhang mit der Rissneigung, da sich bei einer Anordnung von senkrechten Sekundärrissen dieser Effekt nicht einstellen würde. Weitere Einflussfaktoren für diese Abnahme der Stahlspannung sind der Bewehrungsquerschnitt und der Rissabstand. Der Einfluss der Betondeckung als auch der Einfluss der Querschnittsdicke kann hierbei allerdings - prozentual betrachtet - vernachlässigt werden. Abschließend wurde mit diesen Berechnungen außerdem die Größe des effektiven Wirkungsbereichs untersucht, deren Ergebnis den Ansatz von Fischer (1993) mit $h_{c,eff} = 2,5 \cdot d_1$ stützen.

Insgesamt konnte aus diesen Ergebnissen der Spannungsverlaufs in der Bewehrung entlang des gerissenen Bereichs nachvollzogen werden. Wie in Abb. 3.5 dargestellt, steigt die Spannung im Primärriss an, bis die für eine Sekundärrissbildung erforderliche Zugspannung im Beton erreicht ist. Dies liegt vor, wenn die vorhandene Betonzugfestigkeit im Wirkungsbereich der Bewehrung überschritten wird. Sobald sich der Sekundärriss öffnet, steigt in diesem Punkt die Spannung in der Bewehrung signifikant an. Als Resultat der Sekundärrissbildung kommt es zu einem erneuten Abbau der Zwangskraft, wodurch die Spannung im Primärriss abnimmt. Die verbleibende Spannung zwischen den Rissen führt außerdem dazu, dass die Stahlspannung insgesamt zum Primärriss hin girlandenartig zunimmt.

Die zunehmenden Eigenspannungen bei dickeren Querschnitten werden in diesem Zusammenhang vernachlässigt. Infolge der Primärrissbildung kommt es zu einem vollständigen Durchreißen des Querschnitts. Mit weiteren Untersuchungen in Schlicke (2014) und Knoppik und Schlicke (2016) konnte gezeigt werden, dass die Eigenspannungen bei der Bildung des Primärrisses abgebaut werden und zur Bestimmung der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite vernachlässigt werden können.

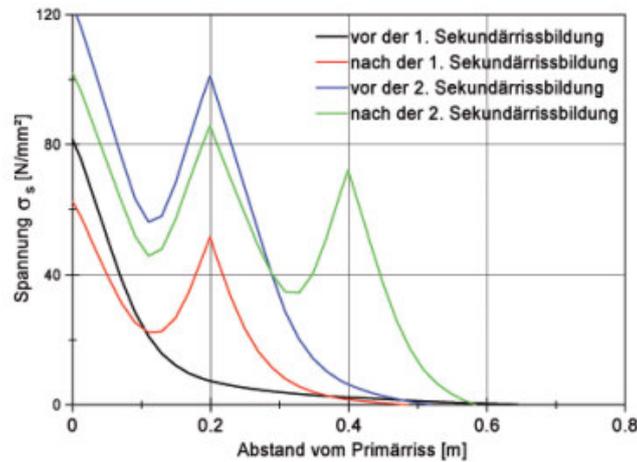


Abb. 3.5.: Spannungsverlauf in der Bewehrung im Zuge der fortlaufenden Sekundärrißbildung [Bödefeld (2010),S. 54]

3.2.2. Bemessungsmodell

Dieses Bemessungsmodell basiert auf den bereits in Abs. 2.3 erläuterten Zusammenhängen zur Verformungskompatibilität sowie dem zuvor erläuterten Verlauf der Stahlspannung. Für das Bemessungsmodell wurde der Abstand zwischen den Sekundärrißs sowie die verbleibende Spannung zwischen diesen auf der sicheren Seite festgelegt. Den idealisierten Stahlspannungsverlauf zeigt Abb. 3.6.

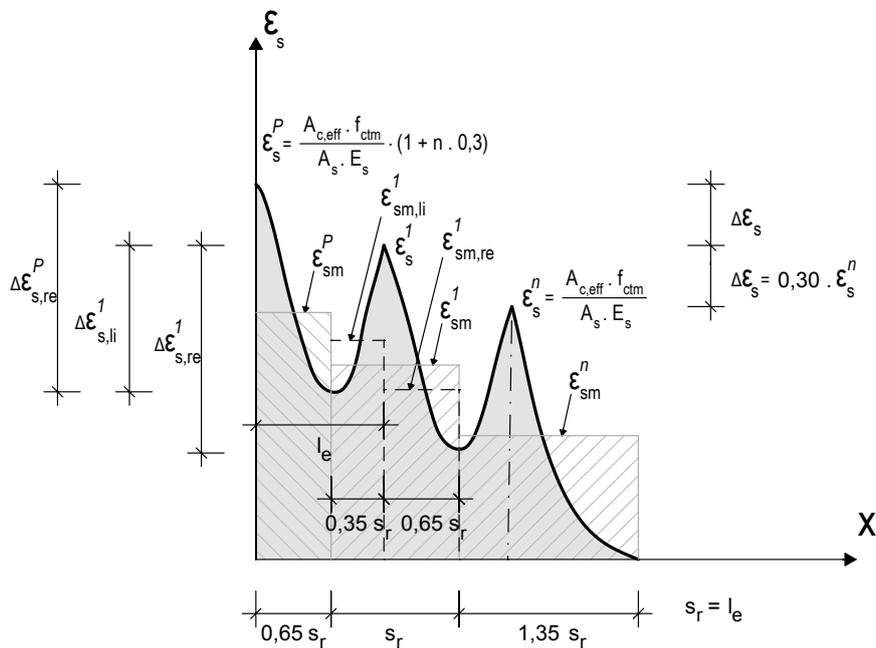


Abb. 3.6.: Dehnungsverlauf in der Bewehrung während der Rissbildung gemäß Bödefeld (2010)

Da sich zwischen den Sekundärrißs kaum Betondehnungen einstellen, werden diese im folgenden für die Rissbreitenberechnung vernachlässigt, $\epsilon_{cm} = 0$. Als Zugfestigkeit wurde gemäß der Erkenntnisse aus der Parameterstudie die mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} angesetzt. Und für den Abstand zwischen den Sekundärrißs wurde die benötigte Länge zum Aufbau der zur Bildung

eines Sekundärrisses benötigten Kraft zugrunde gelegt. Für diese Abstände gilt:

$$s_r^1 = s_r^2 = s_r^i = l_e \quad (3.3)$$

$$l_e = \frac{A_{c,eff} \cdot f_{ctm}}{\tau_{sm} \cdot u_s} = \frac{A_{c,eff}}{1,8 \cdot \pi \cdot d_s} \quad (3.4)$$

- l_e Lasteinleitungslänge
- $A_{c,eff}$ effektiver Wirkungsbereich der Bewehrung
- f_{ctm} mittlere Betonzugfestigkeit
- τ_{sm} mittlere Verbundspannung, $\tau_{sm} = 1,8 \cdot f_{ctm}$
- u_s Bewehrungsumfang

Ist die Spannung im Primärriss bekannt, kann somit auch die Spannung in den Sekundärrissen bestimmt werden. Für den ersten Sekundärriss gilt:

$$\varepsilon_s^1 = \varepsilon_s^P \cdot 0,7 \quad (3.5)$$

- ε_s^1 Stahldehnung im ersten Sekundärriss
- ε_s^P Stahldehnung im Primärriss

Die Dehnungsdifferenz zwischen dem Dehnungsmaximum im Riss und dem Minimum am Ende des Einflussbereichs eines Risses ergibt sich in Abhängigkeit von der erforderlichen Risskraft zur Erzeugung eines Sekundärrisses. Die Stahldehnungsdifferenzen für den Primärriss sowie für die rechte Seite eines Sekundärrisses können somit über Gl. 3.6 ermittelt werden. Für die linke Seite des Sekundärrisses gilt allerdings Gl. 3.7.

$$\Delta\varepsilon_s^P = \Delta\varepsilon_{s,re}^i = 0,65 \cdot \frac{A_{c,eff} \cdot f_{ctm}}{A_s \cdot E_s} = 0,65 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff} \cdot E_s} \quad (3.6)$$

$$\Delta\varepsilon_{s,li}^i = 0,35 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff} \cdot E_s} \quad (3.7)$$

- ρ_{eff} Bewehrungsgrad bezogen auf die Effektivzone
- E_s E-Modul Bewehrungsstahl

Die Ermittlung der mittleren Stahldehnung über den Einzugsbereich des Primärrisses erfolgt hierbei mit einem Völligkeitsbeiwert $\nu_s = 0,6$. Aus dieser gemittelten Dehnung kann nun unter Berücksichtigung der Einleitungslänge die Rissbreite im Primärriss bestimmt werden.

$$\varepsilon_{sm}^P = \varepsilon_s^P - 0,6 \cdot \Delta\varepsilon_s^P = \frac{\sigma_s}{E_s} - 0,39 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff} \cdot E_s} \quad (3.8)$$

$$w^P = \varepsilon_{sm}^P \cdot s_r^P = \left(\frac{\sigma_s}{E_s} - 0,39 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff} \cdot E_s} \right) \cdot 1,3 \cdot \frac{A_{c,eff}}{1,8 \cdot \pi \cdot d_s} \quad (3.9)$$

Die Rissbreite des ersten Sekundärrisses wird über die mittlere Stahldehnung im Bereich links und rechts des Sekundärrisses ermittelt. Es gilt:

$$\varepsilon_{sm,li}^1 = \varepsilon_s^1 - 0,6 \cdot \Delta\varepsilon_{s,li}^1 = \frac{\sigma_s}{E_s} - (0,30 + 0,6 \cdot 0,35) \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff} \cdot E_s} = \frac{\sigma_s}{E_s} - 0,51 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff} \cdot E_s} \quad (3.10)$$

$$\varepsilon_{\text{sm},re}^1 = \varepsilon_s^1 - 0,6 \cdot \Delta \mathcal{E}_{s,re}^1 = \frac{\sigma_s}{E_s} - (0,30 + 0,6 \cdot 0,65) \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{\rho_{\text{eff}} \cdot E_s} = \frac{\sigma_s}{E_s} - 0,69 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{\rho_{\text{eff}} \cdot E_s} \quad (3.11)$$

$$w^1 = (0,35 \cdot \varepsilon_{\text{sm},li}^1 + 0,65 \cdot \varepsilon_{\text{sm},re}^1) \cdot s_r^1 = \left(\frac{\sigma_s}{E_s} - 0,63 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{\rho_{\text{eff}} \cdot E_s} \right) \cdot \frac{d_s}{7,2 \cdot \rho_{\text{eff}}} \quad (3.12)$$

Auf der sicheren Seite liegend wird für die Bestimmung der Rissbreite im n -ten Sekundärriss angenommen, dass die Stahlspannung im n -ten Sekundärriss gerade die Zugfestigkeit im Wirkungsbereich der Bewehrung erreicht. Damit kann die Stahlspannung im Primärriss durch Rückrechnung aus der Stahldehnung im n -ten Sekundärriss bestimmt werden zu:

$$\sigma_{s,\text{erf}}^P = (1 + n \cdot 0,3) \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{\rho_{\text{eff}}} \quad (3.13)$$

Durch Zusammenführen von Gl. 3.9, 3.12 und 3.13 kann das Verhältnis von Primär- zum ersten Sekundärriss bestimmt werden. Durch weitere Auswertung des Verhältnisses von Primärriss zu erstem Sekundärriss sowie der weiteren Sekundärrisse zueinander wurde anschließend ein linearisierter Zusammenhang für die Summe der Rissbreiten in einem Rissystem abgeleitet.

$$\sum w = w^P \cdot (1 + 0,9 \cdot n) \quad (3.14)$$

Formt man Gl. 3.14 auf die Anzahl der Sekundärrisse n um und ersetzt die Rissbreite des Primärrisses w^P durch das Rissbreitenkriterium w_{zul} , so lässt sich aus der aufzunehmenden Verformung w_{beh} die erforderliche Anzahl an Sekundärrissen bestimmen, siehe Gl. 3.15.

$$n \geq 1,1 \cdot \left(\frac{w_{\text{beh}}}{w_{\text{zul}}} - 1 \right) \quad (3.15)$$

Abschließend muss noch überprüft werden, ob die zulässige Stahlspannung im Primärriss eingehalten wird. Ist $\sigma_{\text{zul}} \geq \sigma_{\text{erf}}$ erfüllt, so gilt die Aufgabe als gelöst und der Nachweis der Verformungskompatibilität ist erbracht.

Dieses Modell setzt voraus, dass im letzten Sekundärriss eine Stahlspannung vorhanden ist, bei der im Wirkungsbereich der Bewehrung die Zugfestigkeit erreicht wird. Dieser Zustand entspricht aber genau jenem Zustand, bei dem durch das Einleiten der Spannung in den Beton im Abstand s_r ein neuer Riss entstehen würde. Dieser zusätzliche Sekundärriss wurde jedoch in die Berechnungen nicht miteinbezogen und kann als Sicherheit betrachtet werden, da sich durch eine weitere Rissbildung das Verformungspotential des Sammelrisses erhöht.

Weiters ist festzustellen, dass mit Gl. 3.15 die gesamte aufzunehmende Verformung aus Zwang durch Rissbildung kompensiert wird. Dies liegt nochmals auf der sicheren Seite, da auch im Bereich zwischen den Primärrissen Verformungen durch Betondehnungen aufgenommen werden. Dadurch wird die Verformungskompatibilität in der Realität bereits durch geringere Rissbreiten oder weniger Sekundärrissen im Rissystem erfüllt.

4. Experimentelle Untersuchungen TU Graz

4.1. Versuchsbeschreibung

Um das Rissverhalten einer dicken Wand zu simulieren wurden experimentelle Untersuchungen in Form eines Zugversuchs durchgeführt. Die Beanspruchung erfolgte durch eine möglichst zentrische Belastung in Wandlängsrichtung. Das Hauptaugenmerk lag auf der Untersuchung des allgemeinen Rissbildungsprozesses bei dicken Wänden zufolge Zwangsbeanspruchung, bzw. in weiterer Folge der Bestimmung des sogenannten effektiven Wirkungsbereichs der Bewehrung (siehe Kap. 2.2.2). Der Versuchskörper stellt eine Schicht dar, die aus einer dicken Wand idealisiert herausgeschnitten wurde. Im Zuge der Versuchsdurchführung wurde dieser Wandausschnitt in Längsrichtung beansprucht, um die Primär- bzw. auch Sekundärrissbildung in dicken Wänden zu simulieren.

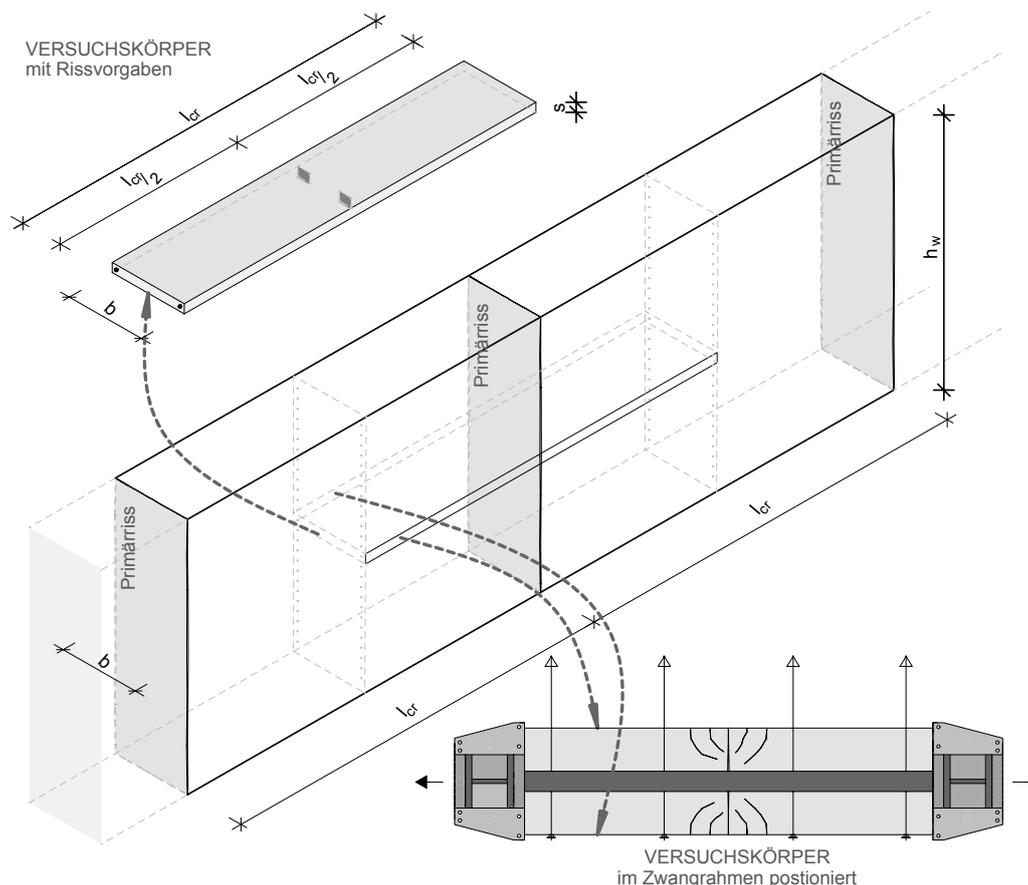


Abb. 4.1.: Versuchskörper Idealisierung, Herstellung und Einbau

Insgesamt wurden 3 Versuchskörper inklusive Begleitkörper zur Bestimmung der Druck- und Zugfestigkeit des Betons im zeitlichen Verlauf hergestellt. Zwischen den einzelnen Versuchskörpern wurde die Breite und die Höhe der Schicht variiert, die Details dazu werden in Tab. 4.1 dargestellt. Die Definition der Versuchskörperabmessungen erfolgte im Detail so, dass die maximale Risskraft sowie der maximale Verformungsweg im Einklang mit den Möglichkeiten der Zwangrahmen steht. Bei der eingelegten Bewehrung achtete man darauf, dass die entstehende max. Risskraft am Pri-

märriss zu keinem Fließen des Bewehrungsstahls führt. Entsprechend der örtlichen Gegebenheiten am Zwangrahmen (maximaler Längsabstand der Querholme ist begrenzt durch die Längsholme) wurde die Maximallänge mit 352 cm festgelegt. Die Dicke sowie das Volumen des Betonkörpers waren durch die zulässige Traglast der vorhandenen Hubeinrichtungen (max. Last <1200 kg) begrenzt. Aufgrund dessen war eine Simulation eines realen Bewehrungsabstands s nicht möglich. Dieser Einfluss wurde anschließend mit einer FE-Studie berücksichtigt (siehe Kapitel 7). Die zwischen den Versuchskörpern I-III variierten Parameter sind aus Tab. 4.1 zu entnehmen.

	VK I	VK II	VK III
l	352 cm	350 cm	352 cm
b	100 cm	103 cm	103 cm
s	7 cm	9 cm	9,7 cm
c	2,5 cm	3,5 cm	4,0 cm
d_1	3,2 cm	4,5 cm	4,5 cm
\emptyset	14 mm	14 mm	14 mm
Rissvorgabe	25 cm	40 cm	40 cm

Tabelle 4.1.: Versuchskonfiguration je Versuchskörper

4.2. Versuchsaufbau - Zwangrahmen

Der Zwangrahmen des Instituts für Betonbau an der TU Graz besteht in seiner Grundkonfiguration aus den beiden Querhäuptern, sowie Längsholmen und den Kraftmessdosen sowie einer Abhängekonstruktion für die Lagerung des Versuchskörpers im Rahmen. Diese Abhängekonstruktion dient dazu, den Einfluss des Eigengewichts im Verlauf der Versuchsdurchführung auszuschließen. Die beiden Kraftmessdosen befinden sich jeweils am linken Anschluss zwischen dem Querhaupt und den beiden Längsholmen und erfassen die Rahmenkraft vollständig. Zum Ausschluss von Reibungskräften an den Auflagerpunkten wurden deshalb Teflonplatten unterlegt. Für die vorliegenden Untersuchungen wurden außerdem Stahlzusatzkonstruktion jeweils an den Enden des Versuchskörpers befestigt. Diese setzen sich aus 2 Stahlschwertern (1100x100x70 mm, bzw. 810x100x70 mm) und 4 Knotenblechen ($t = 40$ mm) zusammen. Abb. 4.2 zeigt den letztendlichen Versuchsaufbau

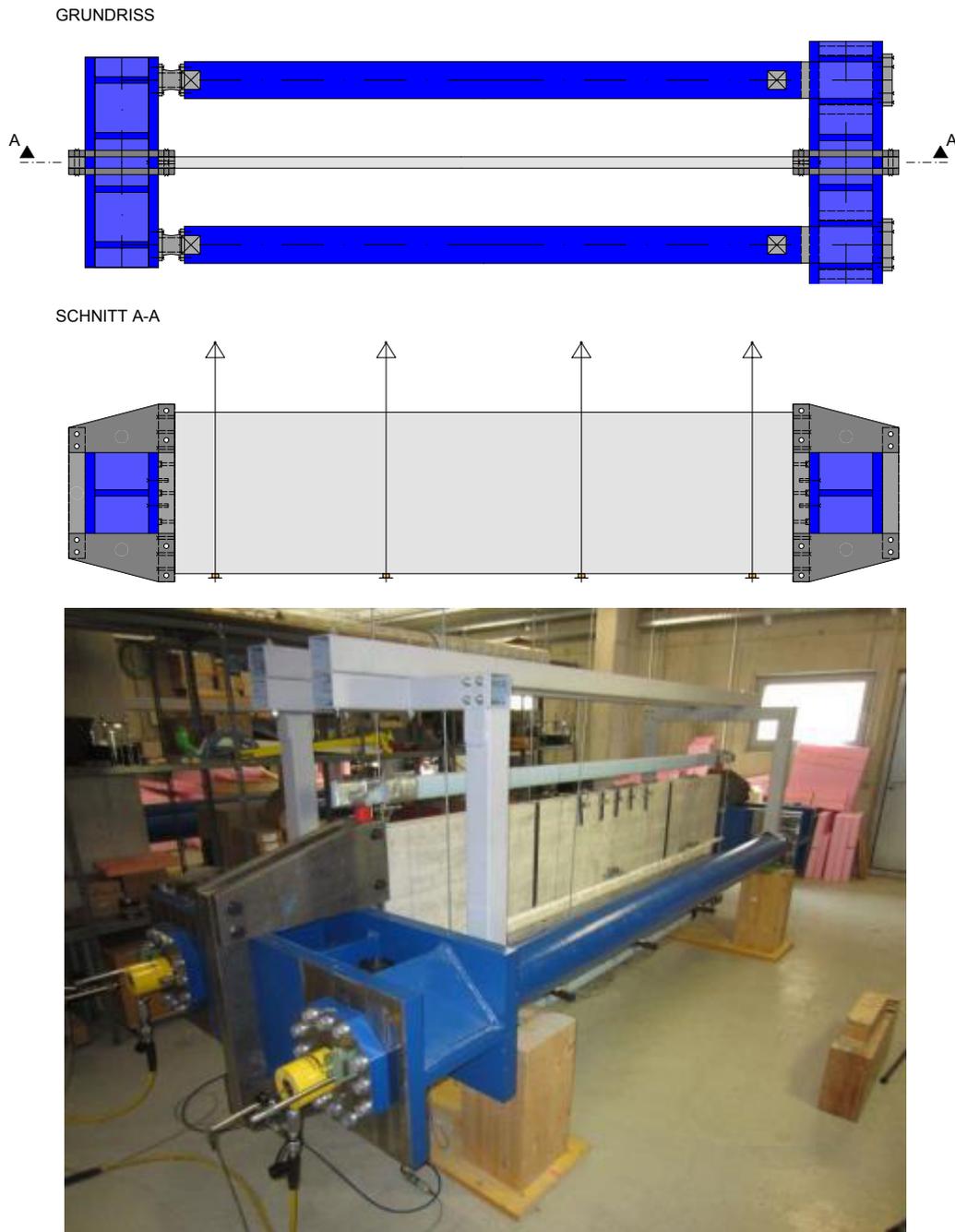


Abb. 4.2.: Versuchsaufbau zur Durchführung der experimentellen Untersuchungen

Die Belastung erfolgt verformungsgesteuert über hydraulische Pressen, die manuell gesteuert wurden. Der Schubweg wird hierbei durch das bewegliche Querhaupt ermöglicht.

Von besonderer Bedeutung war in dieser Versuchsdurchführung, die punktuelle Belastung aus dem Rahmen möglichst gleichmäßig verteilt in den Versuchskörper einzuleiten. Dazu wurde eine zusätzliche Stahlkonstruktion gefertigt. Diese bestand aus massiven Stahlteilen die an beiden Enden des Versuchskörpers befestigt und mit dem Zwangsrahmen verbunden wurden. Die weitere Lasteinleitung in den Versuchskörper erfolgte über eine eingelegte Anschlußbewehrung, welche mit den Stahlschwertern verschraubt wurde. Am Ende der Einleitungslänge sollte eine möglichst gleichmäßige Betonspannung σ_{Zug} im Versuchskörper vorherrschen. In Abb. 4.3 wurde der Ablauf des Lasteinleitungsprozesses schematisch dargestellt.

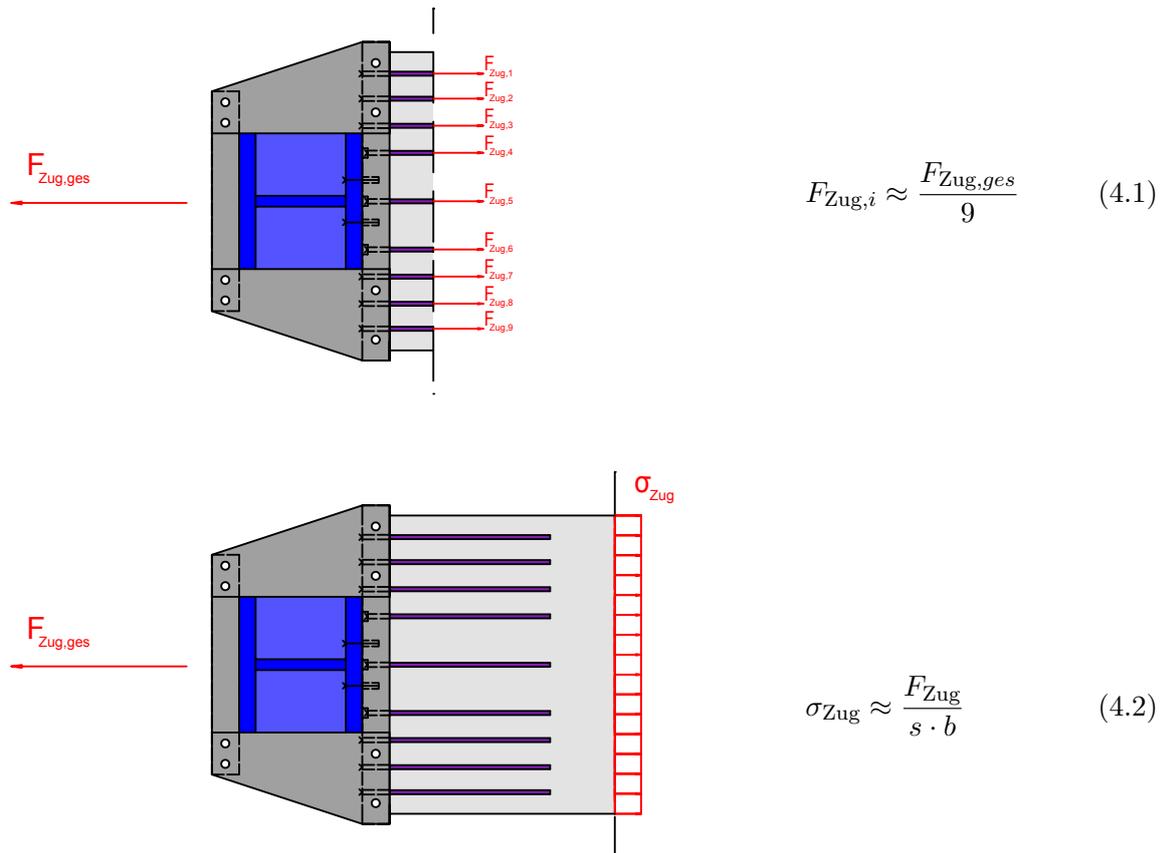


Abb. 4.3.: Lasteinleitung aus dem Zwangrahmen in den Versuchskörper

4.3. Messtechnik

4.3.1. Allgemeines

Die Erfassung der Messdaten erfolgte mit unterschiedlichen Messinstrumenten durch einen Mitarbeiter des Labors für konstruktiven Ingenieurbau. Zum Einsatz kamen Messlineale, Wegaufnehmer, DD1-Dehnungsaufnehmer, ein Temperatursensor und die im Rahmen integrierten Kraftmessdosen.

4.3.2. Messinstrumente

Dehnungsaufnehmer DD1 - Fa. HBM

Die Dehnungsaufnehmer weisen eine sehr hohe Genauigkeit von bis zu 0,001 mm auf. Diese Technologie basiert auf Dehnungsmessstreifen mit einem Messweg von $\pm 2,5$ mm. Aufgrund der auftretenden Dehnungen oder Stauchungen des Messstreifens im Sensor verändert sich der elektrische Widerstand am Dehnmessstreifen. Ausgewertet liefert die Veränderung des elektrischen Widerstands den zurückgelegten Weg.



Abb. 4.4.: Dehnungsaufnehmer DD1 der Fa. HBM

Wegaufnehmer WA10 - Fa. HBM

Im Zuge dieses Versuchs kamen Wegaufnehmer, bzw. sogenannte Wegtaster zum Einsatz. Es handelt sich dabei um induktive Vollbrückenaufnehmer, die im Gegensatz zu den DD1 eine geringere Genauigkeit aufweisen, aber längere Wegstrecken aufnehmen können. Mit dem für die Versuchsdurchführung verwendeten WA10 ist es möglich Nennmesswege von bis zu 10 mm aufzuzeichnen. Weitere Vorteile des Wegaufnehmers sind sowohl die gute Temperaturstabilität, als auch die hohe Lebensdauer.



Abb. 4.5.: Wegaufnehmer WA10 der Fa. HBM

Kraftmessdose - Fa. GTM

Die verwendeten Kraftmessdosen stammen aus der RF-Serie der Fa. GTM und dienen zur Messung von statischen, als auch dynamischen Druck- und Zugkräften. Erhältlich sind die Kraftaufnehmer der RF-Serie für einen Lastbereich von 25 kN – 10 MN. Die im Versuchsrahmen integrierten Kraftmessdosen decken einen Kraftbereich von 25 kN – 630 kN ab, und weisen eine Genauigkeit bzw. max. Gesamtabweichung der Messung von 0,05 % auf.



Abb. 4.6.: Kraftmessdose der Fa. GTM

4.3.3. Anordnung der Messtechnik

Die einzelnen Messeinrichtungen wurden, wie in Abb. 4.7 gezeigt, bei allen drei Versuchen ident am Versuchskörper platziert. Zwischen den Versuchskörpern variierten nur die zum Einsatz kommenden Messinstrumente an den einzelnen Positionen. Die Messinstrumente Nr. 1-5 bzw. 7-11 dienten zur Aufnahme von Dehnungen an der Ober- bzw. Unterseite im Rissbereich des Probekörpers, wohingegen Nr. 12-14 diese im Lasteinleitungsbereich aufzeichneten. Mit den weiteren Messeinrichtungen (Pos. 15-21) wurden jeweils die Rissbreitenänderung in der Bewehrungsebene festgehalten. Hierbei kamen die DD1-Dehnungssensoren mit einer hohen Genauigkeit zum Einsatz. Zur Bestimmung der Startwerte für die Auswertung der Rissbreiten wurden die Erstrissöffnungen jeweils mit einer Risslupe abgelesen und den Messergebnissen zugeführt.

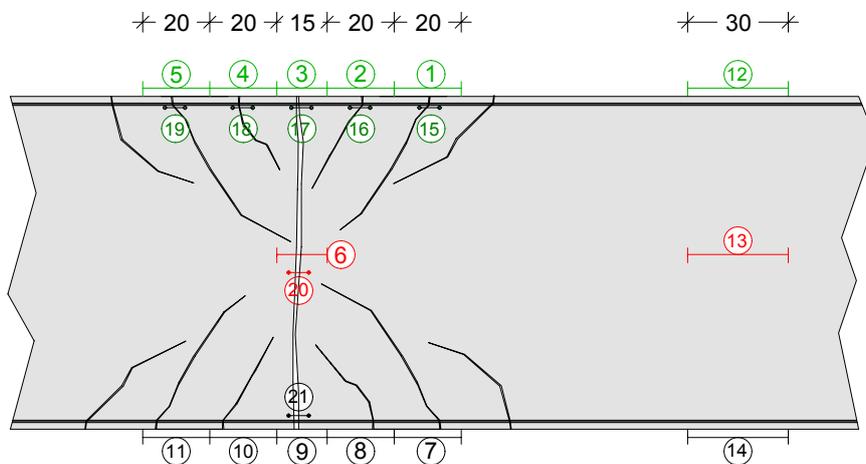


Abb. 4.7.: Positionierung der einzelnen Messtechnischen Instrumente am Versuchskörper

Pos. 1-14, sowie die Messlineale wurden bereits vor Beginn des Versuchs am Versuchskörper angebracht, wohingegen Pos. 15-21 erst nachträglich, nach Entstehung des Risses, aufgeklebt wurden. Am Versuchsrahmen war je Kolben ein Wegaufnehmer bzw. an den Stahlschwertern und am Querholm die Messlineale, wie in Abb. 4.2 ersichtlich, angebracht.

Messinstrumente Versuch 1

- DD1 Nr. 1-21
- WA10 Messlineale (oben, mitte, unten), Zylinderweg an den Hydraulikzylindern (links+rechts)
- KMD Kraftmessung in den Längsholmen (links+rechts)

Messinstrumente Versuch 2

- DD1 Nr. 6, 12-21
- WA10 Nr. 1-5, 7-11, Messlineale (oben, mitte, unten), Zylinderweg an den Hydraulikzylindern (links+rechts)
- KMD Kraftmessung in den Längsholmen (links+rechts)

Messinstrumente Versuch 3

- DD1 Nr. 6, 12-21
- WA10 Nr. 1-5, 7-11, Messlineale (oben, mitte, unten), Zylinderweg an den Hydraulikzylindern (links+rechts)
- KMD Kraftmessung in den Längsholmen (links+rechts)

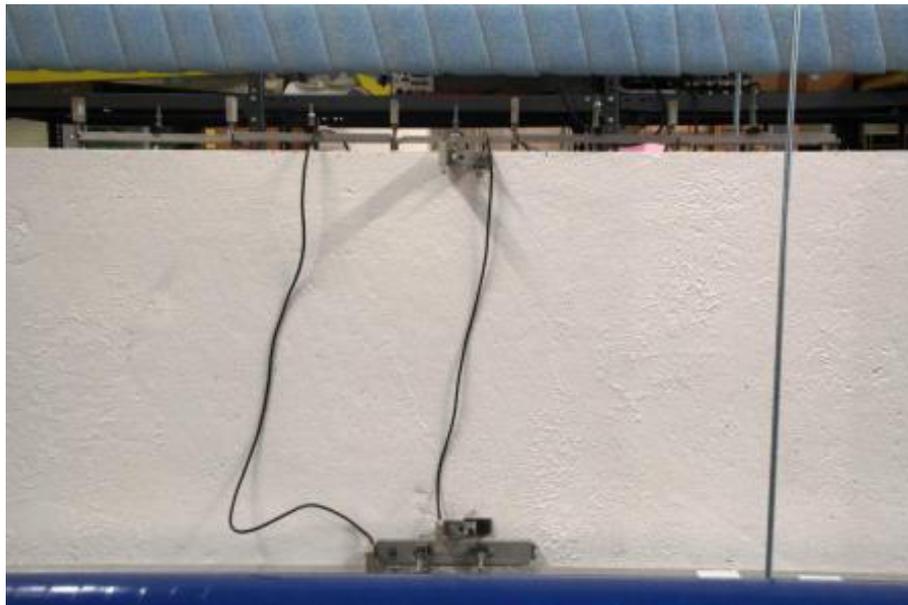


Abb. 4.8.: Angebrachte Messtechnik am Versuchskörper Oberseite im Primär- und Sekundärrissbereich vor dem Start des Versuchs

4.4. Versuchskörperherstellung

4.4.1. Betonrezeptur

Bei der eingesetzten Betonrezeptur handelt sich um einen Beton mit der Festigkeitsklasse C35/45 und einer Konsistenz von F45. Zur Betonherstellung wird ein Zement der Güteklasse CEM III/A

32,5N verwendet, die weiteren Zuschlagsstoffe der Rezeptur sind aus Tab. 4.2 zu entnehmen. Die Kontrolle der Konsistenz des Betons von F45 (entspricht einem Ausbreitmaß von 45 cm) erfolgte je Mischung durch einen Ausbreitmaßversuch.

Zuschlagsstoff	Herkunft	Bezeichnung	$\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Zement	Höver, Deutschland	CEM III/A 32,5N	300 kg [kg]
Wasser	-	-	140,0 [kg]
Gesteinskörnung 0/2	Barleben, Deutschland	GK 0/2	620,2 kg
Gesteinskörnung 2/8	Barleben, Deutschland	GK 2/8	718,7 kg
Gesteinskörnung 8/16	Schwarzl, Österreich	GK 8/16	630,1 kg
Fließmittel	Baar, Schweiz	BV ViscoCrete 1051 PCE	3 kg

Tabelle 4.2.: Zusammensetzung der Zuschlagsstoffe je m^3 Beton

Im Zuge der Herstellung der einzelnen Versuchskörper wurden jeweils 18 Begleitkörper (Probewürfel $150 \times 150 \text{ mm}$) hergestellt um die fortschreitende Festigkeitsentwicklung hinsichtlich der Druck- und Spaltzugfestigkeit zu überprüfen, bzw. zu dokumentieren. Dazu wurden je Mischung 2 Probewürfel zur Konformitätsprüfung, sowie zusätzliche 10-12 Probewürfel aus der abschließenden Mischung hergestellt. Die in Abb. 4.9 und Abb. 4.10 dargestellte Sollkurve entspricht einer Aushärtung des Betons bei einer Raum- bzw. Frischbetontemperatur von $>20^\circ\text{C}$. Da bei den

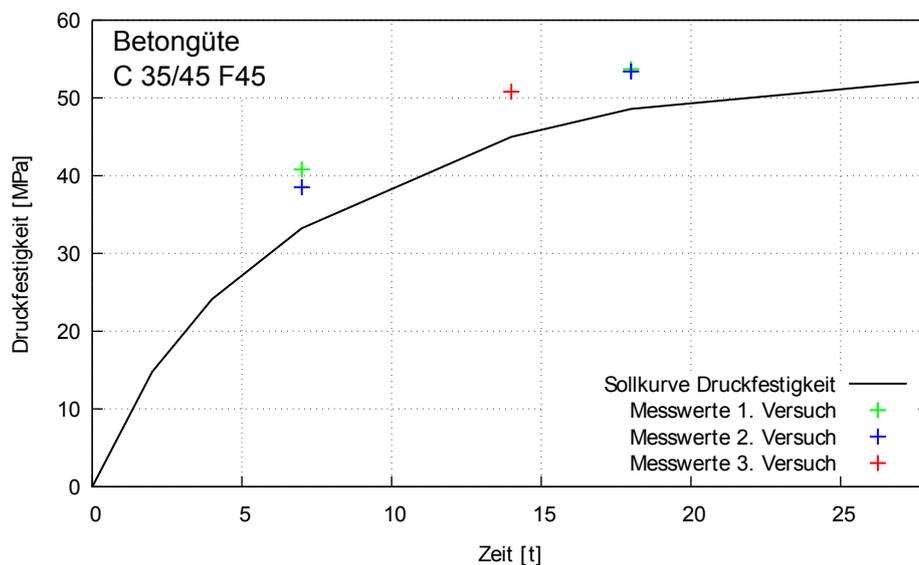


Abb. 4.9.: Druckfestigkeit - Vergleich Sollkurve und gemessene Werte an Begleitkörpern

Betonagen der einzelnen Versuchskörper Temperaturen $>20^\circ\text{C}$ Raum- bzw. Frischbetontemperatur vorherrschten, wurden bereits zu einem früheren Zeitpunkt höhere Druckfestigkeitswerte als der Sollkurve entsprechend erreicht (siehe Abb. 4.9). Die Werte nähern sich jedoch in Richtung der 28 Tage immer mehr der Sollkurve an. Die Probewürfel zur Erstellung der Sollkurve wurden versiegelt (Luftdicht) gelagert, wodurch kein Anmachwasser entweichen konnte, dadurch wurden

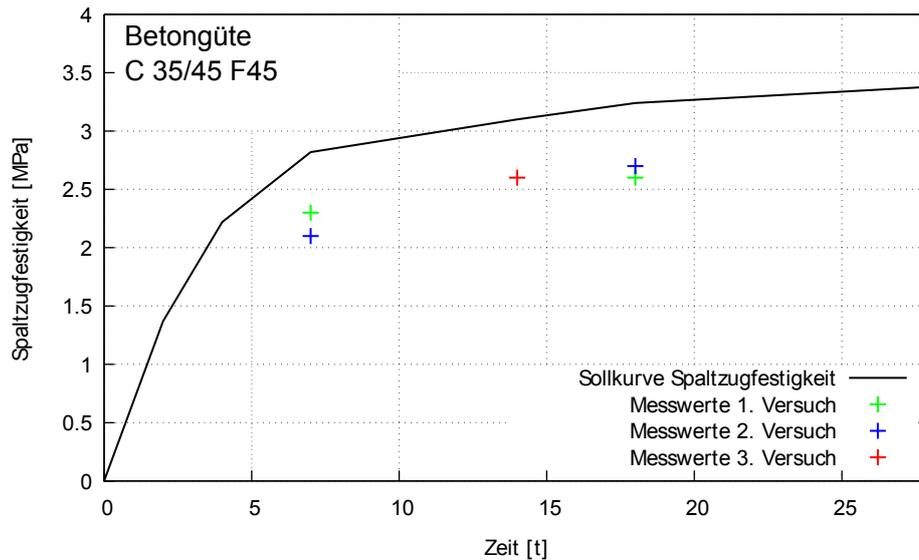


Abb. 4.10.: Spaltzugfestigkeit - Vergleich Sollkurve und gemessene Werte an Begleitkörpern

höhere Spaltzugfestigkeitswerte erreicht. Die Lagerung der Begleitkörper erfolgte für die Versuche 1-3 jedoch bei Raumtemperatur im unversiegelten Zustand.

4.4.2. Schalung - Bewehrung

Die Schalung wurde aus einzelnen Holzschaltafeln erstellt und am Betonierplatz auf einer großformatigen Aluschaltafel zusammengesetzt. Die Breite, Höhe und Länge variierte zwischen den einzelnen Versuchskörpern, daher wurde je Versuchskörper eine neue Schalung angefertigt. Um die Primärrissbildung an der gewünschten Stelle auszulösen, wurden in die Schalungen der Versuchskörper jeweils Rissvorgaben eingebracht. Die Querschnittschwächung für Versuchskörper I wurde mittig platziert, siehe Abb. 4.12. Für die folgenden Versuchskörper II bzw. III wurden jeweils zwei Rissvorgaben angeordnet (siehe Abb. 4.13, bzw. Abb. 4.14). Bei den eingelegten Trennwinkeln wurde darauf geachtet, dass sie nicht in den Einflussbereich ($h_{c,eff}$) der Bewehrung reichten. An den Rändern der Versuchskörper wurde jeweils eine durchgehende Längsbewehrung mit $\varnothing 14$ mm eingelegt. Diese stellt einen in einer Wand horizontal verlegten Bewehrungsstab dar. Die Befestigung der Bewehrung erfolgte durch Verschraubung an der Rückseite des Stahlschwertes. Die Lastübertragung vom Rahmen wurde zum Teil bereits im Pkt. 4.2 beschrieben. Für die Krafteinleitung aus der Stahlzusatzkonstruktion in den Versuchskörper wurde, ähnlich wie bei den Versuchen von Helmus (1990), jeweils eine Einleitungsbewehrung angeordnet, siehe Abb. 4.11. Diese Bewehrung wurde abgestuft eingebracht, um ein Abreißen des Querschnitts am Ende der Bewehrungsstäbe zu verhindern. Die Befestigung erfolgte wie bei den beiden durchlaufenden Bewehrungsseisen.



Abb. 4.11.: Einleitungsbewehrung zur Lastübertragung vom Zwangrahmen in den Versuchskörper

Aufgrund der Variation der Schichtdicke zwischen den Versuchskörpern änderte sich auch die Betondeckung in Dickenrichtung. Die verwendeten Abstandhalter (regulierten den Abstand der Bewehrungsseisen zur Ober- bzw. Unterseite des Versuchskörpers) variierten folglich zwischen 25 mm *bzw.* 45 mm. Im Anhang B.1 sind die Schalungs- und Bewehrungspläne mit Detailskizzen zu den einzelnen Versuchskörpern angeführt.



Abb. 4.12.: Schalungsaufbau Versuchskörper I



Abb. 4.13.: Schalungsaufbau Versuchskörper II



Abb. 4.14.: Schalungsaufbau Versuchskörper III

4.4.3. Herstellung der Versuchskörper

Die Versuchskörper wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau an der TU Graz angefertigt. Für den Betoniervorgang konnte der hauseigene Mischer mit einem Fassungsvermögen von ca. 100l verwendet werden. Betonierprotokolle zu den jeweiligen Betonagen sind dem Anhang B.2 zu entnehmen.

Die erforderlichen Zuschlagstoffe wurden vor den jeweiligen Betonagen in einem Trockenschrank bei ca. 110°C getrocknet. Zu Beginn der Betonherstellung wurde der Mischer mit den trockenen und abgekühlten Zuschlagstoffen befüllt und anschließend für 20s durchgemischt. Erst im Anschluss daran erfolgte die Zugabe von Wasser, sowie Fließmittel. Die gesamten Betonzuschlagstoffe wurden für weitere 90s gemischt. Wie bereits in Pkt. 4.4.1 beschrieben erfolgte im Anschluss an den Mischvorgang je Mischung ein Ausbreitmaßversuch, um die Einhaltung der geforderten Konsistenz von F45 zu überprüfen. Je nach Erfordernis wurde nachgemischt oder mit Fließmittelzugabe nachdosiert, siehe Anhang B.2.



Abb. 4.15.: Verwendeter Mischer am Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte liegend, um das Befüllen der Schalung und das Verdichten des Betons zu erleichtern. Aufgrund der geringen Dicke des Versuchskörpers war jedoch ein ausreichendes Verdichten nur mit einer Rüttelbohle möglich. Zusätzlich musste im Randbereich händisch verdichtet werden, um ein möglichst homogenes Betonierergebnis zu erhalten. Die Verdichtung der Begleitkörper erfolgte mittels einer Rüttelplatte. Abschließend wurde die Versuchskörperoberfläche „abgezogen“, um eine gleichmäßige und ebene Betonoberfläche sicherzustellen. Die weitere Nachbehandlung der Versuchskörper erfolgte durch Abdecken mit Folie, sowie durch Umschließen mit einer Wärmedämmung.



Abb. 4.16.: Zubehör für den Ausbreitmaßversuch bestehend aus Ausbreittisch und kegelstumpfförmigem Behälter



Abb. 4.17.: Rüttelplatte zur Verdichtung des Betons im Versuchskörper

Fotodokumentation der Herstellung des Versuchskörpers

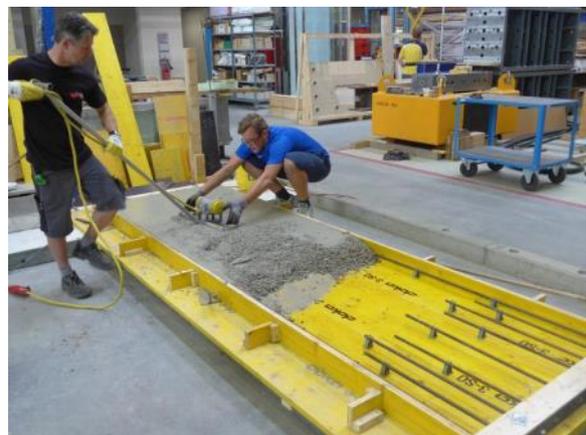
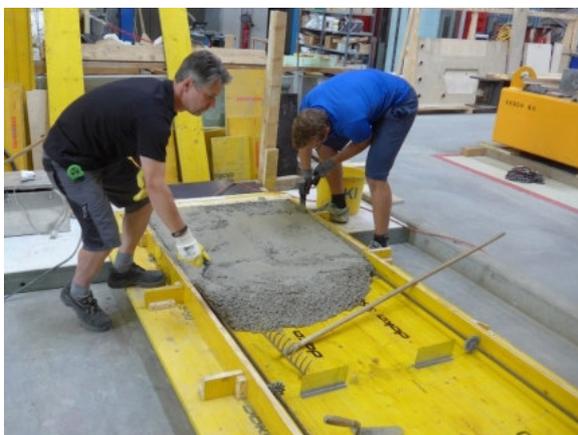




Abb. 4.18.: Fotodokumentation - Ablauf der Herstellung eines Versuchskörpers

4.4.4. Einbau des Versuchskörpers in den Zwangrahmen

Das Einheben des Versuchskörpers in den Rahmen erfolgte mit einem Elektrohubwagen. Im Anschluss daran konnte die Stahlzusatzkonstruktion angebracht und mit dem Versuchskörper, sowie Zwangrahmen verbunden werden. Etwaige Unebenheiten an den Querholmen wurden durch zusätzlich eingelegte dünne Stahlbleche aufgefüllt, um eine gleichmäßige Lasteinleitung zu gewährleisten.

Im Gegensatz zu den vorangegangenen Versuchen von Helmus, der die Probekörper in vertikaler Richtung einbaute, erfolgte der Versuchskörpereinbau für diese Versuchsdurchführung horizontal, sowie stehend (siehe Abb. 4.1). Der Vorteil eines vertikalen Einbaus liegt darin, dass keine

Durchbiegungen aus dem Eigengewicht entstehen können und somit eine rein zentrische Belastung gewährleistet ist. Die Kompensation dieses Einflusses erfolgte für diese Versuchskonfiguration durch eine Abhängekonstruktion, indem der Versuchskörper durch eine Hängekonstruktion gestützt wurde.



Abb. 4.19.: Fotodokumentation - Ablauf des Versuchskörpereinbaus

5. Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

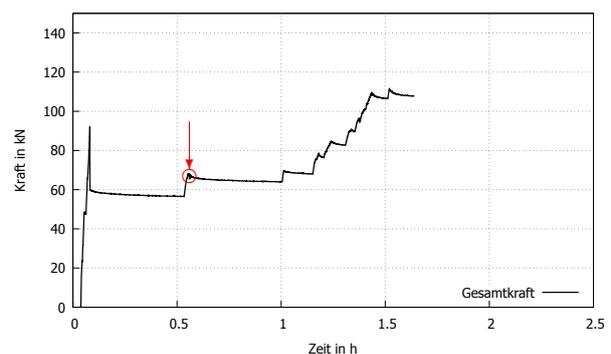
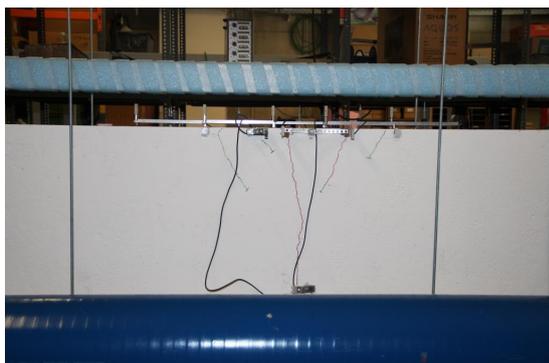
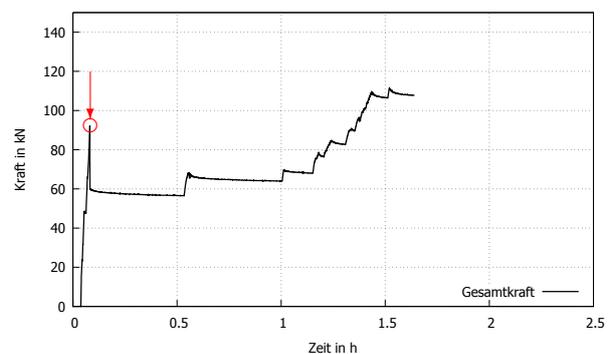
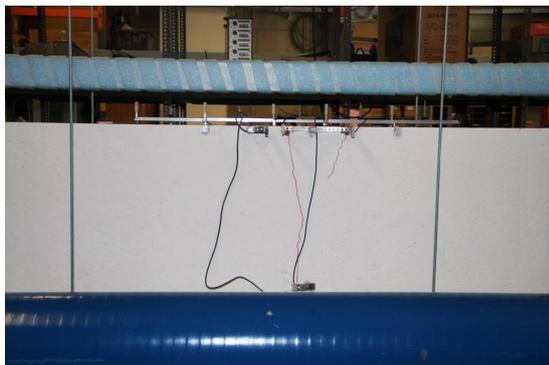
5.1. Allgemeines

Die Darstellung der Daten in den Diagrammen orientierte sich an dem in Abb. 4.7 verwendeten Farbmuster (Messinstrumente am oberen Scheibenrand grün, in der Mitte rot, unten schwarz). Zur Veranschaulichung der Messergebnisse wurde je Versuchskörper eine Fotodokumentation des Rissfortschritts erstellt. Die Rissbilder werden dabei dem Kraftverlauf gegenübergestellt. Der Risszeitpunkt zum jeweiligem Rissbild ist im Gesamtkraftverlauf durch einen roten Kreis, sowie Pfeil gekennzeichnet.

5.2. Versuch I - 05.07.2016

Die Versuchsdurchführung mit detaillierter Messung in Zeitschritten von 0,5 sec bzw. 2 Hz dauerte rund 100 Minuten. Wie in der folgenden Fotodokumentation ersichtlich, konnten insgesamt 3 Sekundärrisspaare an Ober- und Unterseite erzeugt werden. Der Versuchskörper wurde für die Versuchsdurchführung sowohl an Vorder- und Rückseite, jeweils im Bereich der zu erwartenden Primär- und Sekundärrissbildung, zur Optimierung der Rissbilddarstellung mit weißer Farbe bestrichen. Dies führte jedoch zu Problemen bei der Befestigung der Messinstrumente Pos. 15-19, die zur Aufnahme der Rissöffnungen an der Oberseite dienten und wurde deshalb in den weiteren Versuchen vermieden.

5.2.1. Dokumentation Rissbildung VK I



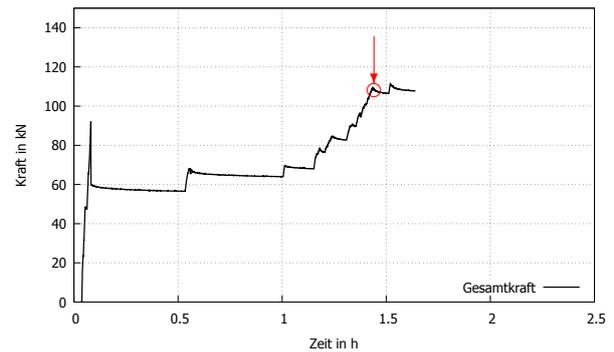
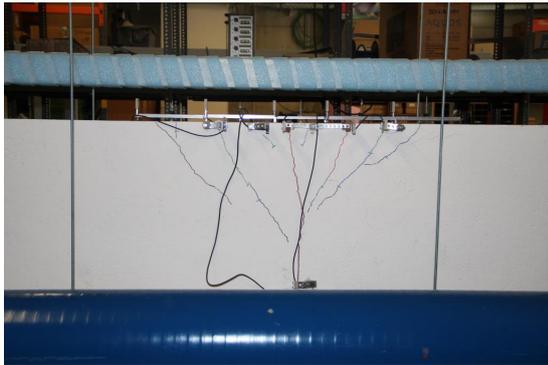
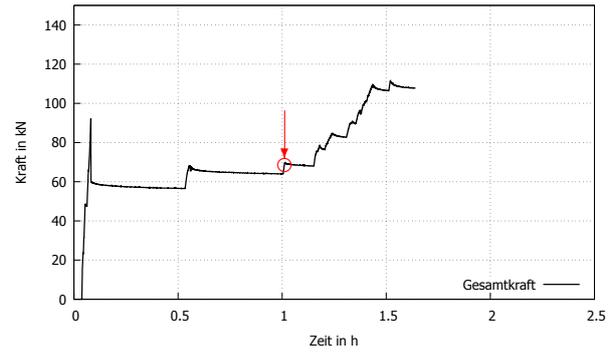
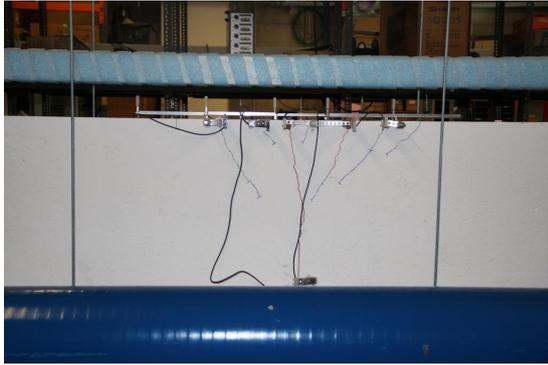


Abb. 5.1.: Verlauf der Rissbildung VK I mit Betrachtung des Gesamtkraftverlaufes während der Versuchsdurchführung

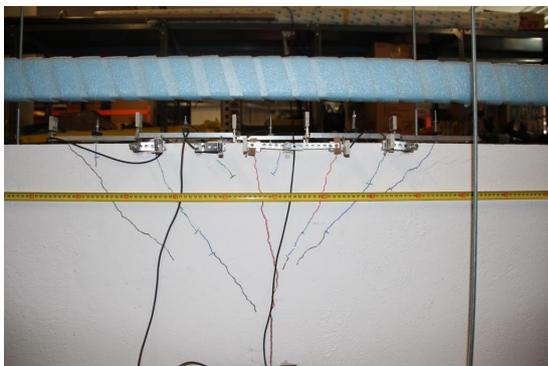


Abb. 5.2.: Rissabstand an der Oberseite der Scheibe

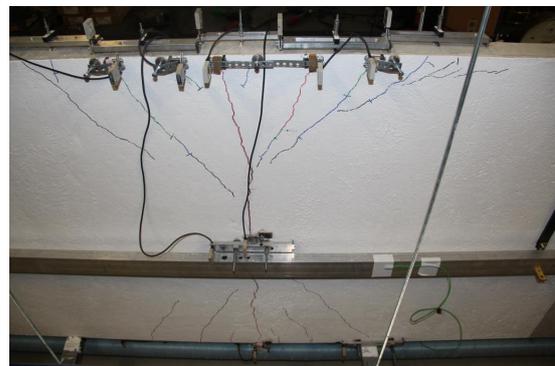


Abb. 5.3.: Rissbild - Gesamte Scheibe

5.2.2. Messergebnisse VK I

Abb. 5.4 veranschaulicht die eingeleiteten Zugkräfte je Kraftmessdose (grün bzw. rot), sowie die Summe der Beiden (schwarz). Zwischen KMD links, sowie KMD rechts wurde nur eine kleine Abweichung zu Beginn aufgenommen. Für die Versuchsdurchführung ist zu entnehmen, dass nahezu symmetrisch gezogen wurde.

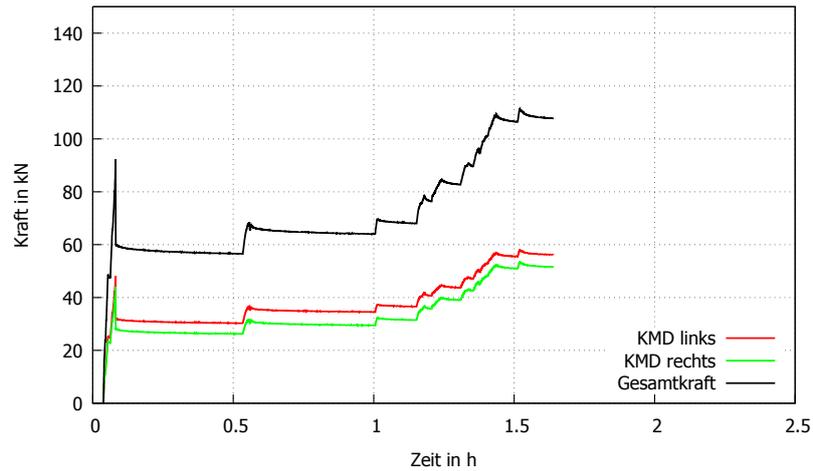


Abb. 5.4.: Messergebnisse der am Versuchsrahmen integrierten Kraftmessdosen

Die aus den umlaufend um den Versuchskörper angebrachten Messlinealen gewonnenen Messwerte sind in Abb. 5.5 ersichtlich. Befestigt wurden jeweils 2 Lineale zwischen den beiden Stahlschwertern an der Ober- und Unterseite, sowie zwischen den beiden Querholmen mittig (jeweils links und rechts des Versuchskörpers). Aus den beiden letztgenannten Linealen wurde ein Mittelwert (Längenänderung mitte - rot) gebildet. Es stellte sich ein Unterschied hinsichtlich der max. Längenänderung zwischen den Linealen von 0,5 mm ein.

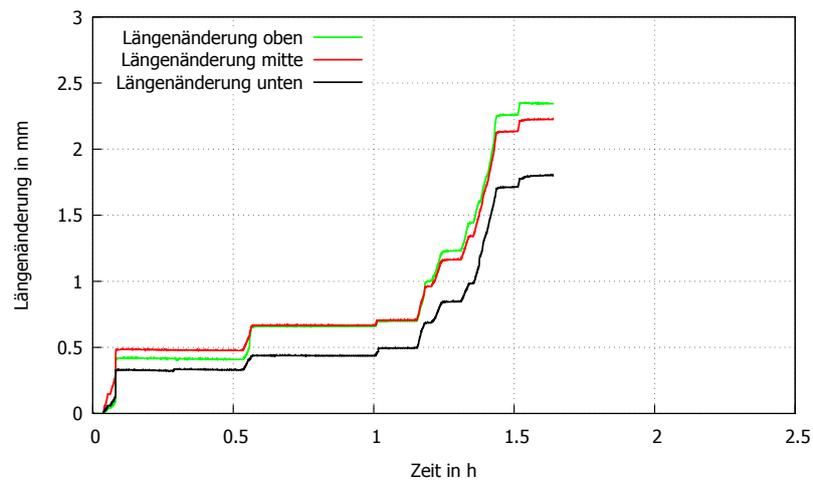


Abb. 5.5.: Auswertung der Messlineale

Die Messwerte der Betondehnungen im Lasteinleitungsbereich sind aus Abb. 5.6 zu entnehmen. Bei der ersten Versuchsdurchführung konnte ein möglichst gleichmäßiges Anstellen von Einleitungsbewehrung sowie durchlaufender Randbewehrung erreicht werden, wodurch eine sehr gleichmäßige Lasteinleitung über die Versuchskörperhöhe erreicht wurde. Dies erkennt man am gleichmäßigen Verlauf der Betondehnungen bis zur ersten Rissöffnung. Nach dem Erreichen der Zugfestigkeit und der daraus resultierenden Rissbildung fiel der mittlere Messwert (WA 13 - rot), im Verhältnis zu denen der Ober- (grün) bzw. Unterseite (schwarz) deutlicher ab.

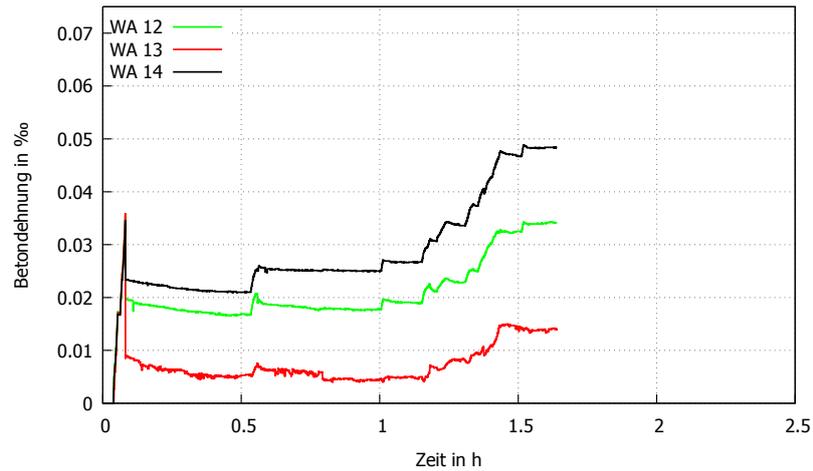


Abb. 5.6.: Betondehnungen im Lasteinleitungsbereich - Messergebnisse der Dehnungsaufnehmer DD1 25 mm

Sowohl an der Ober- als auch Unterseite des Versuchskörpers wurden jeweils 5 Wegaufnehmer (WA) im Bereich der zu erwartenden Primär- bzw. Sekundärrissbildung angebracht. Die in Abb. 5.7 dargestellten Graphen der WA 1-5 befanden sich an der Oberseite. Im Zuge der ersten Rissöffnung entstanden der Primärriss und das erste Sekundärrisspaar, aufgezeichnet durch WA 2-4. Das nachfolgende Risspaar entstand ebenfalls im Messbereich der WA 2 bzw. 4. Erst das dritte Sekundärrisspaar befand sich im Messbereich der WA 1 bzw. 5. In Abb. 5.7 ist ein Abfall der Rissöffnung an der Oberseite am Primärriss mit jeder weiteren Sekundärrissbildung festzustellen. Dieser Effekt ist aber bei den an der Unterseite des Versuchskörpers platzierten Wegaufnehmern nicht ersichtlich (Abb. 5.8). Es stellt sich allerdings eine leichte Zunahme der Rissöffnung bei WA 9 ein. Die Abfolge der Rissbildung an der Unterseite des Versuchskörpers verlief nicht symmetrisch zur Oberseite. Zuerst bildeten sich der Primärriss und ein Sekundärriss links (WA 10). Nachfolgend bildet sich der rechte Sekundärriss, sowie bei weiterer Laststeigerung die restlichen Sekundärrisspaare aus.

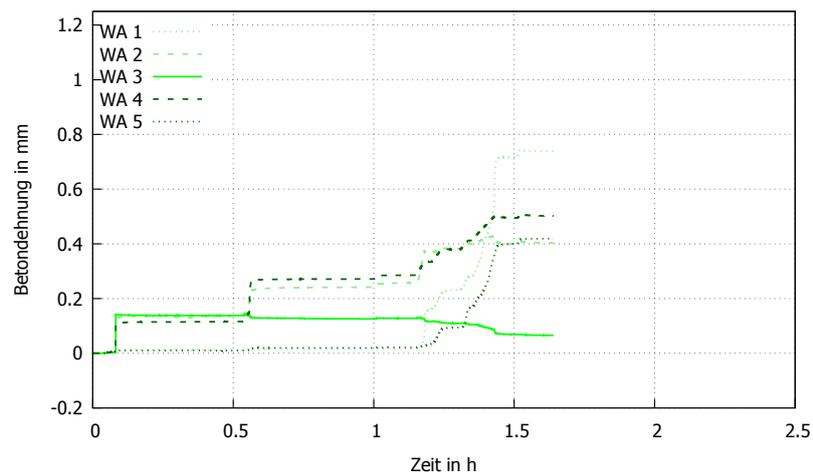


Abb. 5.7.: Auswertung der Dehnungsaufnehmer DD1 200 mm oben

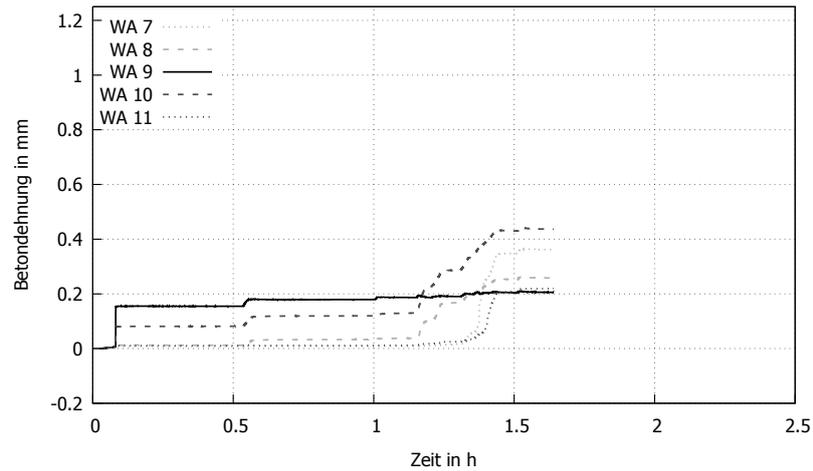


Abb. 5.8.: Auswertung der Dehnungsaufnehmer DD1 200 mm unten

Die Messung der Rissöffnung erfolgte durch DD1 mit einer Messbasis von 25 mm. Wie bereits zu Beginn beschrieben, führte das Anbringen der weißen Farbe an der Oberfläche zu Problemen bei der Befestigung der Messinstrumente. Aufgrund von Haftungsproblemen lösten sich einzelne Dehnungsaufnehmer während der Versuchsdurchführung und mussten neu aufgeklebt werden. Die Messergebnisse in diesen Abschnitten wurden nachträglich korrigiert. Da die DD1 15-19 erst nach der Rissbildung auf Höhe der Bewehrung angebracht wurden, mussten die zur Erstellung dieses Diagramms erforderlichen Startwerte mit Hilfe einer Risslupe optisch abgelesen werden. Die ermittelten Werte sind aus Abb. 5.9 abzulesen. In Abb. 5.10 sind die manipulierten Verläufe der Rissbreiten auf Höhe der Bewehrungslage dargestellt.

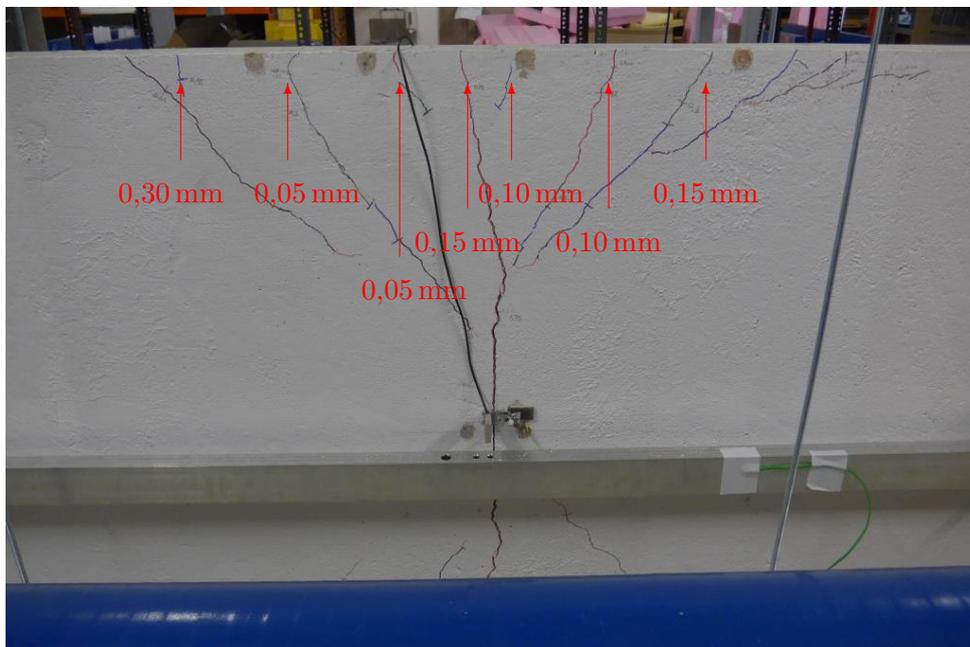


Abb. 5.9.: Startwerte zur Erstellung des Diagramms in Abb. 5.10 aus Ablesung mit Risslupe

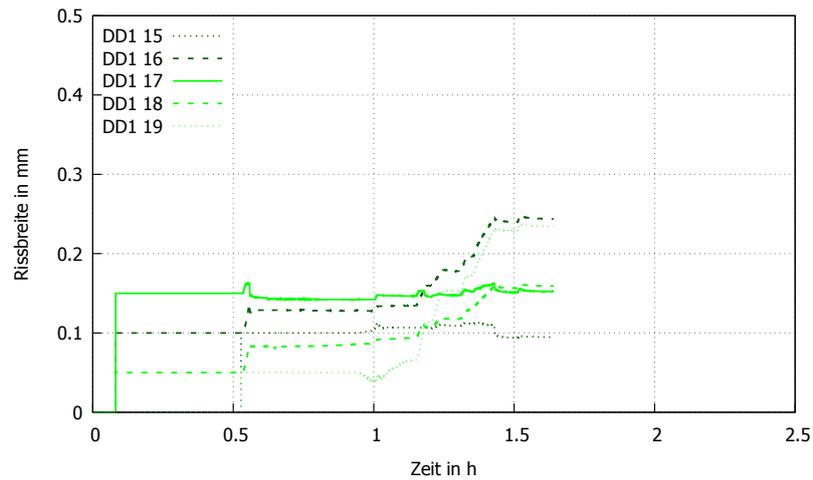


Abb. 5.10.: Messergebnisse der nachträglich angebrachten Dehnungsaufnehmer DD1 25 mm zur Bestimmung der Rissbreite (Startwerte korrigiert)

Obwohl die Messlineale mittels dämmender Materialien umschlossen wurden, konnte eine Längenänderung infolge Schwankungen der Raumtemperatur nicht ausgeschlossen werden. Dem Graphen der gemessenen Umgebungstemperatur (siehe Abb. 5.11) ist eine Schwankungsbreite von ca. 1°C zu entnehmen.

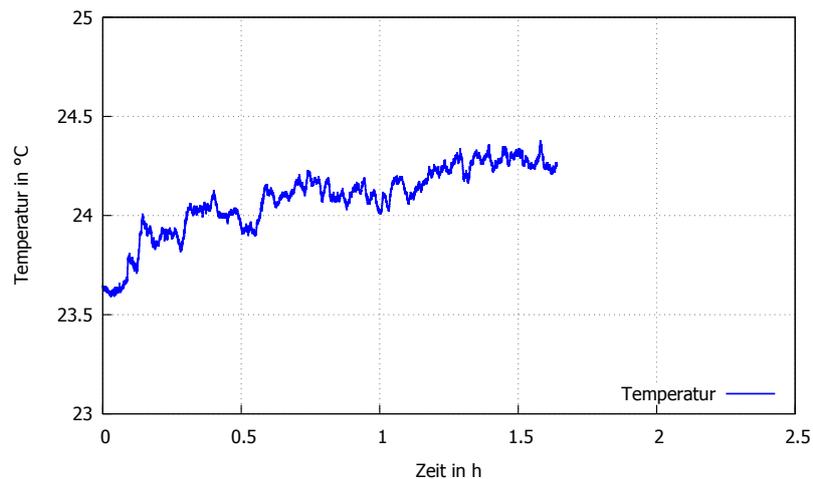


Abb. 5.11.: Temperaturverlauf während der Versuchsdurchführung

5.3. Versuch II - 07.09.2016

Die zweite Versuchsdurchführung mit detaillierter Messung in Zeitschritten von 0,5 sec dauerte erneut ca. 100 Minuten, wobei zwei Sekundärrisspaare an der Oberseite erzeugt werden konnten. Für Versuchskörper II wurden sowohl die Dicke, als auch die Breite verändert. Auf ein Anbringen von weißer Farbe wurde aufgrund der Probleme im Zuge des ersten Versuchs verzichtet.

5.3.1. Dokumentation Rissbildung VK II

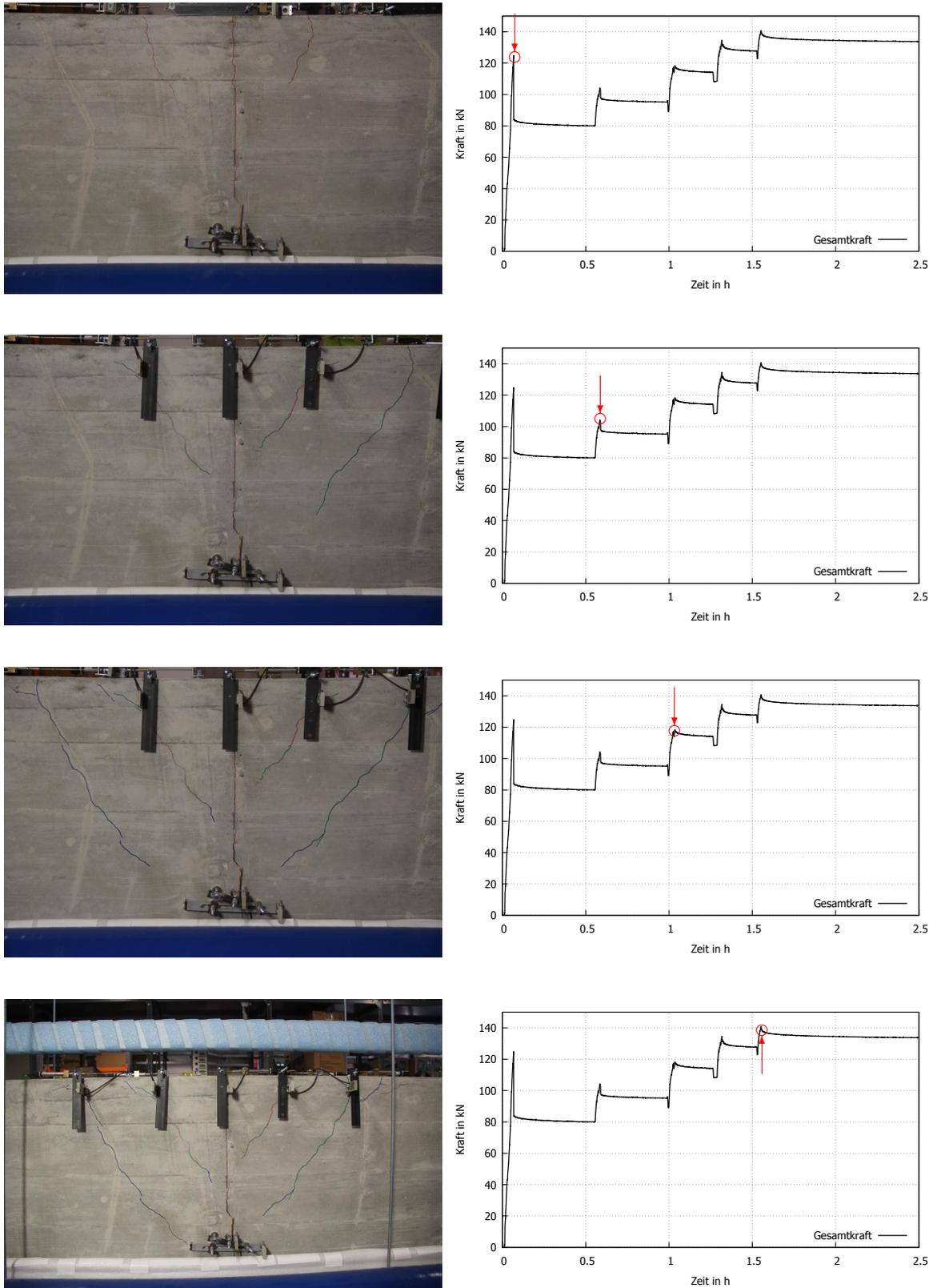


Abb. 5.12.: Verlauf der Rissbildung VK II mit Betrachtung des Gesamtkraftverlaufes während der Versuchsdurchführung

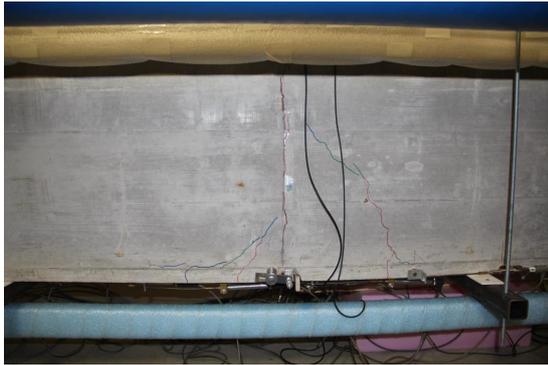


Abb. 5.13.: Rissbild unten



Abb. 5.14.: Rissabstand zwischen Primärriss und erstem Sekundärrisspaar

5.3.2. Messergebnisse VK II

Den in Abb. 5.15 dargestellten Graphen aus den Messdaten der linken und rechten Kraftmessdose zeigen einen nahezu identen Verlauf der eingeleiteter Zugkraft, woraus sich ableiten lässt, dass eine symmetrische Lasteinleitung erfolgte.

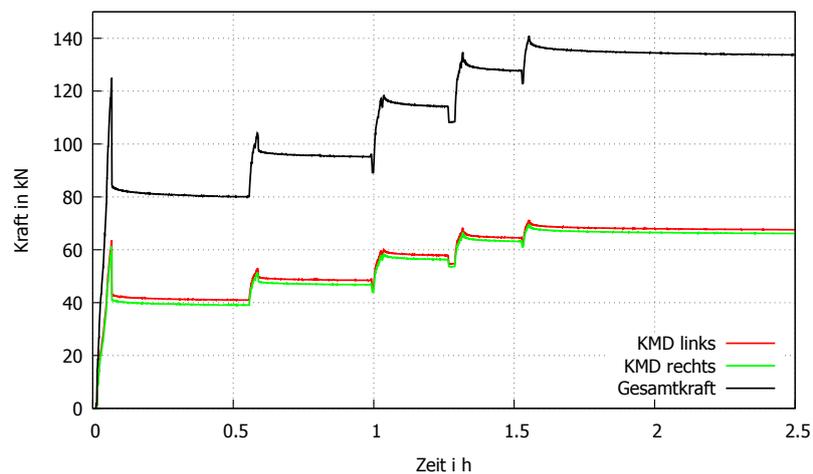


Abb. 5.15.: Messergebnisse der am Versuchsrahmen integrierten Kraftmessdosen

Die Positionierung der Messlineale erfolgte ident zur ersten Versuchsdurchführung. In Abb. 5.16 wurden die Messergebnisse der Messlineale dargestellt. Es ist ein Unterschied hinsichtlich der max. Längenänderung zwischen oberem (grün) und unterem (schwarz) Lineal von 0,75 mm abzulesen.

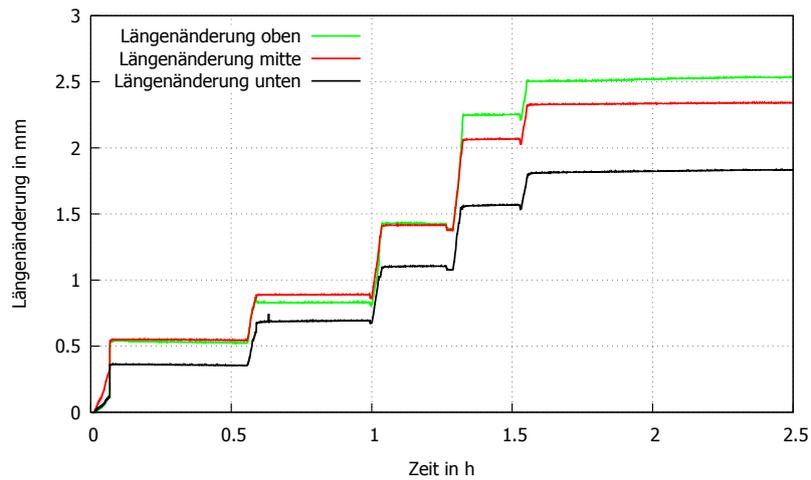


Abb. 5.16.: Auswertung der Messlineale

Den Graphen der Messdaten der Betondehnungen (Abb. 5.17) ist ein ungleicher Verlauf bis zur ersten Rissöffnung zu entnehmen. WA 13 lieferte wesentlich größere Betondehnungen als WA 12 bzw. 14, die synchron verlaufen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Einleitungs-, als auch die durchlaufende Randbewehrung für die zweite Versuchsdurchführung deutlich stärker vorgespannt war, um die beobachtete Entlastung in einzelnen Stäben in VK1 zu kompensieren. Die Steifigkeitsunterschiede über die Höhe des Versuchsaubaus führen allerdings zu einer ungleichmäßigen Lasteinleitung bis zur Rissbildung. Nach erstmaliger Rissbildung bleibt die Rückverformung von WA 13 deutlich hinter WA 12 und WA 14. Dies entspricht weder dem erwarteten Verhalten noch dem beobachteten Verhalten bei VK1.

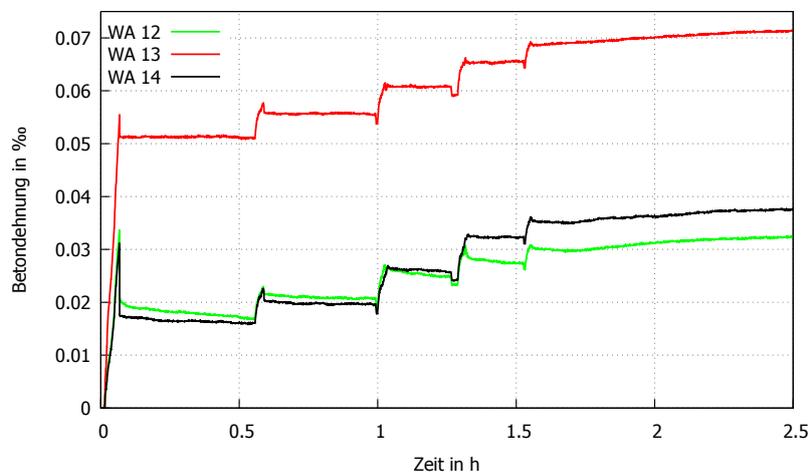


Abb. 5.17.: Betondehnungen im Lasteinleitungsbereich - Messergebnisse der Dehnungsaufnehmer DD1 25 mm

Anstatt der im Zuge der ersten Versuchsdurchführung verwendeten DD1 mit Messbasen zwischen 150 mm (WA 3 bzw. 9) und 200 mm, kamen bei diesem Versuch Wegaufnehmer zum Einsatz (Messbasen wurden aber nicht verändert).

Mit dem Primärriss entstand zeitgleich an der Oberseite ein Sekundärrisspaar (siehe Abb. 5.18, WA 2-4). Dieser Primärriss lief allerdings nicht bis zur Unterkante des Versuchskörpers durch, was man an WA 9 in Abb. 5.19 ablesen kann.

Die weitere Verformungssteigerung verursachte noch ein zeitlich versetztes Entstehen eines zweiten Sekundärrisspaares an der Oberseite. Weiters konnte im Verlauf des zweiten Versuchs noch ein

Sekundärrisspaar an der Unterseite des Versuchskörpers erzeugt werden, ohne dass sich der Primärriss jemals bis zur Unterseite hin fortsetzte.

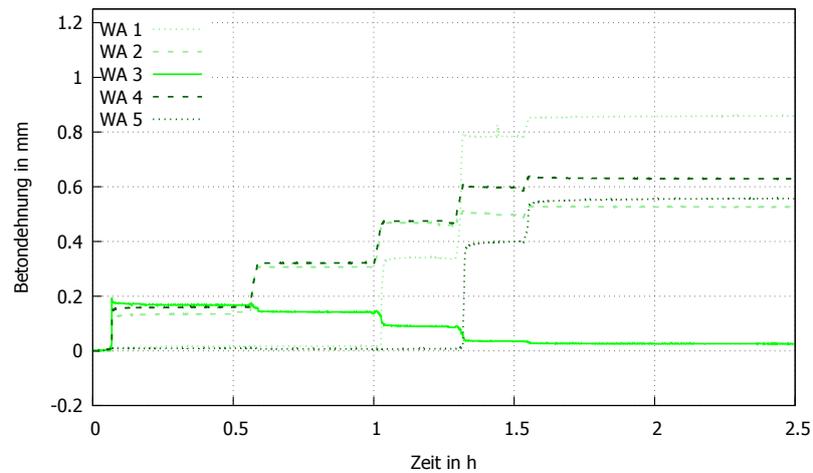


Abb. 5.18.: Auswertung der Wegaufnehmer WA 1-5 mit Messbasen zwischen 150 mm-200 mm oben

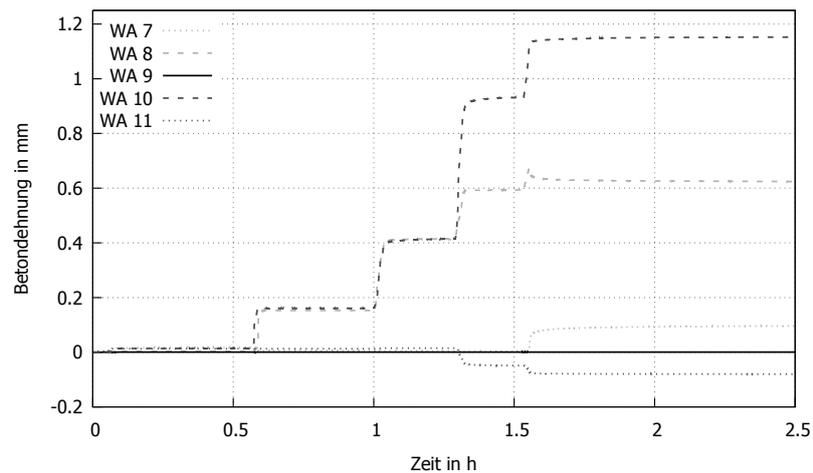


Abb. 5.19.: Auswertung der Wegaufnehmer WA 7-11 mit Messbasen zwischen 150 mm-200 mm unten

Die Messung der Rissöffnung erfolgte aufgrund der wesentlich höheren Genauigkeit gegenüber den Wegaufnehmern erneut mit DD1 Dehnungsmessern. Aufgrund der Probleme im Verlauf der vorangegangenen Versuchsdurchführung wurden die DD1 nicht mehr aufgeklebt, sondern aufgeklemt, wie in Abb. 5.20 gezeigt. Die Startwerte für die Rissöffnung wurden wiederum durch optische Messungen mit einer Risslupe aufgenommen und können aus Abb. 5.20 entnommen werden. In Abb. 5.21 werden die manipulierten Verläufe der Rissbreiten auf Höhe der Bewehrungslage dargestellt.

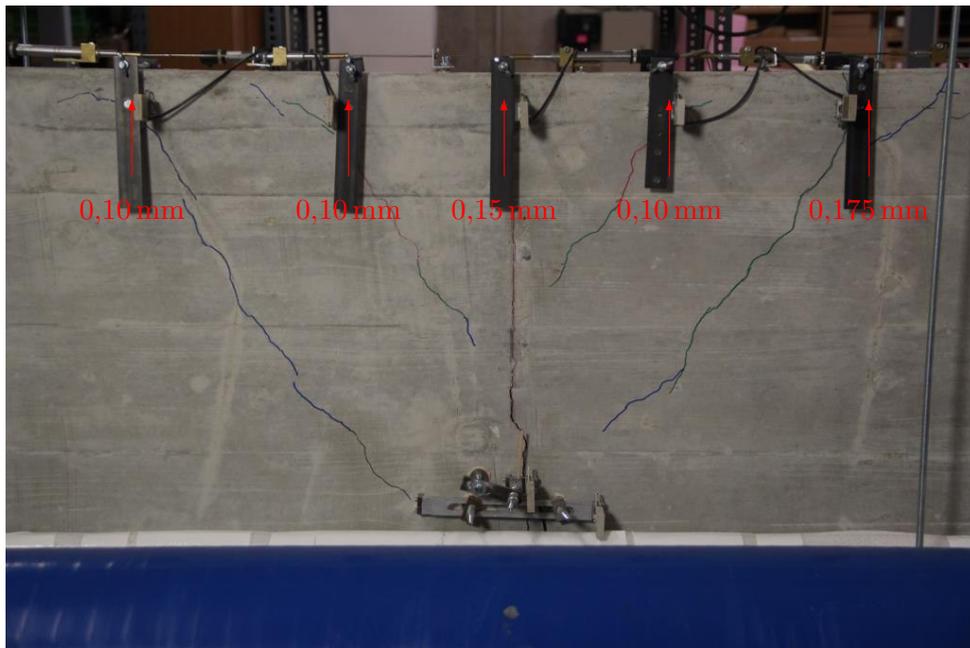


Abb. 5.20.: Startwerte zur Erstellung des Diagramms in Abb. 5.21 aus Ableseung mit Risslupe

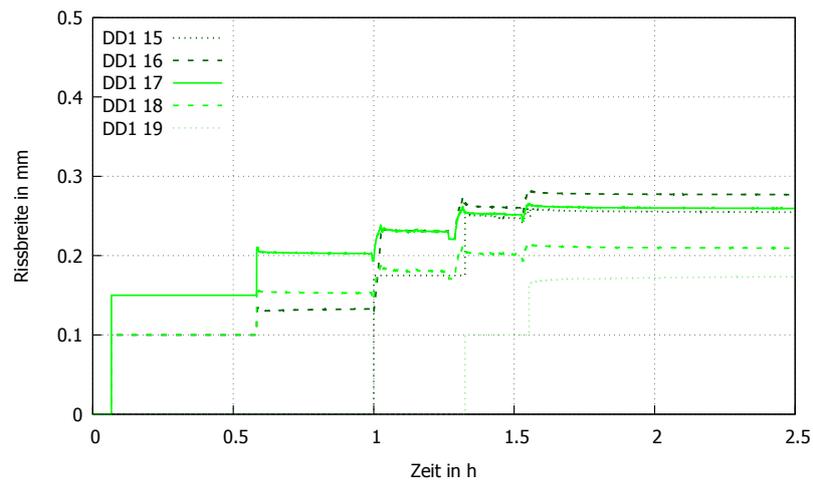


Abb. 5.21.: Messergebnisse der nachträglich angebrachten Dehnungsaufnehmer DD1 25 mm zur Bestimmung der Rissbreite (Startwerte korrigiert)

Dem Temperaturverlauf der Umgebungstemperatur ist eine Schwankungsbreite während der Versuchsdurchführung von ca. 1°C zu entnehmen.

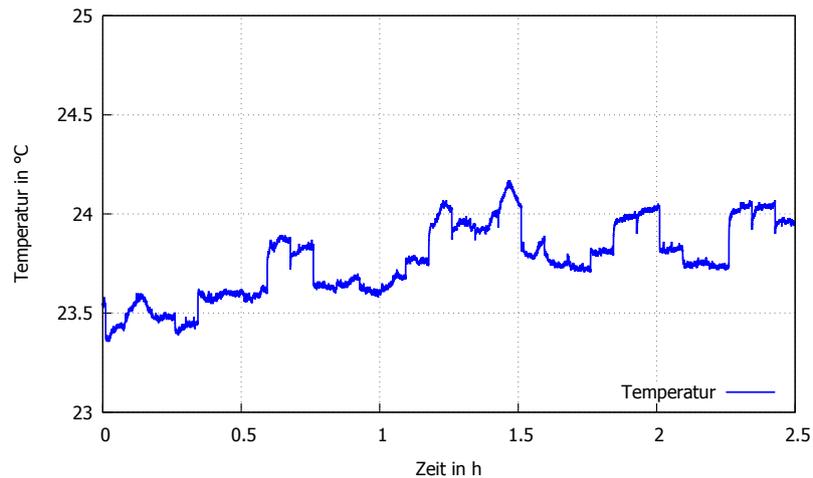


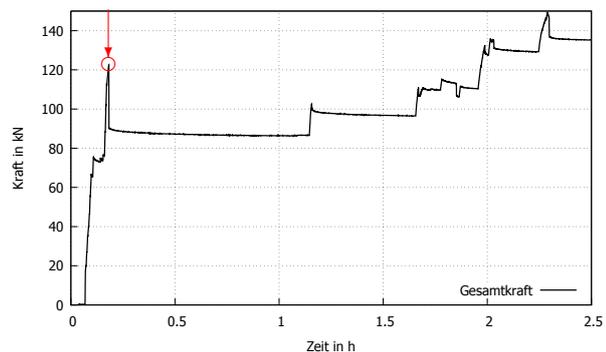
Abb. 5.22.: Temperaturverlauf während der Versuchsdurchführung

5.4. Versuch III - 16.11.2016

Die dritte Versuchsdurchführung mit detaillierter Messung in Zeitschritten von 0,5 sec bzw. 2 Hz dauerte ca. 150 Minuten. Die längere Versuchsdurchführung ist auf ein Nachjustieren der Aufhängevorrichtung des Versuchskörpers nach Erstrissbildung zurückzuführen. Hintergrund für diese Maßnahme waren vor allem die Beobachtungen in Versuchskörper II, dass der Einspanngrad in den Rahmenhäuptern sehr gering ist und sich die beiden Versuchskörperhälften nach dem Primärriss verdrehen können.

Im Zuge des dritten Versuchs konnten sowohl an der Ober- als auch an der Unterseite jeweils zwei Sekundärrisspaare erzeugt werden. Dies ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass bei diesem Versuch eine andere Vorgehensweise zur Vermeidung von etwaigen Zwängen beim Einbau der Versuchskörper angewandt wurde. Im Detail wurde der Versuchskörper zunächst vollständig auf die Hänger abgesetzt und eingerichtet, bevor er an den Querhäuptern befestigt und mit der zusätzlichen Stahlkonstruktion kraftschlüssig verschraubt wurde.

5.4.1. Dokumentation Rissbildung VK III



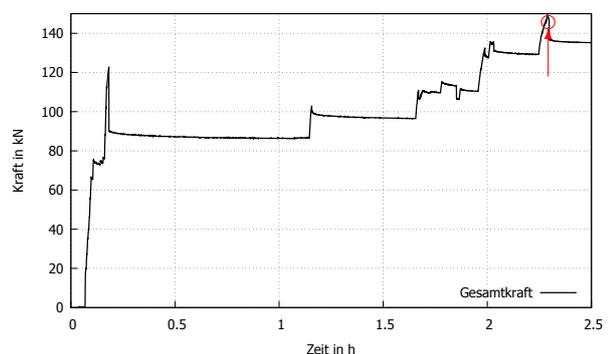
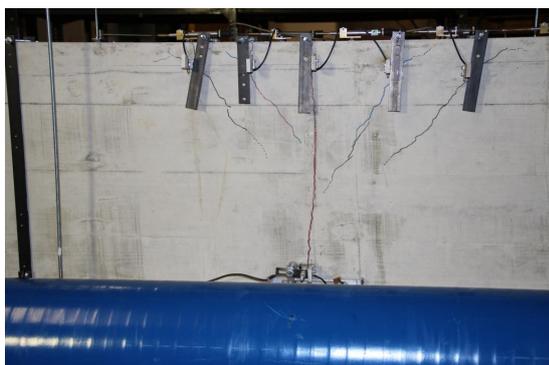
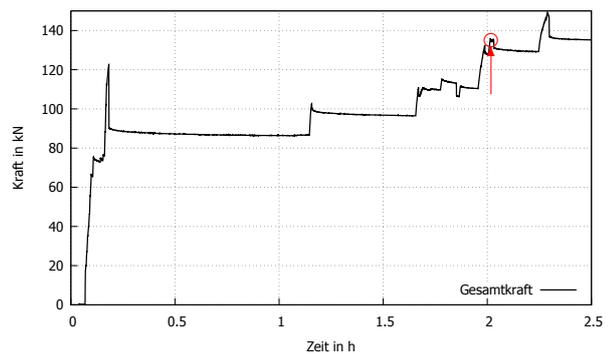
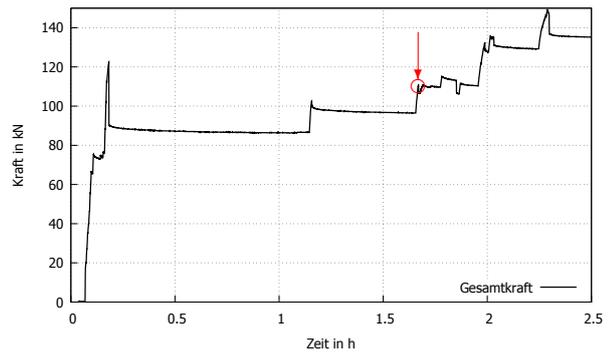
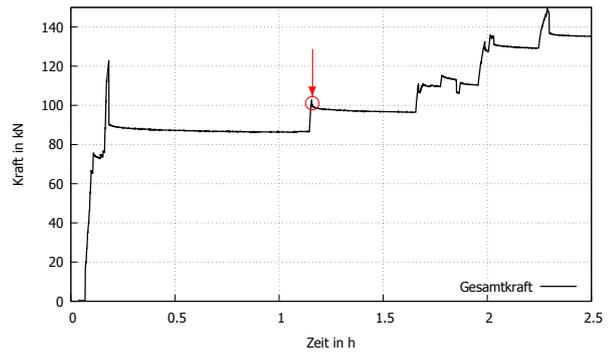


Abb. 5.23.: Verlauf der Rissbildung VK III mit Betrachtung des Gesamtkraftverlaufes während der Versuchsdurchführung

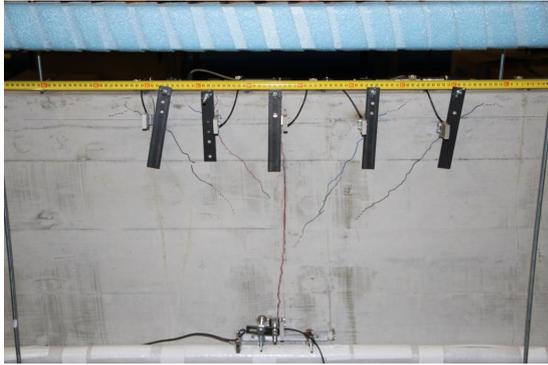


Abb. 5.24.: Rissabstand an der Oberseite der Scheibe

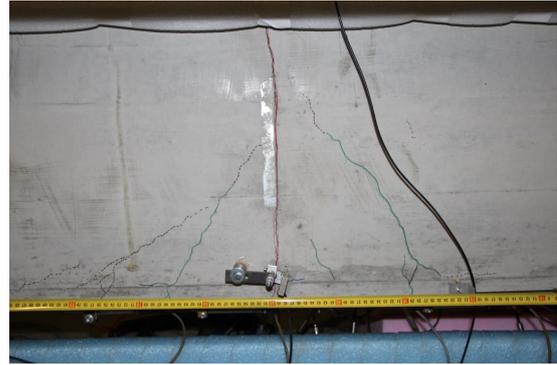


Abb. 5.25.: Rissabstand an der Unterseite der Scheibe

5.4.2. Messergebnisse VK III

Den in Abb. 5.26 dargestellten Graphen aus den Messdaten der linken und rechten Kraftmessdose ist ein nahezu identischer Verlauf hinsichtlich eingeleiteter Zugkraft zu entnehmen, wodurch wiederum von einer symmetrischen Lasteinleitung ausgegangen werden kann.

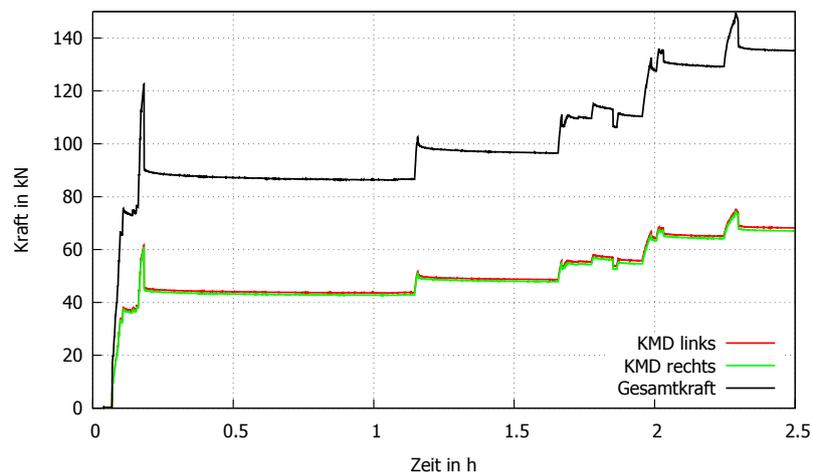


Abb. 5.26.: Messergebnisse der am Versuchsrahmen integrierten Kraftmessdosen

Anhand der Auswertung der Messergebnisse der Messlineale ist ein Unterschied der max. Längenänderung zwischen den Linealen von 0,50 mm festzustellen. Anzumerken ist, dass die Messlineale oben und unten jeweils ähnliche Werte lieferten, jedoch die Messdaten in der Mitte zu jeder Zeit in etwa 0,50 mm abweichen, siehe Abb. 5.27.

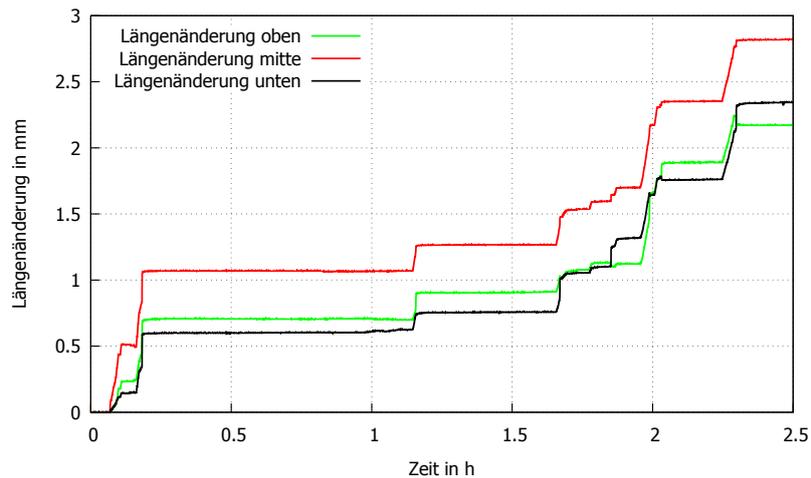


Abb. 5.27.: Auswertung der Messlineale

Im dritten Versuch wurde probiert, die Verschraubung über die Versuchskörperhöhe an die Steifigkeitsunterschiede über die Rahmenhöhe anzupassen. Hierzu wurden sowohl die Einleitungs- als auch die durchlaufende Randbewehrung vor dem Einheben des Versuchskörpers nur angestellt bzw. per Hand festgezogen. Vor Beginn der Versuchsdurchführung wurden dann die ober- bzw. unterhalb des Querhaupts angeordneten Bewehrungseisen definiert nachgezogen. Allerdings wurde nun der Steifigkeitsunterschied überschätzt, sodass sich bis zur ersten Rissöffnung ein ungleicher Verlauf der Betondehnungen einstellte, siehe Abb. 5.28. Im Anschluss an den Dehnungsabfall nach der Erstrissbildung verliefen die Betondehnungen annähernd parallel.

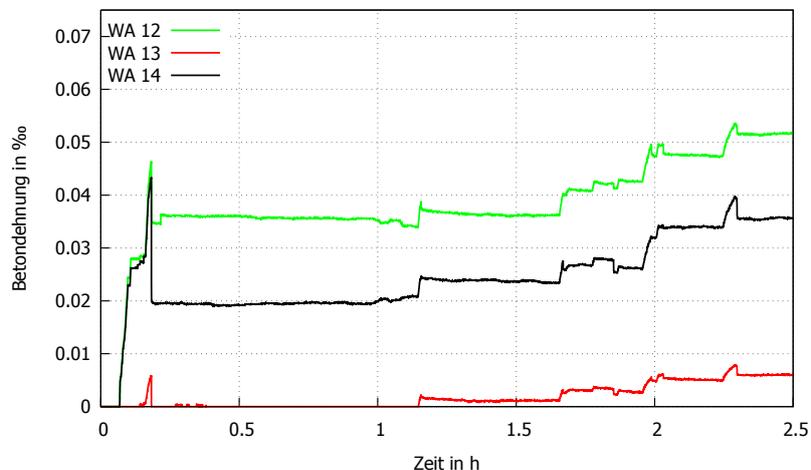


Abb. 5.28.: Messergebnisse der Dehnungsaufnehmer DD1 25 mm

Die Anordnung der Wegaufnehmer erfolgte für den dritten Versuch ident zum zweiten Versuch. Die Wegaufnehmer lieferten jeweils „verschmierte“ Betondehnungen (inkl. der Rissöffnungen) im jeweiligen Messbereich. Im Zuge der ersten Rissbildung entstanden wie in Abb. 5.29 ersichtlich jeweils ein Primär- und ein Sekundärriss an der Oberseite (WA 3 bzw. 4). Das Rissbild an der Unterseite lieferte dahingegen nur die Rissöffnung des Primärrisses (siehe Abb. 5.30 WA 9). An der Oberseite ist eine stetige Abnahme der Primärrissbreite nach der erstmaligen Rissöffnung festzustellen.

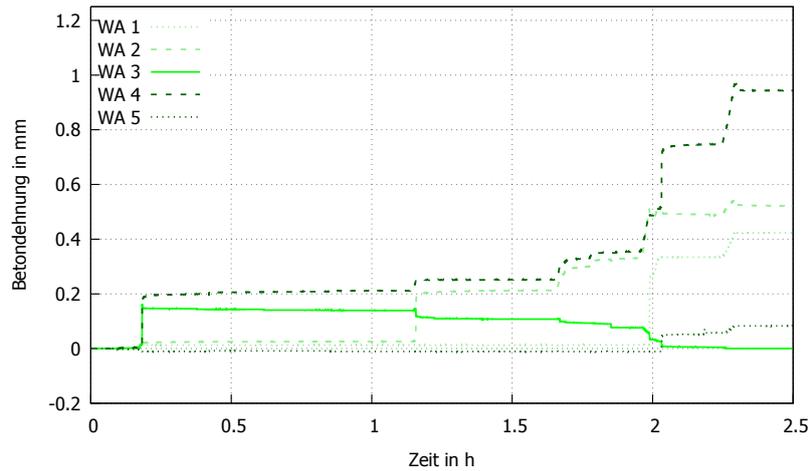


Abb. 5.29.: Auswertung der Dehnungsaufnehmer DD1 200 mm oben

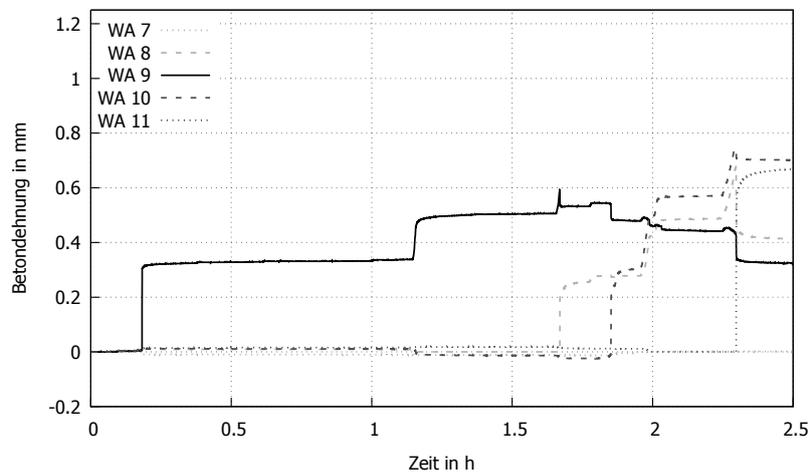


Abb. 5.30.: Auswertung der Dehnungsaufnehmer DD1 200 mm unten

Die Messung der Rissbreite erfolgte auch am letzten Versuchskörper mittels aufgeklebter DD1 Dehnungsmessern mit einer Messbasis von 25 mm. Die Startwerte bezüglich der Erstrissöffnung können aus Abb. 5.31 entnommen werden. Aus Abb. 5.32 ist der Verlauf der Rissbreiten auf Höhe der Bewehrungslage dargestellt.

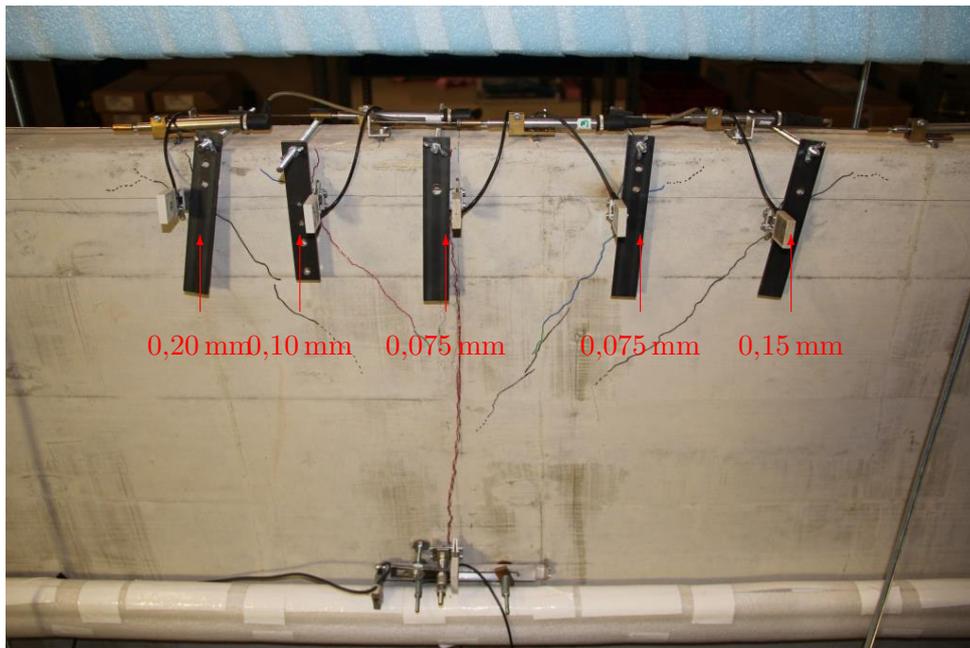


Abb. 5.31.: Startwerte zur Erstellung des Diagramms in Abb. 5.32 aus Ablesung mit Risslupe

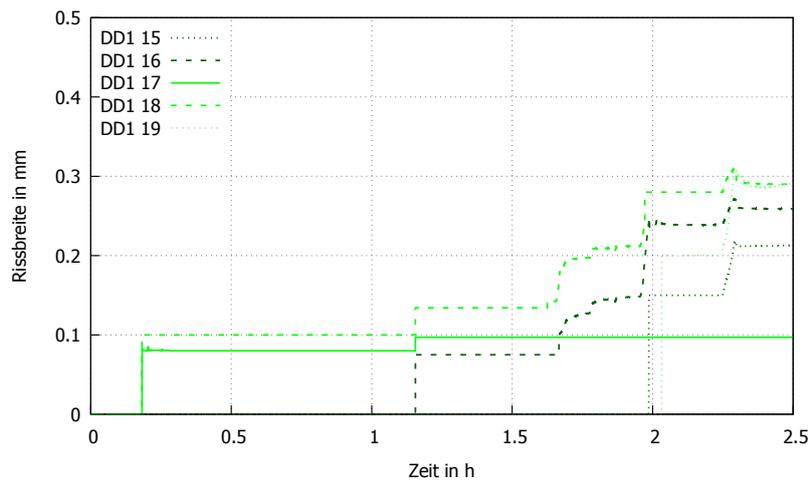


Abb. 5.32.: Messergebnisse der nachträglich angebrachten Dehnungsaufnehmer DD1 25 mm zur Bestimmung der Rissbreite (Startwerte korrigiert)

Die Schwankungsbreite aus der Temperaturmessung während der Versuchsdurchführung betrug weniger als 1°C.

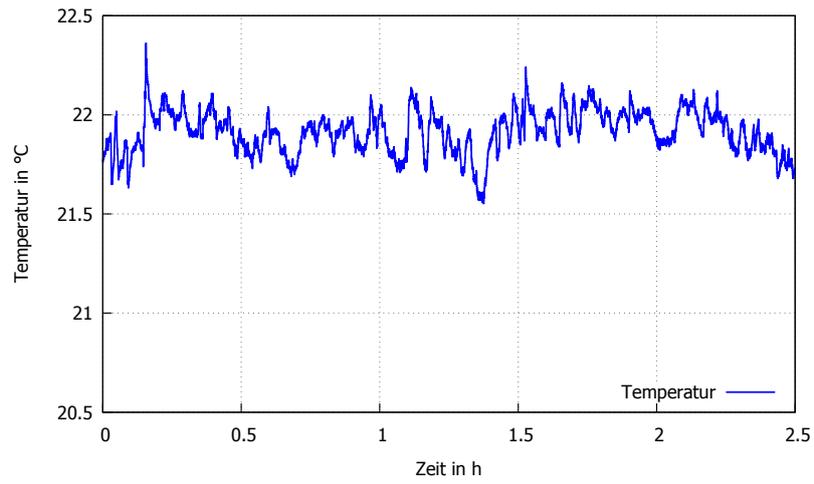


Abb. 5.33.: Temperaturverlauf während der Versuchsdurchführung

6. Auswertung der experimentellen Untersuchungen

6.1. Allgemeines

Im Zuge der Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgte eine Nachrechnung anhand des Bemessungsmodells lt. Bödefeld (2010). Zuzufolge dieser Berechnungen wurden die Annahmen zum Wirkungsbereich der Bewehrung anhand der Versuchsergebnisse überprüft. Der ermittelte Wert $A_{c,eff}$ diente in weiterer Folge als Basis für die Rissbreitennachrechnung. Außerdem wurde aus dem ermittelten Wert für $A_{c,eff}$ ein Faktor m zur Bestimmung des Wirkungsbereichs der Bewehrung anhand des Randabstands d_1 abgeleitet ($m = h_{c,eff}/d_1$). Aus der erforderlichen Spannung im Primärriss zur Erzeugung des zweiten Sekundärrisspaares ließ sich durch Umstellen von Gl. 3.13 die effektive Betonfläche $A_{c,eff}$ wie folgt ermitteln:

$$A_{c,eff}^n = \frac{\sigma_s^P \cdot A_s}{(1 + n \cdot 0,3) \cdot f_{ctm}} \quad (6.1)$$

$A_{c,eff}^n$ effektive Betonfläche im n -ten Sekundärriss

$A_{c,eff}$ wurde in weiterer Folge zur Bestimmung der sich nach der letzten Sekundärrissbildung einstellenden Stahldehnung im n -ten Sekundärriss ε_s^n verwendet (siehe Gl. 6.2).

$$\varepsilon_s^n = \frac{A_{c,eff} \cdot f_{ctm}}{A_s \cdot E_s} \quad (6.2)$$

Das Bemessungsmodell zufolge Bödefeld (2010) ermöglicht eine Berechnung aller Rissbreiten entlang des gerissenen Bereichs. Unter der Annahme das sich im n -ten Sekundärriss eine Stahlspannung von ε_s^n einstellt, würde dies ohne weitere Laststeigerung direkt zu einer weiteren Rissbildung führen ($(n+1)$ -ter Sekundärriss). Die Rissbreite im $(n+1)$ -ten Sekundärriss wurde deshalb unter Berücksichtigung der zwischen zwei Rissen im Beton verbleibenden Stahlspannung von 30%, wie in Gl. 6.4 ersichtlich, bestimmt. Für den n -ten Sekundärriss erfolgte die Ermittlung der Rissöffnung anhand Gl. 6.3.

$$w^n = \varepsilon_{sm}^n \cdot s_r = \frac{\varepsilon_s^P}{1 + n \cdot 0,3} - 0,327 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_{c,eff}}{A_s \cdot A_s} \cdot l_e \quad (6.3)$$

$$w^{n+1} = \varepsilon_{sm}^{n+1} \cdot 1,35 \cdot l_e = 0,56 \cdot \frac{\varepsilon_s^P}{1,3 + n \cdot 0,3} - 0,054 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_{c,eff}}{A_s \cdot A_s} \cdot 1,35 \cdot l_e \quad (6.4)$$

In den folgenden Unterkapiteln werden die berechneten Rissbreiten mit den Messwerten aus den Versuchen verglichen. Zusätzlich wurden die in Kapitel 5 dargestellten Messergebnisse zwischen den einzelnen Versuchskörpern verglichen und ausgewertet.

Für die Beurteilung der Behinderungssituation der Wand im Rissbildungsprozess wird der Systembehinderungsgrad zwischen Rahmen und Versuchskörper herangezogen. Für diesen gilt:

$$a = \frac{1}{1 + \frac{E \cdot A}{k_{Rahmen} \cdot l}} \quad (6.5)$$

k_{Rahmen} Federsteifigkeit des Zwangsrahmen

Im Rahmen dieser Arbeit werden zunächst nur qualitative Aussagen zur Entwicklung der Behinderungssituation gegeben. Für quantitative Aussagen sei andieserr Stelle auf die Arbeit von Turner (2017) verwiesen.

6.2. Auswertung Versuch I

Die in Kap. 5.2.2 dargestellten Messergebnisse zeigten einige Auffälligkeiten, auf die im weiteren näher eingegangen wird. Die in Abb. 5.5 dargestellten Messergebnisse lieferten zu Beginn unterschiedliche Messwege. Vergleicht man die Lineale an Ober- und Unterseite der Scheibe mit jenen in der Mitte, so ergibt sich bei den mittig angebrachten Messlinealen ein geringerer Messweg. Dies könnte auf einen geringfügigeren Leerweg der gleitfest vorgespannten Verbindung, im Gegensatz zu jenem im Gewindegang der M20 Schraube zurückzuführen sein. Die Verbindung der Knotenbleche mit den Stahlschwertern an der Ober- und Unterseite des Querhaupts wurde durch eine gleitfest vorgespannte Verbindung sichergestellt. Die Befestigung des Stahlschwertes erfolgte mittig am Querhaupt mittels zweier M20 Schrauben. Aufgrund der unterschiedlichen Befestigungsmethoden ist anzunehmen, dass sich im Zuge der Versuchsdurchführung unterschiedliche Leerwege einstellten.

Der Effekt der größeren Verformbarkeit im Mittelbereich, zwischen den Wirkungszonen der Bewehrungsstäbe, ist deutlich anhand Abb. 5.6 ersichtlich. Während nach der Rissöffnung die Dehnungen im Randbereich kaum abnehmen, ist im Mittelbereich eine deutlich größere Dehnungsabnahme feststellbar. In Abb. 5.6 stellt sich dieser Effekt im Speziellen nach der erstmaligen Rissöffnung ein. Die Dehnungen im Randbereich (WA 12 bzw. 14) erfuhren eine wesentlich geringere Abnahme als in der Mitte (WA 13), da die eingelegte Bewehrung in ihrem Wirkungsbereich für eine geringere Rissöffnung als in der Versuchskörpermitte sorgt. Das größere Verformungsvermögen zwischen den Wirkungsbereichen der Bewehrung wird anhand dem Vergleich der Rissbreiten am Primärriss in Abb. 6.1 erneut deutlich sichtbar.

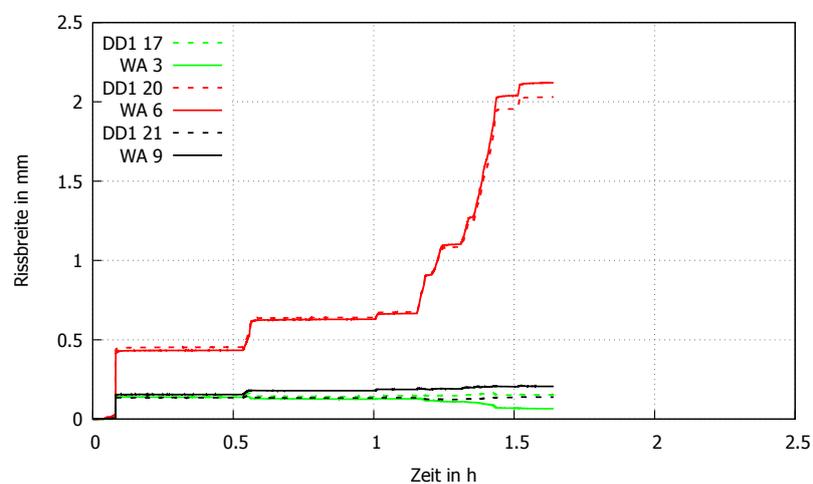


Abb. 6.1.: Vergleich der Rissöffnungen am Primärriss oben-mitte-unten

Die Rissbreiten im Primärriss, zwischen Mittel- und Randbereich, unterscheiden sich sehr stark. Während die Rissbreiten an der Ober- und Unterseite nahezu synchron verlaufen, ist in der Mitte des Querschnitts ein signifikanter Anstieg der Rissöffnung festzustellen. Außerdem zeigen diese Ergebnisse, dass die Betondehnungen im Bereich des Sammelrisses im gesamten Rissbildungsprozess sehr gering ausfallen. Diese Schlußfolgerung basiert auf der Tatsache, dass die Messergebnisse mit DD1 (kleine Messbasis nur über dem Riss) mit den Messergebnissen der WA (große Messbasis inklusive Beton zwischen den Rissen) nahezu deckungsgleich verlaufen.

Abb. 6.2 zeigt die aufsummierten Verformungen an Oberseite (WA 1-5), bzw. Unterseite (WA 7-

11) sowie im Mittenbereich (WA 6). Aus dem parallelen Verlauf der aufsummierten Rissbreiten kann geschlossen werden, dass ein Rissystem bestehend aus Primär- und Sekundärrissen die gleiche Verformung kompensiert, wie im nahezu unbehinderten Mittenbereich. Der Versatz an der Scheibenunterkante resultiert nur aus der Erstrissbildung und ist auf ein leichtes Verdrehen der beiden Hälften nach der Rissbildung zurückzuführen. Bei weiterer Verformungssteigerung bleibt diese Verdrehung aber stabil.

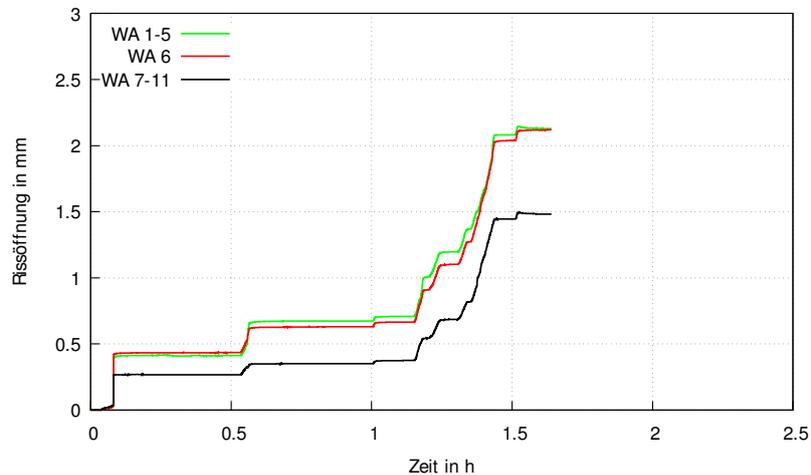


Abb. 6.2.: Vergleich der aufsummierten Verformungen im Bereich der Sammelrissbildung oben-mitte-unten

Das in Abb. 6.3 dargestellte Kraft-Verformungs-Diagramm dient zur Veranschaulichung der Steifigkeitsabnahme in Folge der Rissbildung. Nach der Erstrissbildung ist ein signifikanter Abfall der Gesamtsteifigkeit der Scheibe festzustellen. Alle weiteren Rissöffnungen verursachen aber nur noch eine wesentlich geringere Abnahme. Der Steifigkeitsverlust infolge der Rissbildung führt insgesamt zu einem Anstieg des Systembehinderungsgrades α (6.5).

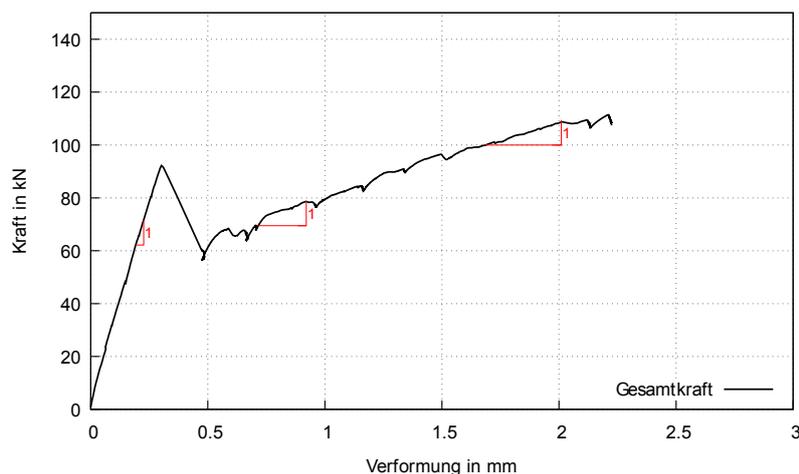


Abb. 6.3.: Kraft-Verformungs-Diagramm

Der Gesamtkraftverlauf ist in Abb. 6.4 dargestellt. Hierbei wird außerdem berücksichtigt, dass die Rissvorgabe zu einer Abminderung der zur Erzeugung des Primärrisses erforderlichen Erstrisskraft führte. Die zu erwartende Erstrisskraft ohne Rissvorgabe wurde anhand der ermittelten Zugfestigkeit aus den Begleitkörpern und der Querschnittsfläche ohne Schwächung bestimmt. Der aus dem Versuch ermittelte Wert der Zugfestigkeit ist für eine Hochrechnung der Risskraft

nicht geeignet, da die Rissvorgaben im Umfeld der Querschnittschwächungen Spannungsspitzen erzeugen, welche die Rissbildung auslösten, (siehe Anhang C).

Außerdem zeigt Abb. 6.4, dass die Spannung in der Bewehrung während der Versuchsdurchführung nie die Fließgrenze überschritten hatte. Die maximale Stahlkraft wurde bei Versuchsende erreicht und hatte eine Größe von 111,40 kN und das entspricht einer Stahlspannung von $\sigma_s = 361,83 \text{ N/mm}^2$.

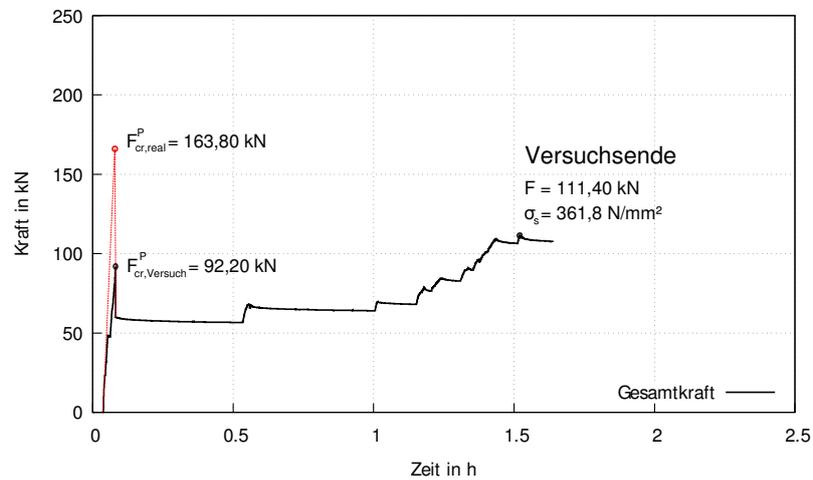


Abb. 6.4.: Erstrissbildung - Risskraft ohne Querschnittschwächung durch Rissvorgabe

Bei Erstrissbildung entstand mit dem Primärriss ein erstes Sekundärrisspaar. Die zugehörigen Stahlspannungen nach dem Kraftabbau infolge der Rissöffnung in Primär-, bzw. Sekundärriss sind in Abb. 6.5 ersichtlich.

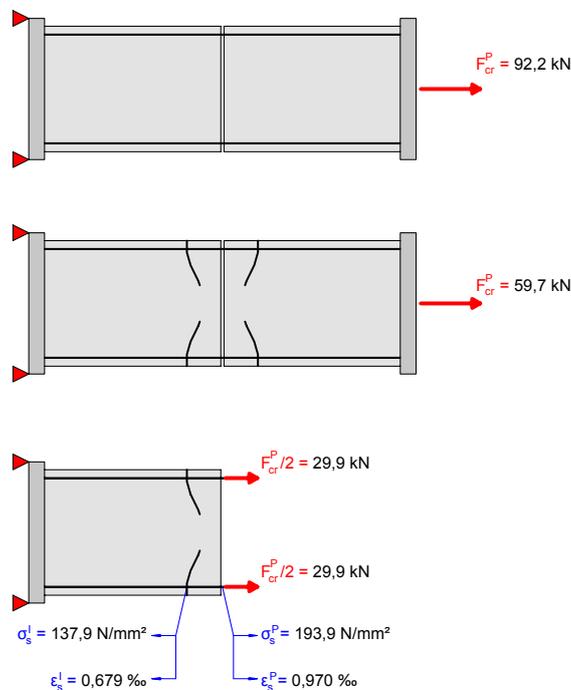


Abb. 6.5.: VK1: Risskraft bei Erstriss sowie Stahlspannung im Primär- und Sekundärriss nach Zwangkraftabbau

Ohne Querschnittschwächung würde sich im Anschluss an die Erstrissbildung ein Zwangkraftabbau von 63,55% einstellen. Die Stahlspannung im ersten Sekundärriss wurde gemäß Bemessungsmodell lt. Bödefeld (2010) mit 70% der Spannung im Primärriss angesetzt.

Aus den nachfolgenden Sekundärrissbildungen konnte gemäß Gl. 6.1 die effektive Betonfläche $A_{c,eff}$ ermittelt werden. Für die weiteren Berechnungen wurden die aus dem zweiten bzw. dritten Sekundärriss gewonnenen Werte gemittelt. Auf Basis der aus Gl. 6.1 bzw. 6.2 für diese Versuchsdurchführung ermittelten Werte, sowie unter Berücksichtigung des realen Rissabstandes s_r erfolgte dann die Rissbreitenberechnungen. Die gesamten Berechnungen sind in Anhang C nachzulesen. Tab. 6.1 (Rissbreiten nach Erstrissbildung) und Tab. 6.2 (Rissbreiten nach der letzten Sekundärrissverzweigung) zeigen die so ermittelten Rissöffnungen. Den berechneten Werten wurden außerdem die Messwerte aus der Versuchsdurchführung gegenüber gestellt.

	$w_{k,Bödefeld}$	$w_{k,Versuch}$
SR_{li}^1	0,084 mm	0,05 mm
PR	0,147 mm	0,15 mm
SR_{re}^1	0,084 mm	0,10 mm
Summe	0,315 mm	0,30 mm

Tabelle 6.1.: Rissbreitenvergleich - nach Erstrissbildung

	$w_{k,Bödefeld}$	$w_{k,Versuch}$
SR_{li}^2	0,114 mm	0,112 mm
SR_{li}^1	0,168 mm	0,199 mm
PR	0,263 mm	0,153 mm
SR_{re}^1	0,168 mm	0,130 mm
SR_{re}^2	0,114 mm	0,175 mm
Summe	0,827 mm	0,768 mm

Tabelle 6.2.: Rissbreitenvergleich - bei letzter Sekundärrissverzweigung Gesamtkraft = 91,00 kN

Zur besseren Veranschaulichung ist in Abb. 6.6 der gedachte Stahldehnungsverlauf zufolge Bemessungsmodell lt. Bödefeld (2010) skizziert worden.

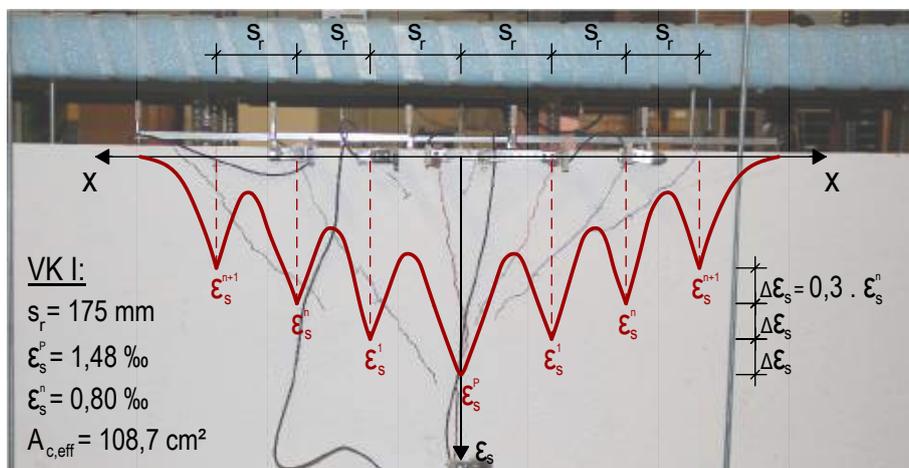


Abb. 6.6.: Stahldehnungsverlauf nach der letzten Sekundärrissverzweigung - Versuchskörper I

Der Rissabstand aus den Versuchen wurde für die Berechnungen mit 175 mm angesetzt. Es ergaben sich Rissbreiten die in Summe mit jenen der Messergebnisse korrelieren. Jedoch stellte sich entgegen der Annahme im Bemessungsmodell lt. Bödefeld in den Versuchen keine weitere Zunahme der Primärrissbreite nach erstmaliger Rissöffnung ein. Die Rissbreiten in den einzelnen Rissen stimmen daher nicht überein.

Die Ergebnisse wurden außerdem einer äquivalenten Temperatureinwirkung, welche aus der aufgetragenen Verformung ermittelt wurde, gegenübergestellt. Abb. 6.7 zeigt dieses Ergebnis. Die Gegenüberstellung der Rissbreiten an der Oberseite (DD1 15-19) und in Bauteilmitte (DD1 20) zeigen eine deutliche Abweichung mit zunehmender Verformungseinwirkung. Die große ist allerdings darauf zurückzuführen, dass je Versuchskörper nur die ersten beiden Sekundärrisspaare aufgezeichnet werden konnten und sich in diesem Versuch noch ein drittes Sekundärrisspaar bildete, was aber in den Messdaten an der Oberseite nicht enthalten ist.

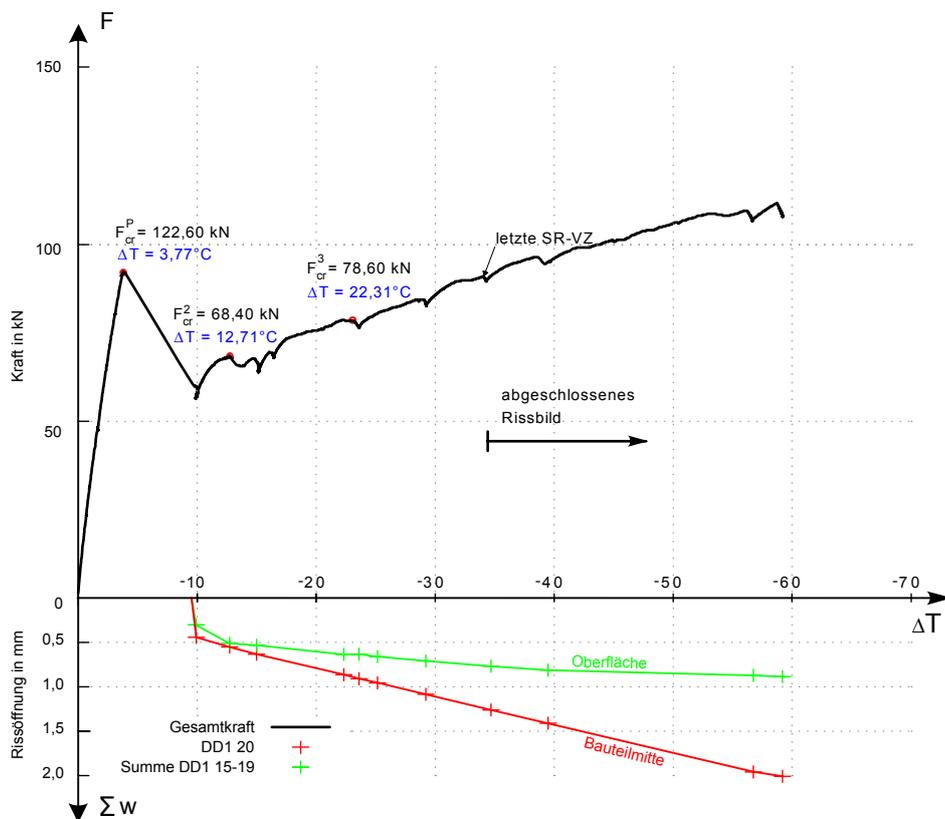


Abb. 6.7.: Zusammenhang von Temperatur-Risskraft-Rissöffnung im Zuge des ersten Versuchs unter Zwangbeanspruchung

Dem Kraftverlauf ist zu entnehmen, dass sich ab einer Kraft von 91 kN (letzte Sekundärrissverzweigung optisch feststellbar) keine weiteren Sekundärrisse mehr ausbildeten (nur noch Verbundrisse). Die Sammelrissbildung ist somit als beendet anzusehen und es stellt sich das abgeschlossene Rissbild ein.

Die Primärrissöffnung beginnt, wie Abb. 6.7 zu entnehmen ist, bei einer Kraft von 92,2 kN. Es entstehen erste Mikrorisse wodurch die Steifigkeit des Versuchskörpers bereits deutlich abnimmt. Da die Versuchsdurchführung verformungsgesteuert erfolgte, ist mit dem Beginn der Mikrorissbildung eine Abnahme der Kraft feststellbar, welche auf die sich reduzierende Steifigkeit zurückzuführen ist. Erst bei einer Kraft von 59,7 kN stellt sich die endgültige Rissöffnung nach Erstrissbildung ein, davor wurde über die Rissflanken noch Zugspannung übertragen. Nach Rissöffnung ist in Abb. 6.8 kein Weg des Zylinders mehr ablesbar, da vorerst keine weitere Verformung eingebracht

wurde (für die Aufnahme der Erstrissbreiten, sowie der Erstellung der Rissbilder wurden zwischen den einzelnen Rissbildungen Pausen eingelegt, siehe Stillstand der Kraft in Abb. 6.8).

Dem Graphen des Zylinders ist weiter zu entnehmen, dass die zugeführte Verformung größer ist als jene die sich am Versuchskörper einstellt. Dies ist auf den Behinderungsgrad kleiner 1 (kein voller Zwang) zurück zu führen. Ein Teil der zugeführten Verformung wird abhängig vom Behinderungsgrad durch den Rahmen aufgenommen, der Rest muss durch den Versuchskörper kompensiert werden.

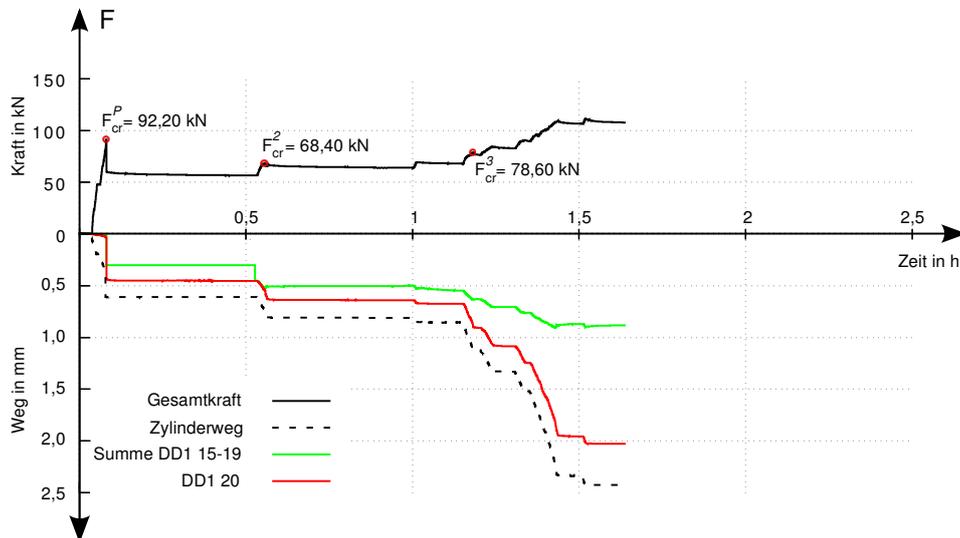


Abb. 6.8.: Rissöffnung, Kolbenweg bzw. Kraftverlauf bezogen auf die Zeit im Zuge des ersten Versuchs

6.3. Auswertung Versuch II

Trotz entsprechender Gegenmaßnahmen stellten sich erneut unterschiedliche Messwege der Messlineale zu Beginn des Versuchs ein. Dem Verlauf der Messlineale ist zu entnehmen, dass die Messung ident zur ersten Versuchsdurchführung verlief (siehe Abb. 5.16). Im weiteren Verlauf wurde jedoch festgestellt, dass sich an der Scheibenunterkante ein deutlich geringerer Messweg einstellt als an der Oberkante bzw. in der Mitte des Versuchskörpers.

Die Betondehnungen in Abb. 5.17 zeigen nach erstmaliger Rissöffnung deutliche Unterschiede zu VKI. Im Gegensatz zu der ersten Versuchsdurchführung ist im Randbereich eine wesentlich stärkere Dehnungsabnahme festzustellen als in der Scheibenmitte. Auch die Betondehnung im Mittenbereich vor bzw. nach der Primärrissbildung zeigt deutliche Unterschiede zu VK I. Dies ist auf Probleme im Zuge des Versuchskörper Einbaus zurück zu führen. Die Scheibe lagerte nicht gleichmäßig auf den Hängern, wodurch eine zusätzliche Zwangbeanspruchung infolge des Eigengewichts in den Versuchskörper eingebracht wurde. Daraus resultierend stellte sich kein durch den gesamten Versuchskörper verlaufender Primärriss ein, wie in Abb. 5.19 ersichtlich. Diese Ergebnisse lassen darauf schließen, dass die Hänger in der Mitte zu stark angezogen waren und somit ein negatives Moment eingebracht wurde.

An der Primärrissöffnung am oberen Rand des Versuchskörpers ist erneut festzustellen, dass diese mit jeder weiteren Sekundärrissbildung abnimmt und bestätigt die aus VK I gewonnenen Messergebnisse.

Die Graphen in Abb. 6.9 verdeutlichen erneut, dass sich keine gleichmäßige Verformung im Bereich des Sammelrisses über die Versuchskörperhöhe einstellte.

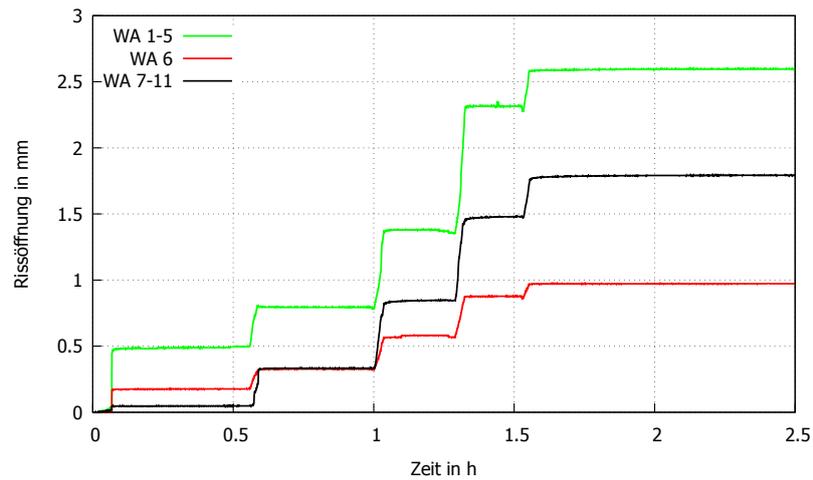


Abb. 6.9.: Vergleich der aufsummierten Rissöffnungen oben-mitte-unten

Anhand des in Abb. 6.10 dargestellten Kraft-Verformungs-Diagramms wird ersichtlich, dass das System mit jeder Rissbildung „weicher“ wurde. Dieser Steifigkeitsabfall wird anhand der Abnahme der Steigung im Kraft-Verformungs-Diagramm sichtbar.

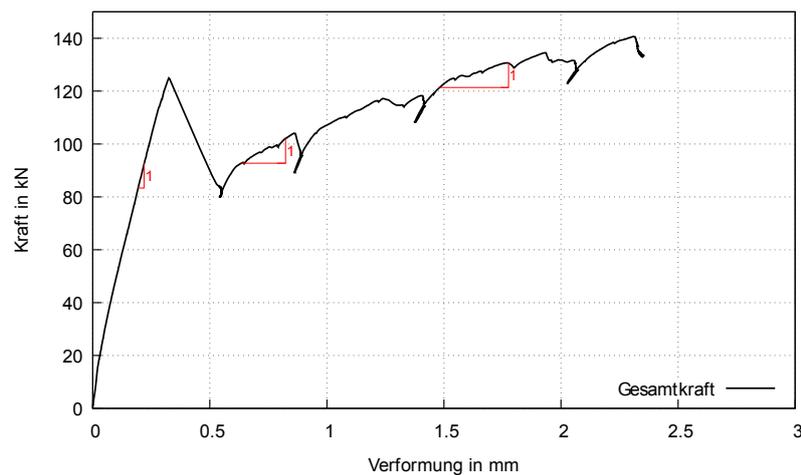


Abb. 6.10.: Kraft-Verformungsdiagramm

Der gemessene Wert der Risskraft wurde erneut auf einen Querschnitt ohne Schwächung hochgerechnet (siehe Abb. 6.11). Dies erfolgte mit Hilfe der aus den Begleitversuchen gewonnenen Festigkeitswerte. Betrachten man die Risskraft nach Hochrechnung, so ergibt sich ein Zwangkraftabbau von rund 64,5%. Wie in Abb. 6.11 ersichtlich wurde der Versuch bei einer eingebrachten Kraft von 140,60 kN gestoppt, da ansonsten die zulässige Stahlspannung in der eingelegten Bewehrung überschritten worden wäre.

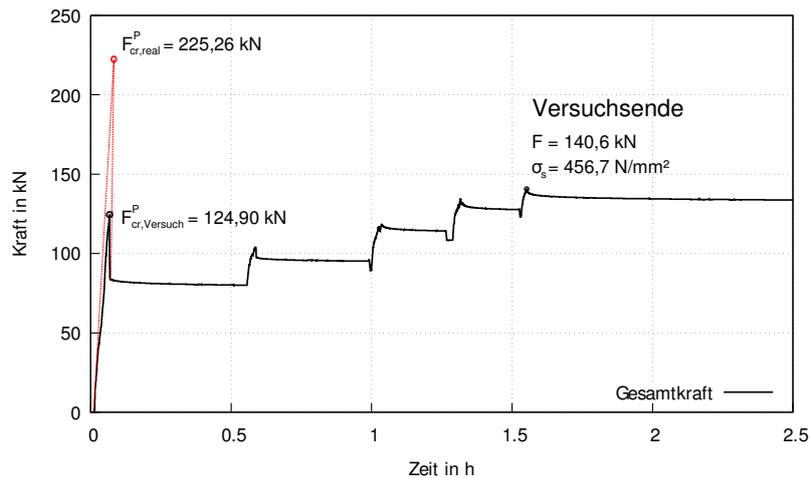


Abb. 6.11.: Erstrissbildung - Risskraft ohne Querschnittschwächung durch Rissvorgabe

In Abb. 6.12 sind die Risskraft zur Erstrissbildung, sowie die Stahlkraft nach dem Zwangkraftabbau dargestellt. Es ist jedoch anzumerken, dass sich die Kraft im Zuge der Versuchsdurchführung, aufgrund der eingebrachten äußeren Belastung, nicht gleichmäßig auf beide Bewehrungsseisen verteilt.

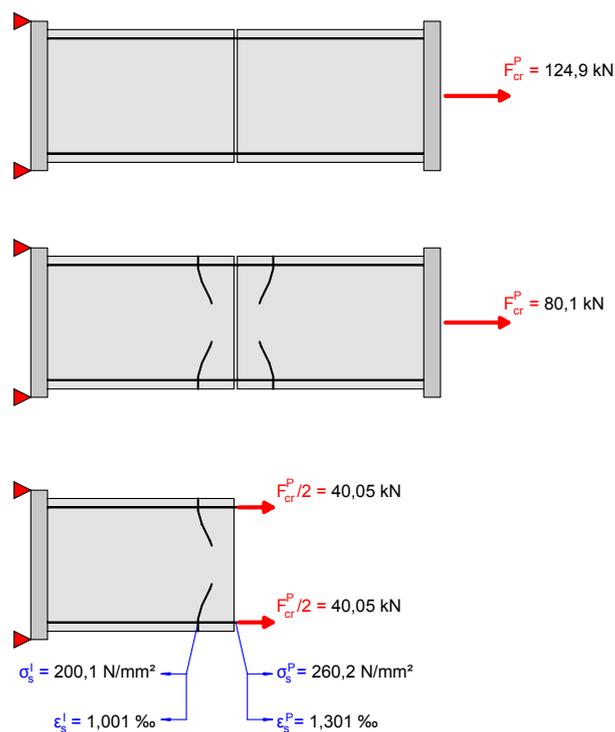


Abb. 6.12.: VK2: Risskraft bei Erstriss sowie Stahlspannung im Primär- und Sekundärriss nach Zwangkraftabbau

Auch für Versuchskörper II erfolgte eine Nachrechnungen gemäß dem Bemessungsmodell lt. Bödefeld (2010) (siehe Anhang C.1). Die aus den Berechnungen gewonnen Rissbreiten wurden in Tab. 6.3 und 6.4 jenen der Versuchsdurchführung gegenüber gestellt. Für die Berechnungen wurde ein aus dem Versuch ermittelter Rissabstand von 190 mm angesetzt. Dem Rissbreitenvergleich in Tab. 6.3 bzw. Tab. 6.4 ist zu entnehmen, dass zwischen den gemessenen, bzw. berechneten

Werten ein Unterschied von ca. 20% besteht.

	$w_{k,Bödefeld}$	$w_{k,Versuch}$
SR_{li}^1	0,118 mm	0,10 mm
PR	0,188 mm	0,15 mm
SR_{re}^1	0,118 mm	0,10 mm
Summe	0,424 mm	0,35 mm

Tabelle 6.3.: Rissbreitenvergleich - nach Erstrissbildung

	$w_{k,Bödefeld}$	$w_{k,Versuch}$
SR_{li}^2	0,186 mm	0,175 mm
SR_{li}^1	0,268 mm	0,100 mm
PR	0,430 mm	0,259 mm
SR_{re}^1	0,268 mm	0,277 mm
SR_{re}^2	0,168 mm	0,254 mm
Summe	1,337 mm	1,065 mm

Tabelle 6.4.: Rissbreitenvergleich - nach dem Schließen der Ventile = 140,62 kN

Aus Abb. 6.13 ist der gedachte Stahldehnungsverlauf gemäß Bemessungsmodell zufolge Bödefeld (2010) zu entnehmen.

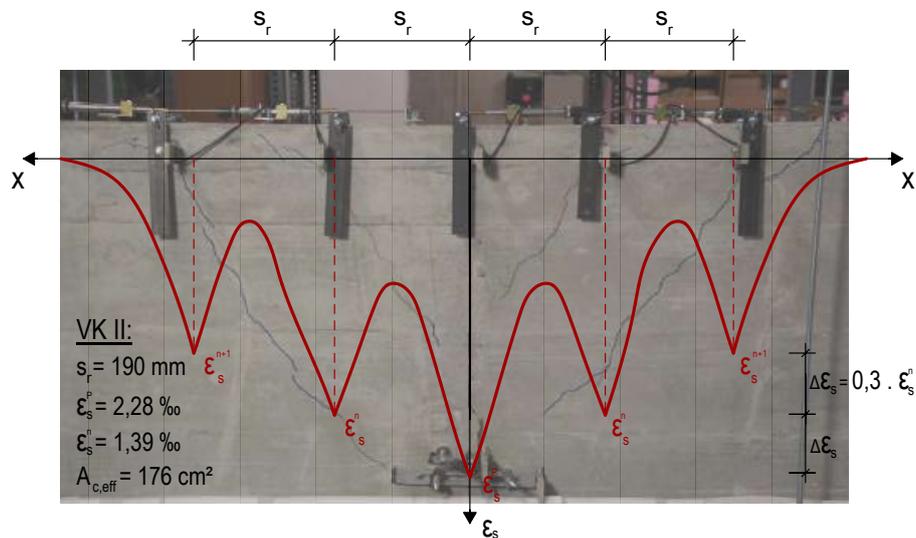


Abb. 6.13.: Stahldehnungsverlauf nach dem Schließen der Ventile - Versuchskörper II

Abb. 6.14 zeigt den Zusammenhang zwischen der Temperaturabkühlung, sowie der daraus resultierenden Verformung bzw. Risskraft. Die im Diagramm ersichtlichen Rissöffnungen spiegeln die bereits zuvor dargestellten Messwerte an der Oberkante bzw. im Scheibenmitte wieder. Dem Kraftverlauf sind die Risskräfte des Primärrisses, sowie der ersten beiden Sekundärrisspaare zu entnehmen.

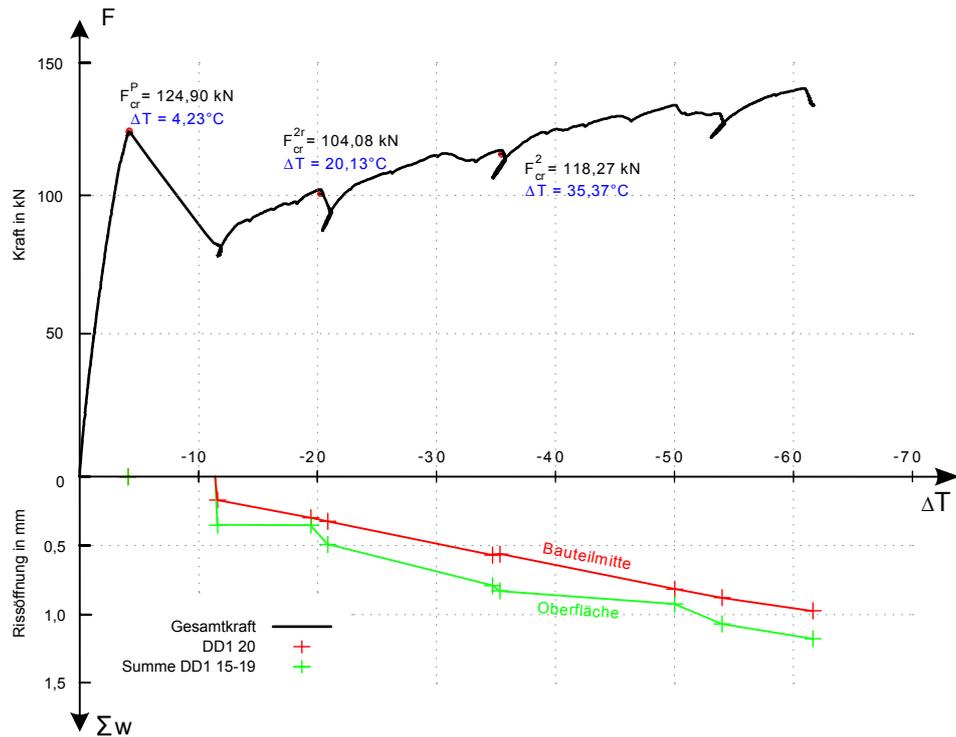


Abb. 6.14.: Zusammenhang von Temperatur-Risskraft-Rissöffnung im Zuge des zweiten Versuchs unter Zwangsbeanspruchung

Abb. 6.15 zeigt den Verlauf der aus der zugeführten Verformung resultierenden Kraft, sowie der Rissbreite über die Zeit.

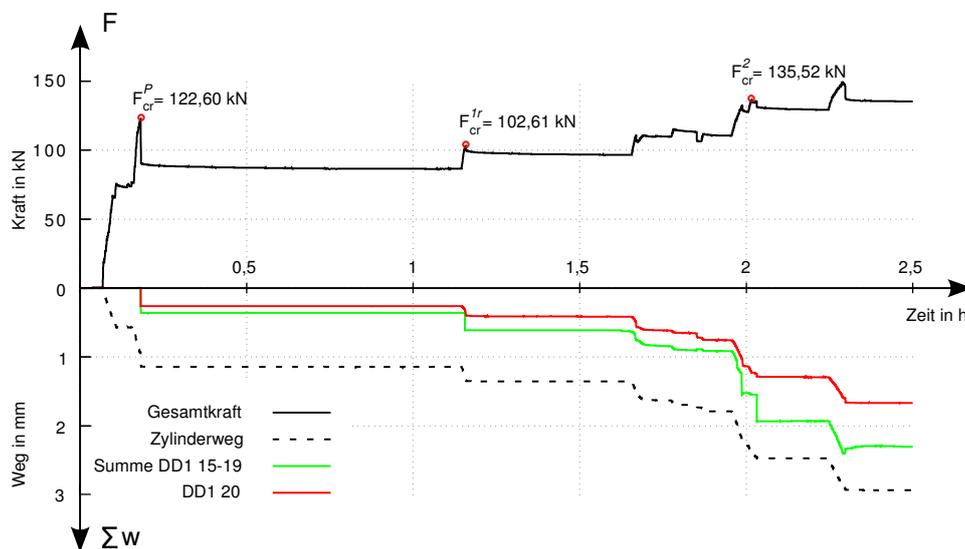


Abb. 6.15.: Rissöffnung, Kolbenweg bzw. Kraftverlauf bezogen auf die Zeit im Zuge des zweiten Versuchs

6.4. Auswertung Versuch III

Im Zuge der dritten Versuchsdurchführung wurde versucht den Problemen der vorangegangenen Versuche vorzubeugen. Nach dem Einheben wurde der Versuchskörper auf den Hängern platziert und mit Hilfe dieser in Position gebracht. Die Bewehrungsstäbe wurden an den Stahlschwertern nur angestellt. Nach Einbau des Versuchskörpers musste jedoch festgestellt werden, dass sich die Verschraubung der Bewehrungsseisen deutlich gelockert hatte. Die noch zugänglichen Schrauben konnten vor Versuchsbeginn noch nachgezogen werden. Darüber hinaus versuchte man durch Nachjustierung an den Hängern im Verlauf der Versuchsdurchführung einen rein zentrisch gezogenen Belastungszustand des Versuchskörpers sicherzustellen.

Trotz dieser Gegenmaßnahmen zeigen die Messlineale (Abb. 5.27) zu Beginn der Messung idente Verläufe zu den vorangegangenen Versuchen. Dem Messweg ist ein Unterschied zwischen dem Mittelbereich bzw. jenem an Ober- bzw. Unterkante des Versuchskörpers zu entnehmen. Wie bereits angemerkt, kann dies auf die unterschiedliche Befestigung des Stahlschwertes zurückgeführt werden.

Dem Diagramm der Betondehnungen in Abb. 5.28 ist zu entnehmen, dass die Lasteinleitungsbe-
wehrung im Mittelbereich erst sehr spät aktiviert wurde, wodurch sich in diesem Bereich kaum Betondehnungen einstellen.

Abb. 6.16 zeigt erneut das größere Verformungsvermögen im Primärriss im von der Bewehrung unbeeinflussten Mittenbereich.

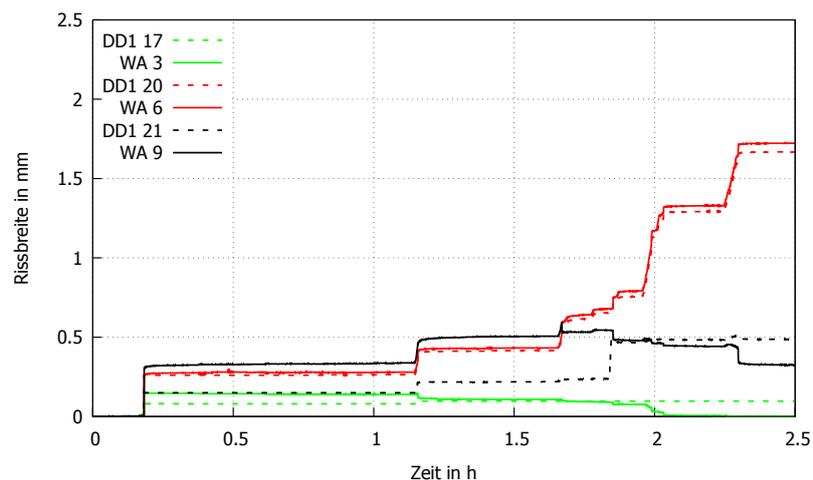


Abb. 6.16.: Vergleich der Rissöffnungen am Primärriss oben-mitte-unten

Die aus den Wegaufnehmern abzulesenden Werte lieferten eine Kombination aus Rissöffnung inklusive Betondehnungen im jeweiligen Messbereich. In Abb. 6.9 sind die aufsummierten Verformungen im Bereich des Sammelrisses ersichtlich. Den Graphen ist ein synchroner Verlauf der Summe der Verformungen zu entnehmen.

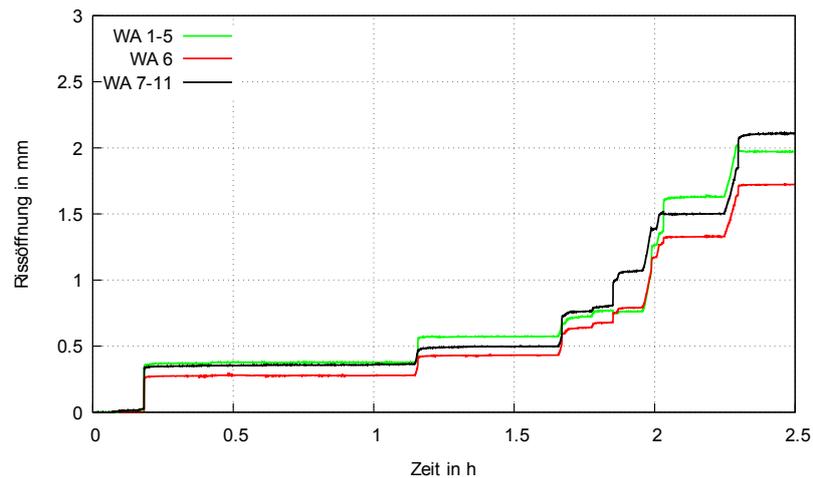


Abb. 6.17.: Vergleich der aufsummierten Verformungen im Bereich der Sammelrissbildung oben-mitte-unten

Anhand des in Abb. 6.18 dargestellten Kraft-Verformungs-Diagramms wird ersichtlich, dass das System mit jeder Rissbildung „weicher“ wurde. Dieser Steifigkeitsabfall wird anhand der Abnahme der Steigung des Graphen sichtbar.

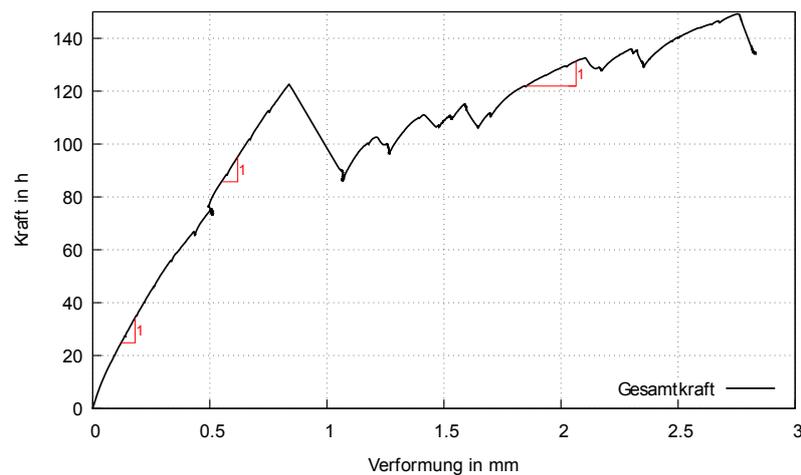


Abb. 6.18.: Kraft-Verformungsdiagramm

Auch für diese Versuchsdurchführung wurden Rissvorgaben in der Schalung eingebracht, die eine Querschnittschwächung von rund 39% darstellten. Die Hochrechnung auf eine Risskraft ohne Querschnittschwächung ergab einen Wert von 242,78 kN, wodurch der Kraftabbau nach Rissöffnung mit ca. 64,33% deutlich größer ausfallen würde als im Zuge der Versuchsdurchführung.

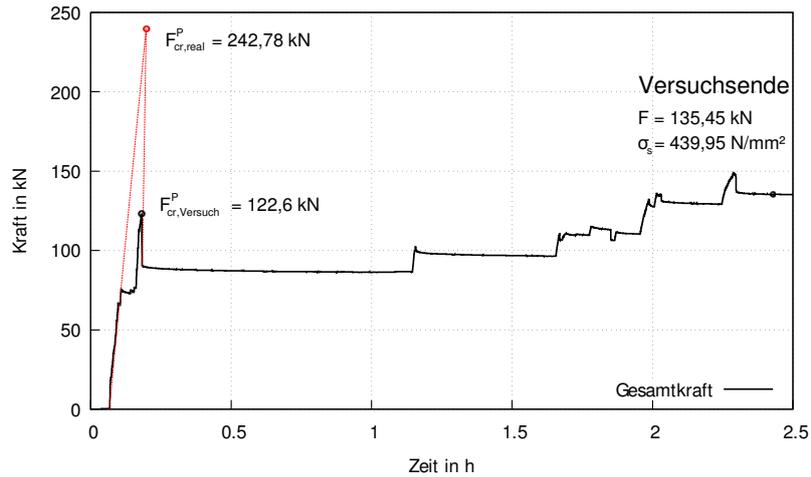


Abb. 6.19.: Erstrissbildung - Risskraft ohne Querschnittschwächung durch Rissvorgabe

Abb. 6.20 zeigt die Erstrisskraft, sowie die sich einstellenden Stahlspannungen bzw. -dehnungen nach der Rissbildung.

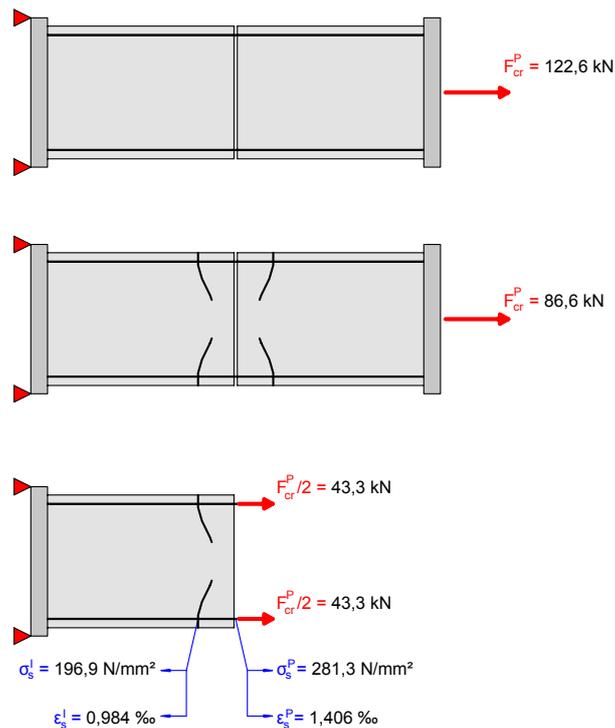


Abb. 6.20.: VK3: Risskraft bei Erstriss sowie Stahlspannung im Primär- und Sekundärriss nach Zwangkraftabbau

In Tab. 6.5 bzw. Tab. 6.6 werden die berechneten Rissbreiten den gemessenen Rissbreiten gegenübergestellt. Der Rissbreitenberechnung wurde ein Sekundärrissabstand von 200 mm zu Grunde gelegt. Die in den Versuchen gemessenen Rissbreiten fallen um ca. ein fünftel geringer aus, als jene nach Bemessungsmodell lt. Bödefeld (2010) ermittelten Werte. Die durchgeführten Berechnungen sind in Anhang C.1 nachzulesen.

	$w_{k,Bödefeld}$	$w_{k,Versuch}$
SR_{li}^1	0,130 mm	0,10 mm
PR	0,195 mm	0,075 mm
Summe	0,325 mm	0,175 mm

Tabelle 6.5.: Rissbreitenvergleich - nach Erstrissbildung

	$w_{k,Bödefeld}$	$w_{k,Versuch}$
SR_{li}^2	0,183 mm	0,173 mm
SR_{li}^1	0,228 mm	0,287 mm
PR	0,402 mm	0,097 mm
SR_{re}^1	0,228 mm	0,259 mm
SR_{re}^2	0,183 mm	0,215 mm
Summe	1,225 mm	1,030 mm

Tabelle 6.6.: Rissbreitenvergleich - nach dem Schließen der Ventile bei Gesamtkraft = 135,45 kN

Aus Abb. 6.21 ist der gedachte Stahldehnungsverlauf lt. Bödefeld (2010) zu entnehmen.

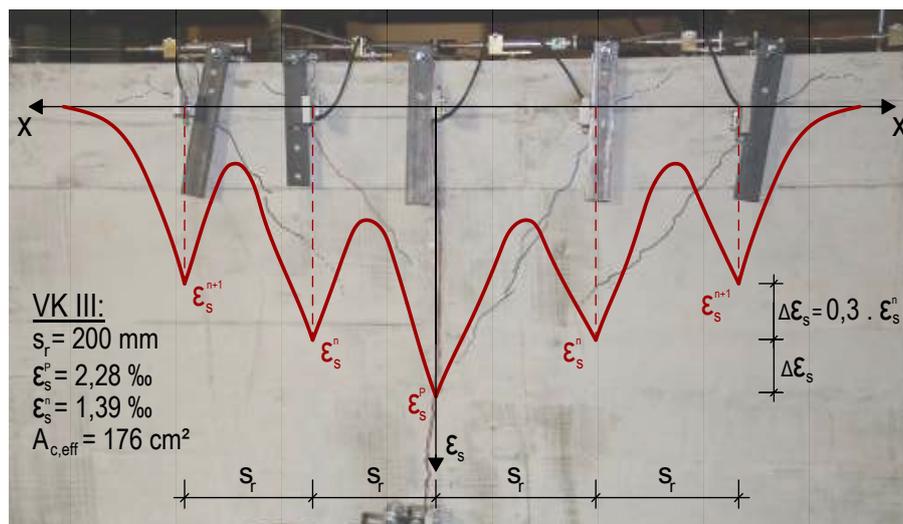


Abb. 6.21.: Stahldehnungsverlauf nach dem Schließen der Ventile - Versuchskörper III

Sowohl im Zuge dieses Versuch, als auch bei den beiden vorangegangenen ist die Abnahme der Primärrissöffnung am oberen Rand der Scheibe ersichtlich.

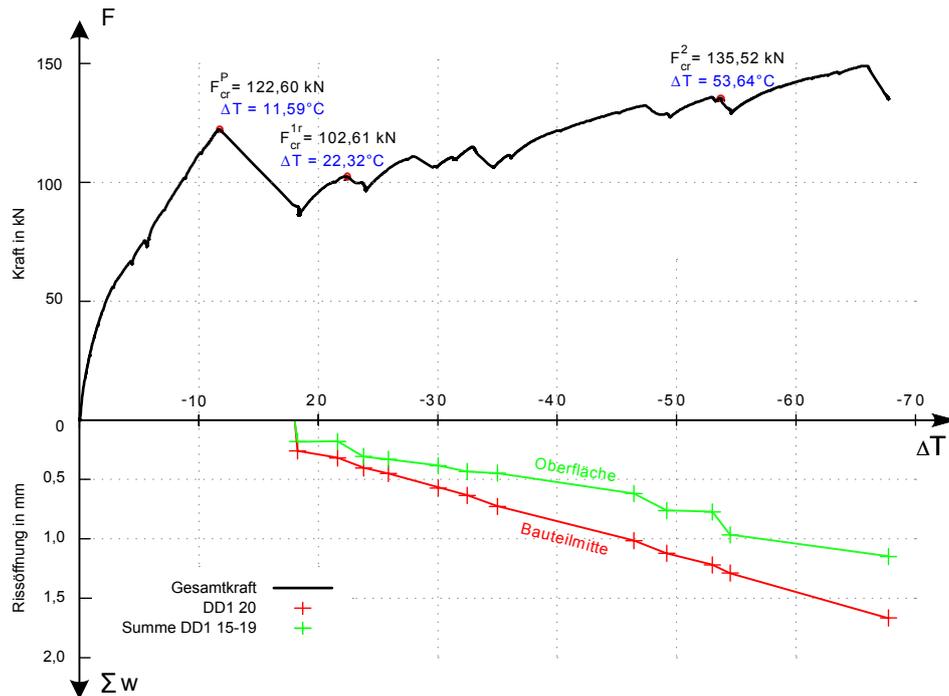


Abb. 6.22.: Zusammenhang von Temperatur-Risskraft-Rissöffnung im Zuge des zweiten Versuchs unter Zwangbeanspruchung

Dem Diagramm in Abb. 6.22 sind sowohl die Risskräfte, als auch die Rissöffnungen infolge Temperaturabkühlung zu entnehmen. Die dargestellten Rissöffnungen an der Oberfläche geben die Summe der Rissbreiten aus den Dehnungsaufnehmern auf Höhe der Bewehrung (DD1 Pos. 15-19) wieder. In Bauteilmitte (DD1 20) stellen sich über den gesamten Versuch hinweg größere Verformungen ein als am Rand des Bauteils.

Dem in Abb. 6.23 dargestellten Diagramm sind die Verläufe der Rissöffnungen (Oberseite DD1 15-19, Mitte DD1 20), Gesamtkraft und Zylinderweg zu entnehmen.

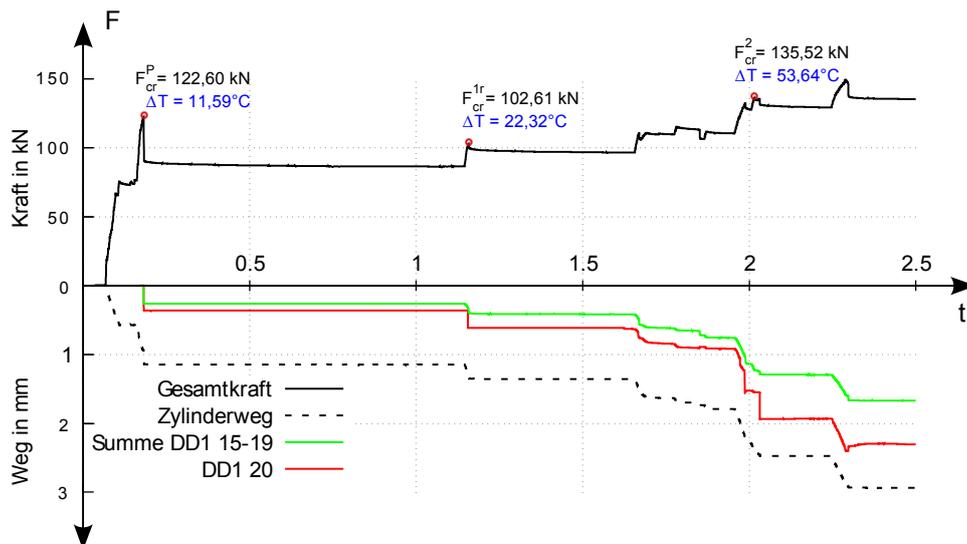


Abb. 6.23.: Rissöffnung, Kolbenweg bzw. Kraftverlauf bezogen auf die Zeit im Zuge des zweiten Versuchs

7. Numerische Untersuchungen von nicht erfassten Einflüssen im Versuch

7.1. Allgemein

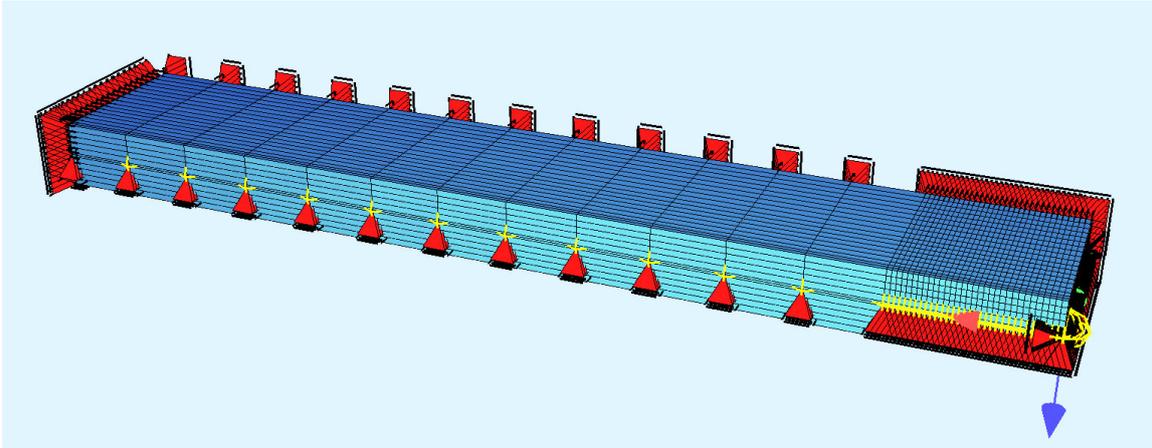


Abb. 7.1.: Adaptiertes FE-Modell lt. Turner (2017)

Bei der Versuchsdurchführung musste aufgrund der örtlichen Gegebenheiten (Gewichtsbegrenzung des Versuchskörpers), die Dicke des Versuchskörpers beschränkt werden (7,0, 9,0 bzw. 9,7cm). Da die Schichtdicke gedanklich dem Bewehrungsabstand im realen Bauteil entsprechen soll, wurde eine FE-Parameterstudie durchgeführt, um den Einfluss auf den Wirkungsbereich der Bewehrung zu untersuchen. Zu diesem Zweck wurde die Stahlkraft im Primärriss bei Erreichen der Zugfestigkeit ausgewertet. Für die Berechnungen wurde ein vom Institut für Betonbau zur Verfügung gestelltes räumliches Finite Elemente Modell adaptiert. Die Berechnungen erfolgten nur bis Erreichen der Zugfestigkeit und konnten deshalb linear elastisch durchgeführt werden.

7.2. FE-Modell - SOFiSTiK

Das Berechnungsmodell bildet unter Ausnutzung der Symmetrie ein Viertel des Versuchskörpers ab. Im Zuge der durchgeführten Berechnungen wurden ausschließlich Volumenelemente verwendet. An den Systemrändern sind unterschiedliche Lagerbedingungen implementiert, die sich aus den Symmetriebedingungen ergeben. Die in Abb. 7.2 ersichtliche grüne Lagerfläche ist gegen Verschiebung in x -Richtung und Verdrehung um die y -Achse gesperrt. Die Lagerfläche in blau ist gegen Verschiebung in y -Richtung und Verdrehung um die x -Achse gesperrt. Zur Fixierung des gesamten Volumenmodells in z -Richtung diente die farblich in violett dargestellte Lagerfläche. Die Bewehrung wurde in der Mittelebene, mit dem Abstand d_1 zum freien Rand, über Stabelemente eingefügt, wobei die Verbindung zwischen den Beton- und Bewehrungsknoten über Federn hergestellt wird. An Anfangs- und Endknoten des gesamten Bewehrungsstabs ist jeweils eine Fixierung in x -Richtung implementiert (Lager orange).

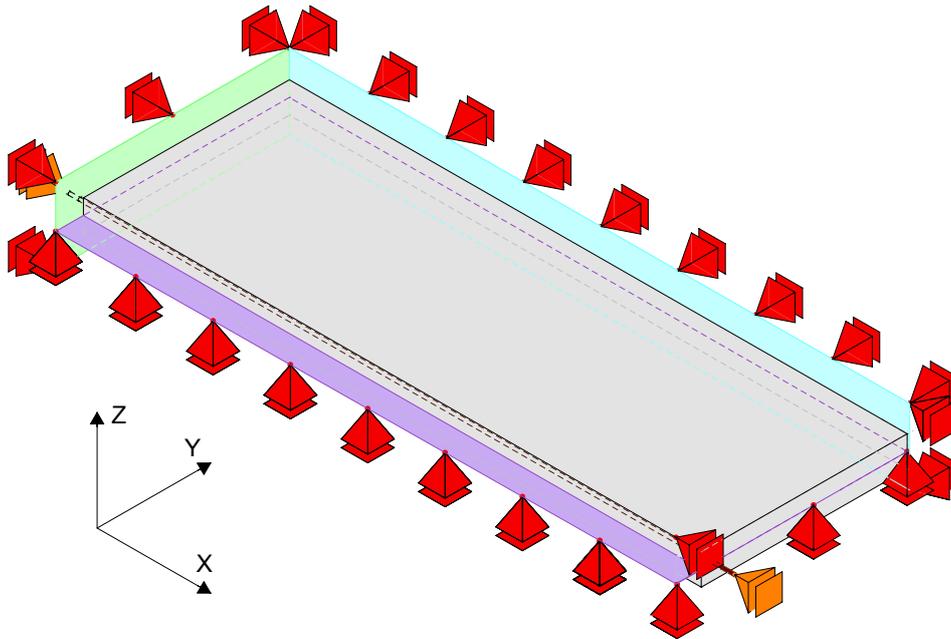


Abb. 7.2.: FE-Modell - Basismodell für FE-Studie

Zur Ermittlung der effektiven Betonfläche wurden nur die Spannungen im Modellkörper betrachtet bzw. ausgewertet. Erreicht die Zugspannung die kritische Risszugfestigkeit von $2,90 \text{ N/mm}^2$, so wird unterstellt, dass der Rissbildungsprozess an dieser Stelle einsetzt. Für die Analyse wurde hierbei angenommen, dass der Primärriss bereits eingetreten ist und keine Zugspannungen mehr über die Rissebene übertragen werden.

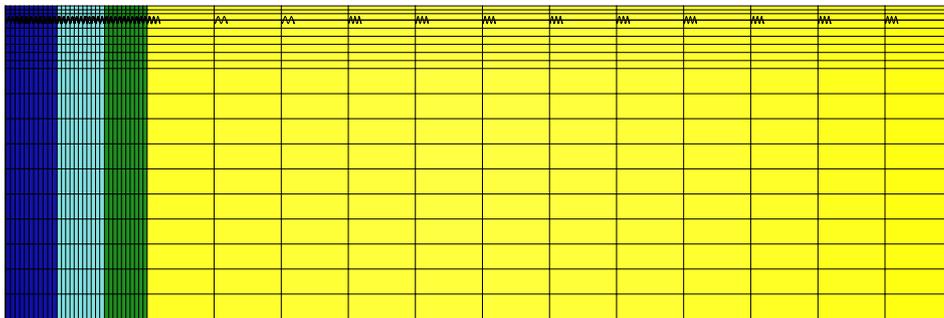


Abb. 7.3.: Adaptiertes FE-Modell für Parameterstudie ohne Risselemente

Um die ermittelten Stahlkräfte im Primärriss bei Erzeugung eines Sekundärrisspaares vergleichen zu können, wurden jeweils um den Bewehrungsstab bzw. am freien Rand fixe Elemente gleicher Größe eingefügt. Die Höhe und Breite, dieser für die Auswertung relevanten Elemente sind aus Tab. 7.1 zu entnehmen.

Bisher wurde in der Untersuchung ein Systemausschnitt mit einer Reihe Bewehrung betrachtet. Jedoch entsprechen die Randbedingungen an Ober- und Unterseite nicht der Realität, wie in 7.4 gezeigt.

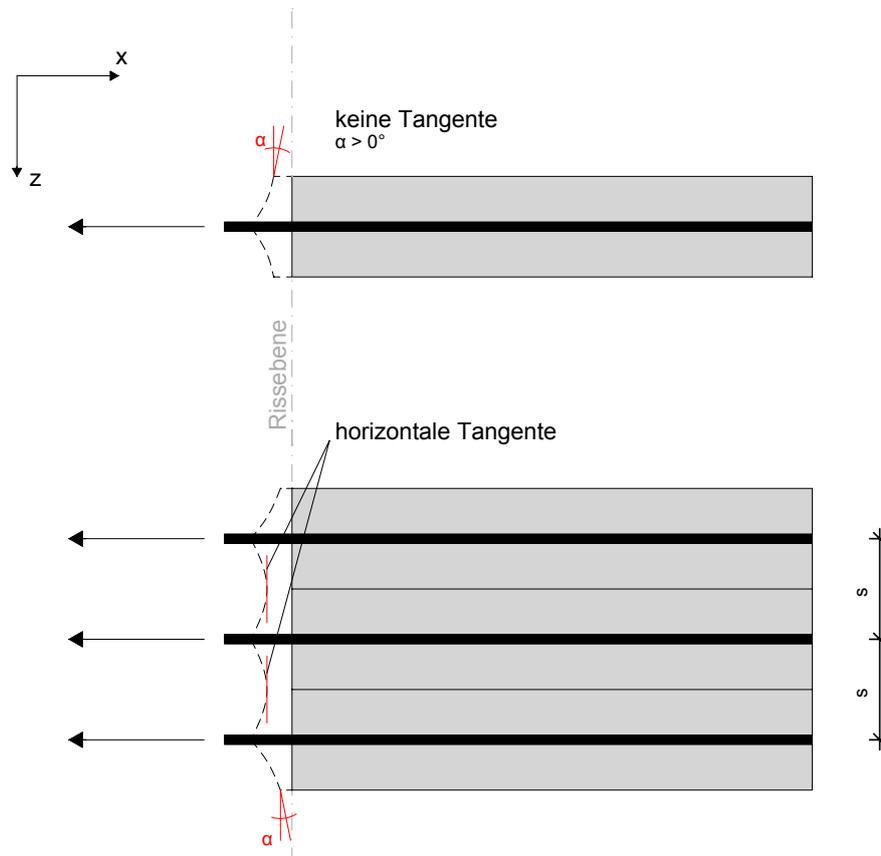


Abb. 7.4.: Notwendigkeit einer Abbildung von drei Schichten bei Berechnung mit Volumenmodell

Um den Einfluss dieses Effekts zu quantifizieren, wurde das Berechnungsmodell auf drei Reihen Bewehrung vergrößert. Darüber hinaus wurde der Einfluss von nebeneinander liegenden Bewehrungsstäben zueinander untersucht. Um dies zu bewerkstelligen, wurde das Basismodell in z -Richtung vervielfältigt, sodass drei Bewehrungsstäbe übereinander angeordnet sind, siehe Abb. 7.5.

7.2.1. Eingabeparameter

In der folgenden Parameterstudie wurden die in Tab. 7.1 gezeigten Eingangsgrößen zugrunde gelegt. Darüber hinaus wurde der Bewehrungsabstand s und den Randabstand der Bewehrung d_1 variiert.

Primärrissabstand	l_{cr}	6,00 m
Wandstärke	b	1,00 m
Bewehrungsdurchmesser	d_s	14 mm
Elementbreite Rand	b_{elem}	1,25 cm
Elementhöhe Rand	h_{elem}	1,25 cm
Sekundärrissanzahl	n_{Sek}	0
Behinderungsgrad	a	1,00

Tabelle 7.1.: Fixwerte für die Parameterstudie

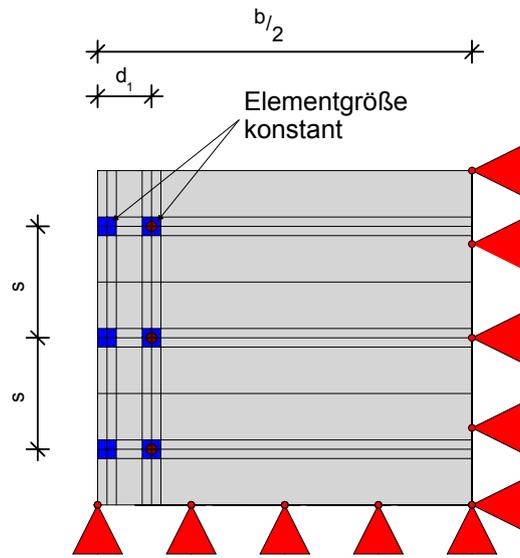


Abb. 7.5.: Querschnitt des adaptierten FE-Modells mit drei Bewehrungstäben und den fixen Elementgrößen im Randbereich bzw. um die Bewehrung

7.2.2. Lastfälle

Als Einwirkung wurde eine gleichmäßige Abkühlung angesetzt, die zu einer Zwangbeanspruchung führt. Die herbeigeführte Verkürzung wird durch die gehaltene Bewehrung verhindert und die Stahlspannung im Primärriss steigt an. Der Modellkörper wurde in weiterer Folge so lange abgekühlt, bis im Wirkungsbereich der Bewehrung die zulässige Zugspannung erstmals überschritten wurde. Die zu diesem Zeitpunkt im Primärriss vorhandene Kraft wurde dokumentiert und deren Veränderung infolge Variation von d_1 bzw. s ausgewertet.

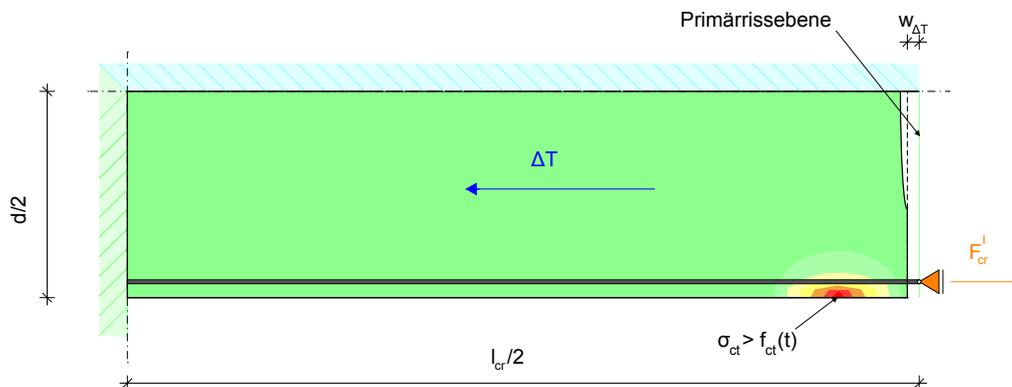


Abb. 7.6.: FE-Modell Lastfall Temperatur mit sich einstellender Spannung infolge Lagerungssituation vor erster Sekundärrissbildung

7.3. Auswertung der Ergebnisse aus den numerischen Untersuchungen

Die Auswertung unterteilt sich in zwei Teilbereiche, zuerst die Auswertungen des Modells bestehend aus einer Schicht (ein Bewehrungsstab) und anschließend dem Vergleich zwischen einer bzw. drei Schichten, die in den Unterkapiteln 7.3.1 und 7.3.2 betrachtet werden. Ziel der folgenden Analyse ist es, den Einfluss der Schichthöhe (Bewehrungsabstand) auf den effektiven

Wirkungsbereich der Bewehrung zu bestimmen. Die Parameter hinsichtlich Bewehrungsabstand wurden zwischen 7 cm und 30 cm variiert. Weiters variierten die Werte der Randabstände der Bewehrung im Bereich von 2,5 cm und 10 cm.

7.3.1. Einfluss des Bewehrungsabstands s auf den effektiven Wirkungsbereich der Bewehrung

Zur Bestimmung des Punktes der maximalen Zugspannung war eine geeignete Schnittführung innerhalb des FE-Modells erforderlich. Die aus den Berechnungen gewonnenen Elementmittenspannungen bzw. Risskraftwerte wurden wie in Abb. 7.7 und 7.8 aus den einzelnen Schnitten abgelesen und für die weitere Auswertung tabellarisch vermerkt. Das Überschreiten der Zugfestigkeit trat jeweils in den Randelementen mit vordefinierten Abmessungen an der freien Oberfläche ein.

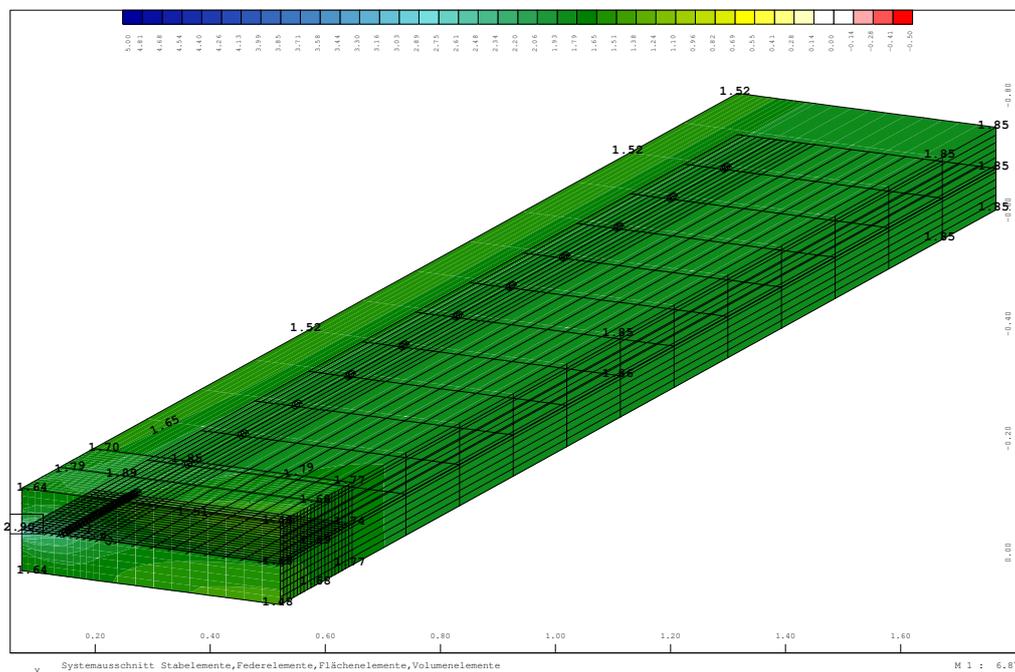


Abb. 7.7.: 3D-Ansicht FE-Modell mit Querschnitt an der Stelle der maximalen Zugspannung in x -Richtung

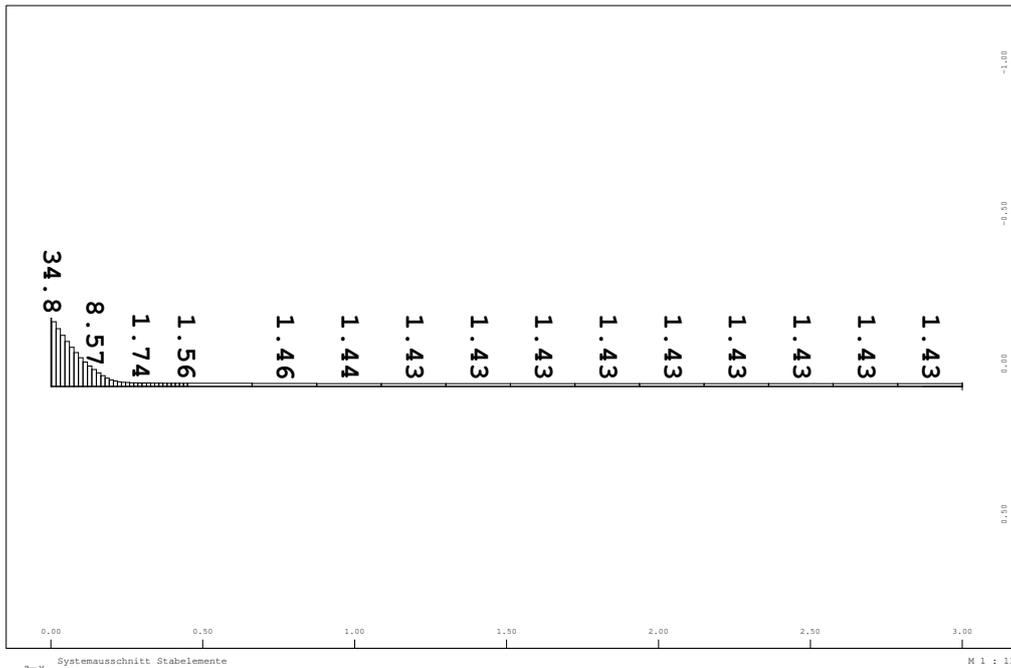


Abb. 7.8.: Kraftverlauf im Bewehrungsstab in x -Richtung vom Primärriss bis zur Symmetrieebene

Die Untersuchungen wurden wie bereits in Kap. 7.2.1 beschrieben für einen Bewehrungsdurchmesser von 14 mm durchgeführt. Aus den ersten Ergebnissen wurde ersichtlich, dass bei einem Stabdurchmesser von 14 mm ab einem Bewehrungsabstand von 20 cm ein oberer Grenzwert hinsichtlich des maximalen effektiven Wirkungsbereichs der Bewehrung erreicht wurde. Die Werte für die Risskraft fielen bei weiterer Erhöhung der Abstände sukzessive ab, siehe Abb. 7.9.

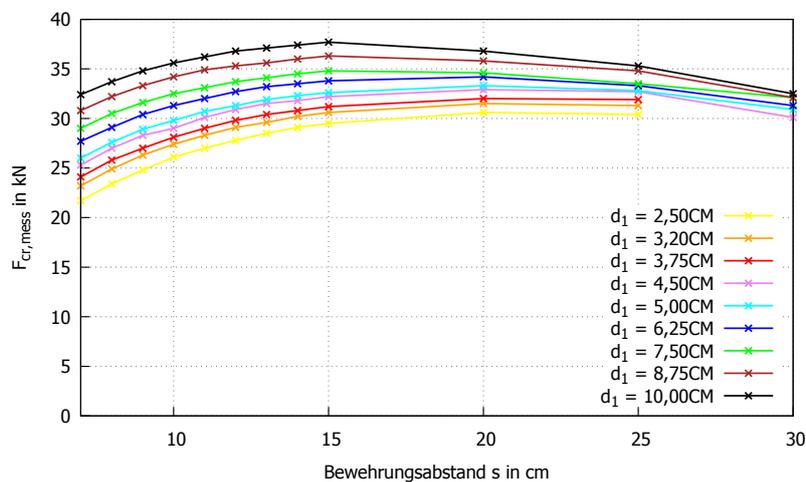


Abb. 7.9.: Vergleich der Stahlkraft im Primärriss, zur Erzeugung eines Sekundärrisses

Die erforderliche Stahlkraft im Primärriss zur Erzeugung des Sekundärrisses wurde auf einen 15 cm Bewehrungsabstand bezogen. Dazu wurde die je Abstand der Bewehrungseisen vorhandene Kraft im Primärriss durch jene bei 15 cm dividiert. Die daraus gewonnenen Faktoren können aus Abb. 7.10 entnommen werden.

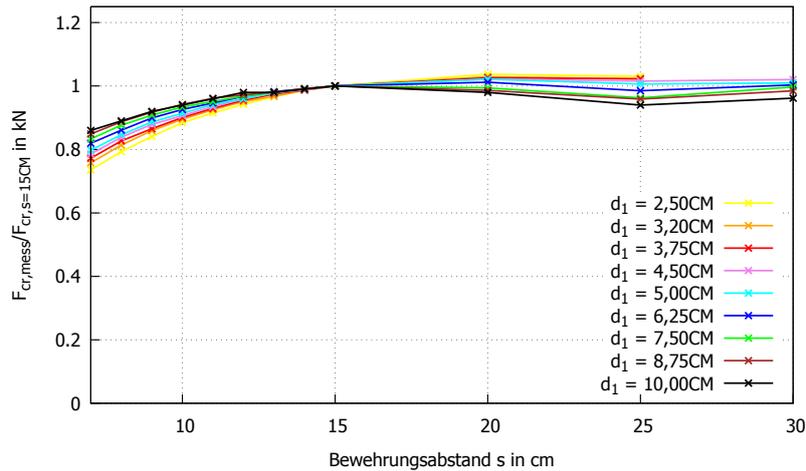


Abb. 7.10.: Vergleich der Hochrechnungsfaktoren aus F_{cr} bezogen auf $s = 15$ cm

Aus der Sekundärrisskraft kann die effektive Wirkungszone der Bewehrung und somit die effektive Höhe $h_{c,eff}$ bestimmt werden. Die Ermittlung von $h_{c,eff}$ wurde bereits in Kap. 2.2.2 bzw. unter Gl. 2.2 beschrieben. Die aus der erforderlichen Risskraft zur Generierung eines Sekundärrisses gewonnenen Ergebnisse im Bezug auf $h_{c,eff}$ werden in Abb. 7.11 dargestellt. Es ist eine Abnahme der effektiven Höhe mit zunehmendem Bewehrungsabstand festzustellen.

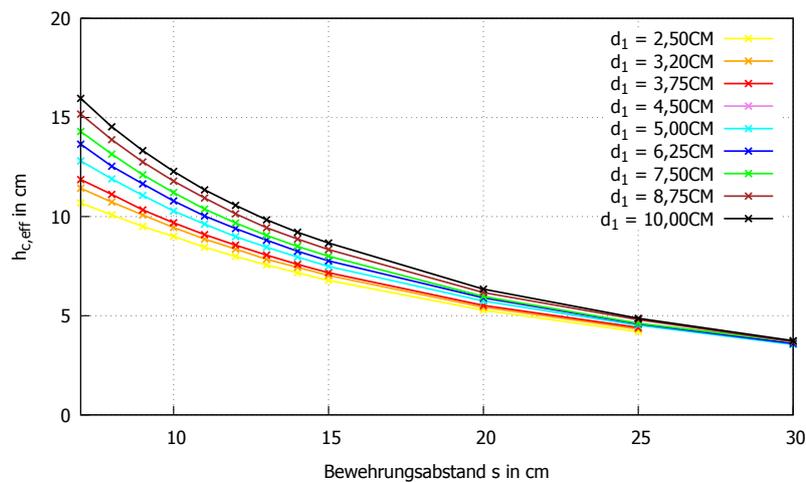


Abb. 7.11.: Vergleich $h_{c,eff}$, bestimmt aus der Stahlkraft im Primärriss, zur Erzeugung eines Sekundärrisses

Der Faktor m wird in Abhängigkeit von d_1 wie in Gl. 7.1 ersichtlich ermittelt. Aus den Ergebnissen der Parameterstudie und aufgrund der linearen Abhängigkeit von $h_{c,eff}$ ist ebenso eine Abnahme des Faktors m mit zunehmendem Bewehrungsabstand s ersichtlich.

$$m = \frac{h_{c,eff}}{d_1} \quad (7.1)$$

m Faktor zur Bestimmung von $h_{c,eff}$ in Abhängigkeit von d_1

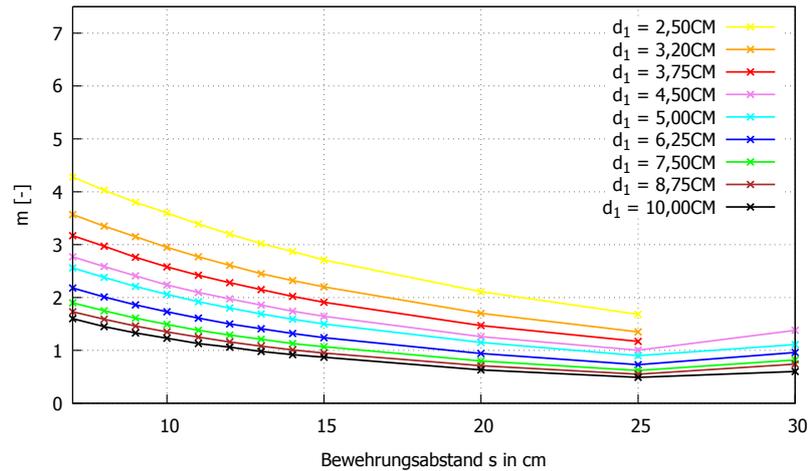


Abb. 7.12.: Vergleich des Faktors $m(s)$, bestimmt aus der Stahlkraft im Primärriss, zur Erzeugung eines Sekundärrisses

Um den Einfluss von d_1 auf die Bestimmung von m zu ermitteln, wurden die Messergebnisse mit konstantem Bewehrungsabstand und variablem Randabstand der Bewehrung gegenübergestellt. Wie in Abb. 7.13 ersichtlich ist bei geringeren Randabständen eine stärkere Abnahme festzustellen als in weiterer Folge bei größerem d_1 .

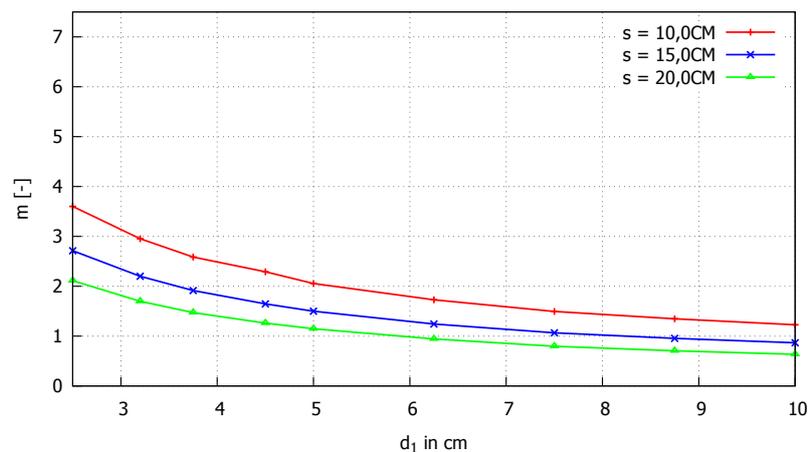


Abb. 7.13.: Vergleich $m(d_1)$ für bemessungsrelevante Bewehrungsabstände

7.3.2. Einfluss von einer bzw. drei Schichten auf den Faktor m

Die Auswertung erfolgt hier ident zu jener mit einer Schicht, wie in Abb. 7.14 und 7.15 ersichtlich. Die Zugfestigkeit wurde auch in dieser Betrachtung wieder jeweils in den Randelementen an der freien Oberfläche erreicht. Die Auswertung mit drei Reihen Bewehrung erfolgte für einen Randabstand der Bewehrung von $d_1 = 7,50$ cm, wobei der Bewehrungsabstand der einzelnen Stäbe zueinander variiert wurde. Die Variation erfolgte aufgrund des bereits bei 15 cm Bewehrungsabstand eintretenden Abfalls der Risskraft nur bis $s = 25$ cm. Die erforderliche Stahlkraft im Primärriss zur Erzeugung eines Sekundärrisses kann bei einer Betrachtung von drei miteinander wirkenden Schichten gegenüber dem vereinfachten Modell mit nur einer Schicht gesteigert werden. Die Abweichung beträgt ca. 15-20% wie Abb. 7.16 gezeigt. Zugleich wird der daraus ermittelte Faktor m dargestellt. Die Abweichung ist darauf zurückzuführen, dass die Mittelschicht nun von der oberen und unteren Schicht gestützt wird. Das Auswertungselement der Mittelschicht wird

dadurch in y -Richtung weniger verzerrt.

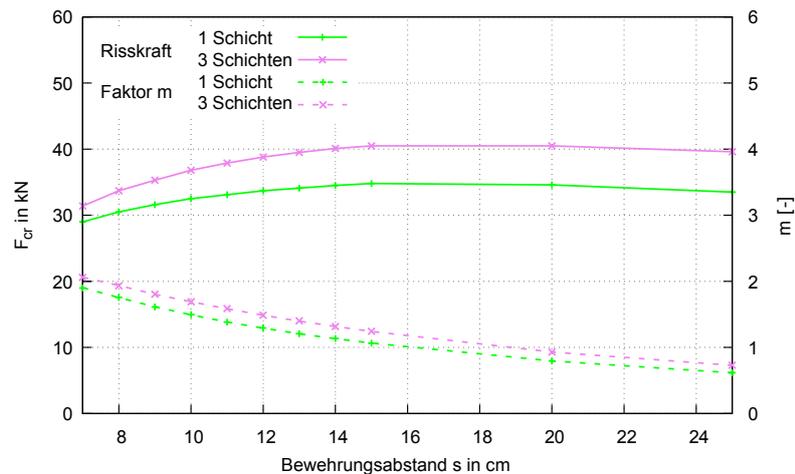


Abb. 7.16.: Vergleich 1 bzw. 3 Scheiben bzgl. Sekundärrißkraft im Primärriß

Insgesamt kann auf Grundlage der numerischen Parameterstudie Folgendes festgestellt werden:

1. Die Stahlkraft im Primärriß zur Erzeugung des ersten Sekundärrißes nimmt bis zu einem bestimmten Bewehrungsabstand stetig zu, kann darüber hinaus aber nicht weiter gesteigert werden. Im vorliegenden Fall von $d_s = 14$ mm beträgt diese Grenze ungefähr bei $s = 15$ cm.
2. Der Einfluss des Randabstands der Bewehrung steht in keinem linearen Zusammenhang zur Risskraft der Effektivzone des ersten Sekundärrißes. Die Empfehlung von Fischer (1993) mit $h_{c,eff} = 2,5 \cdot d_1$ kann in seiner Größenordnung für den praxisrelevanten Bereich bestätigt werden.
3. Der Vorfaktor m zur Ermittlung des Wirkungsbereichs der Bewehrung über den Randabstand d_1 steht in keinem linearen Zusammenhang zum Bewehrungsabstand.
4. Bei einer Betrachtung von Wandausschnitten mit Volumenmodellen muss der Einfluss der benachbarten Schichten zutreffend erfasst werden, was im vorliegenden Fall durch die Modellierung einer angrenzenden Schicht berücksichtigt wurde. Im Falle der Versuchsauswertung kann dieser Effekt hinsichtlich der Erzeugung des ersten Sekundärrißes mit einer Steigerung der Kräfte um ca. 15-20% berücksichtigt werden.

8. Diskussion - Schlussfolgerung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Rissbildung in dicken Wänden infolge von Zwangbeanspruchung. Die Besonderheit bei dieser Rissbildung ist, dass die relevante Horizontalbewehrung bei dicken Wänden üblicherweise randnah angeordnet wird und sich deshalb bei voranschreitender Rissbildung Sammelrisse bzw. Sekundärrisse im Umfeld von Primärrissen bilden.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde eingangs eine umfassende Studie der vorhandenen Literatur durchgeführt. Der Schwerpunkt der vorliegenden Masterarbeit bestand aber in der Planung, Vorbereitung, Durchführung und gezielten Auswertung von drei Großversuchen, bei denen die Rissbildung in dicken Wänden infolge von Zwangbeanspruchung mit Zwangrahmen experimentell nachgefahen wurde. Diese Versuche wurden von dem Referat Massivbau der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe finanziert und in Zusammenarbeit des Instituts für Betonbau und des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Graz durchgeführt. Die Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgte durch Aufbereitung der Messdaten in Diagrammen, sowie einer Nachrechnung gemäß Bemessungsmodell lt. Bödefeld (2010). Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten konnte der Einfluss des Bewehrungsabstands in den experimentellen Versuchen nicht exakt abgebildet werden, weshalb der Einfluss des Bewehrungsabstandes mit einer nachfolgenden FE-Studie untersucht wurde.

Insgesamt konnten mit der vorliegenden Arbeit wesentliche Annahmen für das derzeitige Bemessungsmodell auf Grundlage der Verformungskompatibilität bestätigt werden. In allen drei Versuchen wurde ein typisches Rissbild mit mehreren Sekundärrisspaaren im Umfeld des Primärrisses erzeugt. Mit allen Versuchen wurde außerdem eindrucksvoll bestätigt, dass die Sekundärrissbildung zur Verformungskompatibilität beiträgt und für eine effektive Begrenzung der Rissbreite im Primärriss sorgt. Es konnte außerdem gezeigt werden, dass auch mit einem sehr geringen Bewehrungsgrad ein ausgeprägtes Sekundärrissbild erzielt werden kann, ohne dass die Bewehrung ins Fließen kommt. Darüber hinaus lassen die Ergebnisse in Kombination mit der FE-Studie die Schlussfolgerung zu, dass der derzeitige Ansatz für den Wirkungsbereich der Bewehrung $h_{c,eff} = 2,5 \cdot d_1$ zu Bemessungsergebnissen auf der sicheren Seite führt. Eine Gegenüberstellung des Zwangkraftverlaufs und der entstehenden Rissbreiten mit einer äquivalenten Temperaturwirkung gemäß der aufgezwungenen Verformung zeigt außerdem, dass der Nachweis der Verformungskompatibilität auf Grundlage der behinderten Verformung im ungerissenen Zustand zu Ergebnissen auf der sicheren Seite führt.

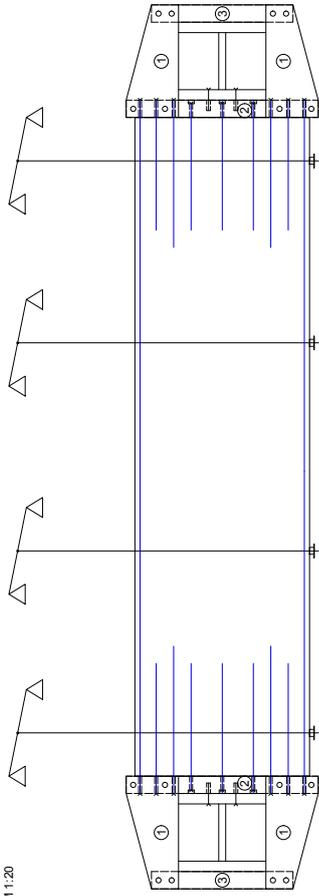
Mit diesen Versuchen konnten außerdem detaillierte Aufschlüsse zum typischen Rissbild in zwangbeanspruchten, dicken Wänden und dem Verlauf der Zwangkraft sowie der Entwicklung der Rissbreite im Primärriss und den Sekundärrissen bei zunehmender Verformungseinwirkung gewonnen werden. In Einklang mit den Überlegungen in Schlicke (2014) wurde festgestellt, dass bei den geringen Bewehrungsgraden ein signifikanter Zwangkraftabbau bzw. Steifigkeitsverlust nach der Rissbildung vorliegt. Dieser wird hauptsächlich durch den Primärriss verursacht, während die Sekundärrissbildung keinen wesentlichen Beitrag mehr liefert.

Im Gegensatz zu den konservativen Annahmen im Bemessungsmodell wurde aber in diesen Versuchen festgestellt, dass sich der Primärriss bei voranschreitender Sekundärrissbildung nicht weiter vergrößert. Als Ursache wird eine Starrkörperrotation des Keils, der bei zunehmender Verformungssteigerung zwischen Primärriss und einem der nachfolgenden Sekundärrissen abgetrennt wird, gesehen. In Helmus (1990) wurde dieses Phänomen bereits mit der Ausbildung eines plastischen Gelenks am oberen Ende des Sammelrisses beschrieben.

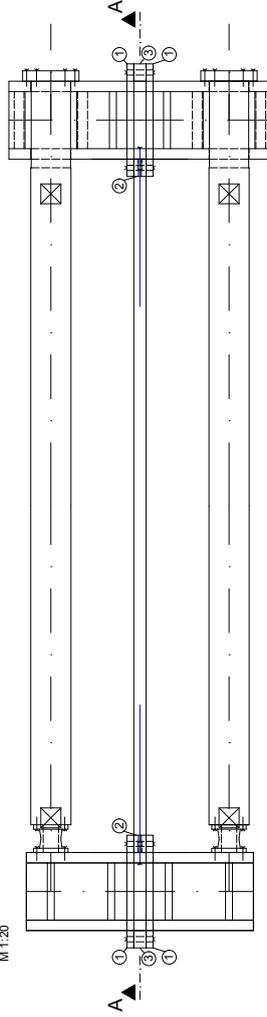
A. Anhang - Versuchsrahmen

A.1. Adaptierung Versuchsrahmen

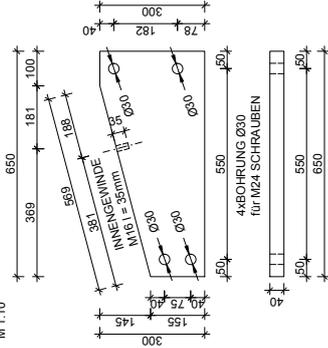
**VERSUCHSRAHMEN
SCHNITT A-A**
M 1:1,20



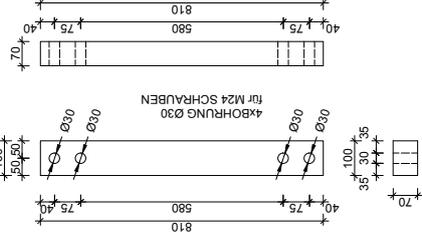
**VERSUCHSRAHMEN
GRUNDRISS**
M 1:1,20



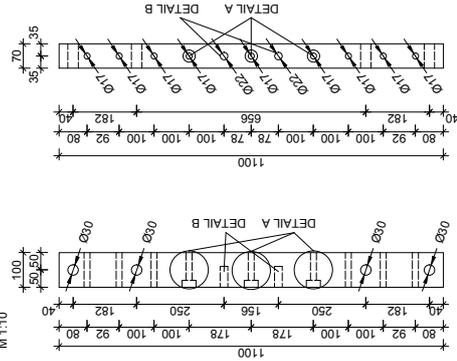
① KNOTENBLECH
8 x 650x40...300 S355 J2
M 1:1,10



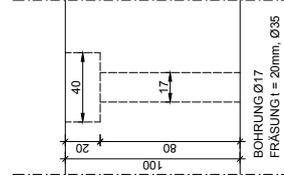
③ STAHLSCHEWERT 2
2 x 810x70...100 S355 J2
M 1:1,10



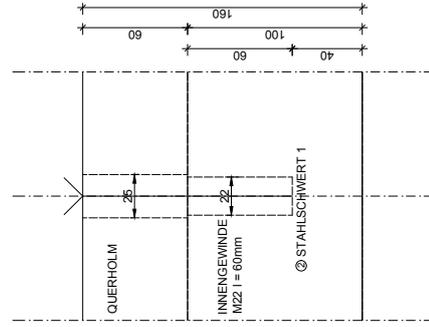
② STAHLSCHEWERT 1
2 x 1100x70...100 S355 J2
M 1:1,10



DETAIL A
BOHRUNG + FRÄSUNG
M 1:2



DETAIL B
INNENGEWINDE M22
M 1:2



Maße in mm

F	28.10.2011	TUK	Änderungen in Absprache mit Fa. Bgl. Freigabe
B	23.09.2011	TUK	Genaugkeitsangaben im Grundriss
Index	Datum	Nachtr.	Änderung

Diese Zeichnung mit allen zugehörigen Blättern ist geistiges Eigentum der Planverfasser und damit gesetzlich geschützt.

Technische Universität Graz
INSTITUT FÜR BETONBAU
email: betonbau@tugraz.at
tel.: +43 (0)316 872 650
fax: +43 (0)316 872 6694
www.tugraz.at

Gegenstand: **Versuchsrahmen
Zusatzkonstruktion**

Bauherr: **Bauleit:**

Orz. den: **13.04.2016**

Ausgabe: **1:10 1:20**

Plannr.: **AZ**

Blatt: **01**



B. Anhang - Versuchskörper

B.1. Bewehrungspläne

Stabliste - Biegeformen

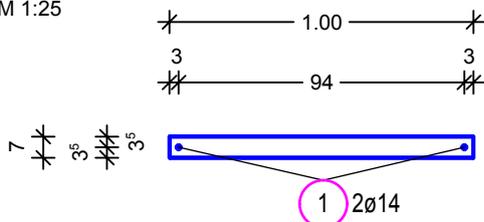
Pos.	Stck	∅ [mm]	Einzel Länge [m]	Bemaßte Biegeform (unmaßstäblich)	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
1	2	14	3.52		7.04	8.52
2	8	14	0.65		5.20	6.29
3	6	14	0.75		4.50	5.45

Gesamtmasse [kg] :

20.26

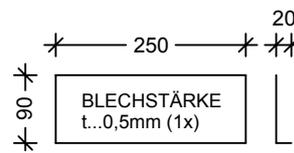
SCHNITT 1-1

M 1:25



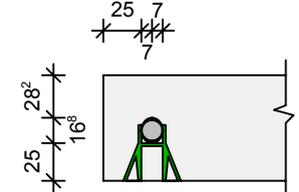
RISSVORGABE

M 1:10 [mm]



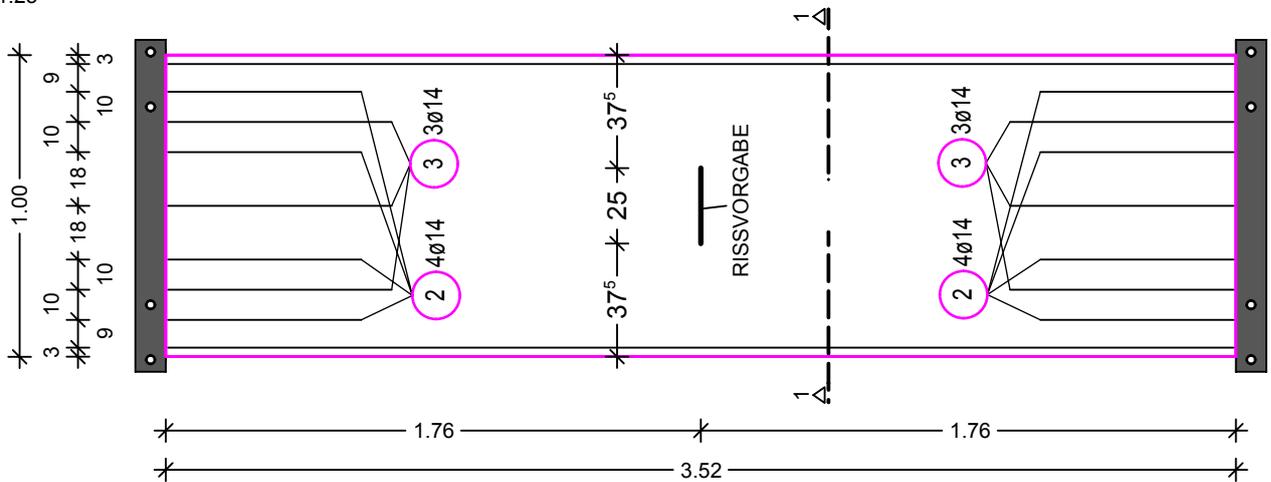
DET. BETONDECKUNG

M 1:5 [mm]



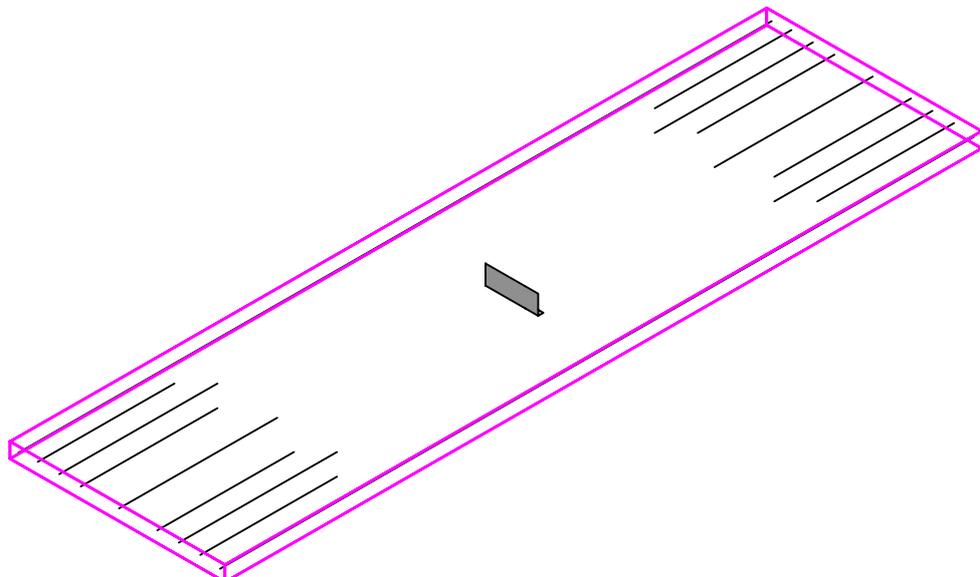
GRUNDRISS

M 1:25

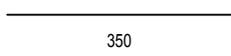
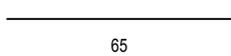


SCHRÄGBILD

M 1:25



Stabliste - Biegeformen

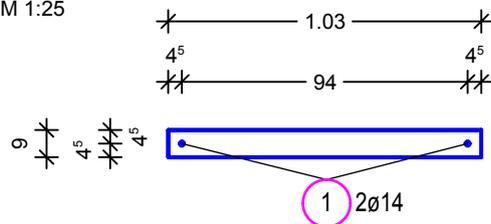
Pos.	Stck	∅ [mm]	Einzel Länge [m]	Bemaßte Biegeform (unmaßstäblich)	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
1	2	14	3.50		7.00	8.47
2	8	14	0.65		5.20	6.29
3	6	14	0.75		4.50	5.45

Gesamtmasse [kg] :

20.21

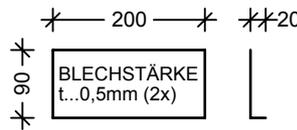
SCHNITT 1-1

M 1:25



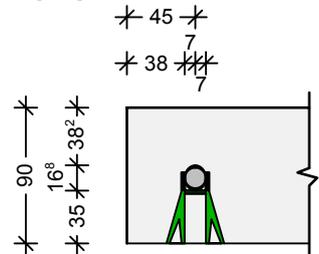
RISSVORGABE

M 1:10 [mm]



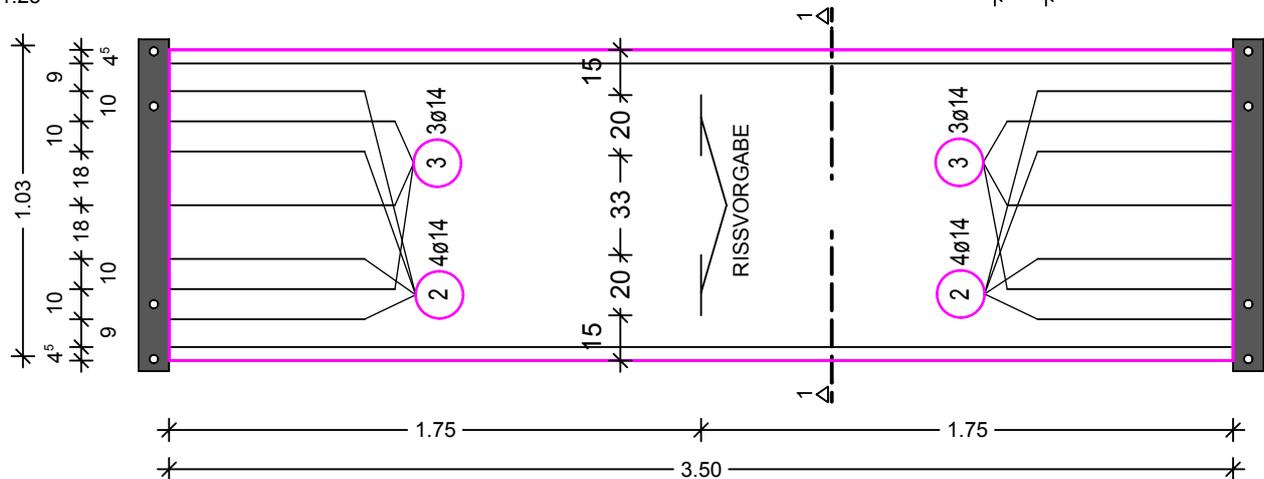
DET. BETONDECKUNG

M 1:5 [mm]



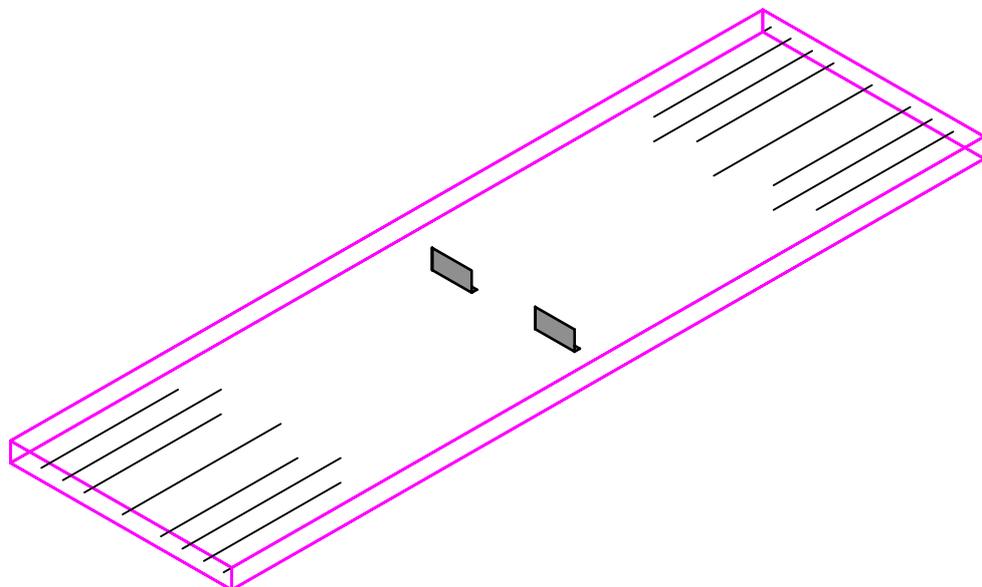
GRUNDRISS

M 1:25

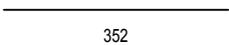
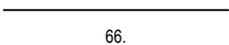
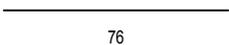


SCHRÄGBILD

M 1:25



Stabliste - Biegeformen

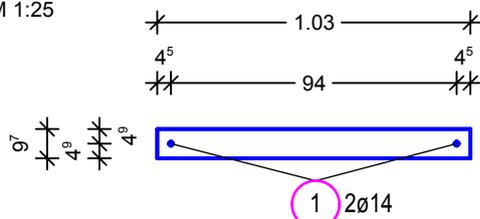
Pos.	Stck	∅ [mm]	Einzel Länge [m]	Bemaßte Biegeform (unmaßstäblich)	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
1	2	14	3.52		7.04	8.52
2	8	14	0.66		5.28	6.39
3	6	14	0.76		4.56	5.52

Gesamtmasse [kg] :

20.43

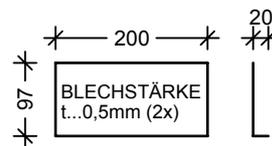
SCHNITT 1-1

M 1:25



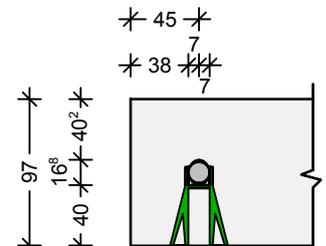
RISSVORGABE

M 1:10 [mm]



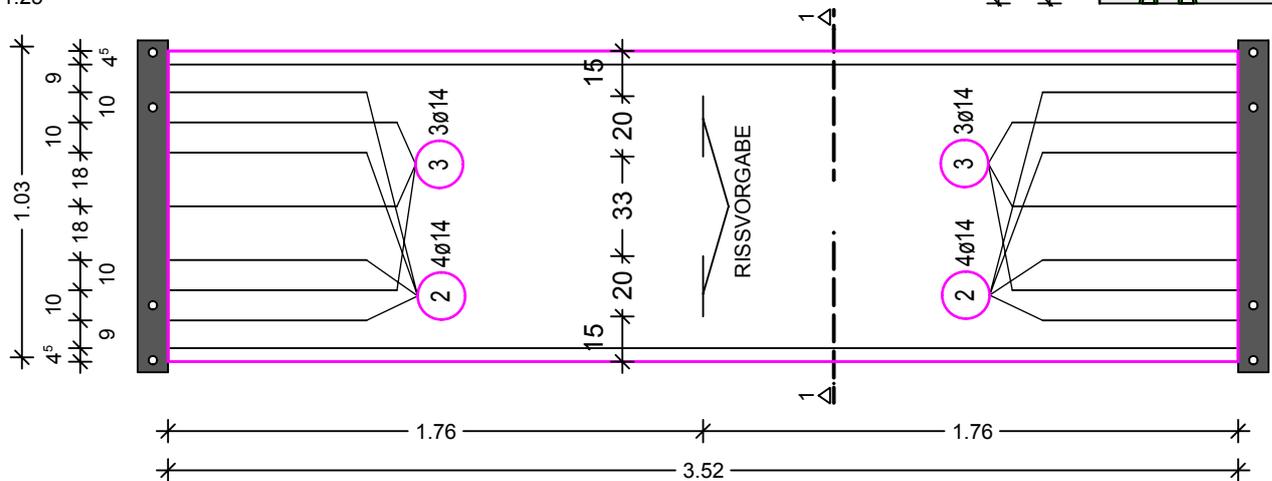
DET. BETONDECKUNG

M 1:5 [mm]



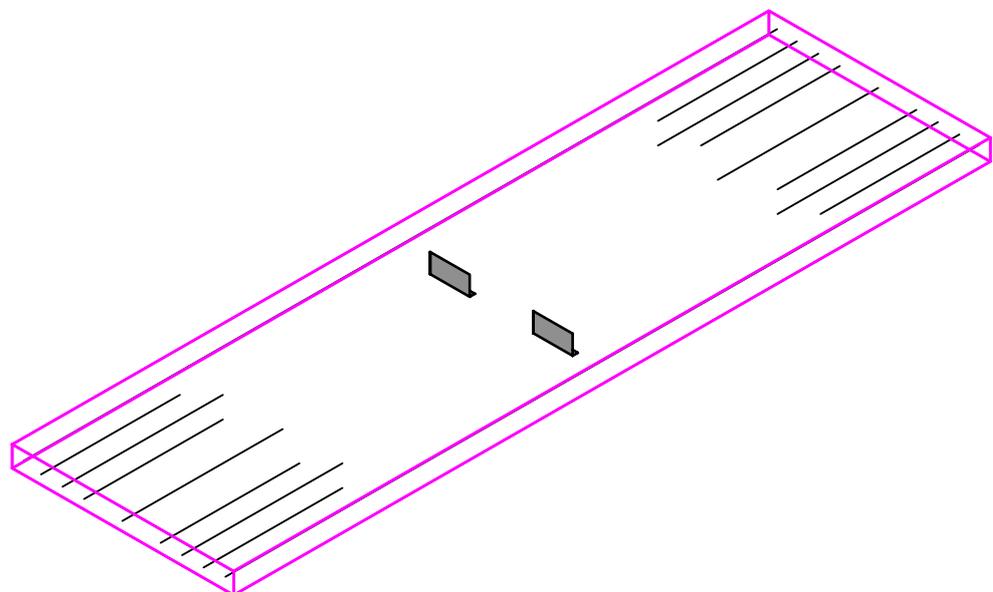
GRUNDRISS

M 1:25



SCHRÄGBILD

M 1:25



B.2. Betonierprotokoll

PROTOKOLL BETONHERSTELLUNG

Projekt	Zwang 6	Rezeptur A	C35/45 F45
Datum	16.06.2016	Rezeptur B	
Raumtemp.	25°C		

Mische	Rezeptur	Beginn	Ende	Ausbreitmaß [cm]		FBTemp. [°C]	Anmerkungen
1	A	13:25	13:43	42.00	44.00	26.60	Nachdosierung während Mischung: + 10 % Fließmittel (≙ 34g FM)
2	A	14:00	14:17	38.50	39.50	27.10	Nachdosierung vor Mischung: + 10 % Fließmittel (≙ 34g FM) Nachdosierung nach Mischung: + 5 % Fließmittel (≙ 17g FM), 1:30 min zus. Mischen
3	A	14:31	14:46	43.00	44.00	26.80	Nachdosierung vor Mischung: + 15 % Fließmittel (≙ 34g FM)

- Anmerkungen:
- 14:29 Uhr --> Beginn Verdichtung nach Einbau der 2. Mischung
 - 14:55 Uhr --> Verdichtung mit anschließendem abziehen
 - 15:25 Uhr --> Abdecken des Versuchskörpers mit Plane
 - 16:45 Uhr --> Glätten im Rissbereich des Versuchskörpers
 - 17:00 Uhr --> Abdecken des Versuchskörpers mit Plane und Dämmplatten

PROTOKOLL BETONHERSTELLUNG

Projekt Zwang 6 Rezeptur A C35/45 F45
 Datum 07.09.2016 Rezeptur B _____
 Raumtemp. 25°C

Mische	Rezeptur	Beginn	Ende	Ausbreitmaß [cm]		FBTemp. [°C]	Anmerkungen
1	A	13:25	- 13:35	40.00	42.00	26,5	Nachdosierung während Mischung: + 10 % Fließmittel (≙ 30g FM), 1 min nachmischen
2	A	13:40	- 13:54	46.00	49.00	26,4	Nachdosierung vor Mischung: + 10 % Fließmittel (≙ 30g FM) Nachdosierung bei Mischung: + 5 % Fließmittel (≙ 15g FM)
3	A	13:59	- 14:08	45.00	47.00	25,9	Nachdosierung bei Mischung: + 13 % Fließmittel (≙ 39g FM)
4	A	14:15	- 14:22	44,5	44,5	26,2	Nachdos. vor Mischung: + 12,5 % Fließmittel (≙ 37g FM)

Anmerkungen: 13:40 Uhr --> Beginn Verdichtung nach Einbau der 1. Mischung

15:00 Uhr --> Abdecken des Versuchskörpers mit Plane

PROTOKOLL BETONHERSTELLUNG

Projekt	Zwang 6	Rezeptur A	C35/45 F45
Datum	25.10.2016	Rezeptur B	
Raumtemp.	21°C		

Mische	Rezeptur	Beginn	Ende	Ausbreitmaß [cm]		FBTemp. [°C]	Anmerkungen
1	A	13:16	13:23	40.00	37.50	24.30	Nachdosierung nach 1. Mischvorgang (210 sec): + 5 % Fließmittel (≙ 17g FM)
1.1				40.00	41.50	24.50	2. Mischvorgang (120 sec nachmischen)
2	A	13:42	13:50	40.50	43.00	23.40	Dauer Mischvorgang 180 sec
3	A	13:58	14:10	39.50	40.00	23.60	1. Mischvorgang 180 sec, 55 sec nachmischen (Ausbreitmaß nach 1. Mischvorgang gemessen)
4	A	14:15	14:23	42.00	41.00	24.20	Dauer Mischvorgang 180 sec

Anmerkungen: 13:41 Uhr --> Beginn Verdichtung (nach Einbau der 1. Mischung)

15:30 Uhr --> Abdecken des Versuchskörpers mit Plane

C. Anhang - Auswertung

C.1. Nachrechnung lt. Bödefeld (2010)

Abmessungen VK I

s	7.00	cm
d	100.00	cm
$I_{\text{Rissvorgabe}}$	25.00	cm
d_1	32	mm
$A_{c,ges,QS}$	700.00	cm ²
$A_{c,QS}$	525.00	cm ²

Bewehrungsstahl

d_s	14	mm
f_{yk}	550.00	N/mm ²
E_s	200000	N/mm
A_s	153.94	mm ²
f_{yd}	478.26	N/mm ²

Festigkeitswerte Würfeldruckversuche

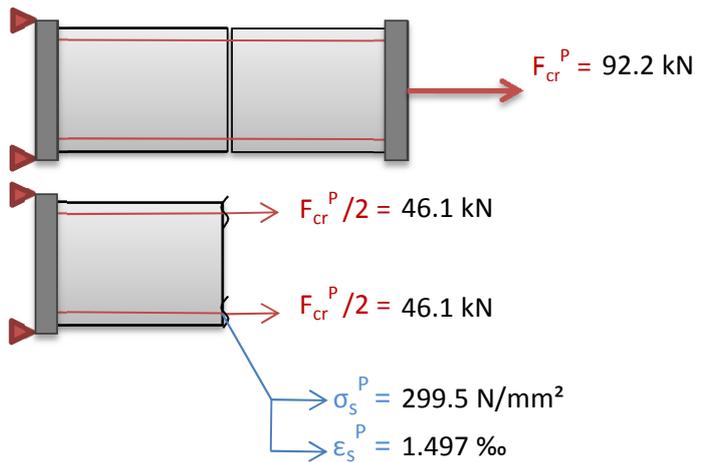
f_{ck}	53.70	N/mm ²
$f_{ct,Sp} (18d)$	2.60	N/mm ²
$f_{ctm} (18d)$	2.34	N/mm ²

Sekundärrissbildung Ann. Bödefeld

Spannungsabnahme zw. Rissen	30.00%
ϵ_s^n	0.00080 -

Risskraft Primärriss

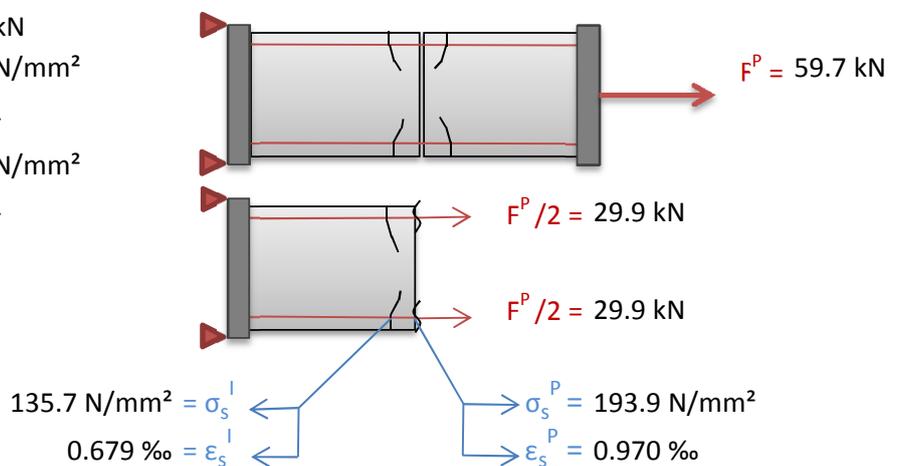
F_{cr}^P	92.20	kN
$f_{ctm,Versuch}$	1.76	N/mm ²
$F_{cr,ges,Versuch}^P$	122.93	kN
$F_{cr,ges,Würfel}^P$	163.80	kN
σ_s^P	299.47	N/mm ²
ϵ_s^P	0.00150	-



Kraft im Primärriss nach Bildung des 1. Sekundärrisspaares

F^P	59.70	kN
σ_s^P	193.91	N/mm ²
ϵ_s^P	0.00097	-
σ_s^I	135.74	N/mm ²
ϵ_s^I	0.00068	-

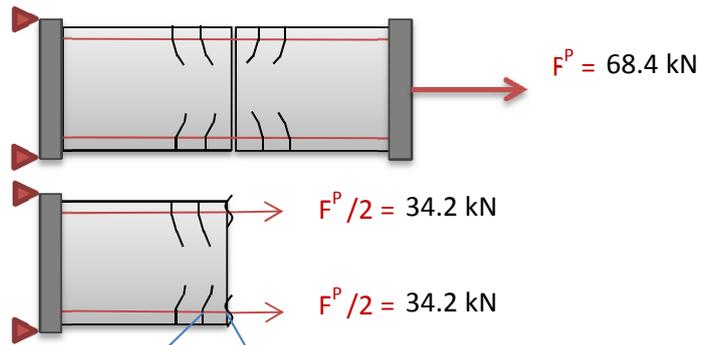
Kraftabbau m. QSS	35.25%
Kraftabbau o. QSS	63.55%



Kraft im Primärriss vor Bildung des 2. Sekundärrisspaares

F^P	68.40 kN
σ_s^P	222.17 N/mm ²
ϵ_s^P	0.00111 -
σ_s^I	170.90 N/mm ²
ϵ_s^I	0.00085 -

Kraftabbau	6.43%
-------------------	--------------



$$170.9 \text{ N/mm}^2 = \sigma_s^I \quad \leftarrow \quad \sigma_s^P = 222.2 \text{ N/mm}^2$$

$$0.854 \text{ ‰} = \epsilon_s^I \quad \leftarrow \quad \epsilon_s^P = 1.111 \text{ ‰}$$

Kraft/Spannung/Dehnung nach d. 2. Rissbildung

$$\sigma_{s,erf} = (1 + n \cdot 0,3) \cdot \frac{f_{ctm}}{eff \rho}$$

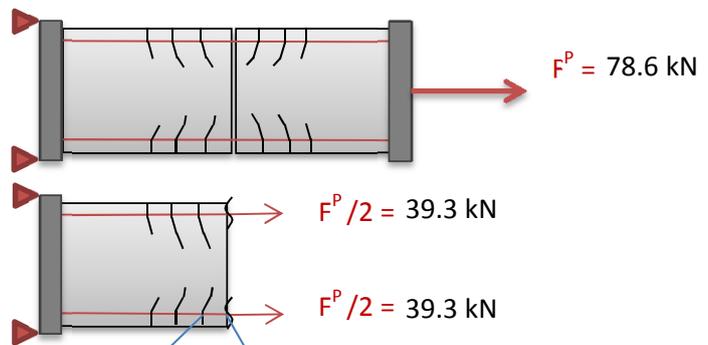
$\sigma_{sP} = \sigma_{s,erf}$	
n_{sek}	1 -
$A_{c,eff}$	11242.60 mm ²
$h_{c,eff}$	16.06 cm
m	5.02 -

F^P	64.00 kN
σ_s^P	207.88 N/mm ²
ϵ_s^P	0.00104 -
σ_s^I	159.90 N/mm ²
ϵ_s^I	0.00080 -

Kraft im Primärriss vor Bildung des 3. Sekundärrisspaares

F^P	78.60 kN
σ_s^P	255.30 N/mm ²
ϵ_s^P	0.00128 -
σ_s^I	207.43 N/mm ²
ϵ_s^I	0.00104 -

Kraftabbau	3.31%
-------------------	--------------



$$207.4 \text{ N/mm}^2 = \sigma_s^I \quad \leftarrow \quad \sigma_s^P = 255.3 \text{ N/mm}^2$$

$$1.037 \text{ ‰} = \epsilon_s^I \quad \leftarrow \quad \epsilon_s^P = 1.276 \text{ ‰}$$

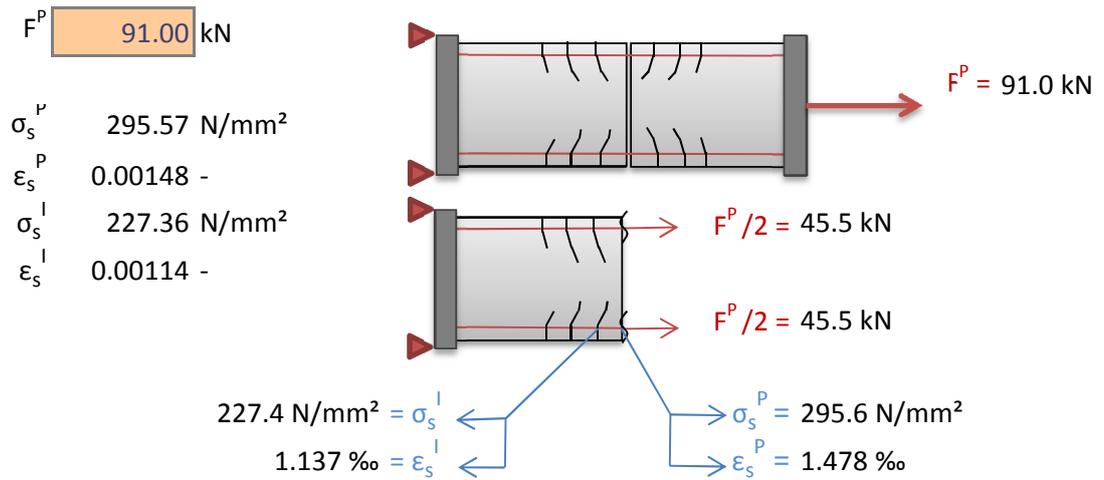
Kraft/Spannung/Dehnung nach d. 3. Rissbildung

$$\sigma_{s,erf} = (1 + n \cdot 0,3) \cdot \frac{f_{ctm}}{eff \rho}$$

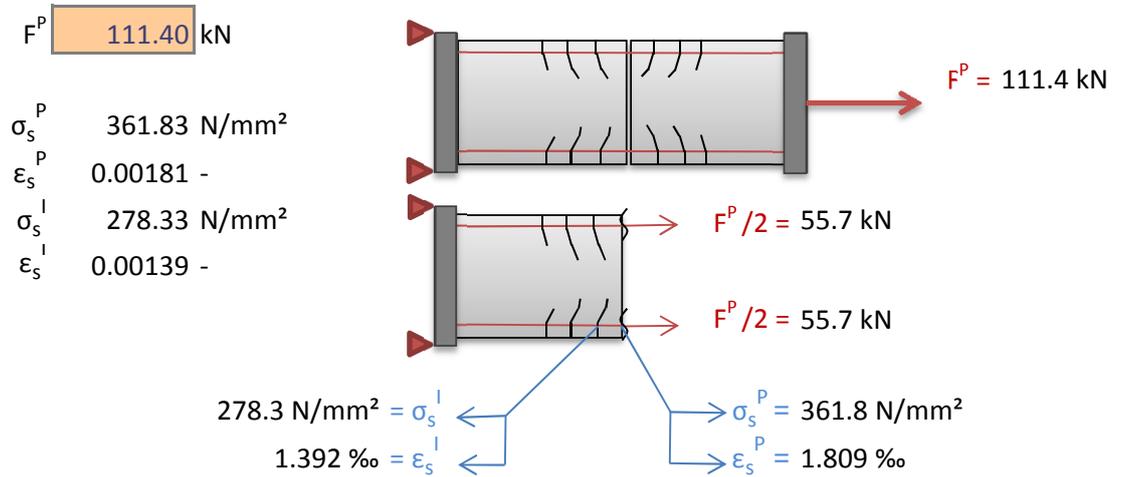
$\sigma_{sP} = \sigma_{s,erf}$	
n_{sek}	2 -
$A_{c,eff}$	10496.79 mm ²
$h_{c,eff}$	15.00 cm
m	4.69 -

F^P	76.00 kN
σ_s^P	246.85 N/mm ²
ϵ_s^P	0.00123 -
σ_s^I	189.89 N/mm ²
ϵ_s^I	0.00095 -

Kraft bei letzter Sekundärrissverzweigung



Kraft bei schließen der Ventile



Rissöffnungen lt. Bödefeld

Bestimmung $A_{c,eff}$ (Mittelwert)		Lasteinleitungslänge aus Versuchen	
$A_{c,eff,2.RB}$	11242.60	$\tau_{Versuch}$	3.16 N/mm ²
$A_{c,eff,3.RB}$	10496.79	l_e	175.00 mm
<u>$A_{c,eff,mittel}$</u>	<u>10869.70</u>		

Rissöffnung Primärriss (nach erster Rissbildung)

ϵ_{sm}^P	0.00065 -		
w_k^P	0.147 mm	Primärriss	
Rissöffnung Sekundärriss (nach erster Rissbildung)			n = 0

ϵ_{sm}^1	0.00036 -		
w_k^1	0.084 mm	1. Sekundärrisspaar	

Rissöffnung Primärriss (nach zweiter Rissbildung)

ϵ_{sm}^P	0.00072 -		
w_k^P	0.163 mm	Primärriss	
Rissöffnung Sekundärriss (nach zweiter Rissbildung)			n = 1

ϵ_{sm}^1	0.00052 -		
w_k^1	0.091 mm	1. Sekundärrisspaar	
ϵ_{sm}^2	0.00032 -		
w_k^2	0.056 mm	2. Sekundärrisspaar	

Rissöffnung Primärriss (nach dritter Rissbildung)

ϵ_{sm}^P	0.00091 -		
w_k^P	0.207 mm	Primärriss	
Rissöffnung Sekundärriss (nach dritter Rissbildung)			n = 2

ϵ_{sm}^1	0.00071 -		
w_k^1	0.125 mm	1. Sekundärrisspaar	
ϵ_{sm}^2	0.00050 -		

w_k^2	0.088 mm	2. Sekundärrisspaar
ϵ_{sm}^3	0.00032 -	
w_k^3	0.075 mm	3. Sekundärrisspaar

Rissöffnung letzte Sekundärrissverzweigung

n = 2

ϵ_{sm}^P	0.00116 -	
w_k^P	0.263 mm	Primärriss
ϵ_{sm}^1	0.00096 -	
w_k^1	0.168 mm	1. Sekundärrisspaar
ϵ_{sm}^2	0.00065 -	
w_k^2	0.114 mm	2. Sekundärrisspaar
ϵ_{sm}^3	0.00039 -	
w_k^3	0.092 mm	3. Sekundärrisspaar

Summe w_k	1.011 mm
-------------	----------

Rissöffnung nach Schließen der Ventile

n = 2

ϵ_{sm}^P	0.00149 -	
w_k^P	0.338 mm	Primärriss
ϵ_{sm}^1	0.00129 -	
w_k^1	0.226 mm	1. Sekundärrisspaar
ϵ_{sm}^2	0.00065	
w_k^2	0.114 mm	2. Sekundärrisspaar
ϵ_{sm}^3	0.00049	
w_k^3	0.115 mm	3. Sekundärrisspaar

Summe w_k	1.249 mm
-------------	----------

Abmessungen VK II

s	9.00	cm
d	103.00	cm
$I_{\text{Rissvorgabe}}$	40.00	cm
d_1	45	mm
$A_{c,ges,QS}$	927.00	cm ²
$A_{c,QS}$	567.00	cm ²

Bewehrungsstahl

d_s	14	mm
f_{yk}	550.00	N/mm ²
E_s	200000	N/mm
A_s	153.94	mm ²
f_{yd}	478	N/mm ²

Festigkeitswerte Würfeldruckversuche

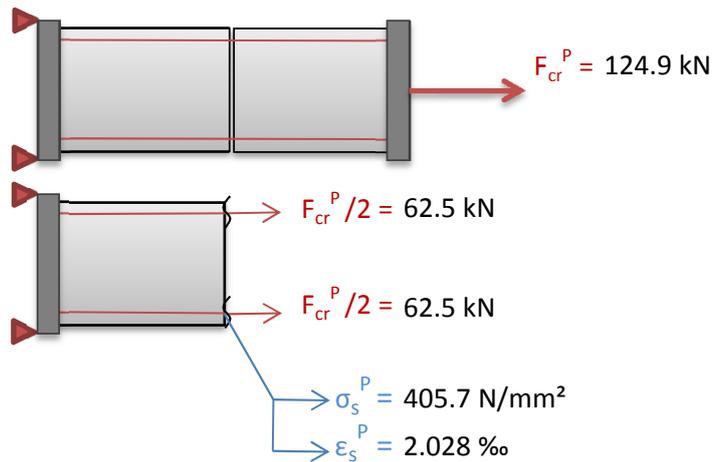
f_{ck}	53.70	N/mm ²
$f_{ct,Sp}$ (18d)	2.70	N/mm ²
f_{ctm} (18d)	2.43	N/mm ²

Sekundärrissbildung Ann. Bödefeld

Spannungsabnahme zw. Rissen	30.00%
ϵ_s^n	0.00139 -

Risskraft Primärriss

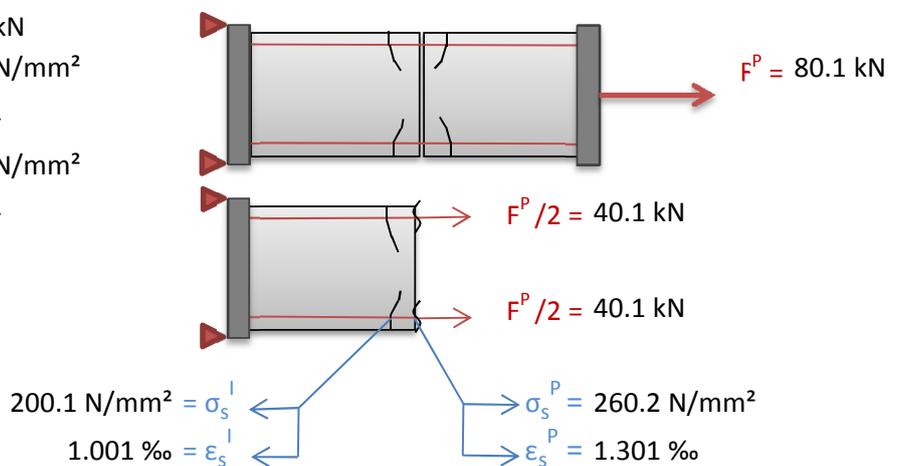
F_{cr}^P	124.90	kN
$f_{ctm,Versuch}$	2.20	N/mm ²
$F_{cr,ges,Versuch}$	204.20	kN
$F_{cr,ges,Würfel}$	225.26	kN
σ_s^P	405.68	N/mm ²
ϵ_s^P	0.00203	-



Kraft im Primärriss nach Bildung des 1. Sekundärrisspaares

F^P	80.10	kN
σ_s^P	260.17	N/mm ²
ϵ_s^P	0.00130	-
σ_s^I	200.13	N/mm ²
ϵ_s^I	0.00100	-

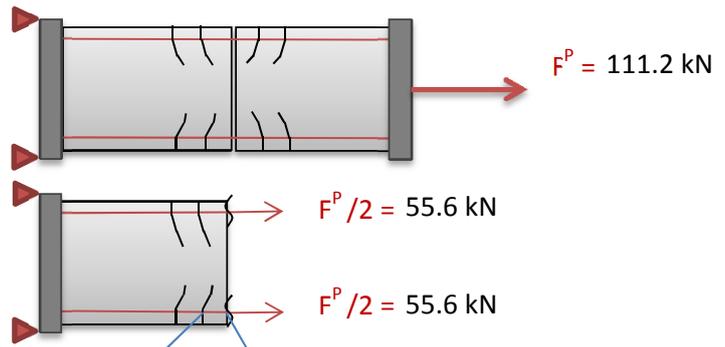
Kraftabbau m. QSS	35.87%
Kraftabbau o. QSS	64.44%



Kraft im Primärriss vor Bildung des 2. Sekundärrisspaares

F^P 111.18 kN
 σ_s^P 361.12 N/mm²
 ϵ_s^P 0.00181 -
 σ_s^I 277.78 N/mm²
 ϵ_s^I 0.00139 -

Kraftabbau 5.83%



$277.8 \text{ N/mm}^2 = \sigma_s^I$
 $1.389 \text{ ‰} = \epsilon_s^I$
 $\sigma_s^P = 361.1 \text{ N/mm}^2$
 $\epsilon_s^P = 1.806 \text{ ‰}$

$$\sigma_{s,erf} = (1 + n \cdot 0,3) \cdot \frac{f_{ctm}}{eff \rho}$$

Kraft/Spannung/Dehnung nach d. 2. Rissbildung

$$\sigma_{sP} = \sigma_{s,erf}$$

n_{sek} 1 -

$A_{c,eff}$ 17597.34 mm²

$h_{c,eff}$ 19.55 cm

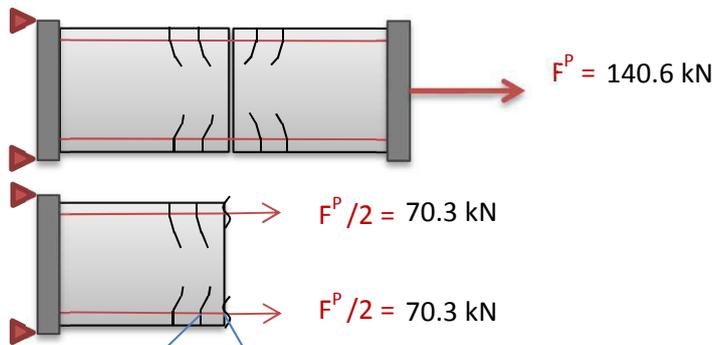
m 4.35 -

F^P 104.70 kN
 σ_s^P 340.07 N/mm²
 ϵ_s^P 0.00170 -
 σ_s^I 261.59 N/mm²
 ϵ_s^I 0.00131 -

Kraft bei schließen der Ventile

F^P 140.62 kN

σ_s^P 456.74 N/mm²
 ϵ_s^P 0.00228 -
 σ_s^I 351.34 N/mm²
 ϵ_s^I 0.00176 -



$351.3 \text{ N/mm}^2 = \sigma_s^I$
 $1.757 \text{ ‰} = \epsilon_s^I$
 $\sigma_s^P = 456.7 \text{ N/mm}^2$
 $\epsilon_s^P = 2.284 \text{ ‰}$

Rissöffnungen lt. Bödefeld

Bestimmung $A_{c,eff}$ aus 2. SR		Lasteinleitungslänge	
$A_{c,eff,2.RB}$	17597.34	$\tau_{Versuch}$	3.97 N/mm ²
		l_e	190.00 mm
Rissöffnung Primärriss (nach erster Rissbildung)			
ϵ_{sm}^P	0.00076 -		
w_k^P	0.188 mm	Primärriss	
Rissöffnung Sekundärriss (nach erster Rissbildung)			n = 0
ϵ_{sm}^1	0.00046 -		
w_k^1	0.118 mm	1. Sekundärrisspaar	
Rissöffnung Primärriss (nach zweiter Rissbildung)			
ϵ_{sm}^P	0.00116 -		
w_k^P	0.286 mm	Primärriss	
Rissöffnung Sekundärriss (nach zweiter Rissbildung)			n = 1
ϵ_{sm}^1	0.00083 -		
w_k^1	0.157 mm	1. Sekundärrisspaar	
ϵ_{sm}^2	0.00060 -		
w_k^2	0.113 mm	2. Sekundärrisspaar	
Rissöffnung nach Schließen der Ventile			n = 1
ϵ_{sm}^P	0.00174 -		
w_k^P	0.430 mm	Primärriss	
ϵ_{sm}^1	0.00141 -		
w_k^1	0.268 mm	1. Sekundärrisspaar	
ϵ_{sm}^2	0.00072		
w_k^2	0.186 mm	2. Sekundärrisspaar	
Summe w_k		1.337 mm	

Abmessungen VK III

s	9.70	cm
d	103.00	cm
$l_{\text{Rissvorgabe}}$	40.00	cm
d_1	45	mm
$A_{c,ges,QS}$	999.10	cm ²
$A_{c,QS}$	611.10	cm ²

Bewehrungsstahl

d_s	14	mm
f_{yk}	550.00	N/mm ²
E_s	200000	N/mm ²
A_s	153.94	mm ²
f_{yd}	478.26	N/mm ²

Festigkeitswerte Würfeldruckversuche

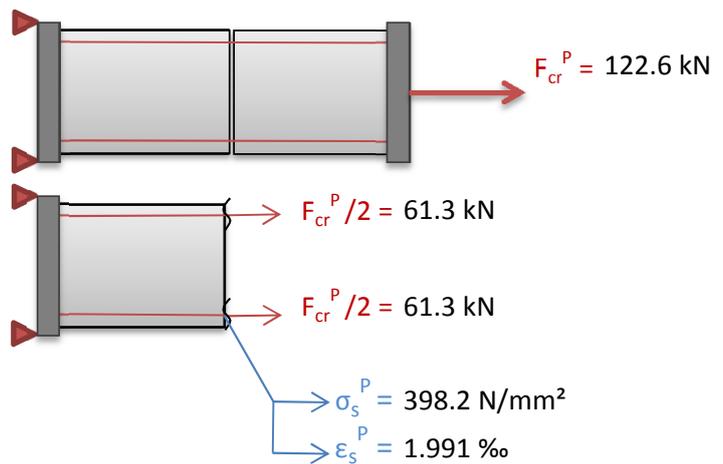
f_{ck}	53.70	N/mm ²
$f_{ct,Sp} (18d)$	2.70	N/mm ²
$f_{ctm} (18d)$	2.43	N/mm ²

Sekundärrissbildung Ann. Bödefeld

Spannungsabnahme zw. Rissen	30.00%
ϵ_s^n	0.00168 -

Risskraft Primärriss

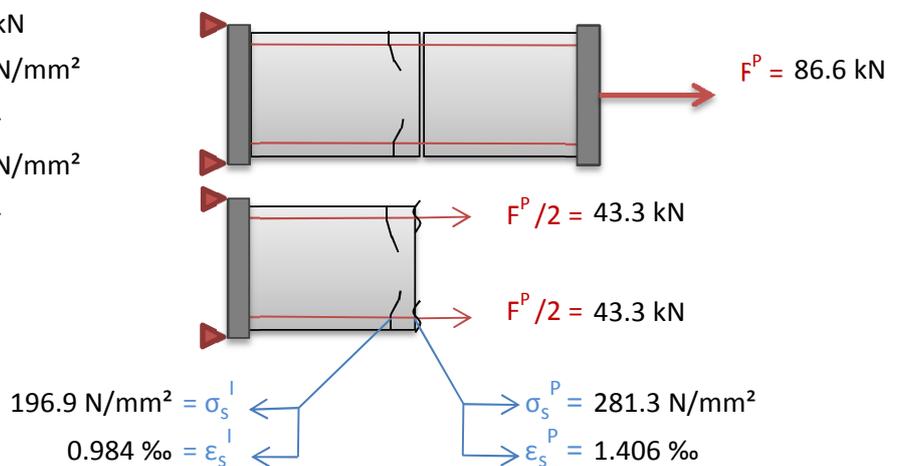
F_{cr}^P	122.60	kN
$f_{ctm, \text{Versuch}}$	2.01	N/mm ²
$F_{cr, ges, \text{Versuch}}^P$	200.44	kN
$F_{cr, ges, \text{Würfel}}^P$	242.78	kN
σ_s^P	398.21	N/mm ²
ϵ_s^P	0.00199	-



Kraft im Primärriss nach Bildung des 1. Sekundärrisses links

F^P	86.60	kN
σ_s^P	281.28	N/mm ²
ϵ_s^P	0.00141	-
σ_s^I	196.90	N/mm ²
ϵ_s^I	0.00098	-

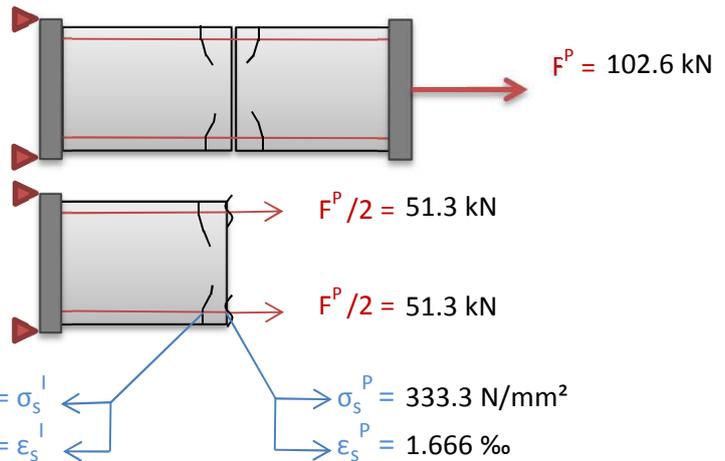
Kraftabbau m. QSS	29.36%
Kraftabbau o. QSS	64.33%



Kraft im Primärriss vor Bildung des 1. Sekundärrisses rechts (1. Sekundärrisspaar vollständig)

F^P	102.61 kN
σ_s^P	333.28 N/mm ²
ϵ_s^P	0.00167 -
σ_s^I	256.37 N/mm ²
ϵ_s^I	0.00128 -

Kraftabbau	5.95%
------------	-------



$$\sigma_{s,erf} = (1+n \cdot 0,3) \cdot \frac{f_{ctm}}{eff \rho}$$

Kraft/Spannung/Dehnung nach d. 2. Rissbildung

$$\sigma_{sP} = \sigma_{s,erf}$$

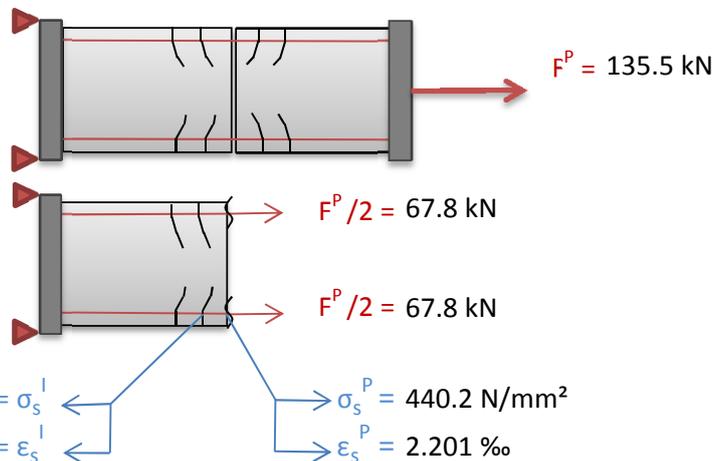
n_{sek}	0 -
$A_{c,eff}$	21113.17 mm ²
$h_{c,eff}$	21.77 cm
m	4.84 -

F^P	96.50 kN
σ_s^P	313.44 N/mm ²
ϵ_s^P	0.00157 -
σ_s^I	241.11 N/mm ²
ϵ_s^I	0.00121 -

Kraft im Primärriss vor Bildung des 2. Sekundärrisspaares

F^P	135.52 kN
σ_s^P	440.18 N/mm ²
ϵ_s^P	0.00220 -
σ_s^I	338.60 N/mm ²
ϵ_s^I	0.00169 -

Kraftabbau	4.64%
------------	-------



$$\sigma_{s,erf} = (1+n \cdot 0,3) \cdot \frac{f_{ctm}}{eff \rho}$$

Kraft/Spannung/Dehnung nach d. 2. Rissbildung

$$\sigma_{sP} = \sigma_{s,erf}$$

n_{sek}	1 -
$A_{c,eff}$	21449.83 mm ²
$h_{c,eff}$	22.11 cm
m	4.91 -

F^P	129.23 kN
σ_s^P	419.75 N/mm ²
ϵ_s^P	0.00210 -
σ_s^I	322.88 N/mm ²
ϵ_s^I	0.00161 -

Kraft bei schließen der Ventile

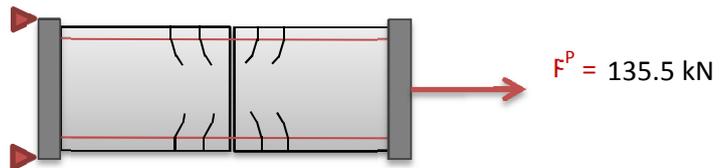
F^P 135.45 kN

σ_s^P 439.95 N/mm²

ϵ_s^P 0.00220 -

σ_s^I 338.42 N/mm²

ϵ_s^I 0.00169 -



$F^P / 2 = 67.7$ kN

$F^P / 2 = 67.7$ kN

$338.4 \text{ N/mm}^2 = \sigma_s^I$ ← → $\sigma_s^P = 439.9 \text{ N/mm}^2$
 $1.692 \text{ ‰} = \epsilon_s^I$ ← → $\epsilon_s^P = 2.200 \text{ ‰}$

Rissöffnungen lt. Bödefeld

Bestimmung $A_{c,eff}$ (Mittelwert)		Lasteinleitungslänge	
$A_{c,eff,2.RB}$	21113.17	$\tau_{Versuch}$	3.61 N/mm ²
$A_{c,eff,3.RB}$	21449.83	l_e	200.00 mm
$A_{c,eff,mittel}$	21281.50		

Rissöffnung Primärriss (nach erster Rissbildung)

ϵ_{sm}^P	0.00075 -		
w_k^P	0.195 mm	Primärriss	
Rissöffnung Sekundärriss (nach erster Rissbildung)			n = 0

ϵ_{sm}^1	0.00048 -		
w_k^1	0.130 mm	1. Sekundärrisspaar	

Rissöffnung Primärriss (nach erster Rissbildung)

ϵ_{sm}^P	0.00091 -		
w_k^P	0.237 mm	Primärriss	
Rissöffnung Sekundärriss (nach erster Rissbildung)			n = 0

ϵ_{sm}^1	0.00055 -		
w_k^1	0.149 mm	1. Sekundärrisspaar	

Rissöffnung Primärriss (nach zweiter Rissbildung)

ϵ_{sm}^P	0.00144 -		
w_k^P	0.375 mm	Primärriss	
Rissöffnung Sekundärriss (nach zweiter Rissbildung)			n = 1

ϵ_{sm}^1	0.00104 -		
w_k^1	0.208 mm	1. Sekundärrisspaar	
ϵ_{sm}^2	0.00064 -		
w_k^2	0.129 mm	2. Sekundärrisspaar	

Rissöffnung nach Schließen der Ventile

n = 1

ϵ_{sm}^P	0.00154 -	
w_k^P	0.402 mm	Primärriss
ϵ_{sm}^1	0.00114 -	
w_k^1	0.228 mm	1. Sekundärrisspaar
ϵ_{sm}^2	0.00068	
w_k^2	0.183 mm	2. Sekundärrisspaar

Summe w_k	1.225 mm
-------------	----------

Literaturverzeichnis

- BAW-Merkblatt (2011). *Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken*. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.
- Bödefeld, J. (2010). *Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme*. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.
- CEB-FIP (1978). *CEB-FIP Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton*.
- Duda, H. (1991). *Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung, DAfStb, Heft 419*. Beuth Verlag, Berlin.
- EN 1992-1-1 (2011). *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Normenausschuss Bauwesen (NABau). Ausgabe: 2011-01-00.
- Fischer, A. (1993). *Modelluntersuchungen zur Ermittlung des Rissabstandes dicker Bauteile aus Stahlbeton*. VDI Verlag GmbH, Düsseldorf.
- Helmus, M. (1990). *Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton*. Beuth Verlag, Berlin.
- Kainer, B. (2014). *Bemessung von WU-Konstruktionen unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens - Verifikationsberechnungen für die 4. Überarbeitung der ÖBV-Richtlinie Weiße Wannen*. Master's thesis, Technische Universität Graz.
- König, G. und Tue, N. (1996). *Grundlagen und bemessungshilfen für die rissbreitenbeschränkung im stahlbeton und spannbeton*. Beuth-Verlag, Berlin.
- Knoppik, A. und Schlicke, D. (2016). *Computational prediction of restraint-induced macrocrack patterns in concrete walls*. International RILEM Conference on Materials, Systems and Structures in Civil Engineering Conference segment on Service Life of Cement-Based Materials and Structures 22-24 August 2016, Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark.
- König, G. und Fehling, E. (1988). *Zur Rissbreitenberechnung im Stahlbetonbau, Beton- u. Stahlbetonbau 83, S. 161-167, 199-204*. Beton und Stahlbetonbau 83.
- König, G. und Tue, N. (1996). *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton sowie Kommentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC2, und Model Code 90*. Beuth Verlag, Berlin.
- Leonhardt, F. (1976). *Rissbeschränkung. Beton- und Stahlbetonbau 71. H.1, S. 14-20*.
- Menn, C. (1986). *Zwang und mindestbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau 4/1986*.
- Model-Code (2010). *Fib model code for concrete structures 2010*. Ernst und Sohn, Berlin.
- Nillson, M. (2003). *Restraint Factors and Partial Coefficients for Crack Risk Analyses of Early Age Concrete Structures*. Luela.
- Röhling, S. (2009). *Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme*. Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf. 2. Auflage.

- Schlicke, D. (2014). *Mindestbewehrung zwangbeanspruchter dicker Stahlbetonbauteile*. Verlag der Technischen Universität Graz, Graz.
- Schlicke, D. und Tue, N. (2016a). *Crack width control verification of the deformation compatibility vs. covering the cracking force*. International RILEM Conference on Materials, Systems and Structures in Civil Engineering Conference segment on Service life of Cement-Based Materials and Structures 22-24 August 2016, Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark.
- Schlicke, D. und Tue, N. (2016b). *Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens, Teil 1: Verformungsbasiertes Bemessungsmodell und Anwendung für Bodenplatten*. Beton- und Stahlbetonbau 111, S. 120–131. doi: 10.1002/best.201500019.
- Schlicke, D. und Tue, N. (2016c). *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: 210–220. doi: 10.1002/best.201500072.
- Turner, K. (2017). *Dissertation*.

Abbildungsverzeichnis

1.1. Ausgangssituation für die Versuchsdurchführungen inkl. Abmessungsbezeichnungen	1
2.1. Spannungsverteilung in Wänden infolge der Spannungserzeugenden [Schlicke (2014), S. 98]	4
2.2. Spannungsverteilung über die Höhe der Wand	4
2.3. Dehnungsverlauf für den ungerissenen Zustand	5
2.4. Dehnungsverlauf für den gerissenen Zustand im Stadium der Einzelrisse	6
2.5. Dehnungsverlauf für den gerissenen Zustand im Stadium des abgeschlossenen Rissbilds	6
2.6. schematische Darstellung einer Sammelrissbildung am Ausschnitt eines dicken Wandbauteils	7
2.7. Effektive Höhe	8
2.8. Ansätze zur Ermittlung von $h_{c,eff}$ lt. König und Tue (1996)	9
2.9. Vergleich der unterschiedlichen Ansätze für die Effektivzonenhöhe - Faktor m	9
2.10. Primärrissabstand in einer dicken Wand aus [Schlicke (2014), S. 109]	10
2.11. Verformungskompatibilität in einem System mit einem einzigen Primärriss	11
2.12. Verformungskompatibilität in einem System mit einem Primärriss sowie weiteren Sekundärrissen im Umfeld des Primärrisses	11
3.1. Versuchsaufbau lt. Helmus (1990)	14
3.2. Freischnitt Primär-/Sekundärriss mit Einriss des Sekundärrisses bis zur Querschnittmitte, Typ 1 [Helmus (1990), S. 90]	15
3.3. Freischnitt Primär-/Sekundärriss mit Teileinriss des Sekundärrisses, ausgehend vom Rand in Richtung der Querschnittmitte, Typ 2 [Helmus (1990), S. 91]	15
3.4. Hauptzugspannungen vor der Sekundärrissbildung in vektorieller Darstellung [Bödefeld (2010),S. 53]	17
3.5. Spannungsverlauf in der Bewehrung im Zuge der fortlaufenden Sekundärrissbildung [Bödefeld (2010),S. 54]	18
3.6. Dehnungsverlauf in der Bewehrung während der Rissbildung gemäß Bödefeld (2010)	18
4.1. Versuchskörper Idealisierung, Herstellung und Einbau	21
4.2. Versuchsaufbau zur Durchführung der experimentellen Untersuchungen	23
4.3. Lasteinleitung aus dem Zwangrahmen in den Versuchskörper	24
4.4. Dehnungsaufnehmer DD1 der Fa. HBM	25
4.5. Wegaufnehmer WA10 der Fa. HBM	25
4.6. Kraftmessdose der Fa. GTM	26
4.7. Positionierung der einzelnen Messtechnischen Instrumente am Versuchskörper	26
4.8. Angebrachte Messtechnik am Versuchskörper Oberseite im Primär- und Sekundärrissbereich vor dem Start des Versuchs	27
4.9. Druckfestigkeit - Vergleich Sollkurve und gemessene Werte an Begleitkörpern	28
4.10. Spaltzugfestigkeit - Vergleich Sollkurve und gemessene Werte an Begleitkörpern	29
4.11. Einleitungsbewehrung zur Lastübertragung vom Zwangrahmen in den Versuchskörper	30
4.12. Schalungsaufbau Versuchskörper I	30
4.13. Schalungsaufbau Versuchskörper II	31
4.14. Schalungsaufbau Versuchskörper III	31
4.15. Verwendeter Mischer am Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz	32

4.16. Zubehör für den Ausbreitmaßversuch bestehend aus Ausbreittisch und kegelstumpfförmigem Behälter	33
4.17. Rüttelplatte zur Verdichtung des Betons im Versuchskörper	33
4.18. fig: Fotodokumentation	35
4.19. fig: Fotodokumentation2	36
5.1. Verlauf der Rissbildung VK 1 mit Betrachtung des Gesamtkraftverlaufes während der Versuchsdurchführung	38
5.2. Rissabstand an der Oberseite der Scheibe	38
5.3. Rissbild - Gesamte Scheibe	38
5.4. Messergebnisse der am Versuchsrahmen integrierten Kraftmessdosen	39
5.5. Auswertung der Messlineale	39
5.6. Betondehnungen im Lasteinleitungsbereich - Messergebnisse der Dehnungsaufnehmer DD1 25 mm	40
5.7. Auswertung der Dehnungsaufnehmer DD1 200 mm oben	40
5.8. Auswertung der Dehnungsaufnehmer DD1 200 mm unten	41
5.9. Startwerte zur Erstellung des Diagramms in Abb. 5.10 aus Ablesung mit Risslupe	41
5.10. Messergebnisse der nachträglich angebrachten Dehnungsaufnehmer DD1 25 mm zur Bestimmung der Rissbreite (Startwerte korrigiert)	42
5.11. Temperaturverlauf während der Versuchsdurchführung	42
5.12. Verlauf der Rissbildung VK 2 mit Betrachtung des Gesamtkraftverlaufes während der Versuchsdurchführung	43
5.13. Rissbild unten	44
5.14. Rissabstand zwischen Primärriss und erstem Sekundärrisspaar	44
5.15. Messergebnisse der am Versuchsrahmen integrierten Kraftmessdosen	44
5.16. Auswertung der Messlineale	45
5.17. Betondehnungen im Lasteinleitungsbereich - Messergebnisse der Dehnungsaufnehmer DD1 25 mm	45
5.18. Auswertung der Wegaufnehmer WA 1-5 mit Messbasen zwischen 150 mm-200 mm oben	46
5.19. Auswertung der Wegaufnehmer WA 7-11 mit Messbasen zwischen 150 mm-200 mm unten	46
5.20. Startwerte zur Erstellung des Diagramms in Abb. 5.21 aus Ablesung mit Risslupe	47
5.21. Messergebnisse der nachträglich angebrachten Dehnungsaufnehmer DD1 25 mm zur Bestimmung der Rissbreite (Startwerte korrigiert)	47
5.22. Temperaturverlauf während der Versuchsdurchführung	48
5.23. Verlauf der Rissbildung VK 3 mit Betrachtung des Gesamtkraftverlaufes während der Versuchsdurchführung	49
5.24. Rissabstand an der Oberseite der Scheibe	50
5.25. Rissabstand an der Unterseite der Scheibe	50
5.26. Messergebnisse der am Versuchsrahmen integrierten Kraftmessdosen	50
5.27. Auswertung der Messlineale	51
5.28. Messergebnisse der Dehnungsaufnehmer DD1 25 mm	51
5.29. Auswertung der Dehnungsaufnehmer DD1 200 mm oben	52
5.30. Auswertung der Dehnungsaufnehmer DD1 200 mm unten	52
5.31. Startwerte zur Erstellung des Diagramms in Abb. 5.32 aus Ablesung mit Risslupe	53
5.32. Messergebnisse der nachträglich angebrachten Dehnungsaufnehmer DD1 25 mm zur Bestimmung der Rissbreite (Startwerte korrigiert)	53
5.33. Temperaturverlauf während der Versuchsdurchführung	54
6.1. Vergleich der Rissöffnungen am Primärriss oben-mitte-unten	56

6.2. Vergleich der aufsummierten Verformungen im Bereich der Sammelrissbildung oben-mitte-unten	57
6.3. Kraft-Verformungs-Diagramm	57
6.4. Erstrissbildung - Risskraft ohne Querschnittschwächung durch Rissvorgabe . . .	58
6.5. VK1: Risskraft bei Erstriss sowie Stahlspannung im Primär- und Sekundärriss nach Zwangkraftabbau	58
6.6. Stahldehnungsverlauf nach der letzten Sekundärrissverzweigung - Versuchskörper I	59
6.7. Zusammenhang von Temperatur-Risskraft-Rissöffnung im Zuge des ersten Versuchs unter Zwangbeanspruchung	60
6.8. Rissöffnung, Kolbenweg bzw. Kraftverlauf bezogen auf die Zeit im Zuge des ersten Versuchs	61
6.9. Vergleich der aufsummierten Rissöffnungen oben-mitte-unten	62
6.10. Kraft-Verformungsdiagramm	62
6.11. Erstrissbildung - Risskraft ohne Querschnittschwächung durch Rissvorgabe . . .	63
6.12. VK2: Risskraft bei Erstriss sowie Stahlspannung im Primär- und Sekundärriss nach Zwangkraftabbau	63
6.13. Stahldehnungsverlauf nach dem Schließen der Ventile - Versuchskörper II	64
6.14. Zusammenhang von Temperatur-Risskraft-Rissöffnung im Zuge des zweiten Versuchs unter Zwangbeanspruchung	65
6.15. Rissöffnung, Kolbenweg bzw. Kraftverlauf bezogen auf die Zeit im Zuge des zweiten Versuchs	65
6.16. Vergleich der Rissöffnungen am Primärriss oben-mitte-unten	66
6.17. Vergleich der aufsummierten Verformungen im Bereich der Sammelrissbildung oben-mitte-unten	67
6.18. Kraft-Verformungsdiagramm	67
6.19. Erstrissbildung - Risskraft ohne Querschnittschwächung durch Rissvorgabe . . .	68
6.20. VK3: Risskraft bei Erstriss sowie Stahlspannung im Primär- und Sekundärriss nach Zwangkraftabbau	68
6.21. Stahldehnungsverlauf nach dem Schließen der Ventile - Versuchskörper III	69
6.22. Zusammenhang von Temperatur-Risskraft-Rissöffnung im Zuge des zweiten Versuchs unter Zwangbeanspruchung	70
6.23. Rissöffnung, Kolbenweg bzw. Kraftverlauf bezogen auf die Zeit im Zuge des zweiten Versuchs	70
7.1. Adaptiertes FE-Modell lt. Turner (2017)	71
7.2. FE-Modell - Basismodell für FE-Studie	72
7.3. Adaptiertes FE-Modell für Parameterstudie ohne Risselemente	72
7.4. Notwendigkeit einer Abbildung von drei Schichten bei Berechnung mit Volumenmodell	73
7.5. Querschnitt des adaptierten FE-Modells mit drei Bewehrungsstäben und den fixen Elementgrößen im Randbereich bzw. um die Bewehrung	74
7.6. FE-Modell Lastfall Temperatur mit sich einstellender Spannung infolge Lagerungssituation vor erster Sekundärrissbildung	74
7.7. 3D-Ansicht FE-Modell mit Querschnitt an der Stelle der maximalen Zugspannung in x -Richtung	75
7.8. Kraftverlauf im Bewehrungsstab in x -Richtung vom Primärriss bis zur Symmetrieebene	76
7.9. Vergleich der Stahlkraft im Primärriss, zur Erzeugung eines Sekundärrisses . . .	76
7.10. Vergleich der Hochrechnungsfaktoren aus F_{cr} bezogen auf $s = 15 \text{ cm}$	77
7.11. Vergleich $h_{c,eff}$, bestimmt aus der Stahlkraft im Primärriss, zur Erzeugung eines Sekundärrisses	77

7.12. Vergleich des Faktors $m(s)$, bestimmt aus der Stahlkraft im Primärriss, zur Erzeugung eines Sekundärrisses	78
7.13. Vergleich $m(d_1)$ für bemessungsrelevante Bewehrungsabstände	78
7.14. 3D-Ansicht FE-Modell mit Querschnitt an der Stelle der maximalen Zugspannung in x -Richtung	79
7.15. Krafverläufe in den Bewehrungsstäben in x -Richtung vom Primärriss bis zur Symmetrieebene	79
7.16. Vergleich 1 bzw. 3 Scheiben bzgl. Sekundärrisskraft im Primärriss	80

Tabellenverzeichnis

4.1. Versuchskonfiguration je Versuchskörper	22
4.2. Zusammensetzung der Zuschlagsstoffe je m ³ Beton	28
6.1. Rissbreitenvergleich - nach Erstrissbildung	59
6.2. Rissbreitenvergleich - bei letzter Sekundärrissverzweigung Gesamtkraft = 91,00 kN	59
6.3. Rissbreitenvergleich - nach Erstrissbildung	64
6.4. Rissbreitenvergleich - nach dem Schließen der Ventile = 140,62 kN	64
6.5. Rissbreitenvergleich - nach Erstrissbildung	69
6.6. Rissbreitenvergleich - nach dem Schließen der Ventile bei Gesamtkraft = 135,45 kN	69
7.1. Fixwerte für die Parameterstudie	73