

Dissertation

**Tragverhalten von Tübbingen im
maschinellen Tunnelbau –
Experimentelle und numerische
Analyse**

eingereicht an der Montanuniversität Leoben
Lehrstuhl für Subsurface Engineering

von

Dipl.-Ing. **Paul Gehwolf**, BSc

Leoben, im Mai 2018

„Garbage in, garbage out.“

Unbekannt

Eidesstattliche Erklärung

Hiermit erkläre ich an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, keine anderen als die angeführten Quellen verwendet und die wörtlich oder inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Affidavit

I declare in lieu of oath that I wrote this thesis and performed the associated research myself, using only literature cited in this volume.

Datum

Dipl.-Ing. Paul Gehwolf, BSc

Danksagung

Großer Dank gebührt Prof. Robert Galler für die Bereitstellung des Themas und die Unterstützung dieser Dissertation, die im Rahmen meiner Tätigkeit am Lehrstuhl für Subsurface Engineering entstanden ist.

Für die gute Zusammenarbeit und fachlichen Hilfestellungen gilt mein Dank Prof. Thomas Antretter.

Ohne den unermüdlichen Einsatz von Dr. Stefan Barwart bei der Planung und Umsetzung des Tübbingprüfstands wäre diese Dissertation nicht möglich gewesen. Besonderer Dank gilt ihm auch für die Unterstützung und Beratung nach dem Ende seiner Tätigkeit am Lehrstuhl sowie für die sehr lehrreiche Zeit.

Bei meinen Kollegen Dipl.-Ing. Erik Schuller, Dipl.-Ing. Thomas Stoxreiter und Dipl.-Ing. Robert Wenighofer bedanke ich mich für die unzähligen offenen Diskussionen und die Unterstützung mit ihren fachlichen Expertisen. Für die Finanzierung des Prüfstands und Versuchsreihen möchte ich mich bei der ÖBB-Infrastruktur AG und hier ganz besonders bei Dr. Michaela Haberler-Weber bedanken.

Dank gilt auch Dipl.-Ing. (FH) Andreas Lange von der ARGE Koralmtunnel KAT2 für die Herstellung der Tübbinge, Einbringung seiner jahrelangen Erfahrung und Offenheit für neue Ideen.

Zu guter Letzt gilt besonderer Dank meiner Familie und meinen Freunden für die langjährige Unterstützung während meines Studiums und der Verfassung dieser Dissertation.

Inhalt

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | Kurzfassung | 3 |
| 2 | Abstract | 4 |
| 3 | Abkürzungen und Begriffsdefinitionen | 5 |
| 4 | Einleitung | 8 |
| 5 | Aufgabenstellung und Zielsetzung..... | 11 |
| 6 | Tübbingversuche | 12 |
| 6.1 | Stand der Technik..... | 12 |
| 6.1.1 | Scheiteldruckversuche | 12 |
| 6.1.2 | Scheibendruckversuche | 12 |
| 6.1.3 | Abplatzversuche an der Dichtungsnut | 13 |
| 6.1.4 | Verdrehsteifigkeits- und Belastungsversuche in der Längsfuge | 13 |
| 6.1.5 | Versuche an den Verbindungen in der Ringfuge | 13 |
| 6.1.6 | Versuche am ganzen Tübbingring | 13 |
| 6.1.7 | Insitu-Versuche | 14 |
| 6.2 | Tübbingprüfstand Montanuniversität Leoben..... | 14 |
| 6.3 | Begleitende Laborversuche..... | 20 |
| 6.4 | Versuchsübersicht..... | 22 |
| 6.5 | Auswertung der ermittelten Versuchsdaten anhand eines Beispiels..... | 25 |
| 6.6 | Belastungsversuche an stahlbewehrten Tübbinggen | 39 |
| 6.6.1 | Erkenntnisse aus Einzelversuchen | 39 |
| 6.6.2 | Vergleiche..... | 53 |
| 6.7 | Belastungsversuche an stahlfaserbewehrten Tübbinggen | 60 |
| 6.8 | Belastungsversuche an kunststofffaserbewehrten Tübbinggen | 69 |
| 7 | Numerische Betrachtung der Tübbingversuche mit stahlbewehrten Tübbinggen | 76 |
| 7.1 | Einführung..... | 76 |
| 7.1.1 | Stand der Technik der Tübbingbemessung..... | 76 |
| 7.1.2 | Problemstellung | 78 |
| 7.1.3 | Modellierung von Stahlbeton | 79 |
| 7.2 | Simulationsstrategie | 79 |
| 7.2.1 | Beton..... | 80 |
| 7.2.2 | Bewehrungsstahl..... | 82 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 7.2.3 | Verbunddarstellung | 82 |
| 7.2.4 | Sonstiges | 83 |
| 7.3 | Validierung der Strategie anhand von Laborversuchen..... | 83 |
| 7.4 | Tübbingmodell | 84 |
| 7.5 | Ergebnisse der Simulation und Vergleich mit Versuchen | 86 |
| 7.6 | Erprobung eines 2D-Rechenmodells..... | 90 |
| 8 | Faserbetontübbinge | 91 |
| 8.1 | Werkstoffverhalten von Faserbeton..... | 91 |
| 8.2 | Stand der Technik Faserbetonbemessung..... | 92 |
| 8.3 | Problemstellung | 94 |
| 8.4 | Versuchskonzept zur Überarbeitung des Bemessungskonzepts | 96 |
| 8.4.1 | Laborversuche zur Ermittlung des Materialverhaltens..... | 96 |
| 8.4.2 | Großversuche..... | 98 |
| 9 | Eigenspannungen in Beton..... | 101 |
| 9.1 | Entstehung von Eigenspannungen in Beton | 101 |
| 9.2 | Bestimmung von Eigenspannungen in Beton | 102 |
| 9.2.1 | Stand der Technik..... | 103 |
| 9.3 | Anwendungserprobung eines Messverfahrens für Tübbinge..... | 105 |
| 9.3.1 | Versuchskonzept | 105 |
| 9.3.2 | Allgemeines..... | 108 |
| 9.3.3 | Versuchsaufbau..... | 108 |
| 9.3.4 | Messdatenerfassung | 109 |
| 9.3.5 | Versuchsdurchführung..... | 110 |
| 9.3.6 | Ergebnisse | 110 |
| 10 | Schlussfolgerung | 112 |
| 11 | Tabellenverzeichnis..... | 114 |
| 12 | Abbildungsverzeichnis | 115 |
| 13 | Literaturverzeichnis | 119 |
| 14 | Anhang | I |
| 14.1 | Eingabeparameter Simulation ohne Schädigungsparameter | I |

1 Kurzfassung

Durch die Verwendung von Tunnelvortriebsmaschinen auch unter komplexen geologischen und geotechnischen Verhältnissen ist die Kenntnis des Ausnutzungsgrads des verwendeten Ausbaus erforderlich. Bei dieser Baumethode entsprechen der Ausbau und die Sicherung des aufgefahrenen Hohlraums mit Stahlbetonfertigteilen, sogenannten Tübbing, seit Jahrzehnten dem Stand der Technik. Zur detaillierten Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens sowie der Analyse des auftretenden Rissbilds dieser Segmente sind Belastungsversuche unter Laborbedingungen im 1:1 Maßstab notwendig.

Aufbauend auf den durchgeführten Versuchen werden die derzeit verwendeten Bemessungsmodelle für Stahlbeton hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit auf Tübbingausbau überprüft. Zur Rückrechnung der auftretenden Belastungen im Tunnel ist die Erstellung und Validierung eines numerischen Simulationsmodells nötig. Die Eingabeparameter werden aus gängigen Laborversuchen gewonnen und die Simulationsstrategie anhand eines Kleinversuchs verifiziert.

Zur Optimierung der Tübbingproduktion wird bei internationalen Projekten immer häufiger (Stahl-)Faserbeton für die Produktion der Fertigteile eingesetzt. Zur Bestimmung des Bauteilverhaltens dieser faserbewehrten Fertigteile sind wiederum sowohl Laborversuche als auch Großversuche durchzuführen. Auf Basis dieser Versuche wird die Anwendbarkeit der gängigen Dimensionierungsregelwerke überprüft, auftretende Unzulänglichkeiten und deren Gründe aufgezeigt, sowie Überlegungen zur Verbesserung der Parameterermittlung angestellt.

Zusätzlich wird aufgrund der Ergebnisse aus den Versuchen mit Stahlbetonsegmenten ein neuartiges Verfahren zur Ermittlung von Eigenspannungen an Betonbauteilen erprobt.

2 Abstract

Due to the use of tunnel boring machines under complex geological and geotechnical conditions the knowledge of the utilization factor of the used support method is essential. For this construction method the usage of segmental lining as a support and stabilization element has been state of the art for decades. For the verification of the load bearing and deformation behaviour including the crack development of these segments loading tests in a 1:1 scale are necessary.

Based on the test data the currently used models for the dimensioning of steel reinforced concrete are checked for the application on tubbing support. For the inverse calculation to the loads in the tunnel the development and validation of a numerical model is needed. The input parameters are determined with standard laboratory tests and the simulation strategy is proven on the basis of a laboratory test.

For the optimization processes of the production method (steel-)fibre reinforced concrete is used on international projects for the production of tubbing support. For the verification of the load bearing and deformation behaviour of these segments also 1:1 tests and laboratory tests are necessary. On the basis of the test data dimensioning models for fibre reinforced concrete are tested, inadequacies and their reasons are shown and considerations for the improvement are discussed.

As a result of the tests an additional method for the determination of internal stresses in steel bar reinforced concrete elements is presented.

3 Abkürzungen und Begriffsdefinitionen

Tabelle 1: Abkürzungsverzeichnis

| | |
|---------|---|
| CMOD | Crack Mouth Opening Displacement |
| COD | Crack Opening Displacement |
| DMS | Dehnungsmessstreifen |
| EC | Eurocode |
| FDM | Finite Differenzen Methode |
| FEM | Finite Elemente Methode |
| FHZ | Horizontalkraft gemessen mittels Kraftmessdosen |
| FVZ | Vertikalkraft gemessen mittels Kraftmessdosen |
| IM | Industriemessverstärker |
| LVDT | Linear Variable Differential Transformer |
| NATM | New Austrian Tunneling Method |
| ÖVBB | Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik |
| SPS | Speicherprogrammierbare Steuerung |
| SPS FHZ | Horizontalkraft über Maschinensteuerung aus der Differenzdruckmessung aufbereitet |
| SPS FVZ | Vertikalkraft über Maschinensteuerung aus der Differenzdruckmessung aufbereitet |
| TVM | Tunnelvortriebsmaschine |
| UM | Universalmessverstärker |

Erstriss

Als Erstriss wird in dieser Arbeit jener Riss des Betons bezeichnet, der das Trag- und Verformungsverhalten signifikant beeinflusst sowie zu einer überproportionalen Dehnungs- und Verschiebungszunahme an den Messstellen führt. Dieser Riss lässt sich durch die Änderung der Steifigkeit beim Übergang von Zustand I (ungerissen) zu Zustand II (gerissen) erkennen. Zwar entstehen vor diesem Riss bereits Mikrorisse im Beton, diese haben jedoch noch keinen Einfluss auf das Bauteilverhalten, wie aus den Versuchsdaten hervorgeht.

Längsfuge

Die Bezeichnung Längsfuge (Abbildung 1 (1)) wird für alle Fugen mit primärer Längsausdehnung in Tunnelachsrichtung (Vortriebsrichtung) zwischen den Einzelsegmenten eines Rings verwendet. [1]

Ringfuge

Ringfugen (Abbildung 1 (2)) bezeichnen die zwischen zwei Ringen etwa senkrecht auf die Tunnelachse stehenden Fugen, die durch die Abfolge der Einzelringe entstehen. [1]

Erektorstützen

Beim Anheben des Tübbings mittels Vakuumerektor wird mithilfe von Konen am Erektor und den Aussparungen am Tübbing, den sogenannten Erektorstützen (Abbildung 1 (3)), die genaue Lage des Tübbings für den Einbau sichergestellt.

Dichtungsnut

In die Dichtungsnut (Abbildung 1 (4)) wird nach der Betonage des Tübbings ein umlaufendes Dichtungsband eingeklebt.

Topf-Nockensystem

Das Topf-Nockensystem (Abbildung 1 (5)) in der Ringfuge dient als Lastübertragungselement zwischen den Einzelringen sowie als Zentrierhilfe und soll somit den Einbau erleichtern. Alternative Systeme hierzu sind Nut-Federsysteme oder Zentrierelemente wie Scherdübel.

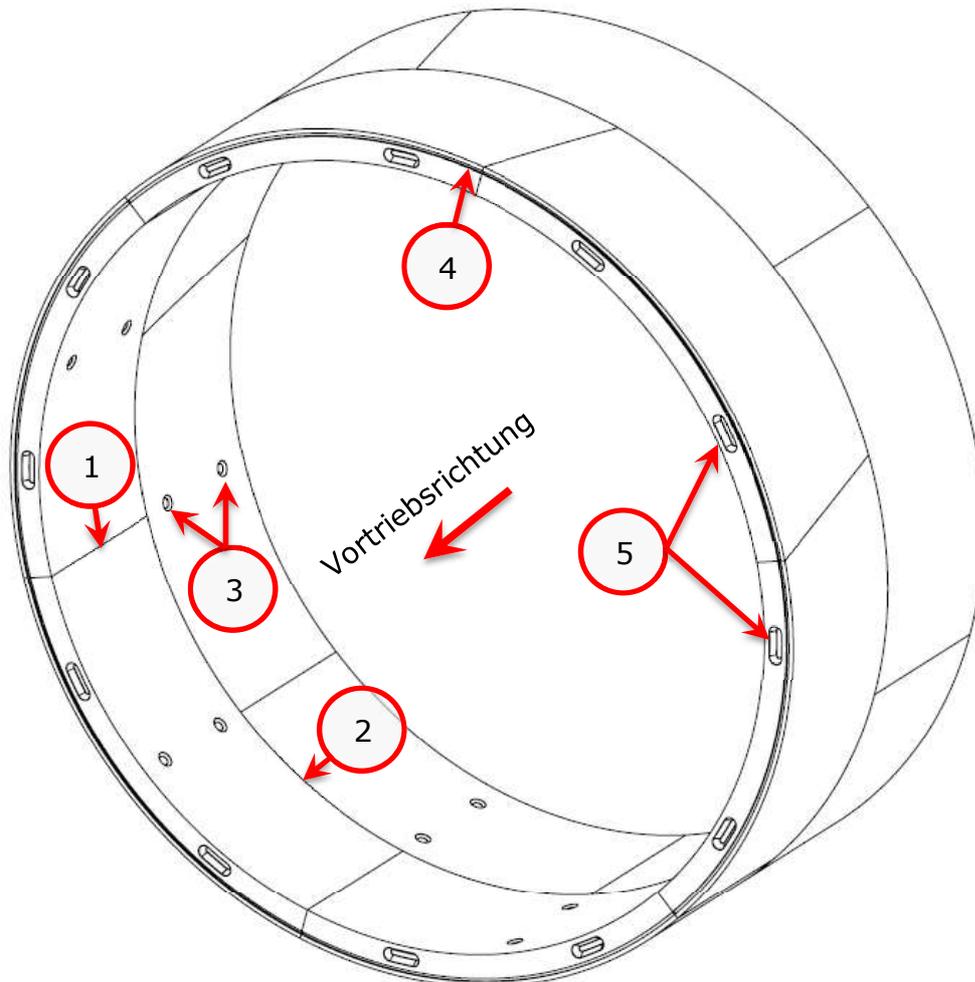


Abbildung 1: Schematische Darstellung Tübbingring

Biegebewehrung

Die Biegebewehrung (rot in Abbildung 2) stellt die Hauptbewehrung des Tübbings dar, liegt in Umfangsrichtung des Rings an der Innen- als auch Außenseite des Segments und ist über die ganze Tübbingbreite weitestgehend gleichmäßig verteilt.

Querbewehrung

Zur Querbewehrung (grün in Abbildung 2) zählen alle Bewehrungsseisen, die in Richtung der Tunnelachse eingebaut sind und senkrecht zur Biegebewehrung stehen. Diese ist meist statisch nicht erforderlich, dient somit nur konstruktiven Gründen und wird auch über den gesamten Tübbing weitestgehend gleichmäßig verteilt.

Spaltzugbewehrung

Bei der Spaltzugbewehrung (blau in Abbildung 2) wird zwischen Spaltzugbewehrung für die Kraftaufnahme der Vortriebskräfte in der Ringfuge und für die Ringkräfte in der Längsfuge unterschieden. Prinzipiell ist diese Bewehrung am Rand im Bereich der Fugen angeordnet und zeigt in die radiale Richtung des Rings.

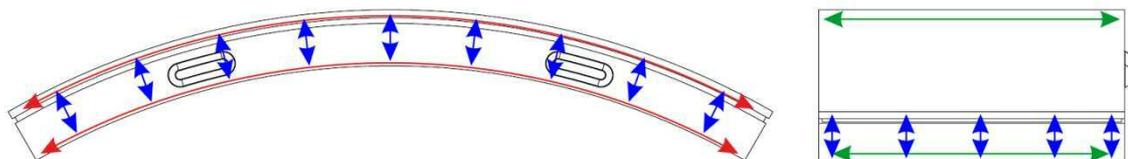


Abbildung 2: Benennung der Stahlbewehrung

Extrados

Die bergseitige zugewandte Seite des Tübbings wird als Extrados bezeichnet. [1]

Intrados

Die Hohlraumseite des Tübbings wird als Intrados bezeichnet. [1]

4 Einleitung

Neben dem zyklischen Vortrieb mittels Bohren und Sprengen oder der Verwendung von Tunnelbaggern stellt der Vortrieb mit Tunnelvortriebsmaschinen eine weitverbreitete Methode zur Herstellung von Tunnelbauwerken mit großer Längserstreckung dar. Hierbei erfolgt der Ausbruch des Gebirges mithilfe eines Schneidkopfs, und der Hohlraum wird je nach geologischen und geotechnischen Erfordernissen mit nachgiebigem Ausbau, bestehend aus Ausbaubögen, Bewehrungsmatten, Spritzbeton und Ankern oder mit Fertigbetonteilen, sogenannten Tübbing, gesichert und gestützt. Dieser Tübbingausbau mit Stahlbetonfertigteilen findet seit den 1950er Jahren in Verbindung mit geschichteten Tunnelbohrmaschinen oder Schildmaschinen weltweit Anwendung.

In Abbildung 3 sind die Hauptkomponenten einer Schildmaschine mit Erddruckstützung dargestellt. Das Gebirge wird mithilfe der Schneidwerkzeuge am Bohrkopf (1) gelöst und über eine Schneckenförderung (2) aus der Abbaukammer auf ein Förderband (3) übergeben. Der Vorschub der Maschine erfolgt mithilfe der Vortriebspresen (4). Nach Beendigung eines Bohrhubs werden im Schutze des Schildmantels (5) Tübbinge (6) durch einen Vakuumerektor (7) zu einem vollständigen Ring zusammengesetzt. Dieser Ring besteht aus vier bis acht dieser vorgefertigten Betonsegmente. Nach Fertigstellung eines Tübbingrings startet der Bohrvorgang von neuem. Der verbleibende Spalt zwischen den Betonfertigteilen und dem Gebirge wird mit Mörtel oder Einkornkies verfüllt. Der große Vorteil dieser Methode ist das Vorhandensein eines tragfähigen Ausbaus direkt anschließend an das Maschinenschild.

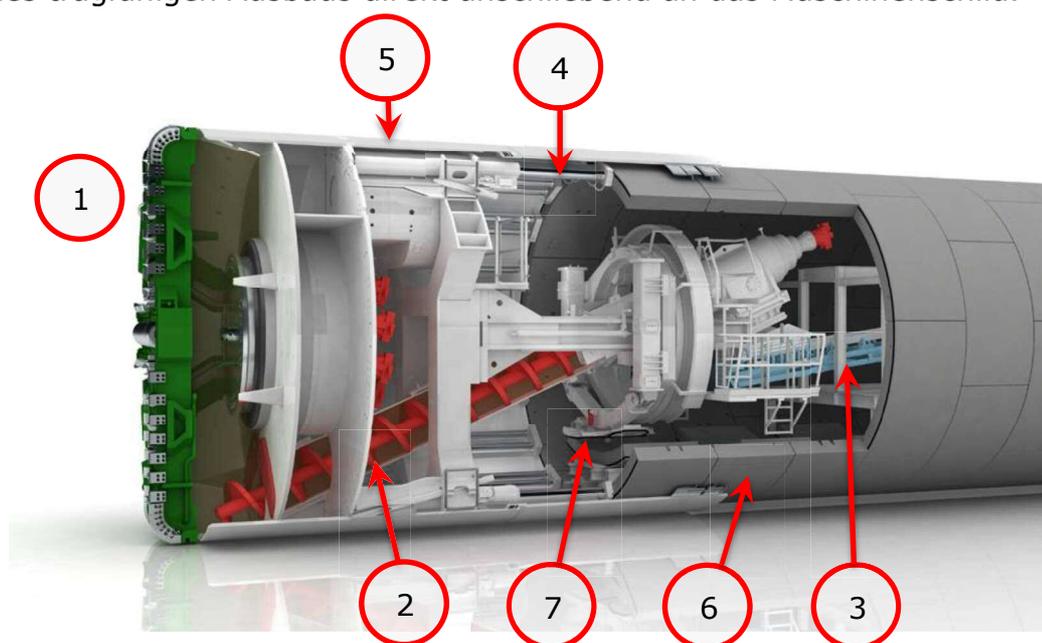


Abbildung 3: Erddruckschildmaschine [2]

Die Formen und Geometrien der verwendeten Fertigbetonsegmente sind bei einzelnen Projekten zum Teil sehr unterschiedlich. Trotzdem müssen jedes Einzelsegment für sich, sowie der gesamte Ausbauring alle Anforderungen hinsichtlich Hohlraumstabilität, Aufnahme der Belastungen aus Eigengewicht, Bau- und Endzustände und der Gebrauchstauglichkeit erfüllen. Dementsprechend anspruchsvoll gestaltet sich die Herstellung mit engen Fertigungstoleranzen. [3] Des Weiteren ist laut der „Richtlinie Tübbingsysteme aus Beton“ [3] je nach Anforderungsklasse die Rissweite im eingebauten Zustand zu begrenzen. Dies dient zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit und soll die Bewehrungskorrosion verhindern. Bei Überschreitung der geforderten Rissweite muss das betreffende Segment aufwendig saniert werden.

Die Ermittlung der Beanspruchungen des Ausbaus erfolgt in der Planungsphase meist mit einfachen analytischen (Hand-)Rechnungen oder mit 2D-Strukturprogrammen. Für die Bemessung der Betonfertigteile werden auf Basis der ermittelten Schnittkräfte die gängigen Betonbaunormen, Eurocode 2 in der nationalen Fassung ÖNORM EN 1992-1-1 [4] und dem nationalen Anhang ÖNORM B 1992-1-1 [5], herangezogen. Beim einschaligen Ausbau, also ohne zusätzliche Innenschale, übernimmt der Tübbingausbau sowohl die Hohlraumstützung als auch alle Aufgaben der wegfallenden Innenschale. Daher wird hier besonderes Augenmerk auf Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit inkl. der Begrenzung der Rissweite, Dichtigkeit und Qualität gelegt. Diese Methode wird in Deutschland schon seit geraumer Zeit verwendet, hat sich aber in Österreich und der Schweiz noch immer nicht durchgesetzt. [6] Einer der Hauptgründe ist hierbei, dass für statische Tunnelauskleidungen in der Planung eine Lebensdauer von 100 bis 200 Jahren [7] gewährleistet werden muss. Aus diesem Grund ist auch die Kenntnis des Ausnutzungsgrads des installierten Ausbaus über diese gesamte Zeit von großer Bedeutung. Da das Erfassen der komplexen Einwirkungen aus dem Gebirge auf den Tunnelausbau und die daraus resultierenden Beanspruchungen des Tübbings einen sehr hohen messtechnischen Aufwand erfordert, entwickeln Wenighofer [8] und Monsberger [9] Methoden, mit welchen über Deformationsmessungen der Ausnutzungsgrad des Tübbingsystems bestimmt werden soll. Für diese Aufgabe sind Belastungsversuche unter Laborbedingungen an realen Bauteilen und der Aufbau eines numerischen Modells unerlässlich, um in weiterer Folge aus den Deformationsbildern auf die zugehörigen Gebirgslasten rückschließen zu können.

Seit rund zwei Jahrzehnten spielt bei internationalen Infrastrukturprojekten aufgrund verschiedener Rahmenbedingungen der Baustellen die Verwendung von Stahl- und Kunststoffasfaserbeton zur Optimierung der

Segmentherstellung eine immer größer werdende Rolle. In Österreich ist für die Verwendung von Segmenten mit statisch wirksamen Fasern noch kein geeignetes Regelwerk vorhanden. In der „Richtlinie Tübbingsysteme aus Beton“ [3] wird für die Dimensionierung auf die „Richtlinie Faserbeton“ [10] verwiesen, welche aber die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nur unzureichend beinhaltet. Somit ist laut aktuell gültigem Normen- und Regelwerk in Österreich nur die Verwendung von stabbewehrten Tübbingen möglich. Mit der Fortschreibung dieser Richtlinie(n) soll die Bewehrung mittels Fasern auch in Österreich Einzug halten.

5 Aufgabenstellung und Zielsetzung

Für die Bestimmung des Trag- und Verformungsverhaltens von baustellenkonformen Tübbingen sind Belastungsversuche unter genau definierten Randbedingungen erforderlich. Hierfür wurde in Kooperation der Montanuniversität Leoben – Lehrstuhl für Subsurface Engineering und der ÖBB-Infrastruktur AG ein Prüfstand entwickelt und realisiert. Mithilfe dieses Prüfstands sind Belastungsversuche im Maßstab 1:1 möglich. Anhand der ermittelten Messdaten werden Erkenntnisse über die Belastung beim Erstriss, die weitere Rissentwicklung, sowie das Bauteilverhalten von Einzelsegmenten gewonnen. Dadurch können Rückschlüsse auf die Anwendbarkeit von einschaligem Tübbingausbau unter den in der „Richtlinie Tübbingsysteme aus Beton“ [3] geforderten Randbedingungen gezogen werden und Vergleiche mit den Bemessungslasten stattfinden.

Zusätzlich werden mehrere der durchgeführten Versuche für die Erprobung der Verformungsmessung und Risserkennung mit den Systemen von Wenighofer [8] und dem faseroptischen Messsystem von Monsberger [9] genutzt. Somit stellt diese Arbeit nur einen Teil der gesamten aus den Tübbingversuchen gewonnenen Erkenntnissen dar.

Für die Bestimmung des Trag- und Verformungsverhaltens von Faserbetontübbingen sind kleinmaßstäbliche Versuche mit Faserbetonen im Labor erforderlich. Anhand von Großversuchen unter Laborbedingungen an realen Segmenten werden weitere detaillierte Erkenntnisse gewonnen. Um eine möglichst gefahrlose Errichtung und einen sicheren Betrieb des Tunnelbauwerks für die gesamte Lebensdauer zu gewährleisten, bleibt die Forderung eines duktilen Verhaltens, welches nach dem Eurocode 2 [11] für Stahlbeton gilt, erhalten. Das heißt, dass nach Auftreten des Erstrisses noch genug Resttragfähigkeit vorhanden sein muss, um eine sichere Lastabtragung garantieren zu können.

Des Weiteren erfolgt auf der Datenbasis der durchgeführten Großversuche mit Stahlbetonsegmenten die Validierung eines numerischen Modells. Die Eingabeparameter für dieses Rechenmodell werden ausschließlich aus gängigen Laborversuchen ermittelt. Zur Validierung der verwendeten Simulationsstrategie ist vor der Implementierung des komplexen biaxialen Tübbingversuchs-Modells ein geeigneter Laborversuch mit derselben Simulationsstrategie numerisch zu berechnen.

6 Tübbingversuche

6.1 Stand der Technik

Um einen möglichst sicheren Tunnelvortrieb zu gewährleisten und zur Verifizierung der Anforderungen an die einzelnen Segmente, den gesamten Ring oder nur einzelner Komponenten (z.B. Fugendichtung, Verbindungen der Segmente), wurden im Laufe der Zeit verschiedenste experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Eine grundsätzliche Unterscheidung kann aufgrund der Belastungsart bzw. Anforderung an einen Bauteilbereich nachfolgend getroffen werden:

- Untersuchungen am Einzeltübbing
 - Scheiteldruckversuche
 - Scheibendruckversuche
 - Abplatzversuche an der Dichtungsnut
- Versuche an der Verbindungsstelle der Tübbinge
 - Verdrehsteifigkeits- und Belastungsversuche der Längsfuge
 - Scheibendruckversuche
 - Scherversuche bzw. Versuche an den Verbindungen in der Ringfuge
- Versuche am ganzen Tübbingring
- Insitu-Versuche

6.1.1 Scheiteldruckversuche

Bei der Durchführung von Scheiteldruckversuchen wird eine Gebirgslast mittels Drei- oder Vierpunktbiegeversuchen auf einen Einzeltübbing simuliert. Hierbei wird das mechanische Verhalten des Tübbings hinsichtlich Beanspruchung auf Biegung untersucht. Außer bei den Versuchen von Schreyer/Kessler [12] mit stahlbewehrten Hochfestbetontübbingungen dienten diese Versuche vorwiegend zur Eignungsprüfung von Stahlfasertübbingungen, beschrieben von Barwart et al. [13], Bergmeister/Suter [14] und Hemmy/Hestermann [15].

6.1.2 Scheibendruckversuche

Scheibendruckversuche können einerseits an einem Einzeltübbing zur Untersuchung der Kraftereinleitung aus den Vortriebspresen [13] oder andererseits zur Überprüfung der Kraftübertragung in den Ringfugen zwischen zwei Segmenten [12] [14] durchgeführt werden. Hierbei wird besonderes Augenmerk auf beim Einbau auftretende Imperfektionen und deren Einfluss auf das Tragverhalten gelegt.

6.1.3 Abplatzversuche an der Dichtungsnut

Durch die Kompression des Dichtungsbands entstehen in der Dichtungsnut beim Einbau des Tübbings im Randbereich des Tübbings große Belastungen, die im Extremfall zu Abplatzungen des Betons führen. Diese Belastungen können kurzzeitig über 60 kN/m betragen. [16] Abplatzversuche wurden im Rahmen der 4. Röhre Elbtunnel von Schreyer/Kessler [12] realisiert.

6.1.4 Verdrehsteifigkeits- und Belastungsversuche in der Längsfuge

Für eine schadfreie Lastübertragung in der Längsfuge muss diese die Ringkräfte und Ringmomente zwischen den Einzelsegmenten übertragen können. Für Stahlfaserbetontübbinge wurde dies von Bergmeister/Suter [14] anhand eines Versuchsaufbaus im Labor überprüft. Des Weiteren besteht Interesse an der Ermittlung des Rückstellmoments der Längsfuge in Abhängigkeit des Verdreh- bzw. Öffnungswinkels und dem maximal schadfrei erreichbaren Verdrehwinkel. Weitreichende Bedeutung erreichten hierzu wiederum die Versuche von Schreyer/Kessler [12].

6.1.5 Versuche an den Verbindungen in der Ringfuge

Systeme zur Querkraftkopplung in der Ringfuge werden projektspezifisch unterschiedlich eingesetzt und wurden im Laufe der Zeit versuchstechnisch untersucht. Schreyer/Kessler [12] betrachteten im Rahmen ihrer Forschungstätigkeit Topf-Nockensysteme und Nut-Federsysteme mittels Scherversuchen. Handke et al. [17] beschäftigten sich mit der Querkraftübertragung aufgrund von Reibung in einer glatten Ringfuge. Als Grundlage für die Planung von Querschlagsanschlagen wurden an der Montanuniversität Leoben [18] Versuche zum Systemverhalten von Tübbingverbindungen mittels Shearcone-Dübeln durchgeführt. Putke [19] untersuchte die Querkraftkopplung eines optimierten Topf-Nockensystems und die Kopplung mithilfe von Stahlbolzen. Ziel war die Validierung eines optimierungsgestützten Fachwerkmodells für Querkraftverbindungen bei Stahlbetontübbing.

6.1.6 Versuche am ganzen Tübbingring

Durch den enormen Aufwand an Versuchs- und Messtechnik zur Untersuchung von gesamten Tübbingringen sind solche Versuche im Labor bis jetzt in Europa sehr selten realisiert worden. Hierzu zählen die Versuche von Schreyer/Kessler [12] im Rahmen des Baus der vierten Röhre des Elbtunnels und die Versuche von Luttikholt [20]. Bei den Versuchen von Schreyer/Kessler [12] wurde ein am Hallenboden liegender Gesamtring mittels 96 Hydraulikzylindern belastet, welche über einen

Stahlbetonwiderlagerring und Zugstangen innerhalb des Rings abgespannt wurden.

6.1.7 Insitu-Versuche

Dieser enorme Aufwand ergibt sich auch bei Insitu-Versuchen. Ähnlich den Versuchen am ganzen Tübbingring von Schreyer/Kessler [12] wurden Untersuchungen von Molins/Arnau [21] beim Bau der Metrolinie 9 in Barcelona durchgeführt. Als Widerlager für die Hydraulikzylinder zur Lastaufbringung konnte die Auflast des Gebirges verwendet werden und somit entfiel die Notwendigkeit eines massiven Widerlagerrings wie bei Schreyer/Kessler [12] und Luttkholt [20].

6.2 Tübbingprüfstand Montanuniversität Leoben

Im Jahr 2014 wurde begonnen, einen elektrohydraulischen Prüfstand zur Untersuchung des Last- und Verformungsverhaltens von Tübbing unter genau definierten Belastungs- und Lagerungsbedingungen in Form eines Scheiteldruckversuchs zu entwickeln und zu realisieren.

Dieser Tübbingprüfstand (Abbildung 4) besteht aus zwei Hauptträgern (1), auf welche ein Fest- (2) und ein Loslager (3) mit Schraubverbindungen fixiert werden. Aufgrund des modularen Aufbaus sind Versuche an Tübbing mit unterschiedlichen Geometrien und Abmessungen möglich. Bei Viererteilung betragen die prüfaren Tunneldurchmesser 4,0 bis 6,5 m und bei Sechserteilung 5,6 bis 10,5 m. Die maximale Tübbingbreite ist auf 2,15 m begrenzt. Die Aufbringung der Vertikalkraft erfolgt mit zwei Hohlkolbenzylindern (4) mit je 1 MN, welche die Kraft mittels Zugstangen (5) auf das Querhaupt (6) übertragen. Die Horizontalkraft wird über zwei Hydraulikzylindern (7) mit je 2 MN im Loslager aufgebracht. Die verbauten Hydraulikzylinder besitzen einen maximalen Hub von 200 mm. Die Verbindung des zu prüfenden Tübbings und dem Prüfstand stellen die Tübbingschuhe (8) dar, die projektspezifisch angepasst werden können. Die Gesamtmasse des Prüfstands beträgt ohne Tübbing 52 t, von welcher auf den Stahlbau 27 t entfallen.

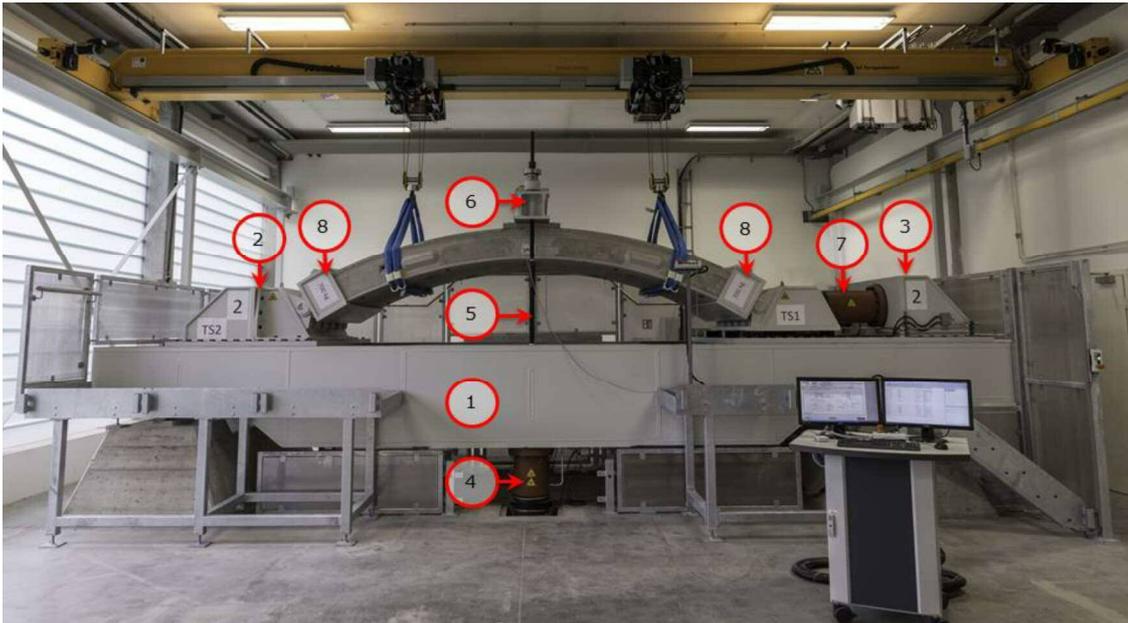


Abbildung 4: Tübbingprüfstand Montanuniversität Leoben

Durch den biaxialen Aufbau mit horizontaler und vertikaler Achse sind Versuche mit unterschiedlichen Belastungskollektiven möglich. Einerseits sind Dreipunktbiegeversuche, andererseits auch Versuche mit bestimmten Kombinationen aus Vertikal- und Horizontalkraft bis hin zu Versuchen mit komplett gesperrten Auflagern durchführbar (Abbildung 5).

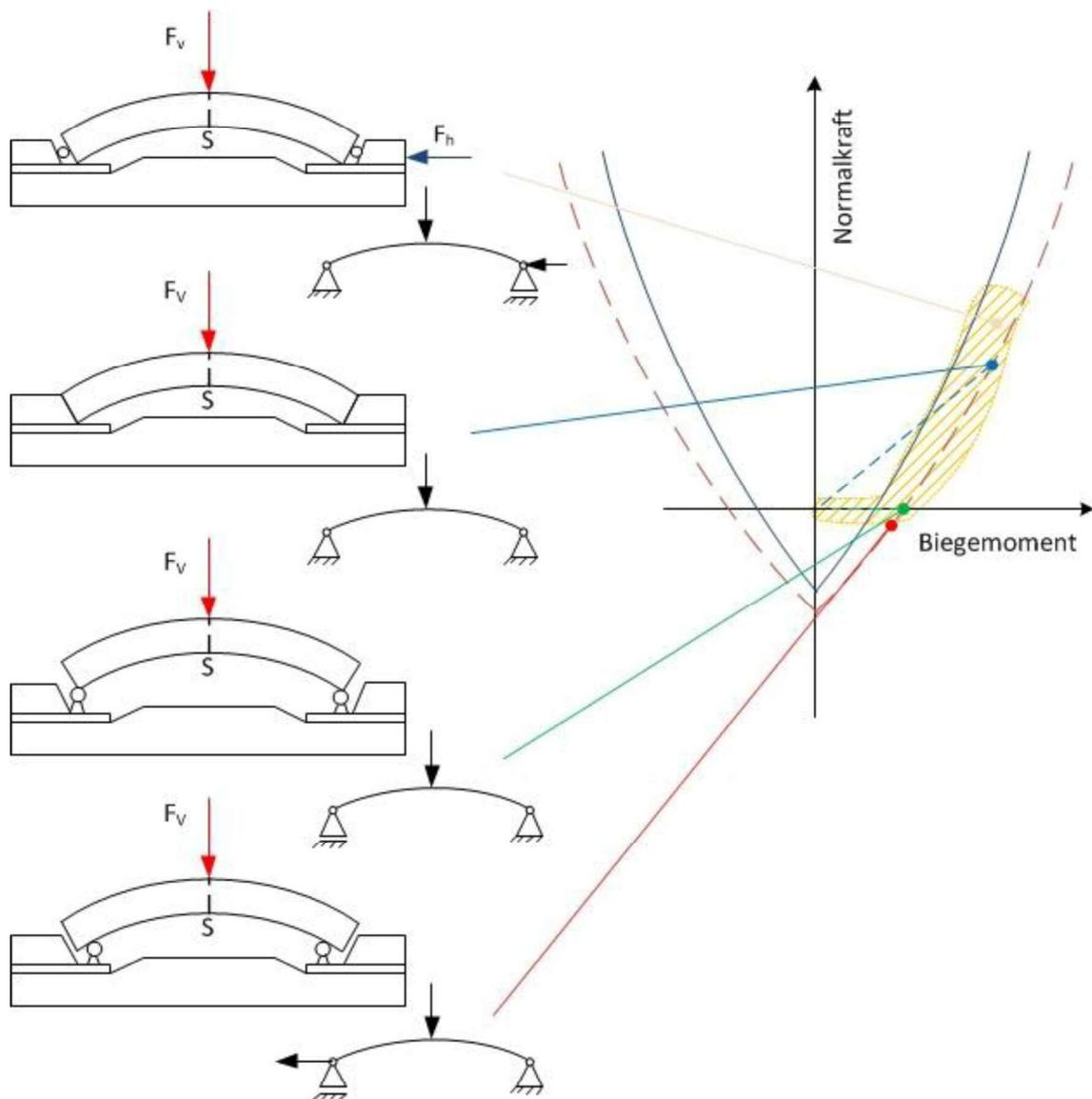


Abbildung 5: Belastungskollektive bezogen auf die Ulmenschnittebene (S) im Normalkraft-Biegemoment Diagramm [22]

Die quasistatischen Versuche können kraft- oder weggeregelt durchgeführt werden. Die überlagerte Regelung hierfür erfolgt über eine speicherprogrammierbare Steuerung, kurz SPS, mittels Differenzdruckmessung an den Zylindern und Erfassung der Zylinderwege. Bei den Versuchen werden die Messwerte standardmäßig mit zwei Industriemessverstärkern mit je 16 Kanälen bei einer Messfrequenz von 50 Hz erfasst. Dieses Messsystem wird je nach Erfordernis um einen Universalmessverstärker mit acht bzw. 16 Kanälen für den Anschluss zusätzlicher Dehnungsmessstreifen erweitert. Mithilfe einer Software erfolgt die Visualisierung der Messwerte und das Ablegen der Daten auf einen Messcomputer in Echtzeit. Abbildung 6 zeigt den Aufbau des verwendeten Mess- und Regelsystems. Dieses besteht aus einem Computer, auf welchem die Visualisierung der Steuerung und die Messsoftware laufen. Die

speicherprogrammierbare Steuerung sowie die Messverstärker werden mittels Ethernetleitung bzw. Ethernetswitch und TCP/IP-Netzwerkprotokoll mit dem Computer verbunden. Um die Aufzeichnung aller Versuchsdaten zum gleichen Zeitpunkt zu gewährleisten, werden die Regelwerte der Steuerung, das heißt die Differenzdruck- und Zylinderwegmessungen, an einen Industriemessverstärker als analoges Stromsignal mit versetztem Nullpunkt (4 – 20 mA) weitergegeben. Die Zeitsynchronisation innerhalb der beiden Industriemessverstärker erfolgt hardwareseitig mittels Ethernetverbindung. Der zusätzliche Universalmessverstärker wird mithilfe eines NTP-Zeitserver, der am Messcomputer installiert ist, synchronisiert.

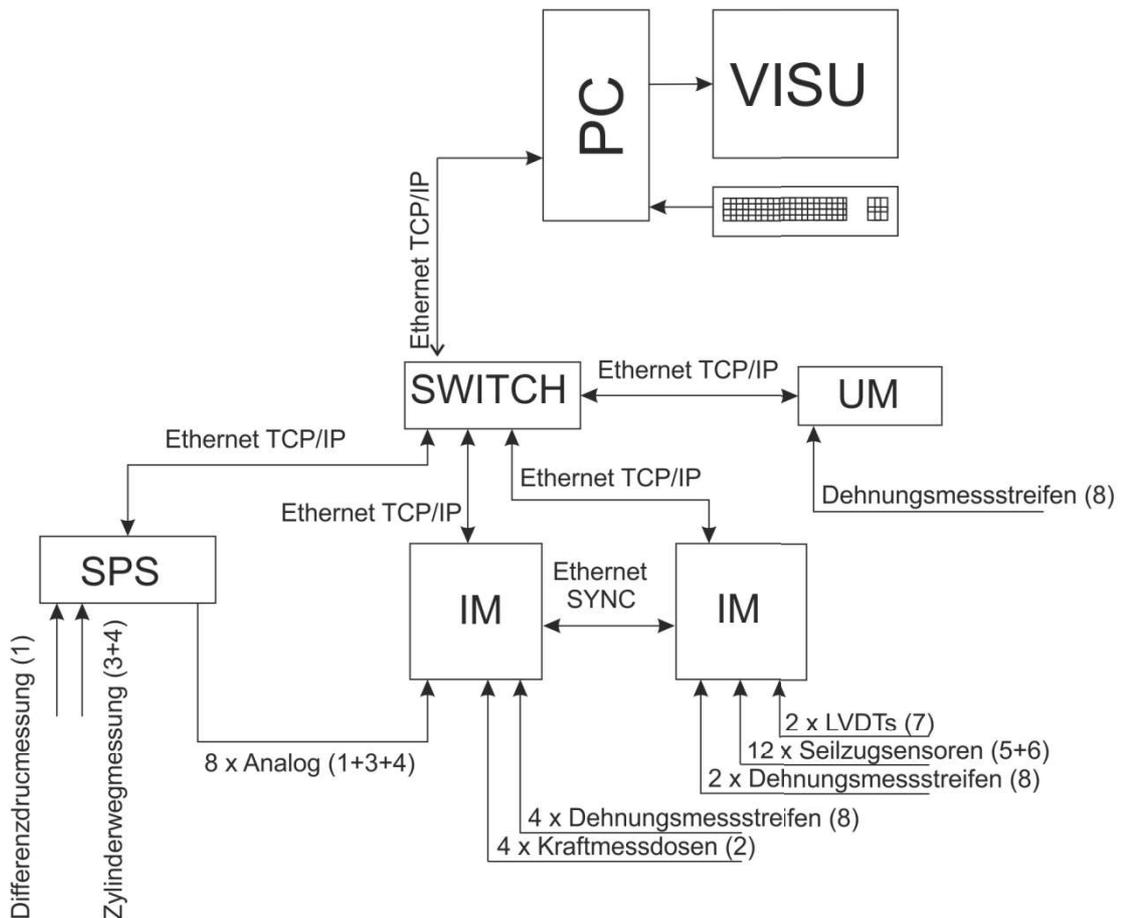


Abbildung 6: Aufbau des Messsystems nach [23],
 IM ... Industriemessverstärker, UM ... Universalmessverstärker

Der Schnitt durch den Prüfstand in Abbildung 7 zeigt die Positionen der einzelnen Sensoren. Für die Kraftmessung am Tübbingprüfstand ist ein redundantes System mit Differenzdruckmessung (1) an den Zylindern, welche über die Maschinensteuerung aufbereitet werden, und Kraftmessdosen (2) installiert. Die Erfassung der Zylinderwege erfolgt über LVDT's (3) an der horizontalen Achse und mittels Lasersensoren (4) an der Vertikalachse. Diese Signale werden wiederum über die

Maschinensteuerung aufbereitet. Für die Vertikalverschiebungsmessung sind zehn Seilzugsensoren (5) auf Schienen am Hallenboden montiert. Die Horizontalverschiebungsmessung zwischen den beiden äußeren Messpunkten der Vertikalverschiebungsmessung erfolgt mithilfe von zwei Seilzugsensoren (6) und für die Horizontalverschiebungsmessung in der Mitte des Tübbings werden zwei LVDT's (7) angebracht. Bis zu zwanzig Dehnungsmessstreifen (8) können am Tübbing zur Risserkennung und Erfassung der Rissentwicklung angebracht werden.

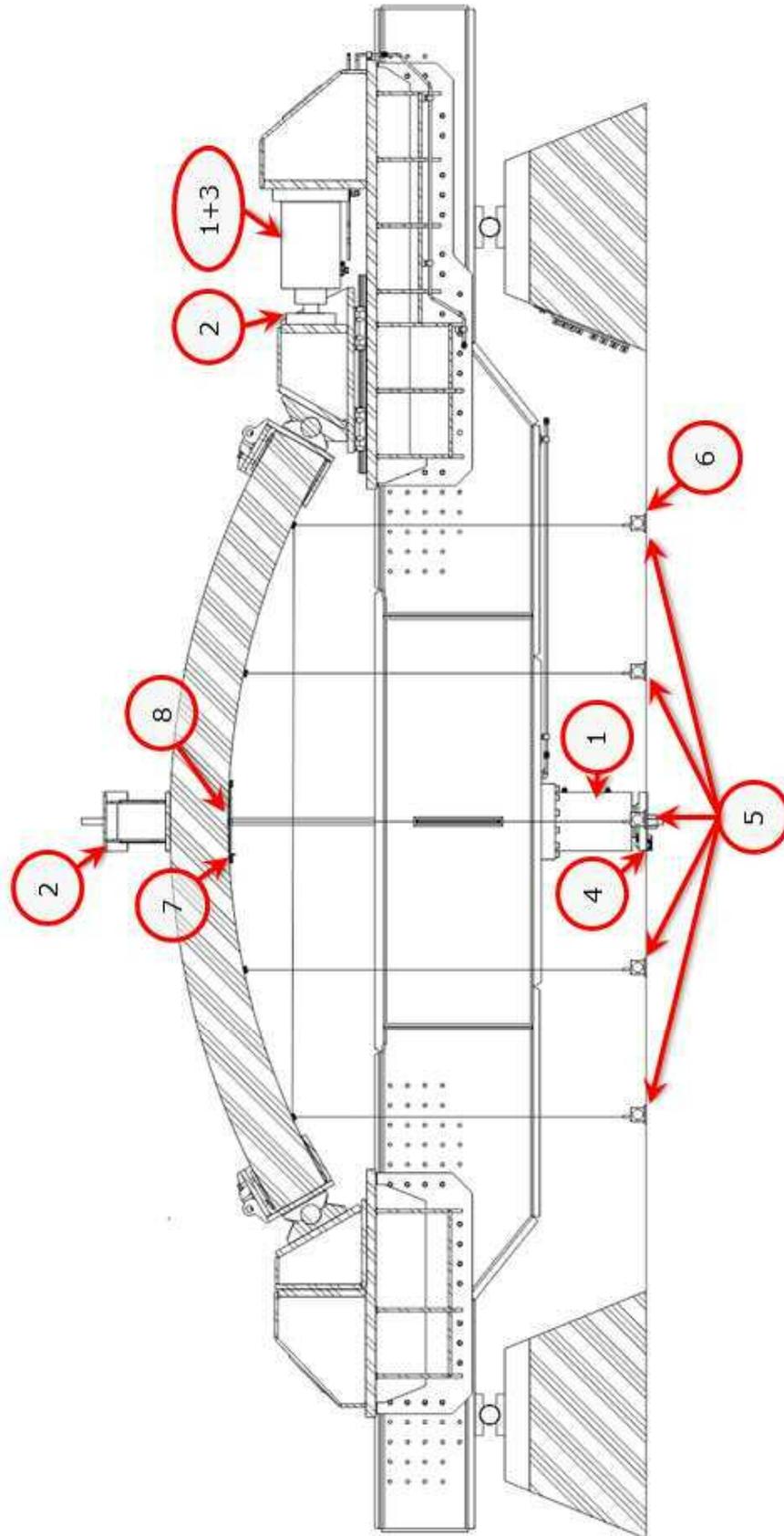


Abbildung 7: Positionen der Sensoren am Prüfstand

Nachfolgende Grafik (Abbildung 8) zeigt die schematische Darstellung des Messkonzepts für die Verschiebungsmessung und der Risserkennung mittels Dehnungsmessstreifen am Tübbingprüfstand und die zugehörige Anordnung der Sensoren. Die detaillierte Erläuterung dieses Messkonzepts ist in Kapitel 6.5 bei der Auswertung eines exemplarischen Beispiels zu finden.

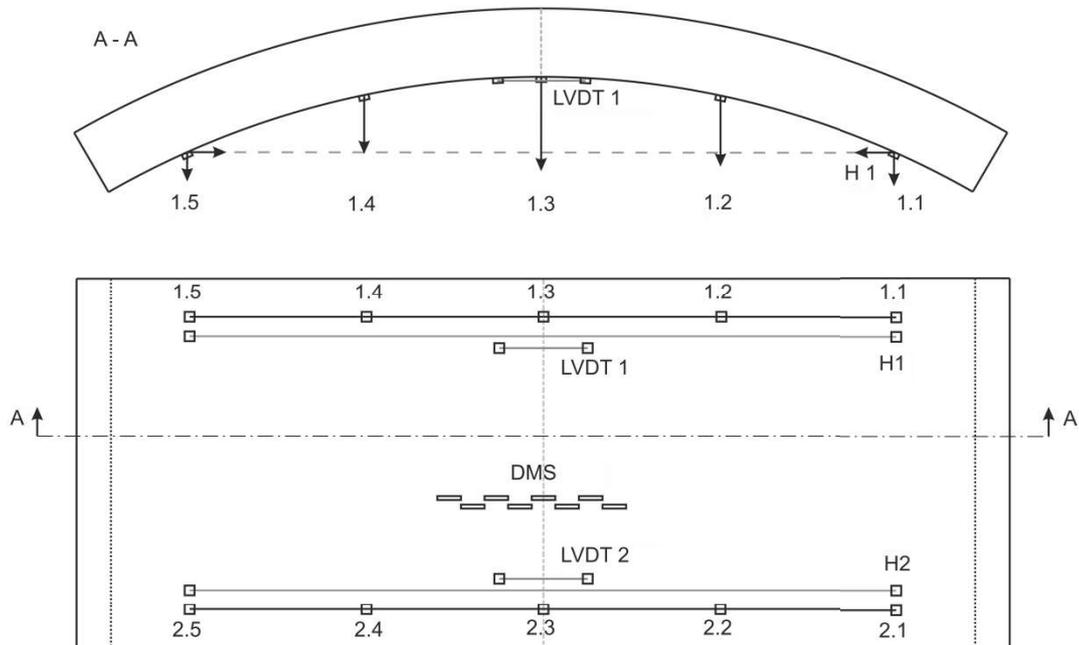


Abbildung 8: Prinzipskizze des Messkonzepts zur Verschiebungsmessung, H ... horizontaler Seilzugsensor, 1.1 bis 2.5 ... vertikaler Seilzugsensor

6.3 Begleitende Laborversuche

Parallel zur Produktion der Tübbing werden begleitend für jede Versuchsreihe Betonproben für Laborversuche hergestellt. Diese dienen der Materialcharakterisierung und zur Bestimmung der Eingabeparameter für die numerische Simulation.

Zur Ermittlung der Parameter auf Druck, inkl. Elastizitätsmodul und Poissonzahl für den elastischen Bereich, werden einaxiale Druckversuche angelehnt an das Normenpaket ÖNORM EN 12390 [24] mit Bohrkernen (100 mm Nenndurchmesser) durchgeführt. Eine Abweichung gegenüber der Norm ist unumgänglich, da die Proben nicht im Wasserbad sondern neben den produzierten Versuchstübbing gelagert werden. Zusätzlich wird in der Norm eine kraftgesteuerte Versuchsdurchführung verlangt, womit aber eine akkurate Regelung im Nachbruchbereich nicht möglich ist. Dementsprechend werden die Versuche weggeregelt bzw. dehnungsgeregelt durchgeführt, wobei das Einhalten der verlangten Belastungsrate im Vorbruchbereich mithilfe der überlagerten Steuerung der servohydraulischen Prüfpresse ermöglicht werden kann.

Da die direkte Bestimmung der einaxialen Zugparameter von Beton nicht realisierbare Anforderungen an die vorhandene Infrastruktur und Versuchsdurchführung stellt, werden im Rahmen dieser Dissertation Dreipunktbiegeversuche durchgeführt.

Für Normalbeton, das heißt ohne statisch wirksame Fasern, werden ungekerbte Betonproben und bewehrte Betonproben angelehnt an das Normenpaket ÖNORM EN 12390 [24] verwendet. Der Unterschied zur Norm besteht hierbei in der starren Lagerung der oberen Rolle, der weggeregelter Versuchsdurchführung und einem zusätzlichen Dehnungsaufnehmer zur Bestimmung der Rissöffnung, kurz COD, an der Prüfkörperunterseite (Abbildung 9). Die exakte Position der Rissentstehung ist vorab nicht genau bekannt, weshalb ein Sensor mit einer nominellen Messlänge von 100 mm verwendet wird. Dadurch ist die messtechnische Erfassung der Rissentstehung und Ausbreitung gewährleistet. Bewehrte Betonbalken werden in diesem Normenpaket überhaupt nicht behandelt, sind aber für die Validierung des numerischen Modells unbedingt erforderlich. Zur Herstellung der bewehrten Betonproben werden vier Bewehrungsstäbe mit einem Nenndurchmesser von 6 mm und einem Randabstand von 25 mm in der Schalung vor der Betonage fixiert.

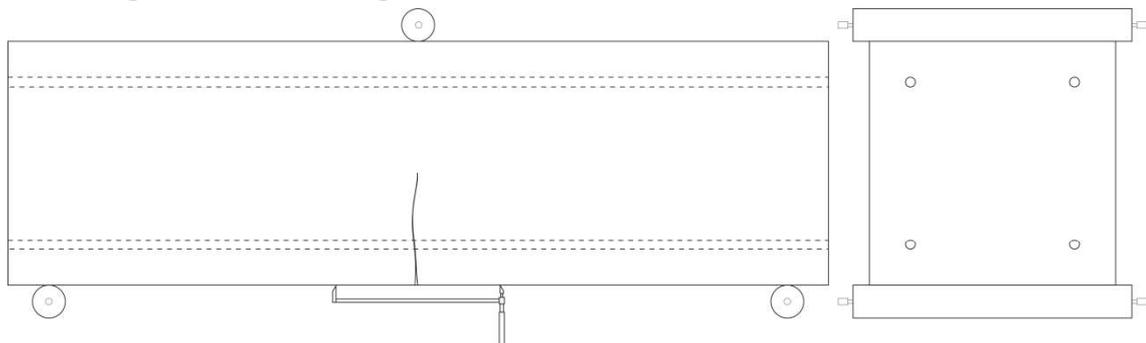


Abbildung 9: Dreipunktbiegeversuch mit bewehrten Betonbalken mit Sensor zur Bestimmung der Rissöffnung COD

Für die Stahl- und Kunststofffaserbetone werden hingegen Dreipunktbiegeversuche mit gekerbten Proben nach ÖNORM EN 14651 [25] durchgeführt. Diese Norm gilt zwar nur für metallische Fasern, jedoch ist für Kunststofffaserbeton in Österreich kein geeignetes Normenwerk vorhanden und somit ist diese Norm sinnvollerweise anzuwenden. Der Versuchsaufbau (Abbildung 10) gleicht bis auf die Lagerung der Auflagerrollen dem der Normalbetonproben, wobei durch die Kerbe die Rissposition exakt bekannt ist und eine kürzere Messlänge von unter 10 mm für die Erfassung der Rissöffnung, in diesem Fall CMOD, gefordert wird.

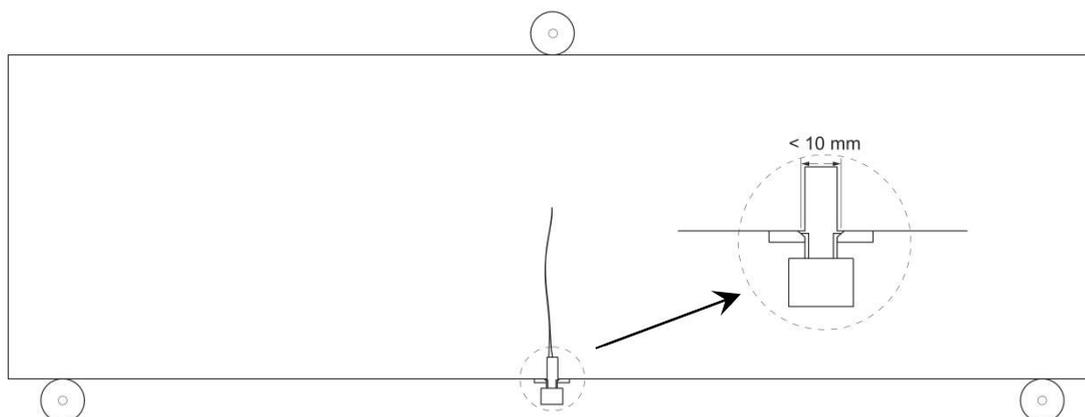


Abbildung 10: Dreipunktbiegeversuch nach ÖNROM EN 14651 mit Sensor zur Bestimmung der Rissöffnung CMOD, nach [25]

Die unterschiedliche Definition der Rissöffnung – COD und CMOD – in Verbindung mit den unterschiedlichen Messlängen der verwendeten Sensoren und den daraus resultierenden Einflüssen machen einen direkten Vergleich der Dreipunktbiegeversuche mit unterschiedlichen Betonen, mit und ohne Fasern, auf Basis der Kraft-Rissöffnungskurve unmöglich. Die Einflüsse hierbei ergeben sich durch die Spannungsumlagerung aufgrund der Rissentstehung und die damit einhergehenden elastischen Rückverformungen in Bereichen neben dem Riss. Diese werden aufgrund der Sensorlänge bei jeder Versuchsart unterschiedlich erfasst.

6.4 Versuchsübersicht

Für die im Rahmen dieser Dissertation durchgeführten Versuche werden Tübbinge vom Koralmtunnel Baulos KAT2 verwendet. Bei diesem Tübbingsystem handelt es sich um einen Universalring mit einer 6+0 Ringteilung, großem Schlussstein, außenliegender, umlaufender Dichtungsnut und Topf-Nockensystem in der Ringfuge. Der Innendurchmesser beträgt 8,80 m bei einer Stärke der Tübbinge von 35 cm. Die mittlere Tübbingbreite beläuft sich auf 1900 mm bei einer Konizität von 30 mm. Außerdem befinden sich zwei Erektorstützen in der Mitte des Tübbings. Für die stahlbewehrten Tübbinge wird ein Bewehrungsstahl der Güte B550B nach ÖNORM B 4707 [26] verwendet. [16]

Die Geometrie der Tübbinge wird für die Auswertung sowie für die numerische Simulation vereinfacht als Segment eines Parallelrings mit 60° Öffnungswinkel und einer Breite von 1900 mm angenommen.

Je nach Einwirkungen aus dem Gebirge bzw. dem Maschinenvortrieb kommen verschiedene Stahlbetontübbingtypen in diesem Baulos zum Einsatz. Bei den Versuchen werden Normaltübbinge vom Typ II und Typ IIa

mit einer Betongüte C35/45 und Spezialtübblinge vom Typ III mit einer Betongüte C50/60 verwendet. Der maßgebende Unterschied zwischen den Bewehrungstypen II und IIa liegt in der maximalen Vorschubkraft. Typ II ist für maximale Vorschubkräfte von 20 MN und Typ IIa für bis zu 150 MN ausgelegt. Der Bewehrungstyp II besitzt außerdem am Intradoss nur eine Lastfallbewehrung und unterschreitet somit die Mindestbewehrung laut Eurocode 2 [4]. Die Typen IIa und III unterscheiden sich nur in der Betongüte (C35/45 bzw. C50/60), jedoch nicht im Bewehrungsdesign.

Die Faserbetontübblinge werden ebenfalls am Koralmountain Baulos KAT2 hergestellt, kommen aber dort nicht zum Einsatz. Bevorzugte Einsatzbereiche sind für diese Segmente vergleichbar mit denen der Normaltübblinge vom Typ II. Des Weiteren gilt für diese Tübbing die Anforderung an ein duktilen Verhalten nach dem Auftreten des Erstrisses des Betons wie bei stabbewehrten Segmenten.

Die kraftgesteuerten Versuche werden mit unterschiedlichen Belastungskollektiven durchgeführt, wobei diese grundsätzlich in nachfolgende Gruppen eingeteilt werden können:

- Vertikale Laststeigerung mit konstanter Horizontalkraft
- Horizontale Laststeigerung mit konstanter Vertikalkraft
- Kombinierte Laststeigerung

Die vertikale Laststeigerung stellt den Firsttübbling bei blockigem Gebirge und somit punktueller Belastung des Rings dar. Die horizontale Laststeigerung bildet einen Tübbling im Bereich der Ulme mit unzureichender Bettung und großen Ringkräften ab. Bei der kombinierten Laststeigerung wird der Tübbling biaxial gleichmäßig bis an die Prüfstandsgrenzen belastet und dient vor allem zur Validierung der eingesetzten Messsysteme.

Die Versuche werden unabhängig vom gewählten Versuchsprogramm auf dieselbe Art und Weise gestartet. Die Vertikal- und Horizontalkraft, gemessen über die Differenzdruckmessung, werden simultan bis auf eine Grundbelastung von ca. 80 kN gesteigert. Dadurch ist gewährleistet, dass die Zylinder mit Druck beaufschlagt sind und somit die Regelgenauigkeit des Prüfstands verbessert sowie der Kontakt zwischen Prüfstand und Segment hergestellt wird. Die Lastaufbringung während des Versuchs erfolgt mit vorgegebenen Krafttraten in definierten Laststufen, wobei nach Erreichen einer Laststufe die Kraft über einen Zeitraum konstant gehalten wird. In den Zeiten mit konstanter Belastung werden Messungen mit unterschiedlichen kamerabasierten Systemen und Laserscannern [8] sowie faseroptischen Messsystemen [9] durchgeführt. Trotz gleichnamiger Belastungskollektive weisen die einzelnen Versuchsprogramme zum Teil Unterschiede in den gewählten Laststufen auf.

Tabelle 2 zeigt, chronologisch gereiht, die an der Montanuniversität Leoben durchgeführten Versuche. Details zu den verwendeten Tübbing, Bewehrungsplänen und Fasern können den Berichten [27], [28] und [29] entnommen werden. Auf alle relevanten Ergebnisse und die Beschreibung der verwendeten Fasern wird anhand einzelner Versuche in den nachfolgenden Kapiteln genauer eingegangen.

Tabelle 2: Versuchsaufstellung, KF... Kunststofffasern, SF ... Stahlfasern, KF rBK ... Kunststofffaser mit reduziertem Bewehrungskorb

| Nr. | Tübbingtyp | Beton- güte | Anmerkung | Belastungs- kollektiv |
|------------|-------------------|------------------------|---|----------------------------------|
| 1 | Typ III | C50/60 | Faseroptisches Messsystem | Vertikale Laststeigerung |
| 2 | Typ III | C50/60 | Faseroptisches Messsystem | Horizontale Laststeigerung |
| 3 | Typ III | C50/60 | Faseroptisches Messsystem | Vertikale Laststeigerung |
| 4 | Typ III | C50/60 | Faseroptisches Messsystem | Kombinierte Laststeigerung |
| 5 | KF | C35/45 | 8 kg/m ³ Kunststofffasern | Vertikale Laststeigerung |
| 6 | KF | C35/45 | 8 kg/m ³ Kunststofffasern | Vertikale Laststeigerung |
| 7 | KF | C35/45 | 8 kg/m ³ Kunststofffasern | Vertikale Laststeigerung |
| 8 | Typ IIa | C35/45 | Faseroptisches Messsystem | Vertikale Laststeigerung |
| 9 | Typ IIa | C35/45 | Faseroptisches Messsystem | Horizontale Laststeigerung |
| 10 | Typ IIa | C35/45 | Faseroptisches Messsystem | Kombinierte Laststeigerung |
| 11 | KF rBK | C35/45 | 8 kg/m ³ Kunststofffasern + reduzierter Bewehrungskorb | Vertikale Laststeigerung |
| 12 | rBK | C35/45 | Reduzierter Bewehrungskorb | Vertikale Laststeigerung |
| 13 | SF | C35/45 | 40 kg/m ³ Stahlfasern, Fasertyp I | Vertikale Laststeigerung |
| 14 | SF | C35/45 | 40 kg/m ³ Stahlfasern, Transportbeschädigung, Fasertyp I | Vertikale Laststeigerung |

| | | | | |
|----|---------|--------|--|-----------------------------|
| 15 | Typ III | C50/60 | Ohne Quereisen, Spaltzugbewehrung in der Mitte | Vertikale Laststeigerung |
| 16 | Typ II | C35/45 | Lastfallbewehrung am Intrados | Vertikale Laststeigerung |
| 17 | SF | C35/45 | 50 kg/m ³ Stahlfasern, Fasertyp II | Vertikale Laststeigerung |
| 18 | SF | C35/45 | 50 kg/m ³ Stahlfasern, Fasertyp II | Vertikale Laststeigerung |
| 19 | SF | C35/45 | 50 kg/m ³ Stahlfasern, Fasertyp II | Vertikale Laststeigerung |
| 20 | SF | C35/45 | 50 kg/m ³ Stahlfasern, Fasertyp III | Vertikale Laststeigerung |
| 21 | SF | C35/45 | 50 kg/m ³ Stahlfasern, Fasertyp III | Vertikale Laststeigerung |
| 22 | SF | C50/60 | 60 kg/m ³ Stahlfasern, Fasertyp IV | Vertikale Laststeigerung |
| 23 | SF | C50/60 | 60 kg/m ³ Stahlfasern, Fasertyp IV | Vertikale Laststeigerung |

6.5 Auswertung der ermittelten Versuchsdaten anhand eines Beispiels

Die Auswertung der erfassten Messdaten erfolgt mithilfe eines für diese Versuche programmierten MATLAB-Skripts und wird anhand eines ausgewählten Tübbingversuchs nachfolgend erläutert. Hierfür werden die Messdaten des Versuchs 3, Tübbingtyp III, mit einer Betongüte C50/60 verwendet, da dieser Versuch auch die Grundlage für die Parameterstudie der numerischen Simulation bildet.

Abbildung 11 zeigt einen Übersichtsplan inklusive Bemaßung der verwendeten Sensoren. In Abbildung 12 und Abbildung 13 sind die genauen Positionen der Dehnungsmessstreifen angeführt. Die Benennung der einzelnen Sensoren, wie Dehnungsmessstreifen, erfolgt anhand ihres Anschlusses an den Messverstärkern, wird aber im Rahmen dieser Arbeit nicht näher erläutert und kann dem Versuchsbericht [27] entnommen werden.

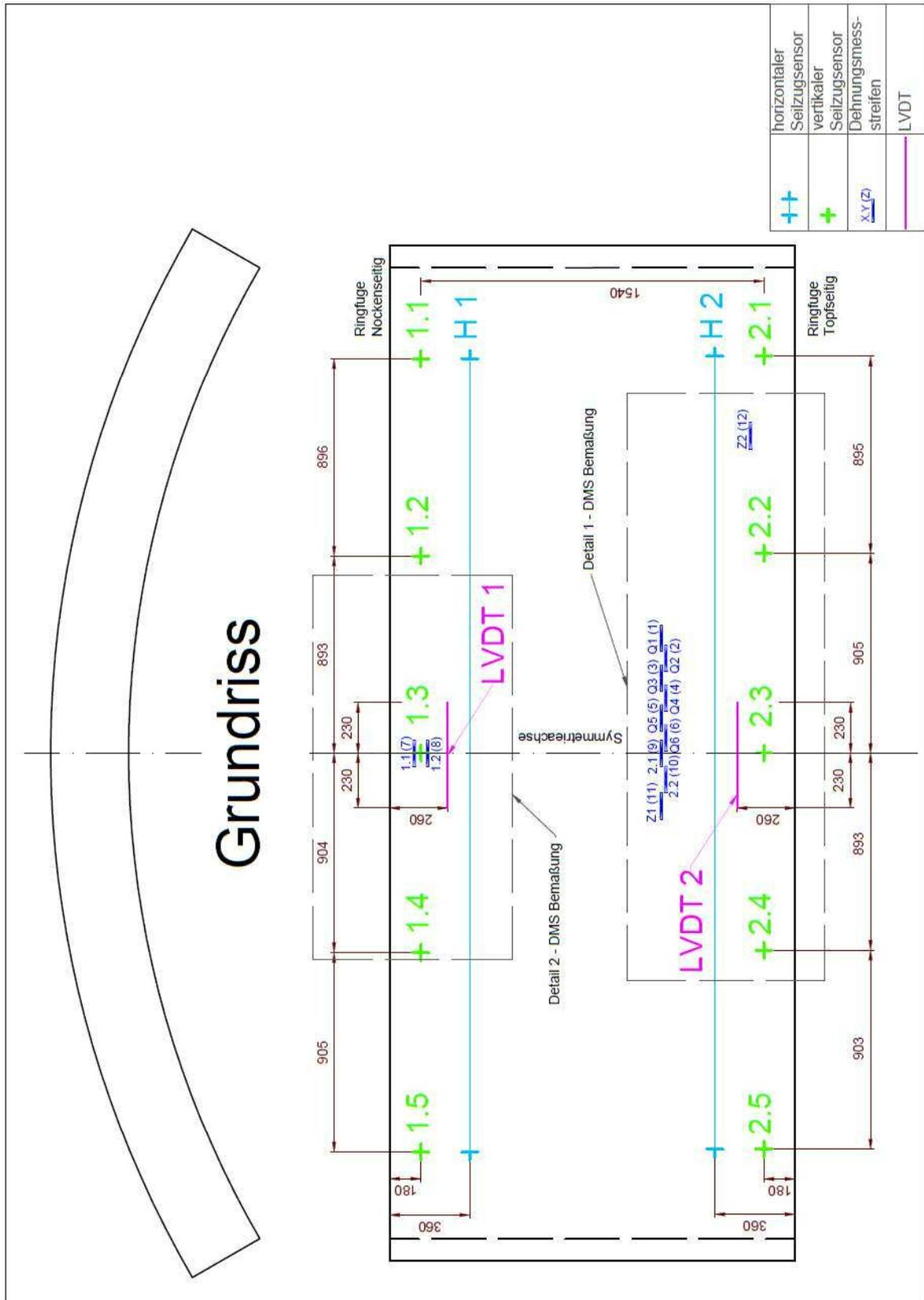


Abbildung 11: Sensorplan [27], Einheit mm

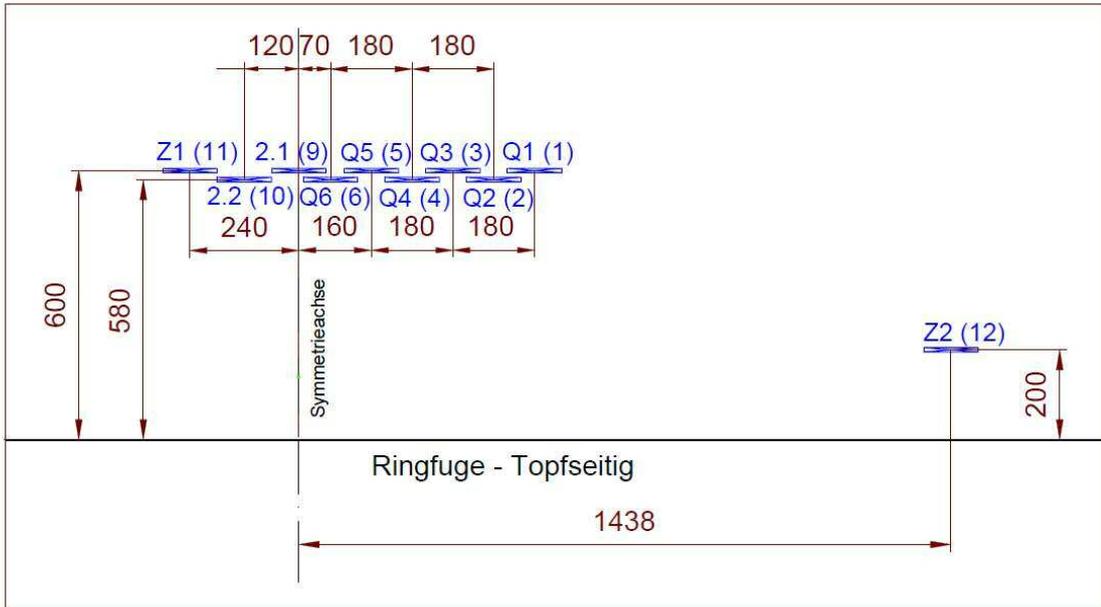


Abbildung 12: Detail 1 Positionen DMS [27], Einheit mm

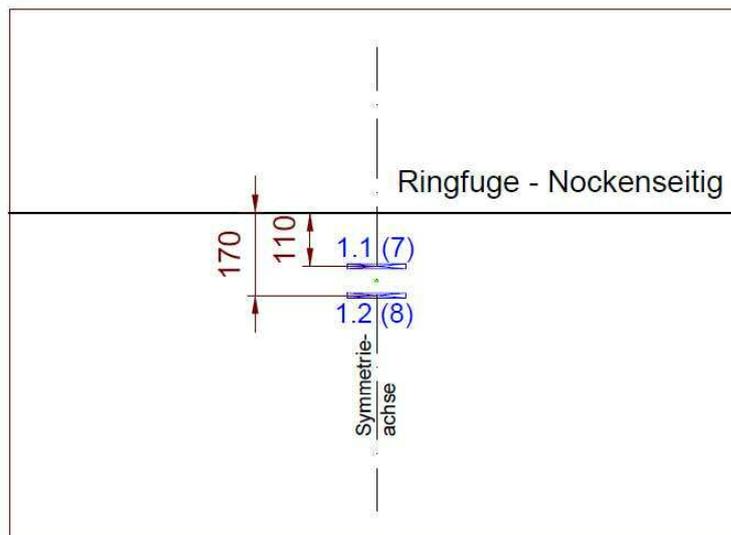


Abbildung 13: Detail 2 Positionen DMS [27], Einheit mm

Tabelle 3 zeigt das Belastungsschema bei Versuch 3. Für die Erhöhung der Vertikalkraft zwischen den Laststufen wird eine lineare Rate von 0,1 kN/s gewählt. Durch das Erreichen des Zylinderendanschlags der vertikalen Achse erfolgt der Versuchsabbruch bei einer Vertikalkraft von ca. 580 kN und wird anschließend kontinuierlich ohne Laststufen entlastet.

Tabelle 3: Programm der Lastaufbringung für Versuch 3

| Laststufe | Horizontale Kraft, kN | Vertikale Kraft, kN |
|------------------|------------------------------|----------------------------|
| 1 | 70 | 50 |
| 2 | 70 | 75 |
| 3 | 70 | 100 |
| 4 | 70 | 125 |
| 5 | 70 | 150 |
| 6 | 70 | 125 |
| 7 | 70 | 150 |
| 8 | 70 | 175 |
| 9 | 70 | 200 |
| 10 | 70 | 225 |
| 11 | 70 | 250 |
| 12 | 70 | 200 |
| 13 | 70 | 250 |
| 14 | 70 | 275 |
| 15 | 70 | 300 |
| 16 | 70 | 325 |
| 17 | 70 | 350 |
| 18 | 70 | 375 |
| 19 | 70 | 400 |
| 20 | 70 | 300 |
| 21 | 70 | 200 |
| 22 | 70 | 100 |
| 23 | 70 | 200 |
| 24 | 70 | 300 |
| 25 | 70 | 400 |
| 26 | 70 | 450 |
| 27 | 70 | 500 |
| 28 | 70 | 525 |
| 29 | 70 | 550 |
| 30 | 70 | 575 |
| 31 | 70 | 600 |
| 32 | 70 | 500 |
| ... | ... | ... |
| 37 | 0 | 0 |

Die Kraftmessung erfolgt mit dem vorhin beschriebenen, redundanten System mit einer Differenzdruckmessung an jedem Hydraulikzylinder und Kraftmessdosen. Die Differenzdruckmessung wird gleichzeitig für die Steuerung des Prüfstands verwendet. Festzuhalten ist, dass bei dieser Druckmessung die Zylinderreibung von ca. 10 kN je Zylinder nicht eliminiert werden kann. Allerdings kann durch die Anordnung der Kraftmessdosen bei der Vertikalachse direkt am Querhaupt und bei der Horizontalachse zwischen Schlitten und Hydraulikzylinder sichergestellt werden, dass die Reibungskräfte der Zylinder nicht erfasst werden. Dementsprechend wird die Messung mittels Kraftmessdosen für die weitere Auswertungen verwendet.

In Abbildung 14 wird die redundante Kraftmessung der Vertikalachse mittels Kraftmessdosen (FVZ) und Differenzdruckmessung (SPS FVZ) über die Versuchszeit gegenübergestellt. Wie vorhin erwähnt, ergeben sich durch die Zylinderreibung Abweichungen zwischen den dargestellten Kräften. Im Bereich von ca. 5.000 Sekunden und zwischen 10.000 und 12.000 Sekunden werden bei diesem Versuch Entlastungsschleifen zur Verifizierung des faseroptischen Messsystems [9] gefahren (Laststufe 11 auf 12, Laststufe 19 bis 22).

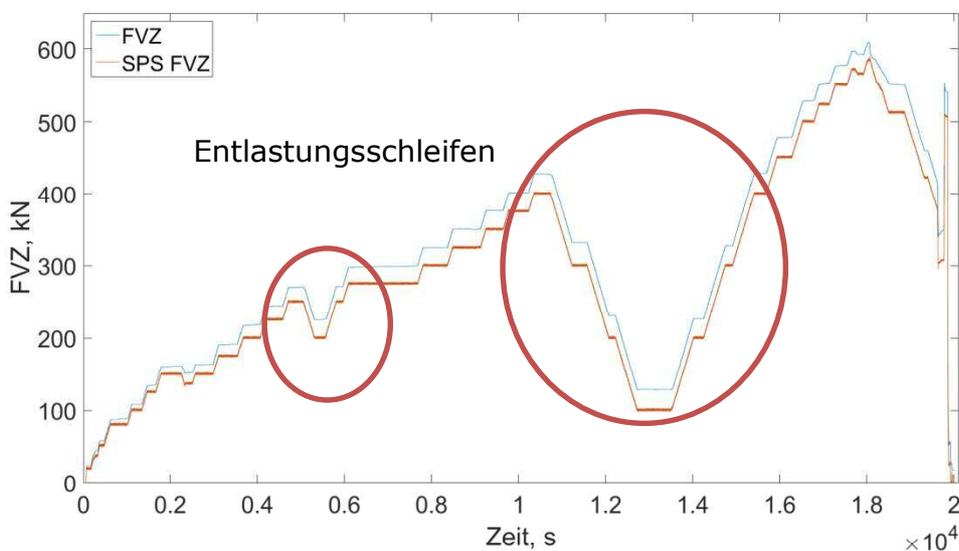


Abbildung 14: Vertikalkraft über Zeit

Das folgende Diagramm (Abbildung 15) zeigt die redundante Kraftmessung der Horizontalachse mit Kraftmessdosen (FHZ) und Differenzdruckmessung (SPS FHZ) über die Versuchszeit. Hierbei ist wiederum die Abweichung aufgrund der Zylinderreibung zu erkennen. Die Regelkraft wird nach Erreichen der Grundbelastung bis zum Versuchsabbruch steuerungstechnisch konstant gehalten. Während der Entlastungsschleifen ist zu erkennen, dass die mittels Kraftmessdosen gemessene Stützkraft

abfällt, aufgrund der Reibung jedoch nicht zu einer Änderung der Differenzdruckmessung führt und somit nicht nachgeregelt wird. Da für die Auswertung der Versuche die Messungen der Kraftmessdosen herangezogen werden, hat dies keine Auswirkung auf das beschriebene Versuchsergebnis.

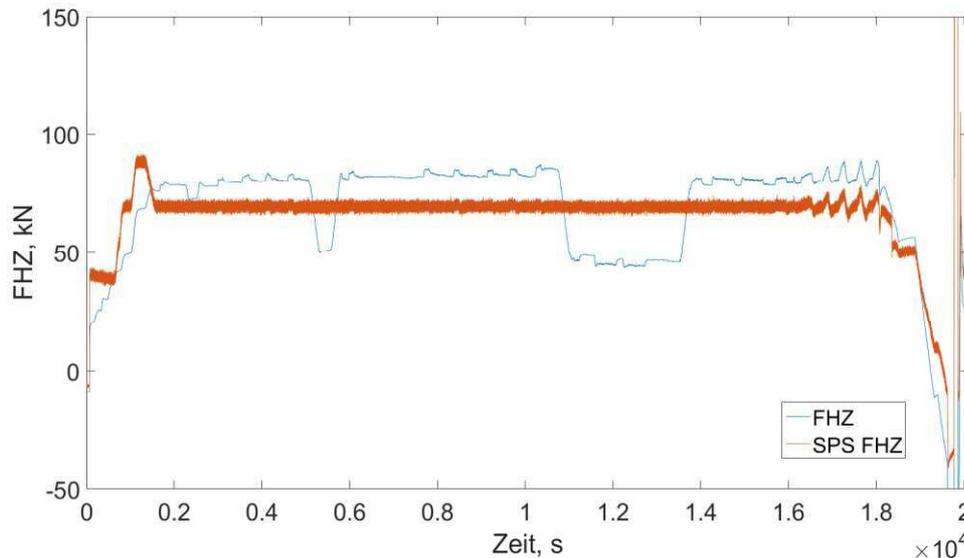


Abbildung 15: Horizontalkraft über Zeit

Aus den gemessenen Achskräften, dem Eigengewicht des Segments, der zusätzlichen Auflast durch das Querhaupt und der Geometrie des Tübbings, sowie dem mittleren Radius r und dem Öffnungswinkel ψ , sind alle Biegemoment-Normalkraft Kombinationen, die bis zum Versuchsabbruch über den gesamten Tübbing auftreten, bestimmbar. Hierbei müssen, wie in der Baustatik üblich, folgende Annahmen und Vereinfachungen getroffen werden:

- Reduzierung auf ein 2D-Modell
- Bernoulli-Hypothese für schubstarre Balken
- Linear-elastisches Materialverhalten
- Theorie I. Ordnung
- Lagerung des Tübbings durch reibungsfreie Gelenke

Des Weiteren wird die Lastaufbringung im Bereich des Querhaupts als Linienlast vereinfacht. Durch die bekannten Gewichtskräfte des Querhaupts Q und dem Eigengewicht des Tübbings G sowie den aufgebrachtten Kräften FVZ und FHZ lassen sich die Auflagerkräfte A_v , A_h und B_v nach folgenden Gleichungen berechnen:

$$A_v = B_v = \frac{G + Q + FVZ}{2} \quad (1)$$

$$A_h = FHZ \quad (2)$$

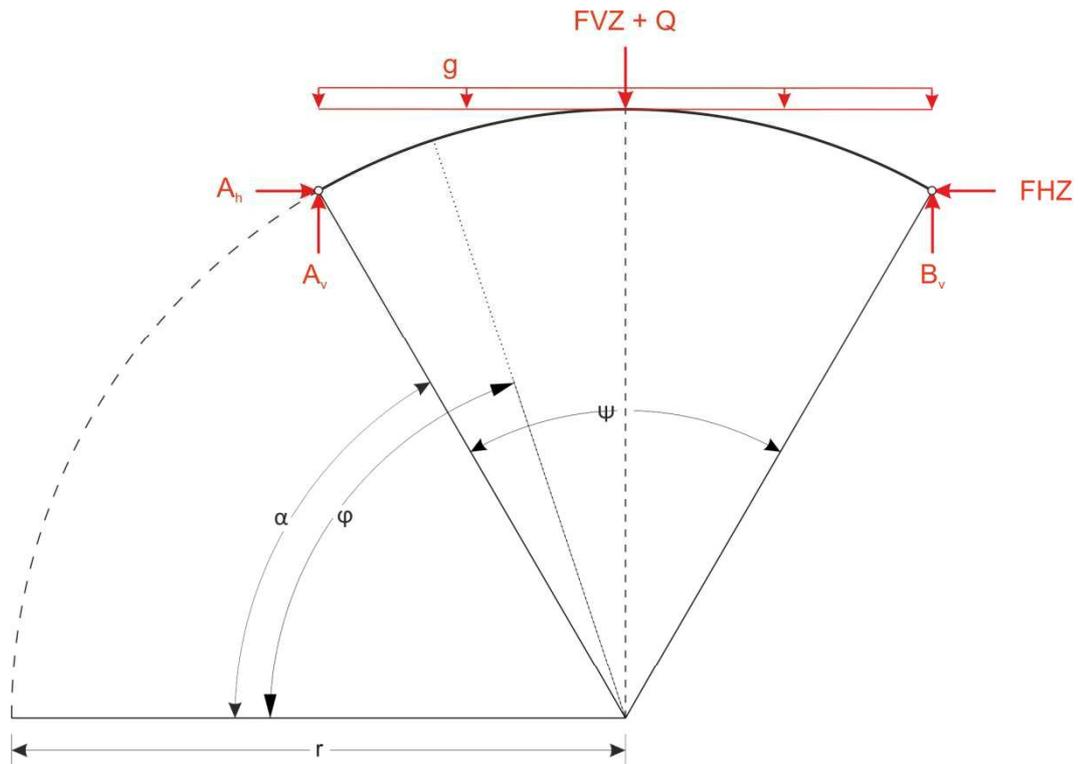


Abbildung 16: Systemskizze zur Ermittlung der Schnittgrößen am Tübbingsegment

Auf Basis der berechneten Auflagerkräfte und der längenbezogenen Gewichtskraft des Tübbings g (Gleichung (3)) können mit den Gleichungen (5), (6) und (7) die Schnittgrößen N , Q und M in Abhängigkeit des Winkels φ im Bereich $\alpha \leq \varphi \leq 90^\circ$ für jeden Messzeitpunkt ermittelt werden (Abbildung 17). Aufgrund der Symmetrie genügt die Ermittlung der Schnittkräfte an einer Hälfte des Segments.

Zur Vereinfachung wird die längenbezogene Gewichtskraft g als konstante Linienlast über die projizierte Länge des Tübbings angenommen. Vergleichsrechnungen ohne diese Annahme haben gezeigt, dass dadurch nur eine vernachlässigbar kleine Differenz entsteht.

$$g = \frac{G}{2 * r * \sin\left(\frac{\Psi}{2}\right)} \quad (3)$$

$$\alpha = 90 - \frac{\Psi}{2} \quad (4)$$

$$N(\varphi) = -A_v * \cos(\varphi) - A_h * \sin(\varphi) + g * r * \cos(\varphi) * (\cos(\alpha) - \cos(\varphi)) \quad (5)$$

$$Q(\varphi) = A_v * \sin(\varphi) - A_h * \cos(\varphi) - g * r * \sin(\varphi) * (\cos(\alpha) - \cos(\varphi)) \quad (6)$$

$$M(\varphi) = A_v \cdot r \cdot (\cos(\alpha) - \cos(\varphi)) - A_h \cdot r \cdot (\sin(\varphi) - \sin(\alpha)) - \frac{g \cdot [r \cdot (\cos(\alpha) - \cos(\varphi))]^2}{2} \quad (7)$$

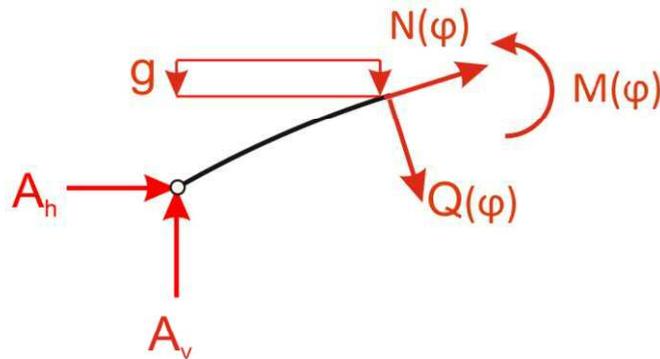


Abbildung 17: Skizze der Kräfte zur Ermittlung der Schnittkräfte

Die berechneten Schnittgrößen über die gesamte Versuchsdauer können in einem Biegemoment-Normalkraft Interaktionsdiagramm (Abbildung 18) dargestellt werden. Die grüne Linie stellt die Designtragfähigkeit nach EC 2 [4] und die rote Linie die charakteristische Tragfähigkeit dar.

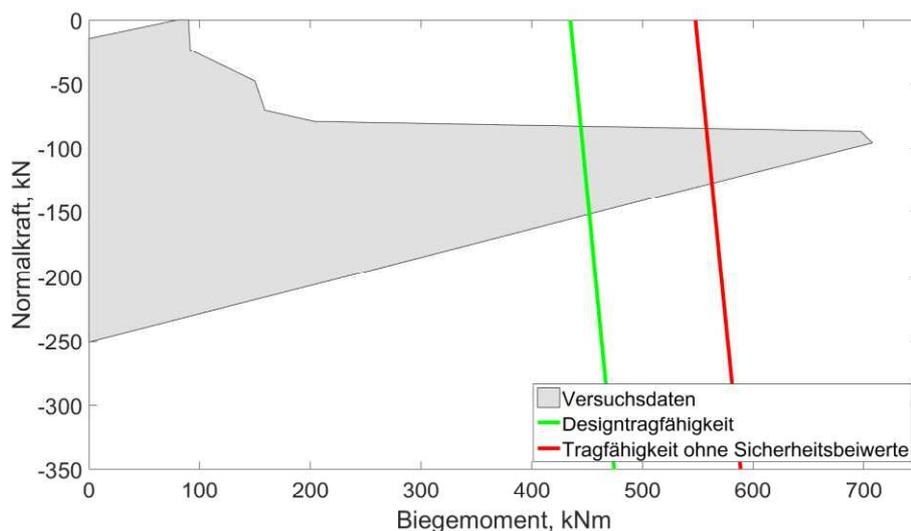


Abbildung 18: Biegemoment-Normalkraft Interaktionsdiagramm

Nachfolgend wird das Konzept zur vertikalen Verschiebungsmessung am Tübbing im Detail erläutert (Abbildung 19). Die Seilzugsensoren werden in zwei Reihen (1.x und 2.x) zu jeweils fünf Sensoren am Hallenboden fixiert (Abbildung 20) und mit am Tübbing aufgeklebten Kunststoffblöcken und dehnungsstarrten Seilen verbunden. Die gemessenen Absolutverschiebungen (MW) werden von den Vertikalverformungen und der Torsion des Prüfaufbaus bereinigt. Dadurch können die relativen Verschiebungen (RV) des Tübbings bezogen auf die äußersten Sensoren jeder Reihe ermittelt werden. Für diesen Zweck werden zwischen den äußeren Sensoren jeder Reihe (z.B. 1.1 und 1.5 für Reihe 1)

Geradengleichungen aufgestellt und unter Berücksichtigung der Sensorabstände Korrekturwerte (KW) für die Sensoren dieser Reihe (z.B. 1.2, 1.3 und 1.4 bei Reihe 1) ermittelt.

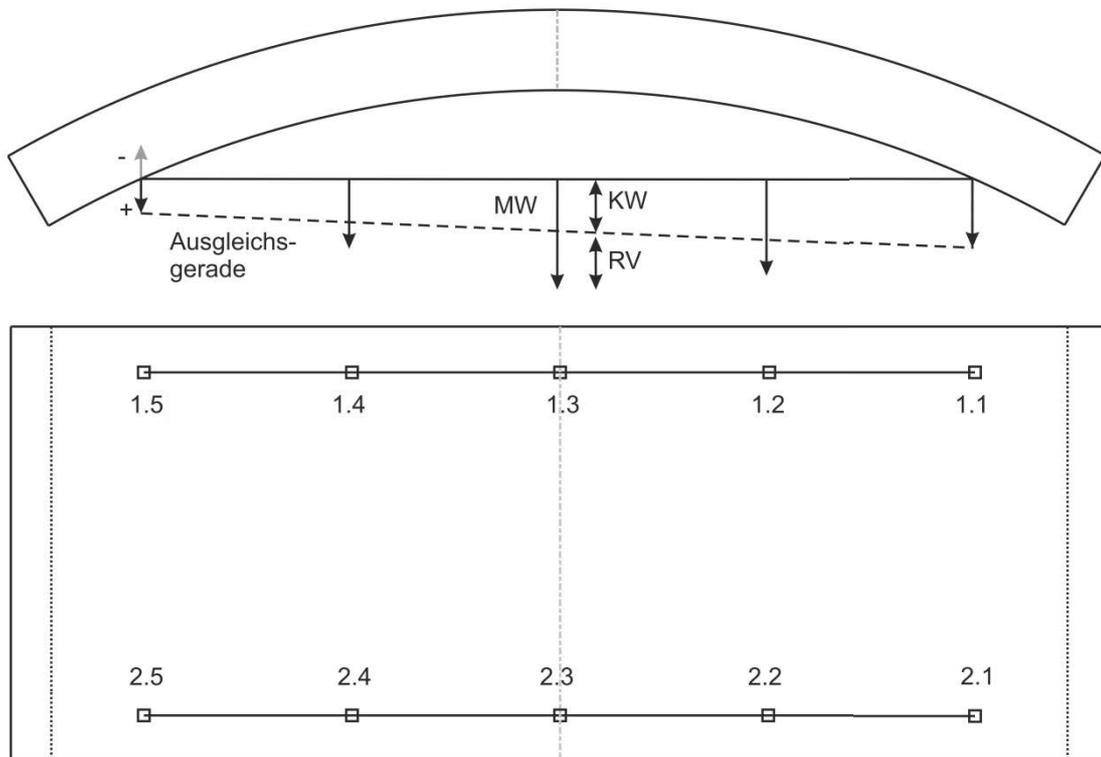


Abbildung 19: Messsystem zur Ermittlung der Vertikalverschiebung mittels Seilzugensensoren, MW ... Messwert, RV ... Relativverschiebung, KW ... Korrekturwert

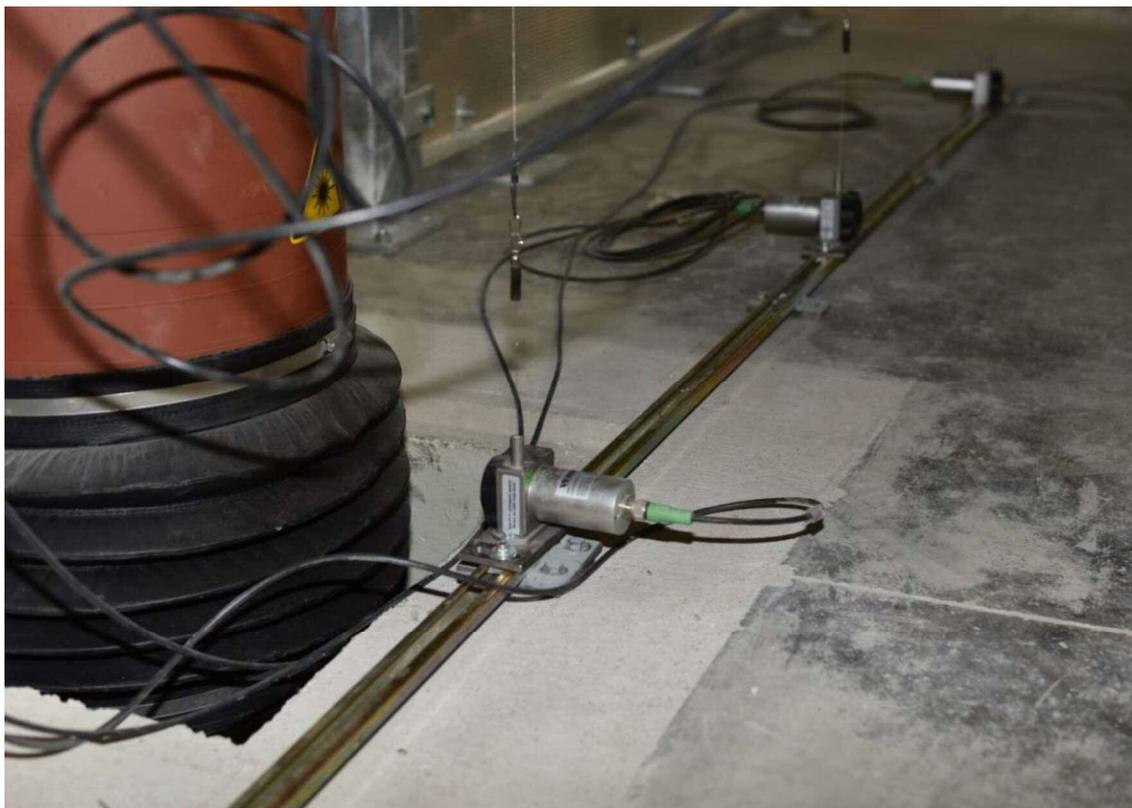


Abbildung 20: Befestigung der Seilzugsensoren am Hallenboden

Abbildung 21 zeigt die Vertikalkraft über die ermittelten Messwerte der Seilzugsensoren 1.1 bis 2.5 vor Bereinigung mittels den ermittelten Korrekturwerten. Die Verschiebungen in Richtung Hohlraum (Intrados) sind positiv und Verschiebungen in Richtung Gebirge (Extrados) negativ definiert (Abbildung 19).

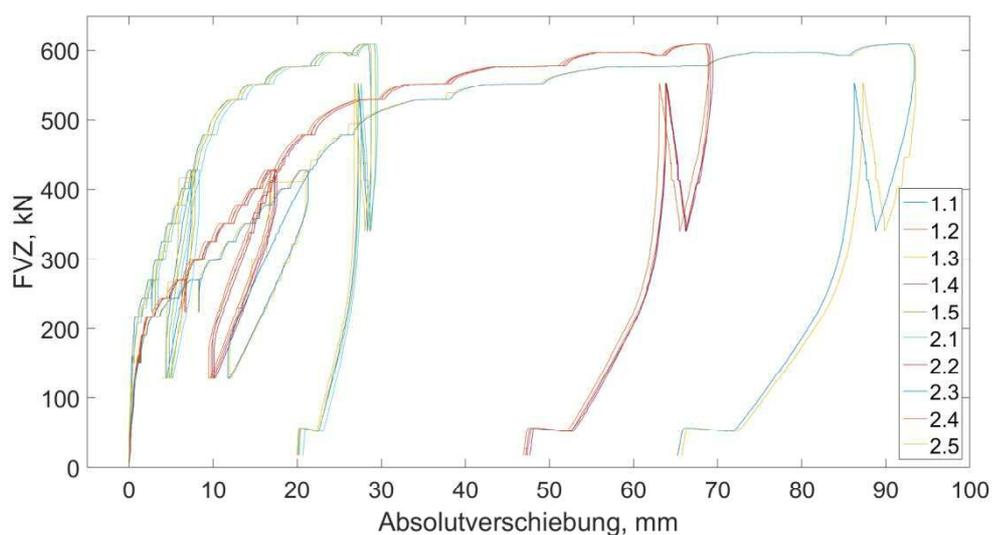


Abbildung 21: Vertikalkraft (FVZ) über vertikale Absolutverschiebungen

Die Vertikalkraft (FVZ) wird in Abbildung 22 über die relativen Vertikalverschiebungen dargestellt. Hierbei ist ersichtlich, dass sich die

verwendete Ausgleichsrechnung mittels Geradengleichung sehr gut für die Bestimmung der Relativverschiebung eignet. Bei diesem Versuch ist erkennbar, dass sich der Erstriss bei einer Vertikalkraft von ca. 200 kN und einer Relativverschiebung von ca. 2 mm ausgebildet hat, wobei die Steifigkeitsänderung beim Übergang vom ungerissenen Zustand (Zustand I) auf den gerissenen Zustand (Zustand II) als Indikator herangezogen wird. Des Weiteren sind der Fließbeginn des Bewehrungsstahls durch nochmalige Änderung der Steifigkeit des Segments bei ca. 500 kN Vertikalkraft und die beiden Entlastungsschleifen ersichtlich. Außerdem ist im Diagramm erkennbar, dass die berechneten relativen Verschiebungen der Sensorpaare 1.3 und 2.3, 1.2, 1.4, 2.2 und 2.4, sowie 1.1, 1.5, 2.1 und 2.5 aufgrund ihrer identen Positionen am Tübbing annähernd gleiche Messergebnisse liefern.

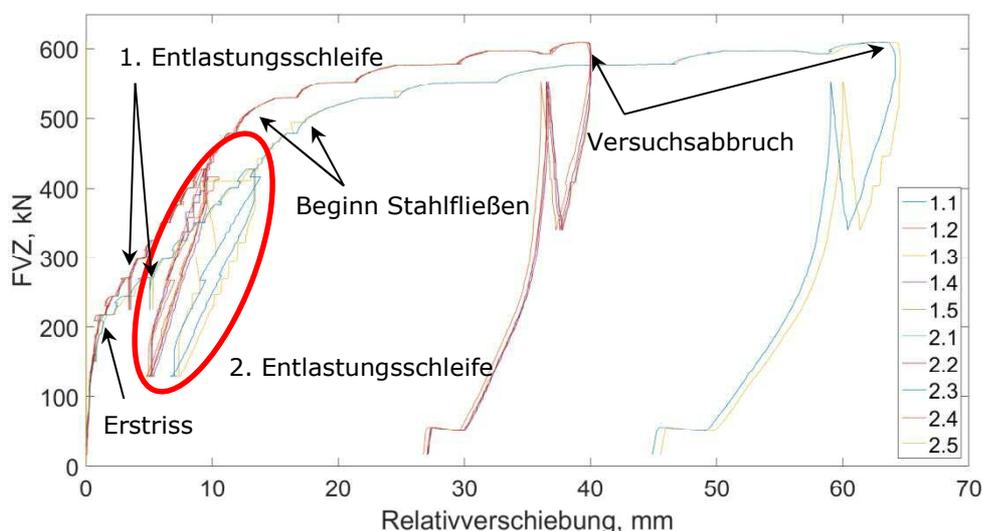


Abbildung 22: Vertikalkraft (FVZ) über vertikale Relativverschiebungen

In den nachfolgenden Kapiteln werden für die Vergleiche der Versuche der Übersichtlichkeit halber die Entlastungsschleifen nicht abgebildet. Abbildung 22 zeigt, dass die Verschiebungen nach den Entlastungsschleifen den Verschiebungen vor der jeweiligen Entlastung entsprechen und diese Vereinfachung somit zulässig ist. Des Weiteren wird in allen nachfolgenden Diagrammen auf eine Darstellung der Relativverschiebungen der Sensoren 1.1, 1.5, 2.1 und 2.5 verzichtet, da diese aufgrund ihrer Position nach erfolgter Ausgleichsrechnung eine Relativverschiebung von Null aufweisen. Auch werden die während der Entlastung nach Versuchsabbruch bzw. -ende ermittelten Messwerte nicht abgebildet.

Die Messung der relativen Horizontalverschiebung (Abbildung 23) zwischen den Punkten 1.1 und 1.5 (H1) bzw. 2.1 und 2.5 (H2) werden ebenfalls mit zwei Seilzugsensoren durchgeführt. Hierfür werden zwei dehnstarre Messeile auf der Achse zwischen den Punkten 1.5 und 2.5 mit aufgeklebten

Kunststoffblöcken fixiert und über zwei aufgeklebte Kunststoffblöcke mit Umlenkrollen auf der Achse zwischen den Punkten 1.1 und 2.1 Richtung Hallenboden geführt. Die Seilzugsensoren befinden sich lotrecht unterhalb der Umlenkrollen. Mithilfe dieser Messanordnung können die gemessenen Werte um die Absolutverschiebungen der vertikalen Seilzugsensoren 1.1 für H1 und 2.1 für H2 korrigiert und somit die relativen Horizontalverschiebungen ermittelt werden. Konvergenzen bedeuten negative, Divergenzen positive Relativverschiebungen.

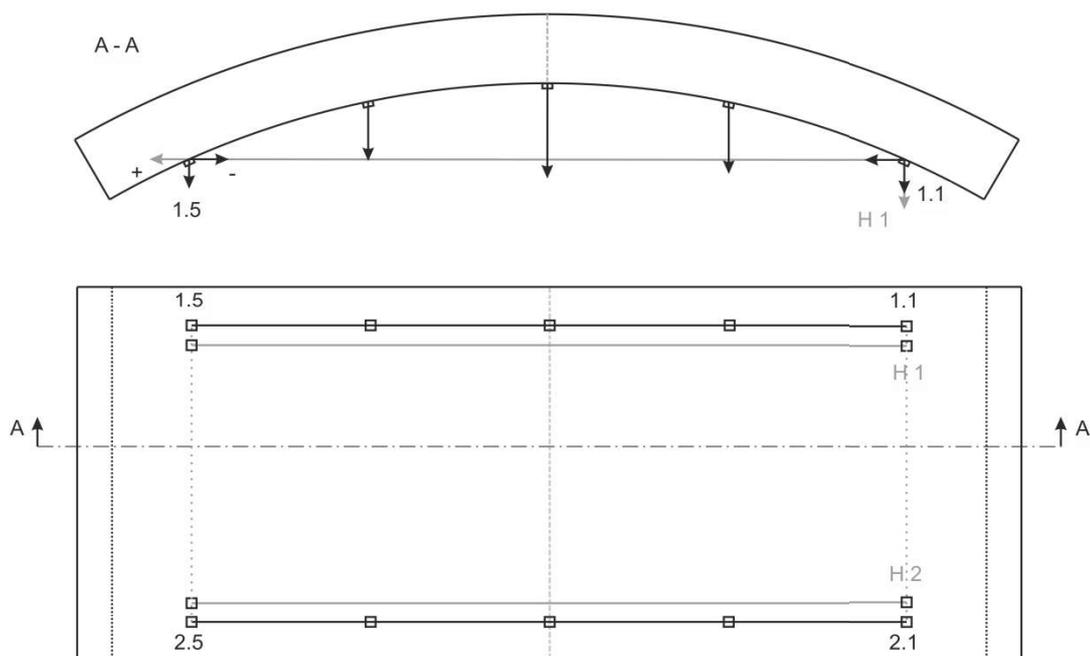


Abbildung 23: Messsystem zur Ermittlung der horizontalen Verschiebungen mittels Seilzugsensoren

Die Vertikalkraft (FVZ) wird über die ermittelten Horizontalverschiebungen in Abbildung 24 dargestellt. Hierbei sind wiederum der Erstriss, die beiden Entlastungsschleifen, der Beginn des Stahlfließens und der Versuchsabbruch erkennbar.

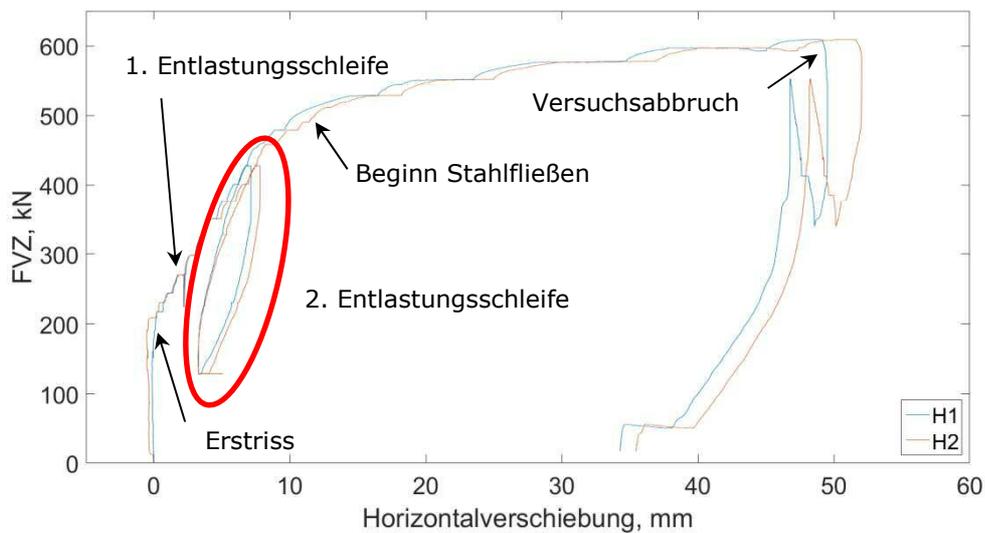


Abbildung 24: Vertikalkraft (FVZ) über relative Horizontalverschiebungen

Die Ermittlung der Horizontalverschiebungen in der Mitte des Tübbings erfolgt mithilfe von zwei Linear Variable Differential Transformatoren, kurz LVDT, unterhalb des Erektorstützens. Die LVDT's werden auf einer Seite mithilfe eines Gelenkkopfs (1) und auf der anderen Seite mit einer Zentrierspitze (2) zwischen zwei aufgeklebten Kunststoffblöcken fixiert (Abbildung 25). Durch diese Messanordnung direkt am Tübbing entsprechen die gemessenen Werte den Relativverschiebungen. Positive Vorzeichen der Messwerte bedeuten wiederum Divergenzen, negative Konvergenzen.



Abbildung 25: Befestigung des LVDT's am Tübbing

In Abbildung 26 ist die Vertikalkraft (FVZ) über die relativen Horizontalverschiebungen, gemessen mittels LVDT's, veranschaulicht. Analog zu den vorherigen Abbildungen sind mithilfe dieser Messanordnung der Erstriss, die Entlastungsschleifen, das Stahlfließen und der Versuchsabbruch ersichtlich. Bei den beiden Sensoren ergeben sich nach dem Entstehen des Erstrisses Abweichungen der Messwerte. Das liegt daran, dass eine unterschiedliche Anzahl an Rissen in den Messbereichen der jeweiligen LVDT's vorhanden ist.

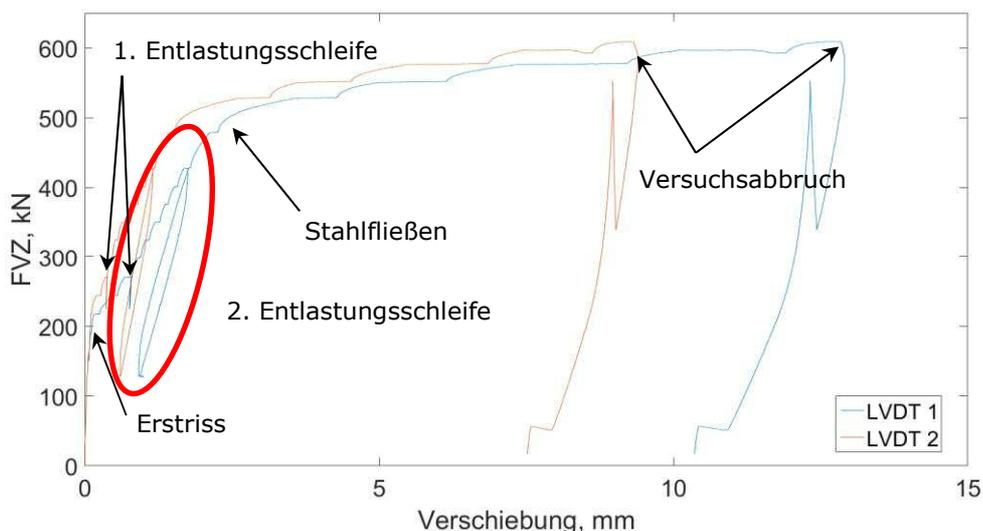


Abbildung 26: Vertikalkraft (FVZ) über relative Horizontalverschiebungen

Für die Risserkennung und Rissentwicklung werden normalerweise Dehnungsmessstreifen auf Drahttechnologie mit einer Standardmesslänge von 120 mm verwendet. Bei diesem Versuch werden jedoch aufgrund der Erkenntnisse (Kapitel 6.6.1) aus Versuch 1 zusätzlich DMS mit 90 mm Messgitterlänge appliziert. Deren Anzahl und Anordnung wird auf das gewählte Belastungskollektiv und den Tübbingbeton abgestimmt. Bei diesem ausgewählten Versuch werden zwölf DMS appliziert, wobei DMS 1 bis 6 eine Messgitterlänge von 90 mm und DMS 7 bis 12 eine Messgitterlänge von 120 mm haben. Die Anordnung kann Abbildung 11, Abbildung 12 und Abbildung 13 entnommen werden. Dehnungen werden als positive Messwerte und Stauchungen als negative Messwerte erfasst.

In Abbildung 27 ist die Vertikalkraft über die gemessenen Dehnungen abgebildet. Im Bereich von 150 kN bilden sich die ersten Mikrorisse, welche aber keinen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten des Tüblings haben. Dies geht aus dem Diagramm der Vertikalkraft über die relativen Vertikalverschiebungen (Abbildung 22) durch den linearen Verlauf in diesem Bereich hervor. Durch den Beginn der überproportionalen Dehnungszunahme bei einer Vertikalkraft von ca. 200 kN ist der makroskopische Erstriss des Tüblings zu erkennen. DMS 8 zeigt bereits kurz nach Versuchsbeginn erhöhte Messwerte an, was mit der Position direkt am Rand des Erektorstützens und der daraus resultierenden Kerbwirkung erklärt werden kann.

Messergebnisse der Dehnungsmessstreifen nach dem Erstriss in Richtung der negativen x-Achse, das heißt Stauchungen, sind ein Hinweis auf vorhandene Eigenspannungen im Beton. Eine detaillierte Betrachtung dieser Messung ist in nachfolgendem Kapitel (Kapitel 6.6) angeführt.

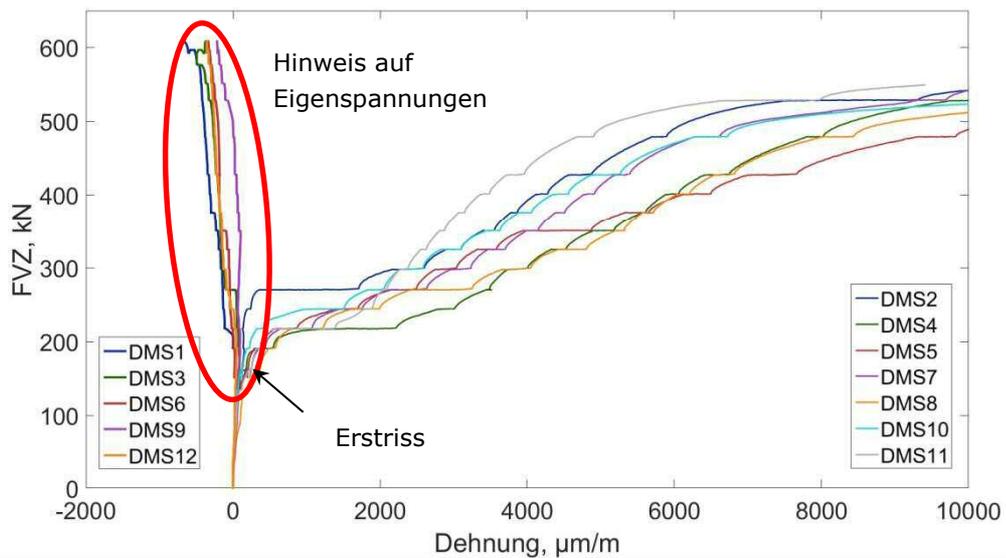


Abbildung 27: Vertikalkraft (FVZ) über Dehnungen

6.6 Belastungsversuche an stahlbewehrten Tübbing

6.6.1 Erkenntnisse aus Einzelversuchen

Die Erkenntnisse der Versuche an stahlbewehrten Normaltübbing vom Typ II bzw. Typ IIa (Betongüte C35/45) und stahlbewehrten Spezialtübbing vom Typ III (Betongüte C50/60) werden nachfolgend dargestellt. Aufgrund des enormen Umfangs an Daten können im Rahmen dieser Arbeit nicht alle Versuchsergebnisse detailliert dargestellt werden. Jedoch werden alle relevanten Erkenntnisse und Resultate anhand von exemplarischen Auswertungen präsentiert. Die Ergebnisse sind für alle untersuchten stabbewehrten Tübbingtypen vom Koralmtunnel KAT2 und Belastungskollektive gültig. Wie schon in Kapitel 6.5 beschrieben, wird außerdem auf die Darstellung der Entlastungsschleifen und der Daten beim Entlasten nach Versuchsabbruch aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet.

Abbildung 28 zeigt die Vertikalkraft (FVZ) über die relativen Vertikalverschiebungen bei Versuch 3, welcher mit vertikaler Laststeigerung an einem Tübbing vom Typ III durchgeführt wird. Es ist ersichtlich, dass die berechneten Relativverschiebungen der Positionen 1.3 und 2.3 sowie 1.2, 1.4, 2.2 und 2.4 als auch 1.1, 1.5, 2.1 und 2.5 aufgrund ihrer identen Positionen am Tübbing sehr gut übereinstimmen und sich aufgrund der Übersichtlichkeit zu Mittelwertkurven zusammenfassen lassen. Des Weiteren haben diese Ergebniskurven in den Bereichen I bis IV jeweils einen annähernd linearen Verlauf und können somit abschnittsweise linearisiert (L1/5, L2/4, L3) werden. Diese Linearisierung wird ausschließlich für den

Vergleich mit der numerischen Simulation aus Gründen der Übersichtlichkeit verwendet.

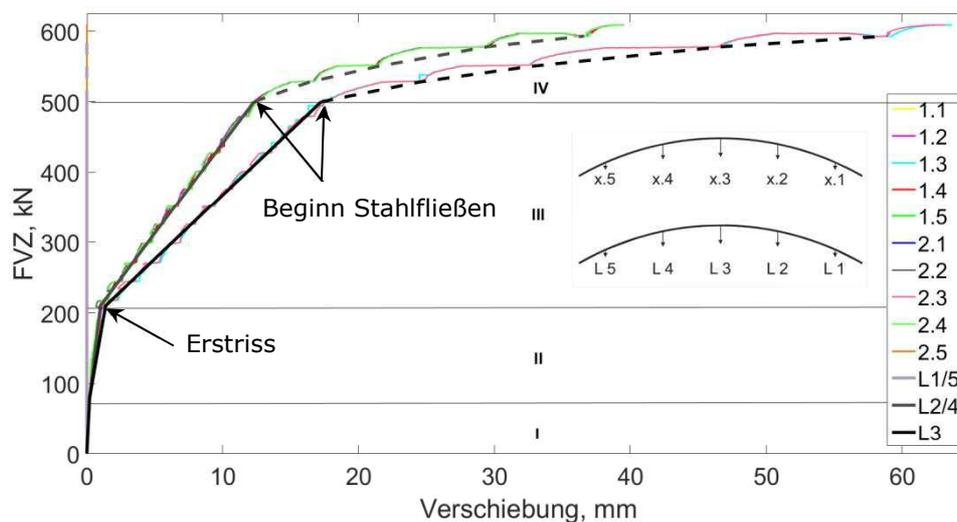


Abbildung 28: Vertikalkraft (FVZ) über Linearisierung der relativen Vertikalverschiebungen bei Versuch 3

Im Bereich I erfolgt die Aufbringung der Grundbelastung an beiden Achsen gleichzeitig bis ca. 75 kN. Danach wird die Vertikallast in Stufen von 25 kN bei konstanter Horizontalkraft erhöht.

Bei ca. 200 kN, was einem Biegemoment von 190 kNm bei einer Normalkraft von -75 kN in Segmentmitte (Kapitel 6.5) entspricht, findet der Erstriss des Betons statt, welcher an der Steifigkeitsänderung beim Übergang von Zustand I auf Zustand II erkennbar ist (Bereich II auf Bereich III).

Bei Ansatz eines linear-elastischen Materialverhaltens vor dem Riss und perfektem Verbund zwischen Beton und Stahl sowie einer symmetrischen Bewehrung kann dieses Rissmoment berechnet werden. Mit Hilfe dieser Annahmen kann das Verhalten des Stahlbetons im Vorbruchbereich hinreichend genau beschrieben werden. Das in Abbildung 29 dargestellte mechanische System liegt dabei der Berechnung zugrunde. Durch die Position der mittleren Bewehrungslage im Bereich der Dehnungsnulllinie kann diese in der Rechnung vernachlässigt werden. Zur Vereinfachung wird im Zuge der betrachteten Berechnung die Normalkraft nicht in Rechnung gestellt, da die damit assoziierte Betonspannung im Bauteil im Streubereich der ermittelten Betonzugfestigkeiten ($<0,1$ MPa) liegt.

In der nachfolgenden Abbildung stellt h die Bauteilhöhe und d' den Schwerpunktabstand der Bewehrung vom Bauteilrand dar.

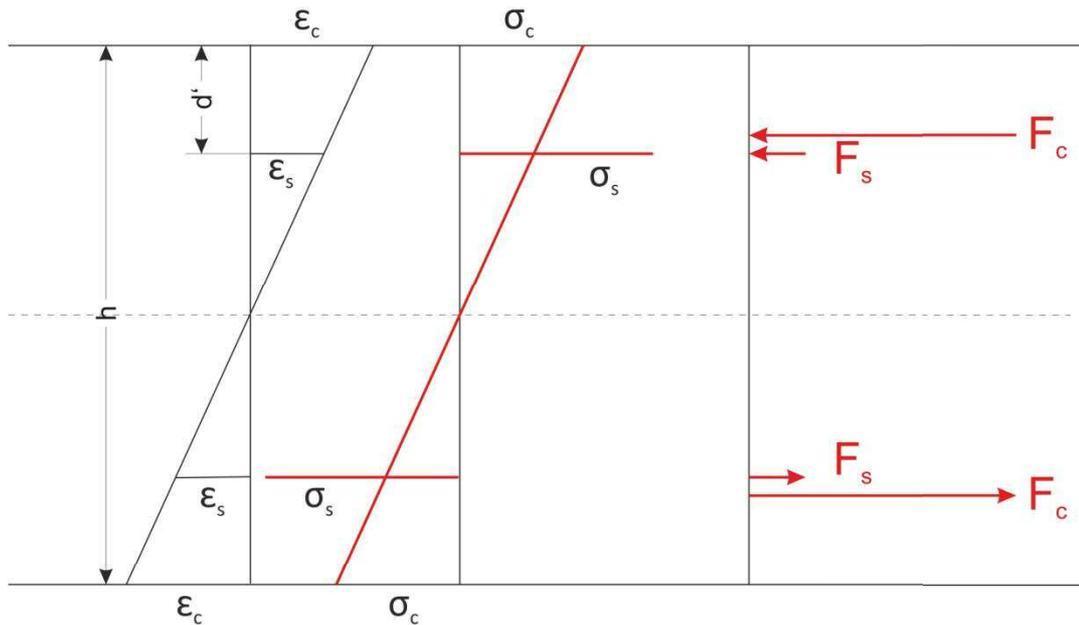


Abbildung 29: Prinzipskizze zur Ermittlung des Erstrissmoments

Durch die im Labor ermittelte Betonzugfestigkeit σ_{ct} und dem experimentell bestimmten Elastizitätsmodul E_c wird mithilfe des Hookeschen Gesetzes (Gleichung (8)) die aufnehmbare Betonzugdehnung ϵ_{ct} ermittelt.

$$\epsilon_{ct} = \frac{\sigma_{ct}}{E_c} \quad (8)$$

Unter Annahme der Bernoulli-Hypothese eines linearen Dehnungsverlaufs über der Bauteilhöhe, sowie der bekannten Geometrie berechnet sich die Stahldehnung ϵ_s aus Gleichung (9).

$$\epsilon_s = \epsilon_{ct} * \frac{h - 2 * d'}{h} \quad (9)$$

Die Betonkraft F_c wird mit Gleichung (10) aus dem linearen Verlauf über die halbe Bauteilhöhe bestimmt. Die Stahlkraft F_s ergibt sich über die Bewehrungsfläche A_s , die Stahlspannung und das Hookesche Gesetz aus Gleichung (11).

$$F_c = \sigma_{ct} * \frac{h * b}{4} \quad (10)$$

$$F_s = A_s * \sigma_s = A_s * \epsilon_s * E_s = A_s * \sigma_{ct} * \frac{E_s}{E_c} * \frac{h - 2 * d'}{h} \quad (11)$$

Aus den Positionen der Kräfte und der Geometrie können die Hebelarmen und anschließend die aufnehmbaren Momente M_c (Gleichung (12)) und M_s (Gleichung (13)) bis zum Auftreten des Erstrisses M_{Riss} bestimmt werden.

$$M_c = F_c * \frac{2 * h}{3} = \sigma_{ct} * \frac{h^2 * b}{6} \quad (12)$$

$$M_s = F_s * (h - 2 * d') = A_s * \sigma_{ct} * \frac{E_s}{E_c} * \frac{(h - 2 * d')^2}{h} \quad (13)$$

$$M_{Riss} = M_c + M_s \quad (14)$$

Bei den untersuchten, massiv bewehrten Tübbingern ergibt sich trotz sehr ähnlichem Hebelarm und des um einen Faktor zehn höheren Elastizitätsmoduls ein Einfluss von 8 bis 12 % auf das Erstrissmoment aufgrund des Bewehrungskorbs, bei schwächer bewehrten Bauteilen liegt dieser Prozentsatz darunter. Der Grund hierfür liegt an der viel geringeren Querschnittsfläche der Biegebewehrung verglichen zum Beton (<1 %). Somit kann davon ausgegangen werden, dass bis zum Erstriss das Bauteilverhalten vorwiegend von den Eigenschaften des Betons bestimmt wird.

Mit den oben beschriebenen Annahmen unter Ansatz der charakteristischen Betonzugfestigkeit aus dem Eurocode 2 [4] beträgt bei Berücksichtigung der Normalkraft das analytisch ermittelte Erstrissmoment 170 kNm und unter Einbeziehung der ermittelten Biegezugfestigkeit aus begleitenden Laborversuchen nach ÖNORM EN 12390 [24] 265 ± 10 kNm. Hierbei ist ersichtlich, dass die im Labor bestimmte Biegezugfestigkeit das Erstrissmoment extrem überschätzt. Auf den Grund dieser Abweichung wird in Kapitel 7.2.1 näher eingegangen.

Aufgrund der überproportionalen Relativverschiebungen ab ca. 500 kN Vertikalkraft kann auf den Beginn des Stahlfließens rückgeschlossen werden (Bereich IV). Mit den in Kapitel 6.5 gegebenen Formeln ergibt sich in Tübbingmitte ein Moment von 525 kNm und eine Normalkraft von -75 kN.

Für die analytische Bestimmung des Fließmoments wird nachfolgend ein vereinfachter Ansatz betrachtet. Als Voraussetzung gilt, dass die Zugfestigkeit des Betons nicht in Rechnung gestellt wird, die Bewehrung ein linear-elastisch perfekt-plastisches Materialverhalten aufweist, und ein perfekter Verbund zwischen Bewehrung und Beton besteht.

Mit den Schnittkräften und den inneren Kräften, dem Bauteilwiderstand, (Abbildung 30) werden Gleichgewichtsbedingungen aufgestellt. Die Normalkraft wird als Druckkraft N ausschließlich vom Beton getragen und daher von der Mittellinie (Dehnungsnulllinie bei linear-elastischem Verhalten) auf die Wirkungslinie der Betonkraft F_c übertragen. Hierdurch entsteht ein Versatzmoment M'_c (Gleichung (15)), um welches das später ermittelte Ersatzmoment M_{ers} korrigiert werden muss.

$$M'_c = N * \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) \quad (15)$$

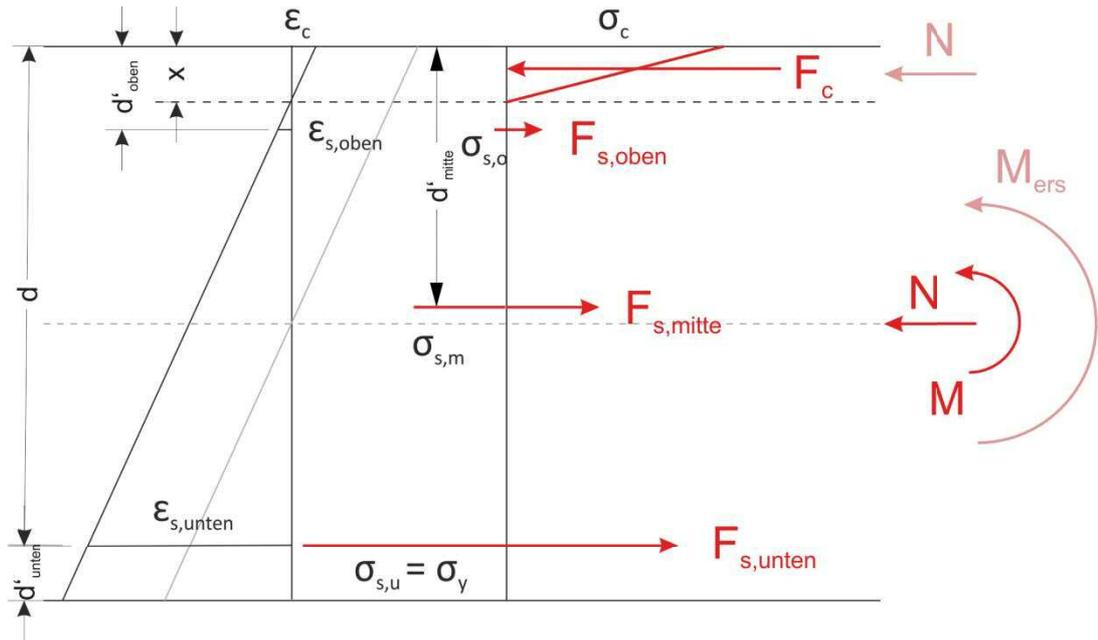


Abbildung 30: Prinzipskizze zur Ermittlung des Fließmoments

Die untere Stahllage beginnt zu fließen und die aufnehmbare Kraft $F_{s,unten}$ kann mit Gleichung (16) ermittelt werden, wobei A_s die Querschnittsfläche der Bewehrungslage und σ_y die Fließgrenze des Bewehrungsstahls sind. Die obere und untere Bewehrungslage sind ident in Bewehrungsanzahl und Stabdurchmesser und somit wird die Bewehrungsfläche für beide vereinfacht mit A_s bezeichnet.

$$F_{s,unten} = A_s * \sigma_y \quad (16)$$

Aufgrund der Voraussetzung der Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese und der geometrischen Beziehungen lässt sich die aufnehmbare Kraft der oberen Stahllage $F_{s,oben}$ und der mittleren Stahllage $F_{s,mitte}$ bestimmen. Hierbei wird angenommen, dass sich diese im gerissenen Zustand unterhalb der Dehnungsnulllinie befinden und somit auf Zug belastet werden.

$$F_{s,oben} = A_s * \sigma_y * \frac{d_{oben}' - x}{d - x} \quad (17)$$

$$F_{s,mitte} = A_{s,mitte} * \sigma_y * \frac{d_{mitte}' - x}{d - x} \quad (18)$$

Die aufnehmbare Betonkraft kann bei linear-elastischem Werkstoffverhalten des Betons mit Gleichung (19) ermittelt werden, wobei b die Breite des Segments und x die Nulllinienhöhe sind.

$$F_c = \frac{b * x * \sigma_c}{2} \quad (19)$$

Diese Kraft steht mit den Stahlkräften sowie der Normalkraft N im Gleichgewicht.

$$F_c = F_{s,unten} + F_{s,mitte} + F_{s,oben} + N \quad (20)$$

Des Weiteren kann über die geometrischen Randbedingungen, der Bernoulli-Hypothese und den bekannten E-Moduli der Werkstoffe die Betonspannung σ_c bestimmt werden. Die statische Nutzhöhe des Bauteils wird in diesem Fall mit d bezeichnet.

$$\sigma_c = \sigma_y * \frac{x}{d-x} * \frac{E_c}{E_s} \quad (21)$$

Durch Einsetzen von Gleichung (21) in Gleichung (19) und von Gleichungen (19) in (20) kann die Nulllinienhöhe x (Gleichung (22)) berechnet werden. Aus Gleichung (22) ist ersichtlich, dass die Betonfestigkeit keinen Einfluss auf das Fließmoment hat. Bei dieser analytischen Betrachtung spielen nur die Fließgrenze und Menge der Bewehrung sowie die Verformungsparameter der Werkstoffe in Form der Elastizitätsmoduli die wesentliche Rolle.

$$x^2 * \left(\frac{\sigma_y * b}{2} * \frac{E_c}{E_s} \right) + x * [(2 * A_s + A_m) * \sigma_y + N] - [A_s * \sigma_y * (d + d_{oben}') + A_m * \sigma_y * d_{mitte}' + N * d] = 0 \quad (22)$$

Durch die Betrachtung aller Momente um den Angriffspunkt der Betonkraft F_c kann das Moment M_{ers} ermittelt werden (Gleichung (23)).

$$M_{ers} = F_{s,unten} * \left(d - \frac{x}{3} \right) + F_{s,mitte} * \left(d_{mitte}' - \frac{x}{3} \right) + F_{s,oben} * \left(d_{oben}' - \frac{x}{3} \right) \quad (23)$$

Das Versatzmoment M'_c ergibt sich aus der bekannten Normalkraft N und der berechneten Nulllinienhöhe x (Gleichung (15)) und folglich kann das aufnehmbare Moment $M_{Fließ}$ beim Beginn des Stahlfließens bei einer bekannten Normalkraft N berechnet werden.

$$M_{Fließ} = M_{ers} - M'_c \quad (24)$$

Zur Überprüfung, ob die getroffene Annahme eines linear-elastischen Werkstoffverhaltens für Beton zutrifft, wird mit Hilfe von Gleichung (21) die Betonspannung am Bauteilrand berechnet und der einaxialen Druckfestigkeit gegenübergestellt.

Unter Berücksichtigung dieser Herleitung ergibt sich mit den ermittelten Betonparametern und den vom Hersteller bezogenen Stahlparametern ein Fließmoment von 520 ± 10 kNm bei gegebener Normalkraft von -75 kN. Dieses liegt im Bereich des im Versuch ermittelten Fließmoments (525 kNm). Somit ist ersichtlich, dass sich diese analytische Berechnung für die Bestimmung des Fließmoments sehr gut eignet und dementsprechend auch die getroffenen Annahmen als gültig betrachtet werden können.

Durch ein faseroptisches Messsystem [27], welches in den Versuchstübbingungen vom Typ IIa und Typ III verbaut ist, kann festgestellt

werden, dass sich die Risse hauptsächlich im Bereich der Querbewehrung ausbilden (Abbildung 31). In der ÖVBB-Richtlinie „Tübbingsysteme aus Beton“ [3] ist für gedichtete Konstruktionen im verbauten Zustand eine maximale Rissweite von 0,2 bis 0,3 mm zum Schutz der Dauerhaftigkeit festgelegt. Andernfalls müssen die Risse bei betroffenen Tübbingungen aufwendig saniert werden.



Abbildung 31: Exemplarische Rissentstehung an der Position eines Quereisens bei Versuch 16

Zwar ist die Entstehung der Risse mit der Anordnung der Querbewehrung vorgegeben, jedoch weicht die Position des Risses aufgrund der Heterogenität des Betons an der Oberfläche des Tübbings bis zu 2 cm davon ab. Daher ist die Anwendung eines Sensors mit einer Messlänge von mehreren Zentimetern zur Erfassung der Risse erforderlich. Hierbei bewährt sich die Verwendung von Dehnungsmessstreifen mit einer Messgitterlänge von 90 bzw. 120 mm.

Durch den Abstand der Quereisen in der unteren Bewehrungsmatte von 150 mm [30] ist davon auszugehen, dass sich nur ein Riss im Messbereich eines Dehnungsmessstreifens ausbildet, was durch visuelle Beurteilung nach dem Versuch bestätigt wird.

Bei Messungen mittels Dehnungsmessstreifen werden die auftretenden Dehnungen über den gesamten Messbereich gleichverteilt ermittelt. Das heißt, beim Auftreten eines Risses wird die Rissöffnung als Dehnung „verschmiert“ zwischen den Enden des Dehnungsmessstreifens erfasst. Somit unterscheiden sich Dehnungsmessstreifen und Anklemmaufnehmer nur hinsichtlich der gemessenen Größe. Zur Berechnung einer Längenänderung Δl aus den gemessenen Dehnungen und umgekehrt wird der formelmäßige Zusammenhang der technischen Dehnung laut Gleichung (25) zugrunde gelegt.

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (25)$$

Jedoch können auf Basis dieser Messsysteme weder elastische Rückverformungen noch inelastische Dehnungen im Messbereich in

Bereichen neben dem Riss berücksichtigt werden. Für die Bestimmung der Rissöffnung anhand von Messergebnissen, egal ob DMS oder Anklemaufnehmer, müssen also Vereinfachungen getroffen werden. Dadurch entsteht unausweichlich eine gewisse Diskrepanz zwischen messtechnischer Versuchsauswertung und physikalischen Zusammenhängen. Diese Diskrepanz lässt sich auch trotz Verwendung von hochwertigen Sensoren und einem ausgeklügelten Messsystem nicht ganz eliminieren - eine Tatsache, die auf viele Bereiche der mechanischen Werkstoffprüfung bzw. Messtechnik zutrifft.

Bei der Untersuchung von Tübbingverbindungen mittels Scherdübeln [31] wird die theoretische Rissöffnung folgendermaßen bestimmt. Zur Berechnung der inelastischen Dehnungen ε_{in} wird von der gemessenen Gesamtdehnung ε der Dehnungsanteil bis zum Ausbilden von Mikrorissen ε_{el} , der als vollkommen elastisch angesehen werden kann, subtrahiert (Gleichung (26)). Die theoretische Rissöffnung Δl in mm kann mit Gleichung (27) berechnet werden, wobei l der Messgitterlänge des Dehnungsmessstreifens in mm und ε_{in} der ermittelten inelastischen Dehnung in $\mu\text{m}/\text{m}$ entspricht.

$$\varepsilon_{in} = \varepsilon - \varepsilon_{el} \quad (26)$$

$$\Delta l = \frac{\varepsilon_{in} * l}{10^6} \quad (27)$$

Die Auswertung der Vertikalkraft über die theoretische Rissöffnung bei Versuch 3 ist der Abbildung 32 zu entnehmen. Nachdem sich ab ca. 150 kN die ersten Mikrorisse ausbilden, findet hier der Nullabgleich der theoretischen Rissöffnungen statt. Zu erkennen ist, dass die maximal zulässige Rissöffnung von 0,2 bzw. 0,3 mm in den nächsten beiden Laststufen (bis ca. 250 kN) erreicht wird. Somit wird festgehalten, dass der Erstriss gleich nach seiner Ausbildung die in der Richtlinie [3] geforderten Rissweiten bei Zugrundelegung der theoretischen Rissöffnung rasch übersteigt.

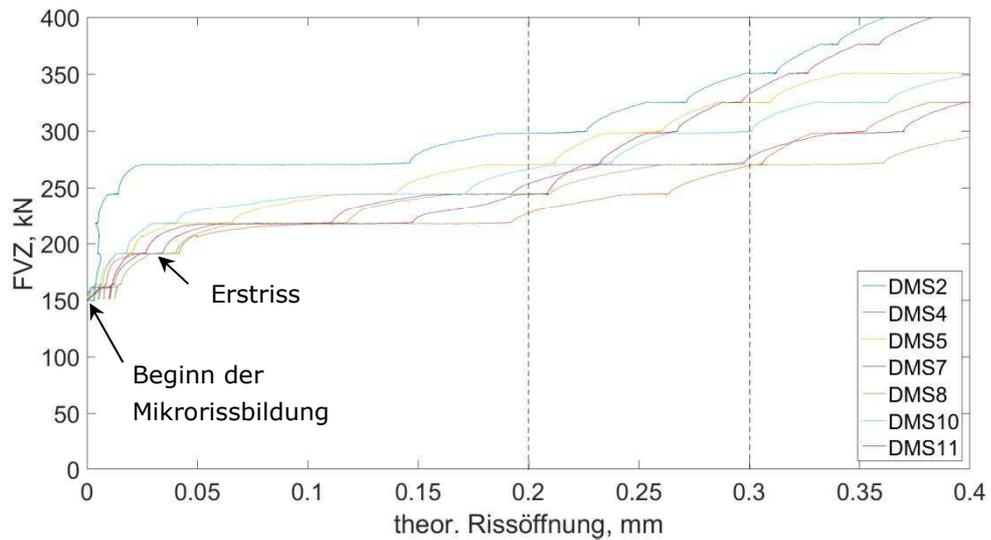


Abbildung 32: Vertikalkraft (FVZ) über theoretische Rissöffnung bei Versuch 3

Da eine Installation von Dehnungsmessstreifen durch die Oberflächenbeschaffenheit am Extrados und die Position des Querhaupts nicht möglich ist, müssen auch für Versuche mit Steigerung der Horizontalkraft die DMS am Intrados installiert werden. Sie können daher nicht für die Berechnung der theoretischen Rissöffnung sondern nur für die Risserkennung verwendet werden. Abbildung 33 zeigt, dass aufgrund der Steifigkeitsänderung bei Übergang von Zustand I (ungerissen) auf Zustand II (gerissen) die Entstehung des Erstrisses am Extrados bei der Messung am Intrados deutlich erkennbar ist.

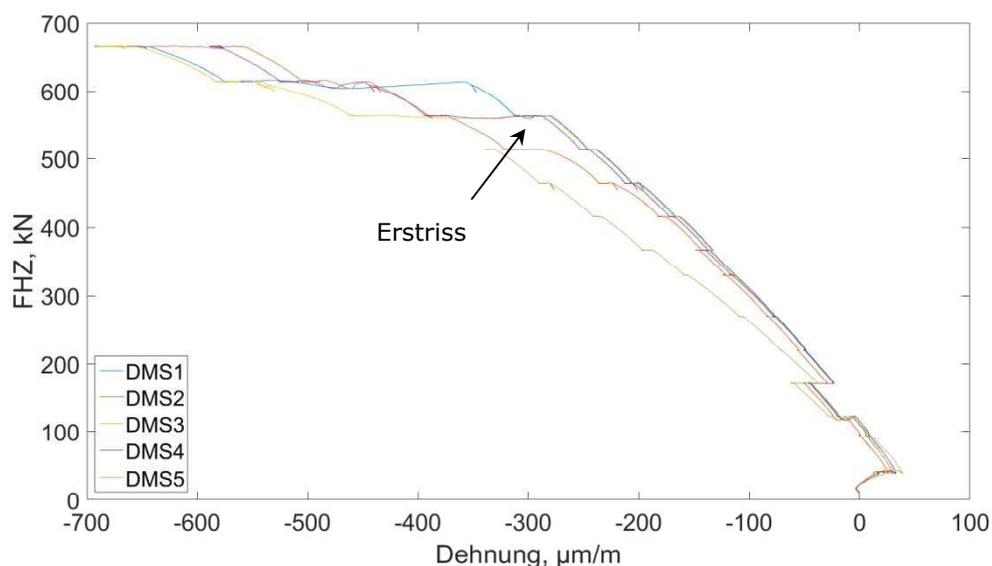


Abbildung 33: Horizontalkraft (FHZ) über Dehnungen bei Versuch 2

Des Weiteren ist unabhängig vom betrachteten Sensorsystem der Verschiebungsmessung die Erkennung des Erstrisses und des Stahlfließens möglich. In Abbildung 34 ist die Vertikalkraft (FVZ) über alle ermittelten Relativverschiebungen, das heißt Vertikal-, Horizontalverschiebungsmessung und Messung mittels LVDT, für Versuch 3 in einem Diagramm dargestellt.

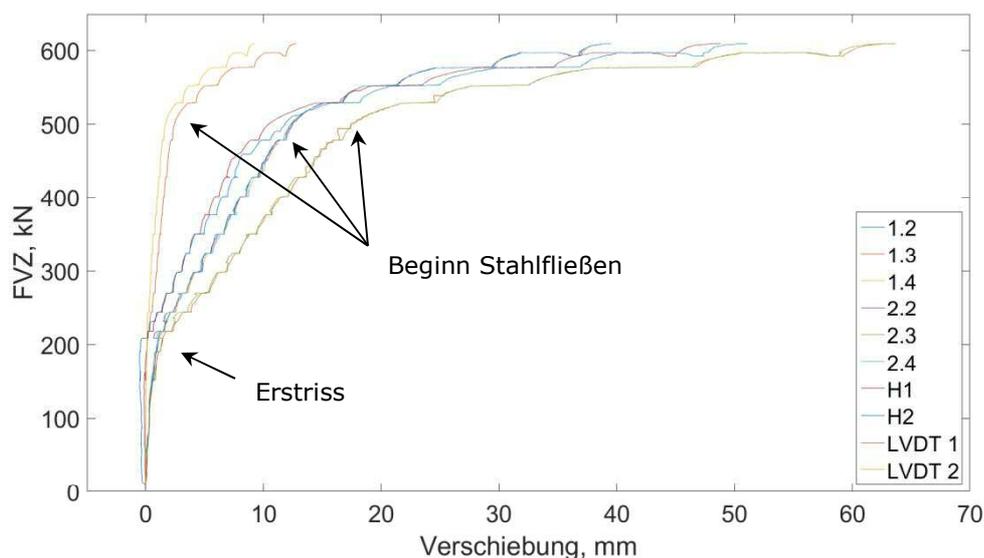


Abbildung 34: Vertikalkraft (FVZ) über relative Verschiebungen bei Versuch 3

Die Ergebnisse des ersten Versuchs zeigen, dass bei Rissbildung außerhalb der Messlänge des Dehnungsmessstreifens die erfassten Dehnungen nicht nur auf null zurückgehen, sondern negative Dehnungen (Stauchung) detektiert werden. Wie bereits festgestellt wurde, bilden sich die Risse bei den Querbewehrungseisen mit einem Abstand von ca. 150 mm aus, jedoch kann der Riss auf der Oberfläche aufgrund der Heterogenität des Betons um bis zu 20 mm davon abweichen. Für den Nachweis bzw. die Bestimmung der Eigenspannungen im Beton ist erforderlich, dass die Risse beidseitig des DMS außerhalb des Messbereichs auftreten. Somit kann die Entspannung des Betons im Bereich zwischen den Rissen mithilfe der Dehnungsmessstreifen messtechnisch erfasst werden.

Dadurch ist die Verwendung von Dehnungsmessstreifen mit 120 mm Messgitterlänge im ungünstigsten Fall nicht möglich, da mit hoher Wahrscheinlichkeit ein Riss im Messbereich des Dehnungsmessstreifens auftritt. Somit werden für Versuch 3, ein Typ III Tübbing, zusätzlich kürzere DMS mit einer Messgitterlänge von 90 mm eingesetzt. Hierdurch ist die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Risses im Messbereich geringer.

Exemplarisch kann anhand der Ergebnisse von DMS 5 bei Versuch 1 dargestellt werden, wie die Rissbildung vor und hinter dem DMS zur Entspannung des Betons zwischen den zwei Rissen führt (Abbildung 35).



Abbildung 35: Risspositionen nach dem Versuch bei DMS 5 bei Versuch 1

Vor der Versuchsdurchführung wird im eingebauten Zustand ein Nullabgleich der Dehnungsmessungen durchgeführt. Dadurch werden zwar die vorhandenen Dehnungen aufgrund des Eigengewichts vernachlässigt, können aber über die Geometrie des Prüfaufbaus und der bekannten Masse des Tübbings in Verbindung mit den mechanischen Parametern relativ einfach berücksichtigt werden. Für die Berechnung der Dehnungen aufgrund des Eigengewichts werden die in Kapitel 6.6.1 aufgestellten Formeln für den ungerissenen Zustand (Bestimmung des Rissmoments) herangezogen. Die dadurch entstehenden Dehnungen belaufen sich auf ca. $50 \mu\text{m}/\text{m}$ in der Mitte des Tübbings. Somit sollte die minimale gemessene Dehnung bei der Ausbildung von Rissen beidseitig des DMS und der Annahme eines kompletten Abbaus der Betonspannungen $-50 \mu\text{m}/\text{m}$ nicht unterschreiten. Jedoch baut sich die Betonspannung, wie in [32] beschrieben, nie komplett ab, da der Beton zwischen den Rissen noch Zugspannungen aufnehmen kann (Abbildung 36).

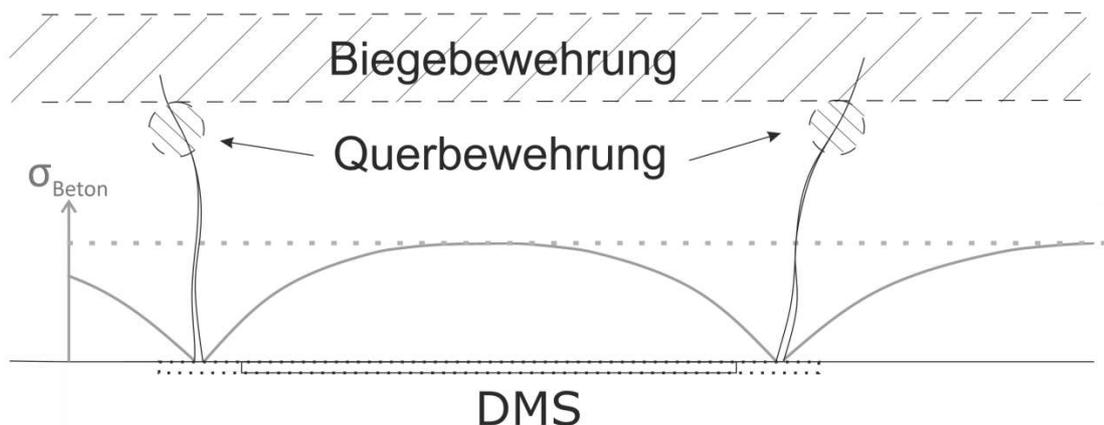


Abbildung 36: Erfassung von Eigenspannungen am Tübbing

In Abbildung 37 ist die Vertikalkraft über die erfassten Dehnungen ausgewählter DMS bei Versuch 3 dargestellt, wobei ersichtlich ist, dass nach Entstehung des Erstrisses negative Dehnungen gemessen werden. Wie oben berechnet, stammt ein Anteil von maximal $-50 \mu\text{m}/\text{m}$ aus dem Eigengewicht des Tübbings und dieser sollte nicht unterschritten werden. Jedoch werden im Versuch Stauchungen kleiner $-200 \mu\text{m}/\text{m}$ gemessen. Unter der Annahme, dass der Beton sich im ungerissenen Bereich linear-elastisch verhält und somit für diesen Bereich das Hookesche Gesetz (Gleichung (28)) gilt, kann mit dem bei Laborversuchen ermittelten Elastizitätsmodul eine Spannung von über 6 MPa ermittelt werden.

$$\sigma = \varepsilon * E \quad (28)$$

Diese berechnete Spannung übersteigt bei weitem die im EC 2 [4] gelistete Biegezugfestigkeit und auch die durch Laborversuche ermittelte Zugfestigkeit. Dies würde bedeuten, dass im Beton ohne zusätzliche Belastungen bereits Risse vorhanden sein müssten, was aber nicht der Fall ist. Somit kann die Existenz von Eigenspannungen im Tübbing nachgewiesen werden, jedoch muss die tatsächliche Größe kritisch hinterfragt bzw. auf anderem Wege ermittelt werden. Hierfür wird im Rahmen dieser Dissertation die Praxistauglichkeit eines Messverfahrens zu Eigenspannungsermittlung an Betonproben untersucht (Kapitel 8).

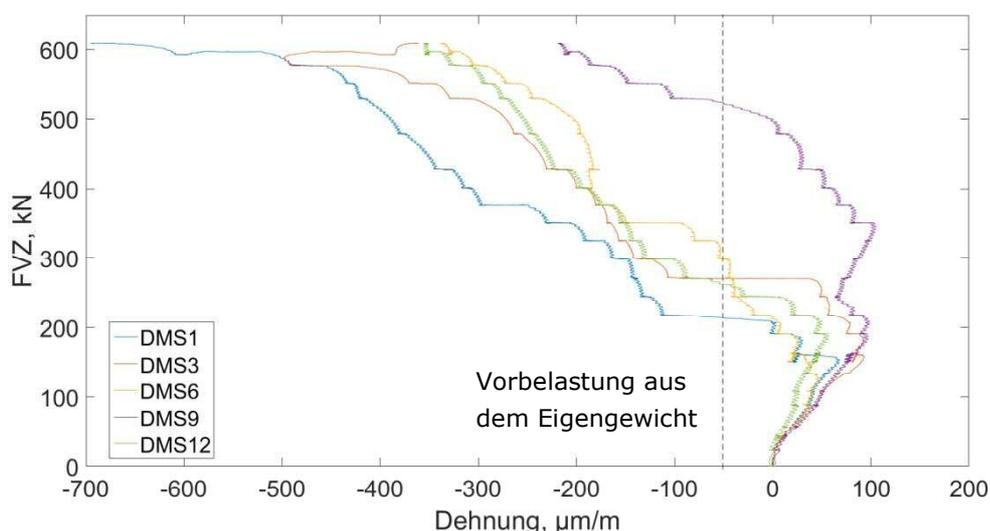


Abbildung 37: Vertikalkraft (FVZ) über Dehnungen bei Versuch 3 - Detail

Die kombinierte Laststeigerung bei den Versuchen 4 und 10 zeigt, dass zwar vertikale Absolutverschiebungen bis zu $\pm 3 \text{ mm}$ (Abbildung 38) gemessen werden, jedoch die hierbei auftretenden Relativverschiebungen (Abbildung 39) so klein sind, dass diese nicht mit dem herkömmlichen Verschiebungsmesssystem mittels Seilzugensoren erfassbar sind. Überbelastungen des Tübbings vor dem Auftreten des Erstrisses durch

Versagen auf Druckbeanspruchung sind somit nur durch Dehnungsmessungen mithilfe von Dehnungsmessstreifen oder dem eingesetzten faseroptischen Messsystem [27] erkennbar. Aus dem linearen Verlauf der Absolutverschiebungen (Abbildung 38) ist erkennbar, dass es zu keiner Rissausbildung kommt, welche direkt mit einer Steifigkeitsreduktion verbunden ist.

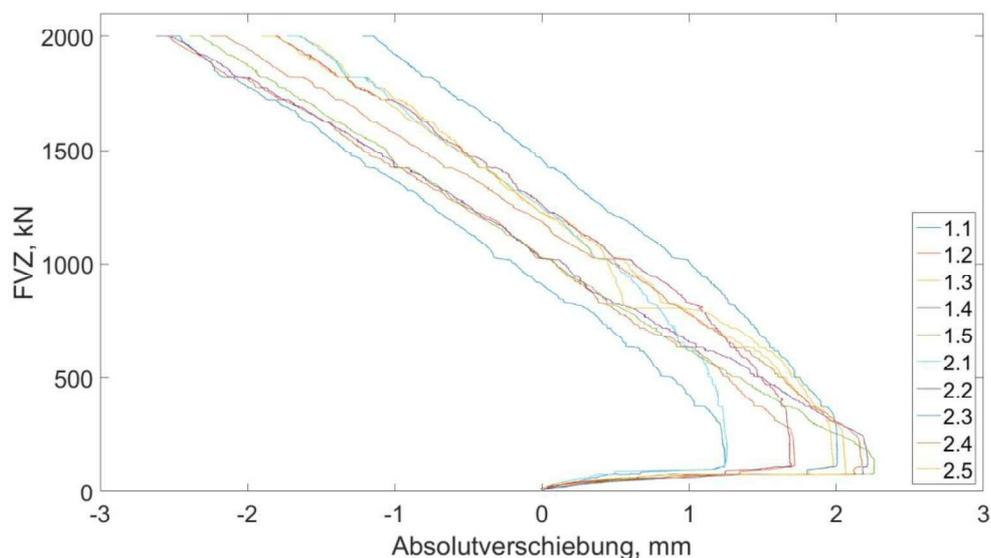


Abbildung 38: Vertikalkraft (FVZ) über vertikale Absolutverschiebungen bei Versuch 10

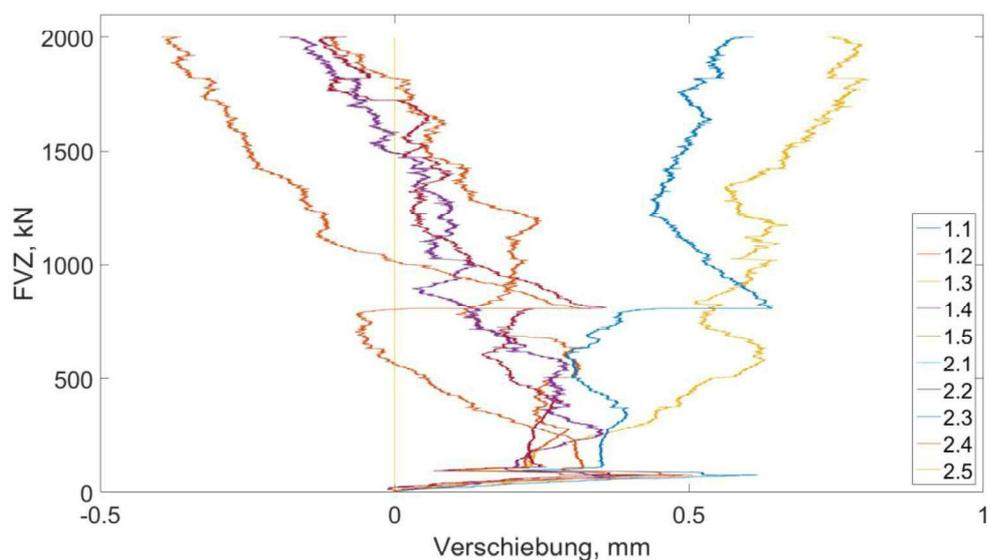


Abbildung 39: Vertikalkraft (FVZ) über vertikale Relativverschiebungen bei Versuch 10

Einen Sonderfall der geprüften Tübbinge stellt der Versuch 16 mit einem Tübbingtyp II dar. Dieser unterschreitet am Intrados die im Eurocode 2 [4] geforderte Mindestbewehrung auf Biegung und besitzt hier nur eine

Lastfallbewehrung. Diese Reduzierung der Mindestbewehrung gegenüber dem EC 2 [4] ist laut „Richtlinie Tübbingsysteme aus Beton“ [3] zulässig, wenn sichergestellt werden kann, dass kein anderer als die nachgewiesenen Lastfälle auftritt.

Durch den geringen Bewehrungsgehalt beginnt direkt beim Auftreten des Erstrisses das Stahlfließen (Abbildung 40). Aufgrund des plötzlichen Versagens ohne ausreichende Resttragfähigkeit wird die Systemgrenze des Prüfaufbaus mehrfach kurzzeitig erreicht, was zu einem Anstieg der Horizontalkraft führt. Somit wird das Tragverhalten bei ausschließlicher Betrachtung eines Vertikalkraft-Verschiebungsdiagramms ohne Berücksichtigung der erhöhten Horizontalkraft bei diesem biaxialen Versuch überschätzt. Um dennoch Aussagen zu diesem Verhalten treffen zu können, wird die im nachfolgenden Kapitel genauer erläuterte Zugspannung σ am Intrados in der Symmetrieebene des Tübbings herangezogen (Abbildung 41). Aus Gründen der Übersichtlichkeit sind nur noch die relativen Vertikalverschiebungen in Segmentmitte dargestellt. Die einzelnen Lastabfälle nach dem Auftreten des Erstrisses deuten auf die Entstehung zusätzlicher Risse hin. Der Versuchsabbruch erfolgt bei einer relativen Vertikalverschiebung in Tübbingmitte von rund 57 mm aufgrund des Versagens eines Biegebewehrungsstabes.

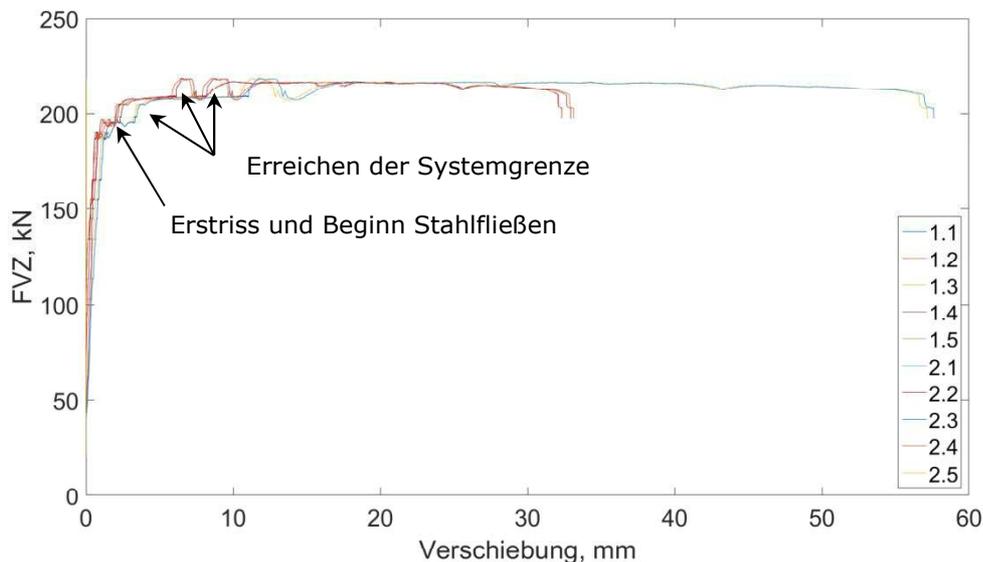


Abbildung 40: Vertikalkraft (FVZ) über vertikale Relativverschiebungen bei Versuch 16

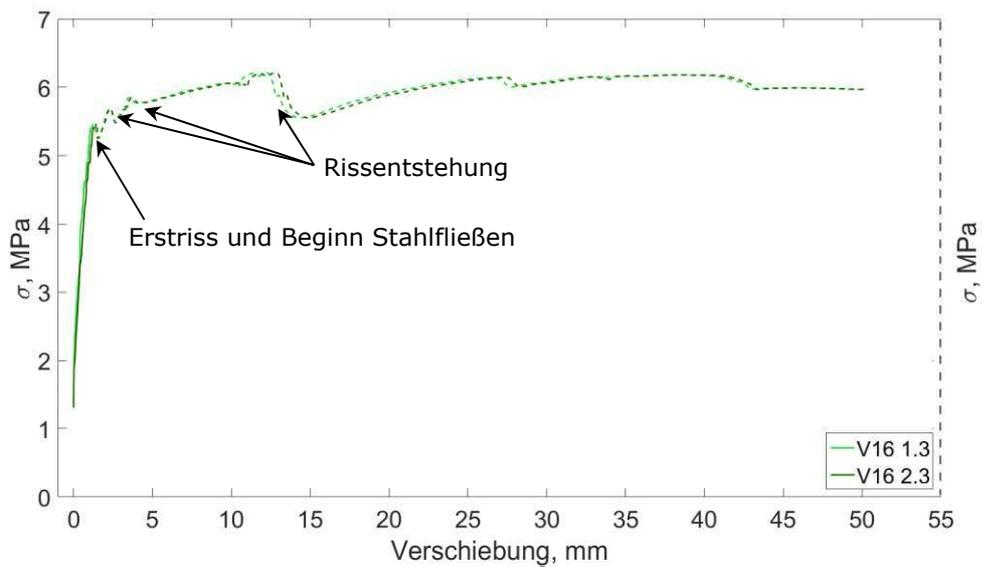


Abbildung 41: Zugspannung σ am Intradot über vertikale Relativverschiebungen bei Versuch 16

6.6.2 Vergleiche

Durch die Untersuchung von drei unterschiedlichen Tübbingtypen mit Bewehrungskorb besteht die Möglichkeit, Vergleiche zwischen ihnen anzustellen. Diesen Vergleich von einzelnen Versuchen mit unterschiedlichen Belastungskollektiven ermöglicht die Zuhilfenahme der Zugspannung σ am Intradot in der Symmetrieebene des Tübbings. Diese dient unter Annahme der Bernoulli Hypothese, homogenen Materials und eines linear-elastischen Materialverhaltens als Vergleichsparameter. Die aufgebrachten Vertikalkräfte und Horizontalkräfte werden in eine Normalkraft und ein Biegemoment in der Symmetrieebene des Tübbings umgerechnet (Kapitel 6.5) und mithilfe der ungerissenen Querschnittsfläche A_0 sowie dem Widerstandsmoment W_0 die Zugspannung σ am Intradot laut Gleichung (29) berechnet.

$$\sigma = \frac{N}{A_0} + \frac{M}{W_0} \quad (29)$$

Diese Spannung stellt nach Auftreten des Erstrisses keine mechanisch-physikalische Größe mehr dar und wird nur für den Vergleich zwischen den einzelnen Versuchen verwendet. In den Diagrammen werden die Versuchsergebnisse in Form der Kraft-Verschiebungskurven nach dem Auftreten des Erstrisses nur noch strichliert dargestellt. Des Weiteren werden aus Gründen der Übersichtlichkeit ausschließlich die relativen Vertikalverschiebungen in der Mitte des Tübbings (Sensoren 1.3 und 2.3) abgebildet.

In Abbildung 42 ist der Vergleich der Zugspannung σ am Intradot über die relativen Vertikalverschiebungen für die Versuche 1 und 3 (Typ III)

aufgetragen. Bei beiden Versuchen wird die Vertikalkraft bei konstanter Horizontalkraft erhöht. Ersichtlich ist, dass der Erstriss bei gleichem Spannungsniveau erfolgt. Außerdem zeigen beide Segmente ein gleichartiges Trag- und Verformungsverhalten im Zustand II bis hin zum vollständigen Stahlfließen.

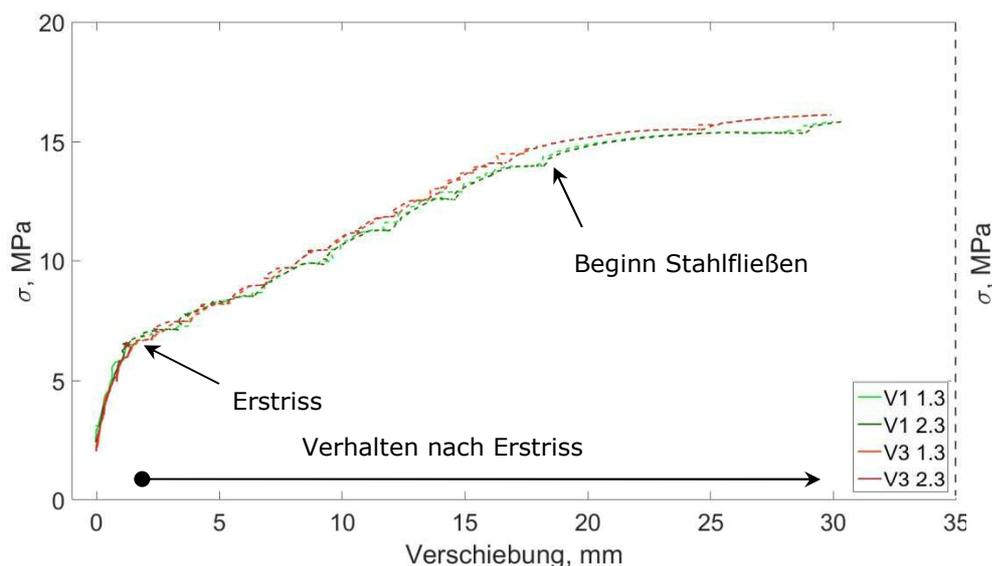


Abbildung 42: Vergleich der Versuche 1 und 3 (Typ III)

In der zweiten Versuchsreihe mit stahlbewehrten Tübbingtypen vom Typ IIa werden Versuche mit gleichem Belastungskollektiv wie bei den aktuell beschriebenen Versuchen durchgeführt (Versuch 8). Der Tübbingtyp IIa unterscheidet sich vom Tübbingtyp III nur hinsichtlich der verwendeten Betongüte, nicht aber hinsichtlich der eingesetzten Biegebewehrung. Somit kann versucht werden, die Einflüsse des Betons und der Bewehrung auf das Bauteilverhalten abzuleiten. In Abbildung 43 werden diese Versuche gegenübergestellt.

Im Bereich vor der Ausbildung des Erstrisses ist zu erkennen, dass sich die beiden Tübbingbetone hinsichtlich ihrer Steifigkeit unterscheiden. Dieses Erkenntnis stimmt mit den begleitend durchgeführten Laborversuchen zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls überein. Der Beton der Güte C35/45 weist bei diesen Segmenten einen niedrigeren Elastizitätsmodul als der Beton der Güte C50/60 auf. Dieses Ergebnis wird mit den Versuchen 2 und 9, bei denen jeweils ein Tübbing des Typs III bzw. Typs IIa mit horizontaler Laststeigerung belastet werden, auch bestätigt.

Der Erstriss der Tübbinge liegt bei einer relativen Durchbiegung von ca. 2 mm unabhängig von der verwendeten Betongüte. Anschließend zeigt das Trag- und Verformungsverhalten beider Tübbingtypen einen parallelen, linearen Verlauf. Bei rund 16 bis 17 mm relativer Verschiebung, gemessen

ab dem Erstriss, beginnt der Bewehrungsstahl bei unterschiedlichen Spannungsniveaus zu fließen.

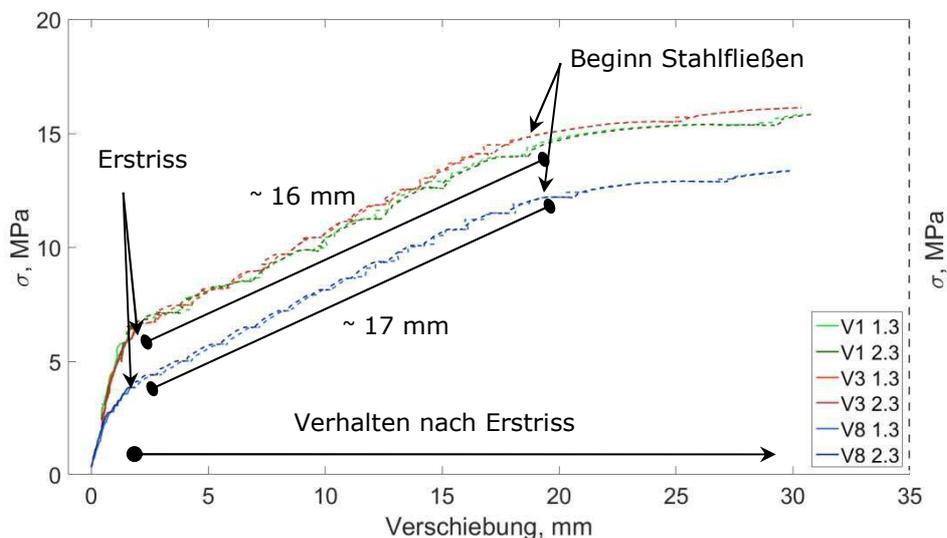


Abbildung 43: Vergleich der Versuche 1 und 3 (Typ III) mit Versuch 8 (Typ IIa)

Die analytischen Ansätze aus Kapitel 6.6.1 bestätigen, dass das Bauteilverhalten im Vorrissbereich sowie die maximale Belastung beim Erstriss hauptsächlich vom Beton beeinflusst werden. Nur 8 bis 12 % des Biegemoments werden bei diesen massiv bewehrten Bauteilen von der Bewehrung aufgenommen.

Außerdem ist der Einfluss des identen Bewehrungskorbs im Nachrissbereich durch den parallelen Verlauf der Versuchskurven sehr gut erkennbar. Der Bewehrungsstahl sowie auch der Beton in der Druckzone weisen in diesem Bereich ein linear-elastisches Werkstoffverhalten auf, was den linearen Verlauf der Versuchskurve erklärt. Numerischen Parameterstudien mit dem in Kapitel 7.4 erstellten Modell bestätigen diese Aussage.

Der Beginn des Stahlfließens tritt trotz gleicher Biegebewehrung bei beiden Tübbingungen bei unterschiedlichen Belastungen auf. Durch den niedrigeren Elastizitätsmodul des Betons mit einer Güte C35/45 (Versuch 8) verglichen mit dem Beton der Güte C50/60 (Versuch 1 und 3) ergibt sich aus der in Kapitel 6.6.1 hergeleiteten Gleichung (22) eine größere Nulllinienhöhe. Dies führt in Gleichung (23) und Gleichung (24) zu einem niedrigeren Fließmoment. Daraus folgt, dass das Fließmoment nicht von der Betondruckfestigkeit abhängig ist, sondern nur von den Steifigkeitsparametern bestimmt wird, solange die Annahme eines linear elastischen Verhaltens des Betons zutrifft. Die analytische Rechnung hat gezeigt, dass der Beton beim Beginn des Stahlfließens nur zu 50 bis 70 % seiner einaxialen Druckfestigkeit an der Bauteiloberkante ausgenutzt wird.

Diese Erkenntnis kann ebenfalls über das numerische Berechnungsmodell (Kapitel 7.4) bestätigt werden.

Somit ist für die Bestimmung des Fließmoments der Ansatz eines rechteckigen Spannungsblocks nach Eurocode 2 [4], welcher ein perfektplastisches Materialverhalten über die gesamte Druckzonenhöhe ansetzt, nicht möglich. Erst bei zusätzlicher Dehnung des Stahls wird der Beton in der Druckzone stärker ausgenutzt.

Als Referenzversuch zu den späteren Belastungsversuchen mit Faserbetontübbinggen wird ein Versuch mit einem Tübbingtyp II mit einer Betongüte C35/45 durchgeführt. Als Belastungskollektiv wird, wie bei den vorher beschriebenen Versuchen, ein Dreipunktbiegeversuch mit horizontaler Stützung gewählt. In Abbildung 44 ist der Vergleich mit einem Tübbingtyp IIa (Versuch 8) mit gleicher nomineller Betongüte dargestellt. Zu erkennen ist, dass der Erstriss beim Tübbingtyp IIa bei einer niedrigeren Belastung als beim Tübbingtyp II auftritt. Zwar wird für beide Segmente die gleiche nominelle Betonfestigkeit verwendet, jedoch zeigen die begleitenden Laborversuche, dass Unterschiede sowohl in der Betonfestigkeit als auch in den Steifigkeitsparametern vorhanden sind. Durch die ungleichen Biegebewehrungen unterscheidet sich das Tragverhalten nach dem Erstriss signifikant. Die Spannungumlagerung auf die Bewehrung führt beim Segmenttyp II zu einem sofortigen Stahlfließen und der Tübbing kann keine zusätzlichen Lasten im Nachrissbereich aufnehmen, wohingegen der Tübbingtyp IIa durch seine massivere Biegebewehrung die freiwerdenden Kräfte aufnimmt und erst bei erhöhter Last zu fließen beginnt.

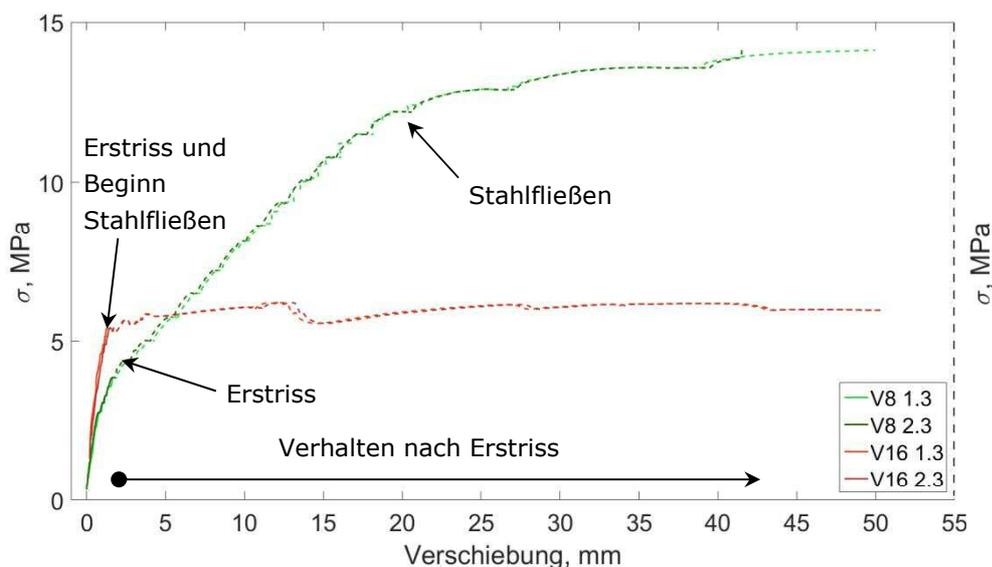


Abbildung 44: Vergleich der Versuche 8 (Typ IIa) mit Versuch 16 (Typ II)

Wie schon in Kapitel 6.6.1 erläutert, bilden sich die Risse vorwiegend im Bereich der Querbewehrungseisen aus. Um festzustellen, ob diese einen

negativen Einfluss auf das Erstrissmoment bzw. das Trag- und Verformungsverhalten haben, wird ein Tübbing vom Typ III mit geänderter Quer- und Spaltzugbewehrung hergestellt (Versuch 15). Hierfür wird zwischen dem Topf-Nockensystem komplett auf eine Quer- und Spaltzugbewehrung verzichtet (Abbildung 45). Die Biegebewehrung dieses Korbes bleibt unverändert. Für die Durchführung des Versuchs wird ein Belastungskollektiv ähnlich den Versuchen 1 und 3, das heißt gesteigerte Vertikallast bei konstanter Horizontalkraft, gewählt.

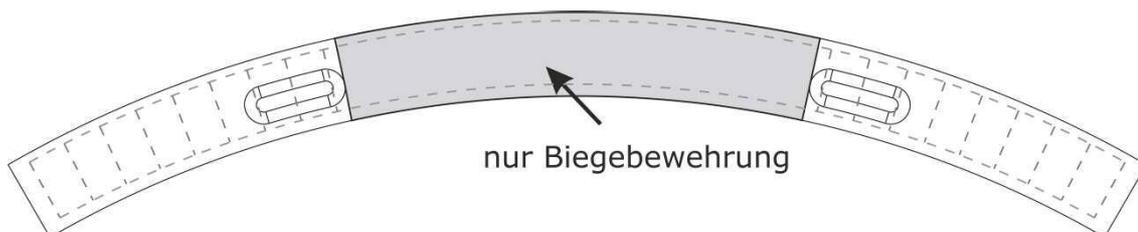


Abbildung 45: Schematische Darstellung des modifizierten Bewehrungskorbs für Versuch 15

Abbildung 46 veranschaulicht den Vergleich des durchgeführten Versuchs mit modifiziertem Bewehrungskorb mit den Segmenten der Versuche 1 und 3. Hierbei zeigt sich weder eine Auswirkung auf das Ausbilden des Erstrisses noch ein signifikanter Einfluss auf das Verhalten des Segments im Zustand II.

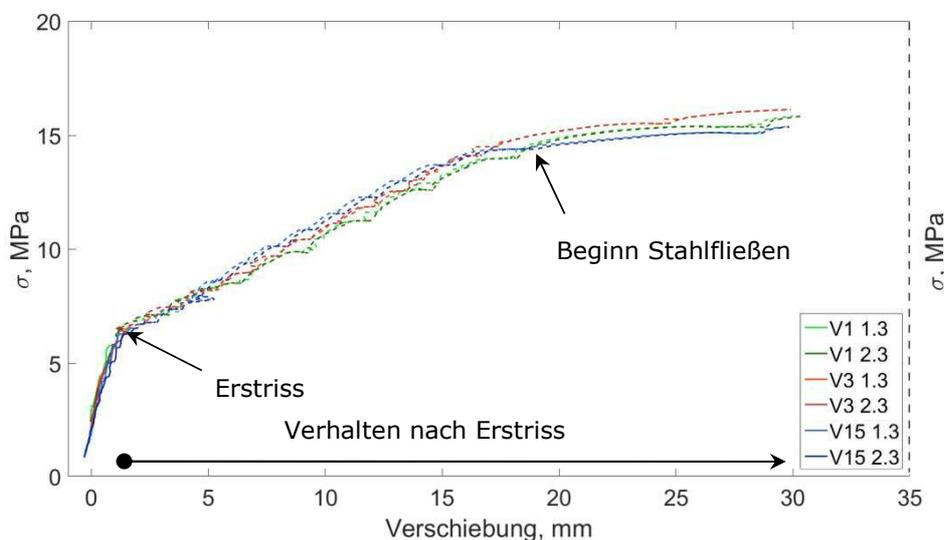


Abbildung 46: Vergleich der Versuche 1 und 3 (Typ III) mit Versuch 15 (Typ III mit modifizierter Bewehrung)

In der Gegenüberstellung der Rissbilder am Intrados nach der Versuchsdurchführung (Abbildung 47 und Abbildung 48) ist zu erkennen, dass beim Versuch ohne Querbewehrung verzweigte Risse auftreten, welche beim Versuch am Standardtübbing nicht vorhanden sind. Die parallelen Risse in Abbildung 47 folgen den Positionen der Querbewehrung und werden

nur unwesentlich von der Heterogenität des Betons beeinflusst, wohingegen beim Versuch ohne Querbewehrung (Abbildung 48) die Entwicklung der Risse zwar von der aufgetragenen Belastung abhängt, aber stärker von Inhomogenitäten des Betons und den Spannungskonzentrationen an den Erektoerstützen gesteuert wird.



Abbildung 47: Rissbild am Intrados nach Versuchsdurchführung bei Versuch 1



Abbildung 48: Rissbild am Intrados nach Versuchsdurchführung bei Versuch 15

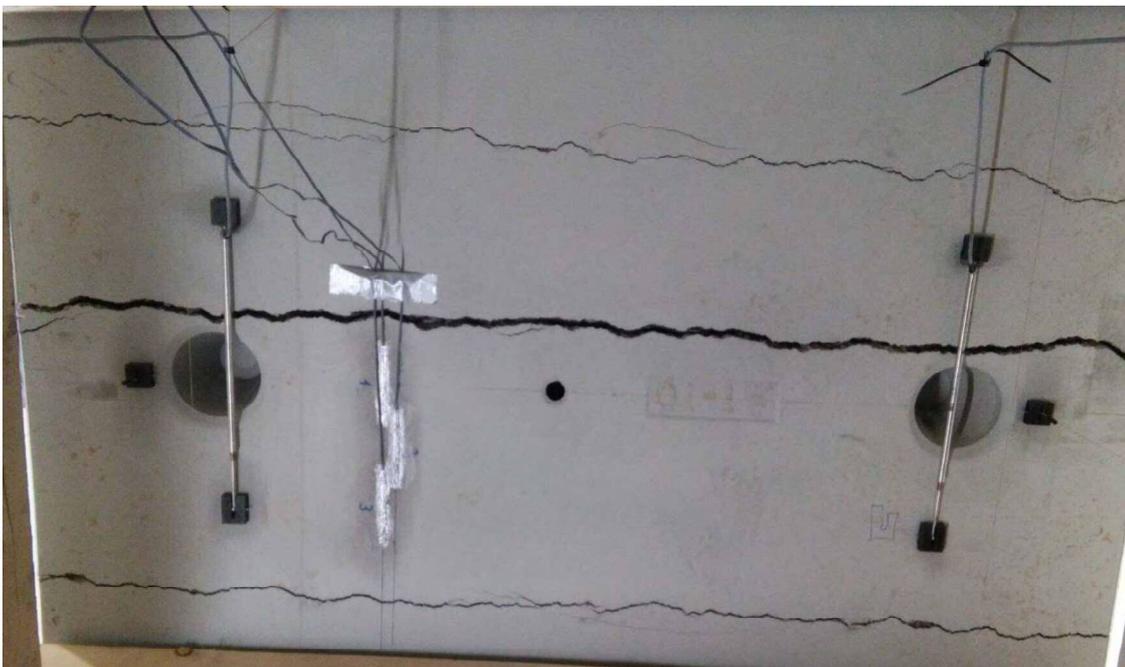
Hingegen kann bei der Beurteilung des Rissbildes an der Stirnseite mittels kamerabasiertem System [8] zwischen den beiden Versuchen kein signifikanter Unterschied festgestellt werden (Abbildung 49). Der Vergleich

der Rissbilder erfolgt bei einer Vertikallast von 575 kN bei Versuch 3 bzw. 550 kN bei Versuch 15.



*Abbildung 49: Rissbild an der Stirnseite,
oben: Versuch 3, unten: Versuch 15*

Ergänzend zu den vorhin beschriebenen Rissbildern ist in Abbildung 50 das Rissbild nach Versuchsdurchführung des Tübbingtyps II (Versuch 16) dargestellt. Hierbei ist ersichtlich, dass der Rissabstand ein Vielfaches des Rissabstands beim Tübbingtyp III beträgt. Durch die geringere Anzahl an Rissen ergeben sich hierdurch größere Rissöffnungen der einzelnen Risse bei gleicher relativer Vertikalverschiebung.



*Abbildung 50: Rissbild am Intrados nach Versuchsdurchführung bei
Versuch 16*

Aus den vorher dargelegten Ergebnissen kann folgende Schlussfolgerung getroffen werden: Das Rissbild sowie die Rissweiten am Tübbing können durch die Positionen und die Anzahl der Querbewehrungseisen beeinflusst werden. Als Voraussetzung gilt, dass die beim Betonriss durch die Entfestigung des Betons freiwerdenden Kräfte von der Bewehrung aufgenommen werden müssen. Somit muss eine ausreichende Resttragfähigkeit gewährleistet werden. Hierfür ist erforderlich, dass das Fließmoment (Kapitel 6.6.1) größer als das Rissmoment ($M_{\text{Fließ}} > M_{\text{Riss}}$) ist. In Fällen, in denen das Fließmoment kleiner als das Rissmoment ($M_{\text{Fließ}} < M_{\text{Riss}}$) ist, können die freiwerdenden Kräfte nicht oder nur teilweise vom Stahl aufgenommen werden. Aus diesem Grund beginnt der Stahl sofort beim Auftreten des Erstrisses zu fließen. Wenn keine ausreichende Verfestigung des Stahls bzw. stärkere Aktivierung zusätzlicher Bewehrungslagen vorhanden ist, wird der Beton an keiner anderen Stelle mehr bis zur Zugfestigkeit belastet und somit entsteht an nur dieser ein Hauptriss. Die Risssteuerung mittels der Kerbwirkung der Querbewehrung ist hierbei nicht zielführend. Außerdem kann das im EC 2 [4] geforderte duktile Bauteilversagen hierdurch nicht erreicht werden.

Die Auswertung der theoretischen Rissweite für Versuch 3 aus vorigem Kapitel zeigt, dass die für die Dauerhaftigkeit zulässigen Rissweiten früh überschritten werden. Durch Erhöhung der Querbewehrungsstäbe kann die Anzahl an Rissen erhöht und somit die Rissweite der Einzelrisse reduziert werden, jedoch besitzt dieser Tübbing eine vergleichsweise massive Querbewehrung mit Querbewehrungsstäben in einem Abstand von 150 mm. Eine Erhöhung der Anzahl der Stäbe verringert deren Abstand, was zu Problemen hinsichtlich der Verarbeitbarkeit des Betons bei der Segmentherstellung führen kann.

6.7 Belastungsversuche an stahlfaserbewehrten Tübbing

Für den Vergleich mit kunststofffaserbewehrten Segmenten (Kapitel 6.8) und die Erweiterung der Richtlinie „Tübbingsysteme aus Beton“ [3] werden im Rahmen dieser Dissertation erste Versuche mit stahlfaserbewehrten Tübbing durchgeföhrt. Hierfür werden vier verschiedene Fasertypen mit 60 mm Länge von unterschiedlichen Produzenten für die Herstellung von Segmenten verwendet. Für die Produktion der ersten drei Serien wird ein Beton der Güte C35/45 verarbeitet. Die Betonrezeptur entspricht der für die stabbewehrten Tübbinge vom Koralmtunnel Baulos KAT2. Für die Segmente der vierten Serie wird die Betonrezeptur durch Erhöhung des Zementanteils modifiziert und somit ergibt sich eine nominelle Betongüte C50/60. Hieraus wird eine Erhöhung der Erstrisstragfähigkeit aufgrund der Erkenntnisse aus den stabbewehrten Segmenten (Kapitel 6.6.2) erwartet. Die Belastung am

Prüfstand erfolgt für alle Versuche mit vertikaler Laststeigerung bei konstant gehaltener Horizontalkraft.

Für die Versuche 13 und 14 werden 40 kg/m^3 einer 3D-Faser mit einer Schlankheit von 60 sowie einer Stahlzugfestigkeit von 2400 MPa (Faser I, Abbildung 51) verwendet. Die Schlankheit von Stahlfasern beschreibt das Verhältnis der Faserlänge zum Nenndurchmesser. Der Tübbing für Versuch 14 ist durch punktuelle Belastung bei der Lagerung bzw. dem Transport auf der Baustelle beschädigt, wird aber trotz des Torsionsrisses am Extrados am Prüfstand untersucht. Beide Versuche dienen unter anderem zum Vergleich mit dem Tragverhalten von Kunststofffasertübbing (Kapitel 6.8).



Abbildung 51: 3D-Stahlfaser (Symbolfoto) bei Versuch 13 und 14 – Faser I

Zusätzlich werden zuerst Laborversuche in Form von einaxialen Druckversuchen, Spaltzugversuchen und Dreipunktbiegeversuchen mit geschlitzten Balken nach ÖNORM EN 14651 [25] mit jeweils zwei verschiedenen Fasern von zwei Herstellern durchgeführt. Dies dient der Ermittlung geeigneter Fasern und Mischungsverhältnissen. Anschließend sollen mit den gewählten Fasern je Hersteller jeweils drei Tübbinge produziert und getestet werden. Aufgrund von Lieferschwierigkeiten der Faser III können nur zwei Segmente (Versuche 20 und 21) hergestellt werden. Zur Herstellung der Segmente kommen für die Versuche 17 bis 19 50 kg/m^3 einer 4D-Faser mit einer Schlankheit von 80 und einer Stahlzugfestigkeit von 1500 MPa (Faser II, Abbildung 52) zur Anwendung. Bei den Versuchen 20 und 21 werden 50 kg/m^3 einer Faser mit zwei Ankerknoten je Seite und einer Schlankheit von 80 sowie einer Stahlzugfestigkeit von 2050 MPa (Faser III, Abbildung 53) eingesetzt. Die Spannungs-Rissöffnungskurven als Resultat der nach EN 14651 [25] durchgeführten Dreipunktbiegeversuche sind für Faser II und Faser III nahezu ident. In Abbildung 54 sind die zugehörigen mittleren Biegezugfestigkeiten bzw. residuellen Biegezugfestigkeiten, inklusive Standardabweichungen, gegenübergestellt. Die Auswertung erfolgt entsprechend EN 14651 [25] mit linear-elastischem Ansatz.



Abbildung 52: 4D-Faser bei Versuch 17 bis 19 – Faser II



Abbildung 53: Faser mit zwei Endknoten bei Versuch 20 und 21 – Faser III

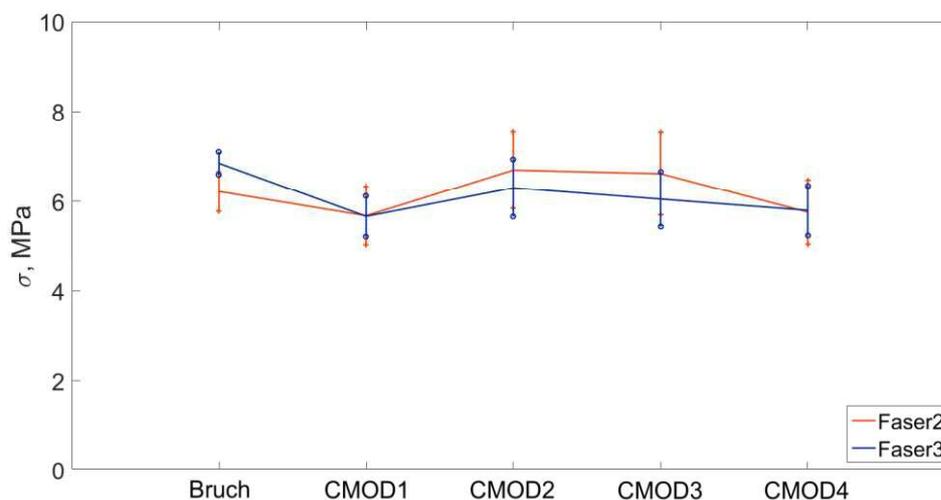


Abbildung 54: Biegezugfestigkeiten und residuelle Biegezugfestigkeiten ermittelt mittels Dreipunktbiegeversuche nach EN 14651 für Faser II und Faser III mit Standardabweichung (Datenbasis [33] und [34])

Abweichend zu den vorhergehenden Versuchen wird für die Versuche 22 und 23 eine modifizierte Betonrezeptur mit erhöhtem Zementanteil verwendet. Als Bewehrung kommen 60 kg/m^3 einer Faser mit nur einem Ankerknoten je Seite (Faser IV, Abbildung 55) zur Anwendung. Daraus resultiert eine nominelle Betongüte C50/60. Die Faser IV besitzt eine Schlankheit von 80 und eine Stahlzugfestigkeit von 2000 MPa.



Abbildung 55: Faser mit einem Endknoten bei Versuch 22 und 23 – Faser IV

Wie bei den stabbewehrten Segmenten bleibt das Messsystem zur Verschiebungsmessung und Risserkennung unverändert. Für die Auswertung und den Vergleich der Versuche wird die Zugspannung σ am Intrados herangezogen, die, wie in Kapitel 6.6.2 erwähnt, nach dem Erstriss keine mechanisch-physikalische Größe mehr darstellt.

Obwohl das Segment für Versuch 14 am Extrados in Tübbingmitte durch punktuelle Belastung bei der Lagerung oder dem Transport auf der Baustelle eine Beschädigung aufweist (Torsionsriss), ist aus Abbildung 56 ersichtlich, dass dies keinen wesentlichen Einfluss auf das Trag- und

Verformungsverhalten hat. Dieser Sachverhalt kann mit der Überdrückung des Risses bei vorwiegender Vertikalbelastung erklärt werden. Eine optische Auswertung des Rissbildes nach dem Versuch zeigt, dass die Ausbildung der Risse am Intrados unabhängig von der Vorschädigung am Extrados ist. Des Weiteren zeigen beide Tübbinge mit 40 kg/m^3 des Fasertyps I nach dem Auftreten des Erstrisses ein duktileres Verhalten und die Fasern können die beim Betonriss freiwerdenden Kräfte aufnehmen.

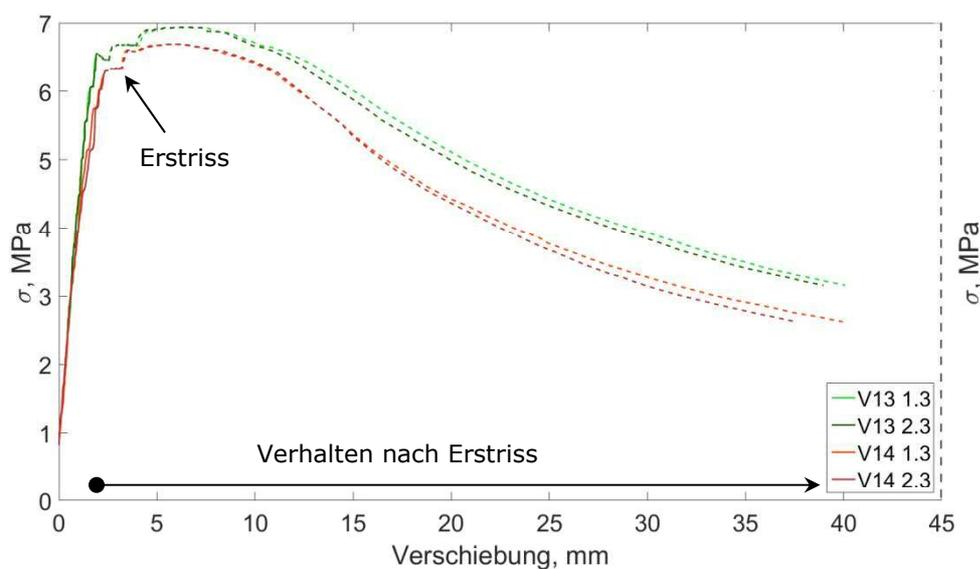


Abbildung 56: Vergleich der Versuche 13 und 14 (Faser I)

Im nachfolgenden Diagramm (Abbildung 57) sind die Ergebnisse der Versuche 17 bis 19 mit jeweils 50 kg/m^3 des Fasertyps II dargestellt. Die Belastungen der Tübbinge, die zum Erstriss führen, liegen bei allen drei Segmenten im gleichen Bereich der Zugspannung σ am Intrados von ca. 6,5 bis 7 MPa. Ebenfalls zeigen alle drei Tübbinge nach dem Auftreten des Erstrisses noch ausreichend Tragreserven.

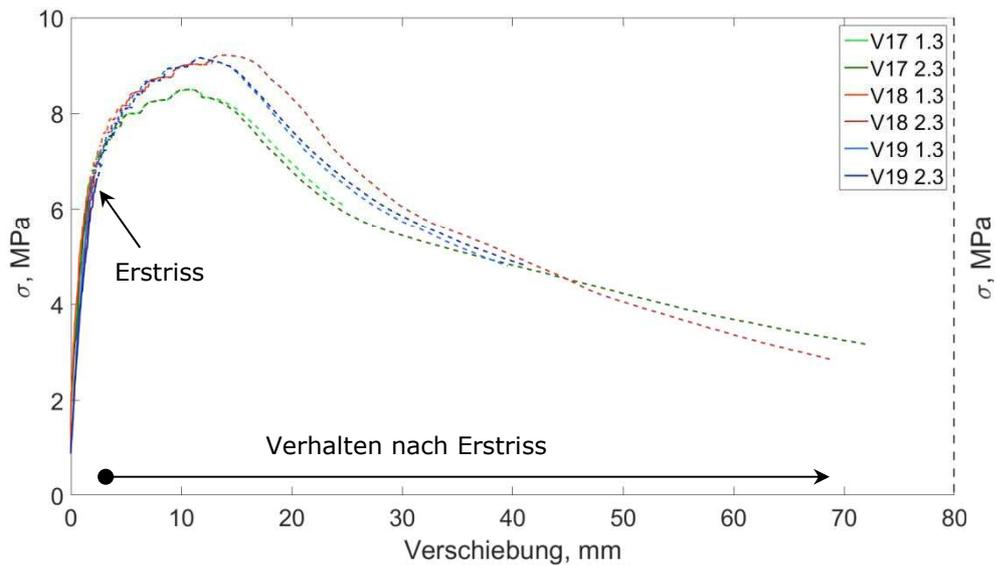


Abbildung 57: Vergleich der Versuche 17 bis 19 (Faser II)

Abbildung 58 zeigt die Zugspannung σ am Intradoss über die relative Vertikalverschiebung in der Segmentmitte für die Versuche 20 und 21 mit 50 kg/m^3 der Faser III. Wie bei den bisherigen Versuchen mit Stahlfaserbeton ist erkennbar, dass bei beiden Tübbingungen nach dem Auftreten des Erstrisses, bei einer Zugspannung σ am Intradoss von ca. 6 MPa, ausreichend Resttragfähigkeit vorhanden ist.

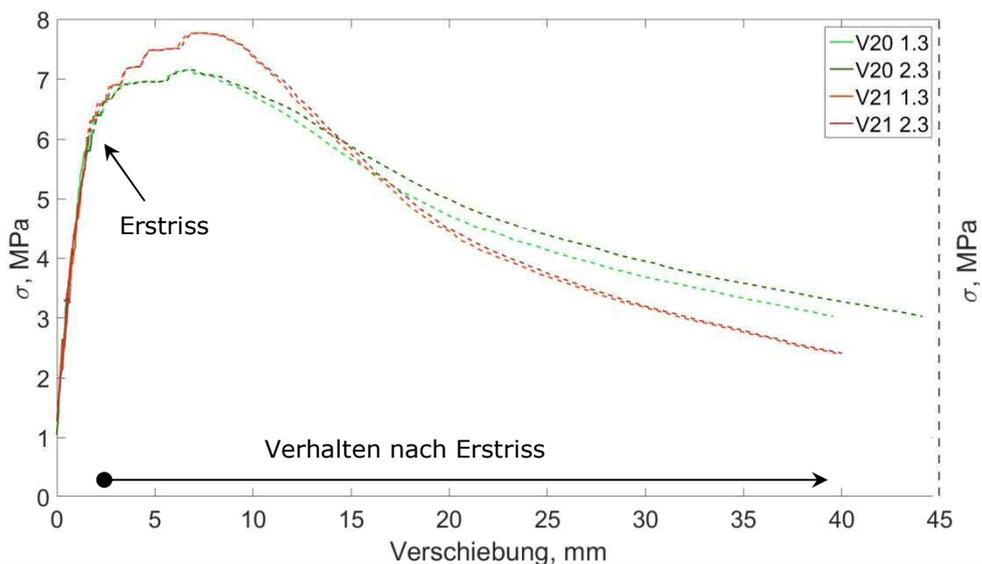


Abbildung 58: Vergleich der Versuche 20 und 21 (Faser III)

Im nachfolgenden Diagramm (Abbildung 59) sind die Versuche 17 bis 19 mit Faser II den Versuchen 20 und 21 mit Faser III gegenübergestellt. Hierbei ist klar erkennbar, dass der Erstriss zwar unabhängig vom Fasertyp im gleichen Wertebereich der Zugspannung σ am Intradoss auftritt, das Tragverhalten nach dem Erstriss sich aber deutlich unterscheidet. Die

Segmente mit der Faser II weisen ein duktileres Nachbruchverhalten mit signifikant höherer Resttragfähigkeit auf. Diese Ergebnisse sind insofern erstaunlich, da wie bereits beschrieben, die durchgeführten Dreipunktbiegeversuche nach EN 14651 [25] (Abbildung 54) mit jeweils 50 kg/m³ der beiden Fasertypen sowie einer Betongüte C35/45 quasi idente Resultate liefern. Aufgrund dieser Erkenntnisse ist die Anwendbarkeit von Drei- und Vierpunktbiegeversuchen zur Parametergewinnung und Betoncharakterisierung für Großbauteile wie Tübbinge zu hinterfragen. Auf mögliche Alternativen hierzu wird in Kapitel 8 näher eingegangen.

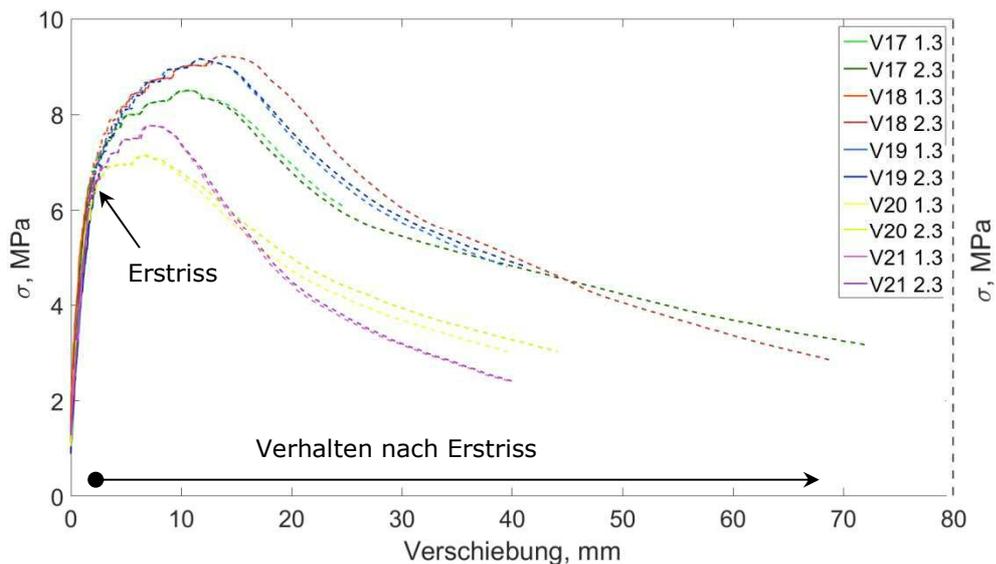


Abbildung 59: Vergleich der Versuche 17 bis 19 (Faser II) mit Versuch 20 und 21 (Faser III)

Versuch 22 mit einer nominellen Betongüte C50/60 und 60 kg/m³ der Faser IV wird nachfolgend für die Vergleiche nicht herangezogen, da die Position des Hauptrisses stark von der geometrischen Mitte, dem Ort des maximalen Biegemoments, abweicht (Abbildung 60). Dieses Verhalten deutet bei einem Dreipunktbiegeversuch mit konstanter Horizontalkraft auf eine lokale Schwachstelle bzw. Vorschädigung durch den Transport hin. Diese ist weder optisch vor Versuchsbeginn noch durch Untersuchung der Bruchflächen nach Versuchsdurchführung ersichtlich. Somit sind diese Ergebnisse für den Vergleich mit anderen Segmenten nicht verwendbar.



Abbildung 60: Außermittiger Riss bei Versuch 22

In Abbildung 61 werden die Versuchsergebnisse der Versuche 20 und 21 (50 kg/m³ Faser III, C35/45) den Ergebnissen aus dem Versuch 23 (60 kg/m³ Faser IV, C50/60) gegenübergestellt. Durch die geringe Anzahl an Versuchen kann keine verlässliche Aussage getroffen werden, ob durch die höhere Betongüte bei Versuch 23 der Erstriss bei erhöhter Belastung auftritt, wäre aber durch die Erkenntnisse aus den stabbewehrten Versuchen zu erwarten (Kapitel 6.6.2). Zusätzlich wird trotz des höheren Fasergehalts kein signifikanter Unterschied des Trag- und Verformungsverhaltens beobachtet.

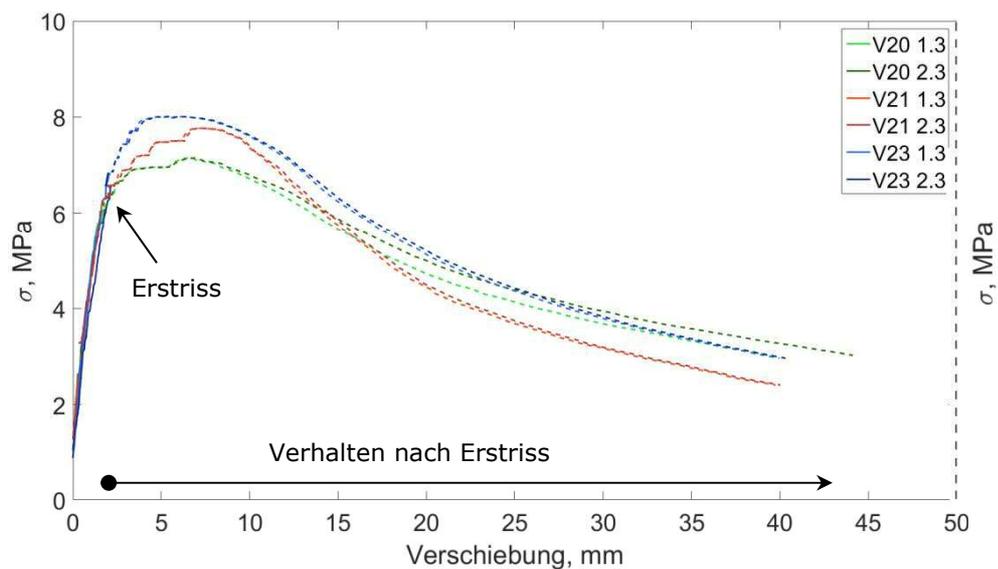


Abbildung 61: Vergleich der Versuche 20 und 21 (Faser III) mit Versuch 23 (Faser IV)

Abbildung 62 zeigt den Vergleich der Versuche 17 bis 19 (50 kg/m³ Faser II, C35/45) mit dem Versuch 23 (60 kg/m³ Faser IV, C50/60). Hierbei wird ersichtlich, dass trotz höherem Fasergehalt und höherer nomineller Betongüte der Versuch 23 eine geringere Resttragfähigkeit aufweist. Aus diesem Vergleich wird deutlich, dass für die Spezifikation von Faserbeton der Fasergehalt alleine keine Aussage über das Tragverhalten zulässt.

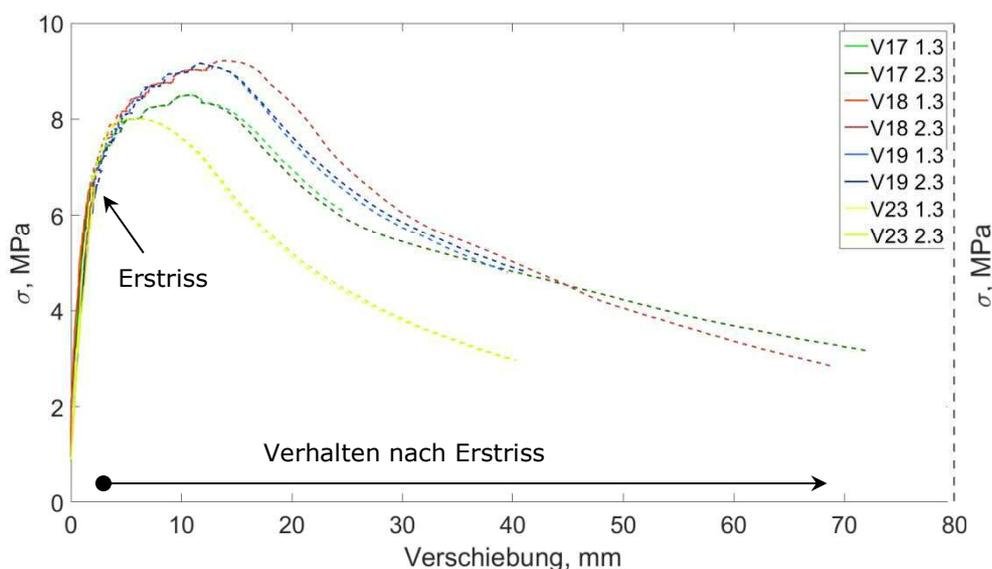


Abbildung 62: Vergleich der Versuche 17 bis 19 (Faser II) mit Versuch 23 (Faser IV)

Bei allen Versuchsreihen mit Stahlfasersegmenten kann nach Versuchsdurchführung festgestellt werden, dass die Fasern vorwiegend ausgezogen werden und nicht abgerissen sind. Eine kamerabasierte Dokumentation mit einer 3D-Rekonstruktion ist aufgrund der sehr unregelmäßigen Bruchflächen (Abbildung 63) nicht zielführend.



Abbildung 63: Bruchfläche nach Versuchsdurchführung bei Versuch 19

In Abbildung 64 sind die Ergebnisse aller durchgeführten Versuche mit Stahlfaserbeton dem Versuch 16 mit einem Tübbingtyp II mit Lastfallbewehrung gegenübergestellt. Die Versuche mit Stahlfaserbeton zeigen, dass dieser eine Alternative zur konventionellen Stabbewehrung in Gebirgsbereichen mit geringen Belastungen des Tübbingausbaus bzw. der Lastfallbewehrung darstellt. Schon 40 kg/m^3 Stahlfasern führen zu einem duktilen Verhalten nach dem Auftreten des Erstrisses.

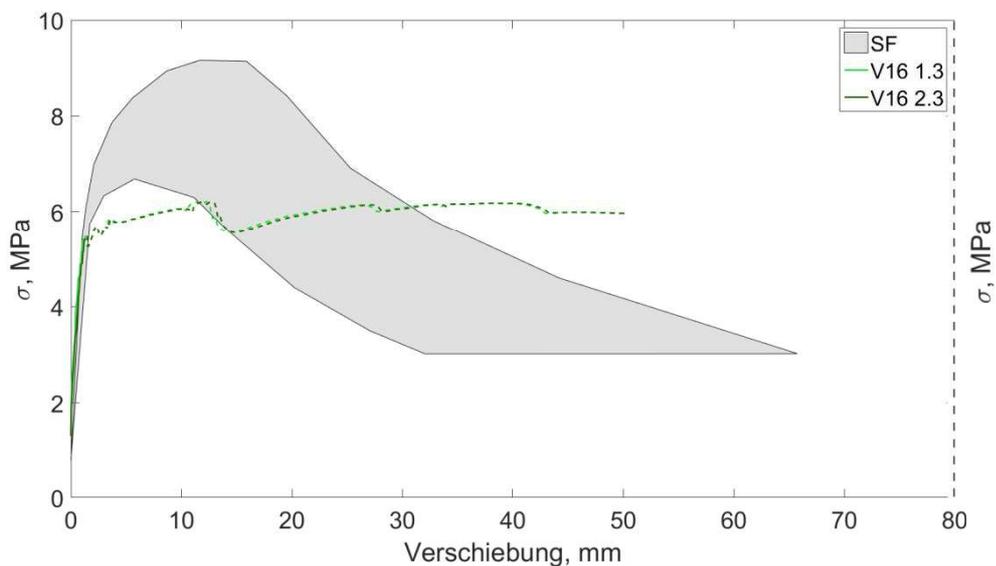


Abbildung 64: Vergleich aller Stahlfaserbetonversuche mit Versuch 16 (Typ II)

6.8 Belastungsversuche an kunststofffaserbewehrten Tübbing

Neben den Versuchen mit Stahlfasertübbing werden zusätzlich erste Versuche an kunststofffaserbewehrten Segmenten durchgeführt. Hierfür werden Tübbinge mit Beton der Güte C35/45 mit 60 mm langen (Makro-) Polyoleofinfasern (Abbildung 65) am Koralmntunnel Baulos KAT2 hergestellt. Auf Anraten des Herstellers werden 8 kg/m³ Fasern im Mischvorgang beigegeben. Laut Herstellerangaben ist die Verwendung von bis zu 10 kg/m³ dieser Faser möglich, wobei Gehalte darüber hinaus aufgrund der unzureichenden Mischbarkeit nicht zielführend sind.



Abbildung 65: Kunststofffaser

Diese Tests finden in zwei Versuchsserien statt, wobei in der ersten (Versuche 5 bis 7) Tübbinge ohne zusätzliche Bewehrung produziert werden. Bei der zweiten Versuchsreihe werden ein Tübbing mit Kunststofffasern und zusätzlich reduziertem Bewehrungskorb (Versuch 11), ein Tübbing mit Nullbeton und reduziertem Bewehrungskorb (Versuch 12) und ein Stahlfasertübbing (Versuch 13) zu Vergleichszwecken hergestellt. Versuch 14 wird aufgrund der Transportbeschädigung nicht für die Vergleiche herangezogen. Die Ergebnisse der Belastungsversuche mit stahlfaserbewehrten Tübbing sind im vorigen Kapitel (Kapitel 6.7) dargelegt. Wie bei diesen Versuchen wird auch hier ein Belastungskollektiv mit gesteigerter Vertikalkraft und konstanter Horizontallast gewählt. Das Messkonzept für die Verschiebungsmessungen und Risserkennung bleibt bei diesen Versuchen unverändert.

Im nachfolgenden Diagramm (Abbildung 66) sind die relativen Vertikalverschiebungen über die Zugspannung σ am Intrados der ersten Versuchsreihe dargestellt. Es ist ersichtlich, dass alle drei Tübbinge ein gleichartiges Trag- und Verformungsverhalten aufweisen. Nach der Ausbildung des Erstrisses tritt ein Spannungsabfall auf, welcher in einen leichten Wiederanstieg der aufnehmbaren Spannung übergeht. Anschließend folgt eine Spannungsabnahme durch das Versagen der Fasern bzw. deren Verbund mit dem Beton. Folglich ist erkennbar, dass die Resttragfähigkeit der Tübbinge zu niedrig ist, um zusätzliche Lasten nach dem Auftreten des Erstrisses aufzunehmen. Somit kann das für alle getesteten Segmente geforderte duktile Verhalten mit reiner Kunststofffaserbewehrung nicht ausreichend gewährleistet werden.

Durch die geringe Ölfördermenge und dem großen Ölvolumen der Hydraulikzylinder ist trotz kraftgesteuerter Regelung auch nach dem Erstriss und dem damit einhergehendem Lastabfall eine quasistatische Versuchsdurchführung gewährleistet.

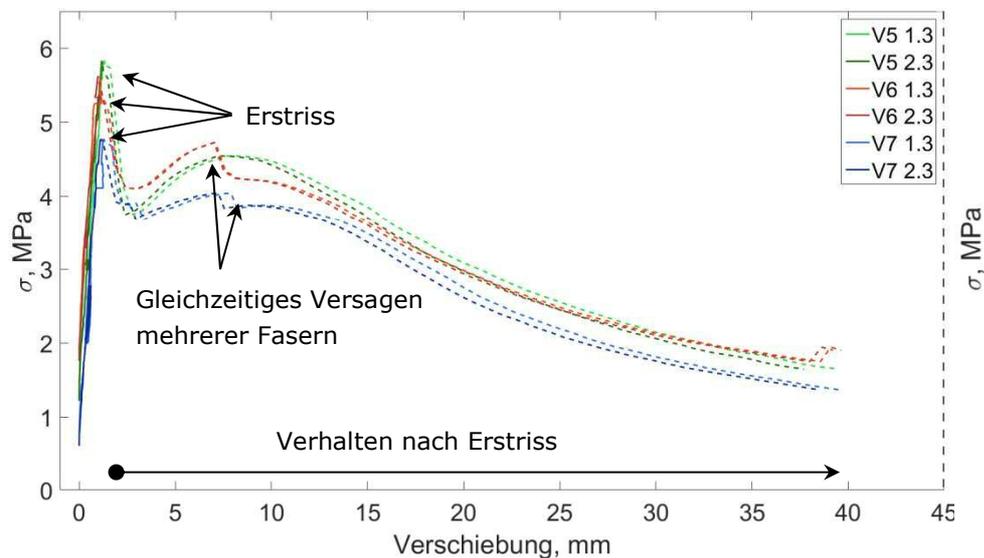


Abbildung 66: Vergleich der Versuche 5 bis 7 (Kunststofffaser)

Nach Durchführung der Versuche können durch das komplette Durchreißen des Segments die Rissflächen optisch und mit einer kamerabasierten 3D-Rekonstruktion beurteilt werden. Hierfür wird das kamerabasierte System, welches normalerweise für die Risserkennung in den Stirnflächen im Einsatz [8] ist, verwendet. Somit wird das Ausziehen und Reißen der Fasern analysiert. Die Ermittlung der Anzahl an ausgezogenen und abgerissenen Fasern erfolgt durch Auszählen auf Basis der Rissbilder. In Abbildung 67 ist exemplarisch eine Aufnahme der Rissoberfläche nach dem Ausbau aus dem Tübbingprüfstand bei Versuch 6 abgebildet. Dieser Versuch ergibt die zweithöchste Resttragfähigkeit, und der Großteil der Fasern ist aus der Matrix ausgezogen. Im Gegensatz dazu sind beim Versuch mit der höchsten Resttragfähigkeit (Versuch 5) die meisten Fasern abgerissen. Bei Versuch 7 ist der Anteil der abgerissenen Fasern in etwa gleichgroß wie der Anteil an ausgezogenen Fasern und das Segment erreicht die niedrigste Resttragfähigkeit. Auf Basis der Versuchsergebnisse (Abbildung 66) und der Beurteilung der Rissoberfläche kann keine Unterscheidung getroffen werden, ob das Ausziehen oder Reißen der Fasern zu höheren aufnehmbaren Lasten führt.

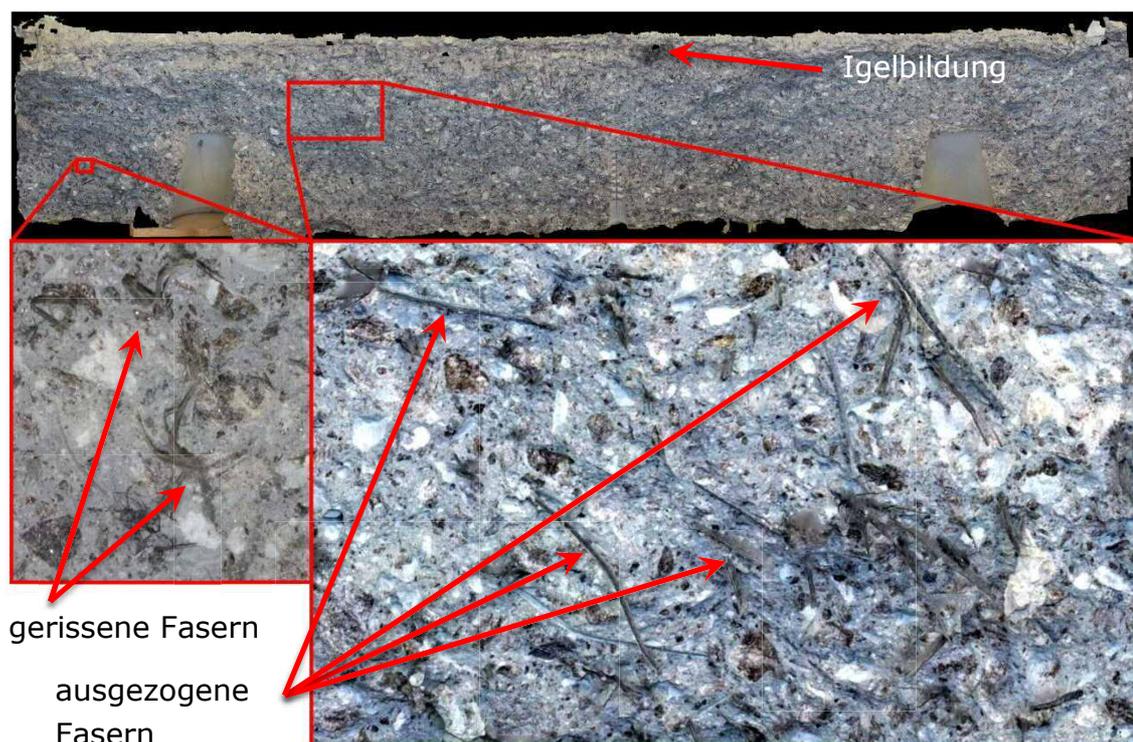


Abbildung 67: 3D-Rekonstruktion der Rissoberfläche mit kontrastveränderten Detailaufnahmen (Datenbasis [35])

Aufgrund der niedrigen Resttragfähigkeit der Segmente in der ersten Serie wird in der zweiten Versuchsreihe ein Tübbing mit gleichem Fasergehalt und zusätzlichem Bewehrungskorb [28] hergestellt. Um den Einfluss der Kunststofffaser bei diesem hybriden System festzustellen, muss ein weiterer Tübbing mit diesem Bewehrungskorb und Nullbeton, das heißt ohne Fasern, produziert werden. Dieser Korb wird nach Rücksprache mit dem Faserhersteller verglichen zu den Normaltübbingungen vom Typ IIa bzw. den Spezialtübbingungen vom Typ III mit nur minimaler Biege- und Querbewehrung hergestellt. Somit kann sichergestellt werden, dass kein Entmischen oder Igelbildung der Fasern durch die Interaktion mit den Bewehrungsseisen auftritt.

In nachfolgendem Diagramm (Abbildung 68) ist die Zugspannung σ am Intrados über die relativen Vertikalverschiebungen bei den Positionen 1.3 und 2.3 gegenübergestellt. Ersichtlich ist, dass beim Versuch mit Nullbeton und leichtem Bewehrungskorb (Versuch 12) beim Auftreten des Erstrisses die freiwerdenden Zugkräfte nicht von der Bewehrung aufgenommen werden. Der gewählte Bewehrungskorb enthält für den verwendeten Beton mit einer nominellen Festigkeit von C35/45 eine zu niedrige Biegebewehrung und beginnt sofort nach dem Auftreten des Erstrisses zu fließen. Im Gegensatz dazu kann bei Versuch 11 durch die Verwendung einer Hybridbewehrung aus Fasern und Bewehrungskorb ein duktiles Versagen des Tübbings gewährleistet werden. Eine Aussage, ob die Fasern

eine Erhöhung der Erstrissfestigkeit bringen, kann aufgrund der bei den Versuchen 5 bis 7 (Abbildung 66) auftretenden Streuung und der Versuchsanzahl nicht getroffen werden. Durch das in Kapitel 8.1 beschriebene Werkstoffverhalten von Faserbeton ist eine Erhöhung der Erstrissfestigkeit unwahrscheinlich, da Fasern zur Aktivierung ihrer Tragfähigkeit ausreichend Verformung benötigen.

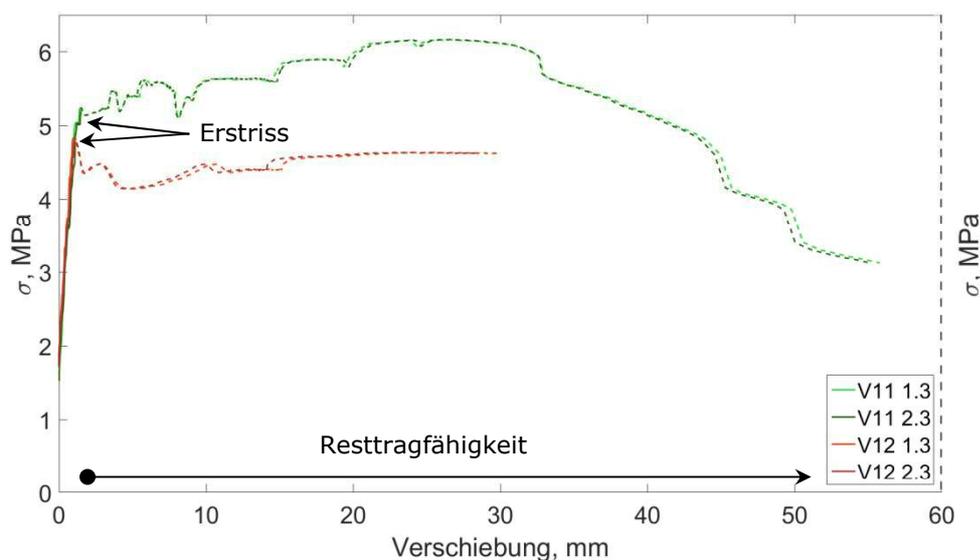


Abbildung 68: Vergleich des Versuchs 11 (Kunststofffasern mit Korb) mit Versuch 12 (Nullbeton mit Korb)

In Abbildung 69 werden die Versuche mit Kunststofffaserbeton ohne Korb (Versuche 5 bis 7) dem Versuch mit hybrider Bewehrung (Versuch 11) gegenübergestellt. Ein Einfluss des zusätzlichen Bewehrungskorbs auf die Erstrissfestigkeit ist hieraus nicht ableitbar. Bei Anwendung der in Kapitel 6.6.1 beschriebenen Formel ergibt sich aufgrund des niedrigen Bewehrungsgehalts ein Einfluss der Biegebewehrung von weniger als 4 % auf das Erstrissmoment. Jedoch ist im Bereich der Resttragfähigkeit der Einfluss der Biegebewehrung durch das duktile Verhalten sehr gut ersichtlich. Eine Aufteilung des Tragverhaltens in faserbedingt und bewehrungsbedingt auf Basis der Versuche mit Korb und Nullbeton und den reinen faserbewehrten Segmenten ist nicht möglich.

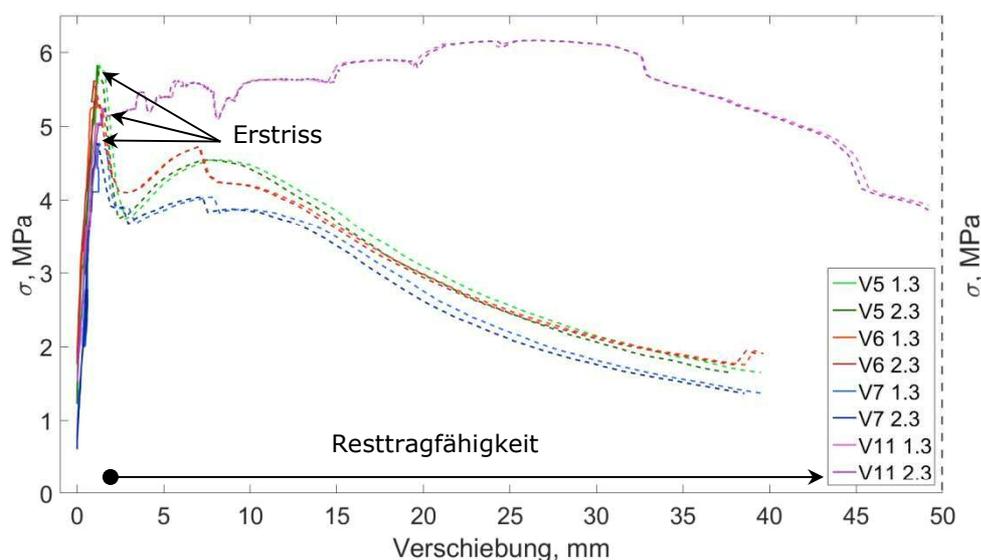


Abbildung 69: Vergleich der Versuche 5 bis 7 (Kunststofffaser) mit Versuch 11 (hybride Bewehrung)

Zum Vergleich der Kunststofffaser mit einer handelsüblichen Stahlfaser wird der in Kapitel 6.7 beschriebene Versuch 13 durchgeführt. Laut Herstellerangaben entsprechen 8 kg/m^3 ($8,7 \text{ ‰ vol}$) der gewählten Kunststofffaser ca. 40 kg/m^3 ($5,1 \text{ ‰ vol}$) dieser 3D-Stahlfaser. Somit wird dieser Gehalt für den Vergleichstübbing gewählt und in der zweiten Serie hergestellt.

Der Vergleich in Abbildung 70 zeigt, dass der Stahlfasertübbing eine höhere Belastung bis zum Auftreten des Erstrisses aufnehmen kann. Außerdem zeigt die Verwendung von 40 kg/m^3 dieser Stahlfaser ein duktileres Verhalten mit ausreichend Resttragfähigkeit, welches bei der Verwendung der Kunststofffaser nicht gegeben ist.

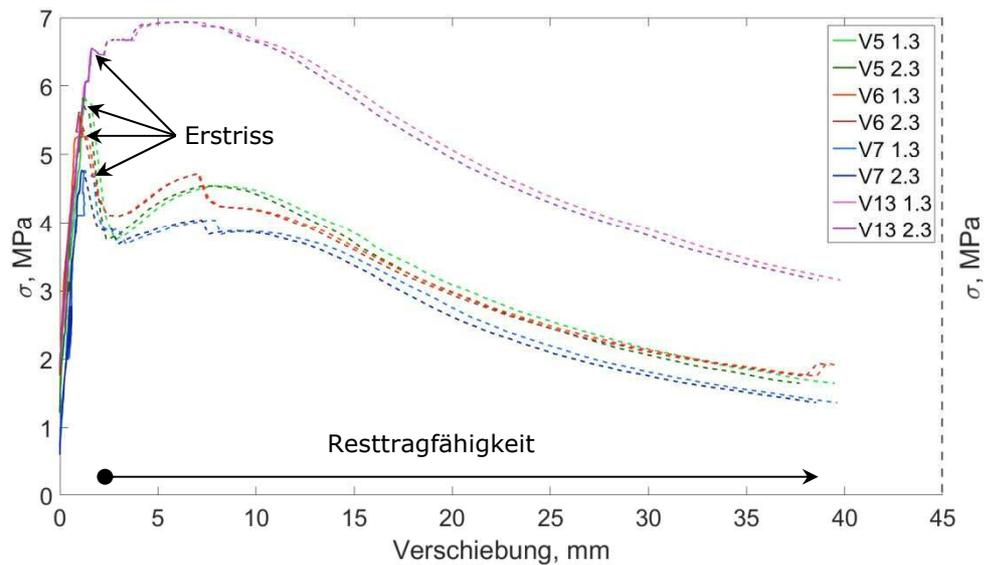


Abbildung 70: Vergleich der Versuche 5 bis 7 (Kunststofffaser) mit Versuch 13 (Stahlfaser)

Das nachfolgende Diagramm (Abbildung 71) zeigt den Vergleich eines hybriden Systems mit dem Normaltübbing vom Typ II. Hierbei ist ersichtlich, dass der Erstriss im identen Belastungsbereich auftritt. Anschließend beginnt bei beiden Tübbingens der Bewehrungsstahl zu fließen. Beide Segmente zeigen im Nachrissbereich ein annähernd duktilen Verhalten, trotz Unterschreitung der im EC 2 [4] geforderten Mindestbewehrung. Zu erwähnen ist, dass die Biegebewehrung am Intrados beim Tübbingtyp II eine reine Lastfallbewehrung und der Bewehrungsgehalt am Extrados fast doppelt so hoch sind. Dies führt bei einem Belastungsversuch mit horizontaler Laststeigerung bei konstanter Vertikalkraft zu einem besseren Tragverhalten mit Tragreserven im Nachrissbereich, was jedoch aufgrund der identen Biegebewehrung am Intrados sowie Extrados beim Tübbing mit Kunststofffasern und reduziertem Korb nicht der Fall ist. Des Weiteren ist grundsätzlich die Wirtschaftlichkeit des hybriden Systems zu betrachten, da einerseits ein Bewehrungskorb hergestellt werden muss und andererseits 8 kg/m^3 Kunststofffasern zur Anwendung kommen. Die Betrachtung der Wirtschaftlichkeit ist jedoch kein Bestandteil der vorliegenden Arbeit.

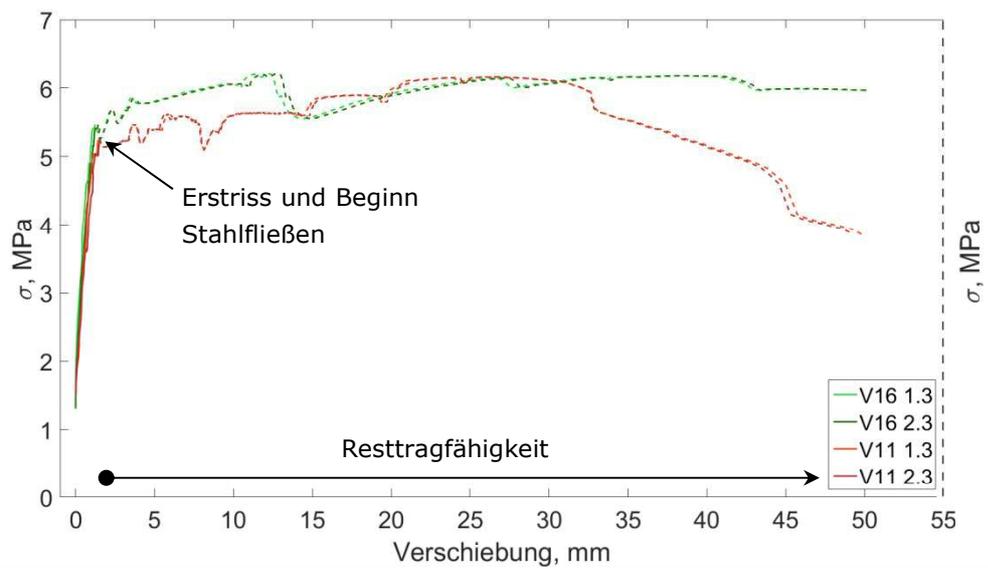


Abbildung 71: Vergleich des Versuchs 16 (Typ II) mit Versuch 11 (hybride Bewehrung)

7 Numerische Betrachtung der Tübbingversuche mit stahlbewehrten Tübbing

7.1 Einführung

7.1.1 Stand der Technik der Tübbingbemessung

Für die Bemessung von Tunnelbauwerken mit Tübbingausbau haben sich im Laufe der Zeit in Österreich mit der ÖVBB-Richtlinie „Tübbingsysteme aus Beton“ [3] sowie in Deutschland mit der „Richtlinie 853“ der Deutschen Bahn AG [36] und der „ZTV-ING Teil 5, Abschnitt 3“ [37] entsprechende Regelwerke entwickelt. Der Deutsche Ausschuss für Unterirdisches Bauen, kurz DAUB, hat sich im Jahr 2014 zum Ziel gesetzt, in der „Empfehlung für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen“ [6] die bekannten Richtlinien zusammenzufassen. Hiermit wird eine Planungsgrundlage für die Herstellung von gebrauchstauglichen Tunnelauskleidungen unter der Verwendung von Tübbing bei einer Nutzungsdauer von rund 100 Jahren zur Verfügung gestellt. Die Ausbaudimensionierung erfolgt in einem 2D-Berechnungsquerschnitt im Endzustand. Nur geometrisch komplexe Bereiche wie Verschneidungen und Nischen werden gesondert betrachtet. [3] Der große Vorteil gegenüber der 2D-Modellierung bei der Verwendung von 3D-Rechenmodellen liegt in der Betrachtung des räumlichen Spannungszustands durch Einbeziehung des Bereiches vor der Ortsbrust. Des Weiteren berücksichtigen diese Modelle die Abfolge der Arbeitsschritte sowie Einwirkungen aufgrund der Ortsbruststützung, des Bohrvorgangs und des Hinterfüllens des Ringspalts. Somit können die Einwirkungen auf den Ausbau exakter bestimmt werden. Jedoch ist die Erstellung und Berechnung gegenüber 2D-Modellen deutlich zeit- und kostenintensiver. [38]

Die normative Grundlage der Tragwerksplanung bilden die im Eurocode verankerten, europaweit vereinheitlichten Regeln für die Bemessung im Bauwesen. Für die Ermittlung der Einwirkungen auf Tunnelbauwerke mit Tübbingausbau sind folgende Normen oder Teilnormen in der nationalen Fassung und deren nationale Anhänge erforderlich:

- Eurocode 0: „Grundlagen der Tragwerksplanung“ [39]
- Eurocode 1: „Einwirkungen auf Tragwerke“ [40]
- Eurocode 7: „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“ [41]

Anhand dieser Grundlagen und der Einwirkung auf das System erfolgt die Ermittlung der Schnittkräfte. Hierfür kann grundsätzlich zwischen zwei Verfahren unterschieden werden.

Einerseits findet die Berechnung anhand eines gebetteten Stabzugs, bei dem die stützende Wirkung des Baugrunds durch Bettungsfedern mit Zugausfall in Radialrichtung simuliert wird, Anwendung. [42] Die Bettungssteifigkeit k_r kann mithilfe des Steifemoduls E_s und dem Systemradius R nach Gleichung (30) berechnet werden [43]:

$$k_r = \frac{c * E_s}{R} \quad (30)$$

Der Beiwert c ist mit 0,5 beim Ausfall der Firstbettung oder mit 1,0 für eine volle Bettung zu verwenden. In der „Empfehlung zur Berechnung von Tunneln in Lockergestein“ [43] ist für Tunnel mit geringer Überdeckung im Bereich von 90 ° um die Firste die Bettung zu vernachlässigen.

Bei wenig tragfähigem Gebirge und außergewöhnlichen Belastungen [44] sowie bei Einzelringen ohne Ringkopplung [45] kann ein gebetteter Stabzug ohne Berücksichtigung der Längsfugen angesetzt werden. Damit bei Vernachlässigung der diskreten Ausbildung der Längsfuge für Vorabrechnungen die Ringsteifigkeit nicht überschätzt wird, hat Muir Wood [46] eine Formel (Gleichung (31)) zur Reduktion der Biegesteifigkeit des Gesamtrings hergeleitet. Das reduzierte Flächenträgheitsmoment I_e setzt sich aus dem Flächenträgheitsmoment der Kontaktfläche (Längsfuge) I_j und dem Flächenträgheitsmoment des Volltübblings I multipliziert mit einem Term, der die Anzahl der Segmente n beinhaltet, zusammen.

$$I_e = I_j + I * \left(\frac{4}{n}\right)^2 \quad (31)$$

Bei komplexeren Rechenmodellen des gebetteten Rings werden die Längsfugen diskret ausgebildet und für die Momentenübertragung nichtlineare Drehfedern nach Leonhardt/Reimann [47] mit der bilinearen Vereinfachung nach Janßen [48] angeordnet. Falls eine statische Kopplung in der Ringfuge ausgebildet ist, wird diese über nichtlineare Koppellemente in der 2D-Berechnung bei zwei hintereinanderliegenden Ringen mit annähernd gleichem Durchmesser berücksichtigt (Abbildung 72). [6] Bei speziellen Anwendungen mit durchlaufender Längsfuge ist unabhängig von der Kopplung der Ringfuge nur die Berechnung eines Rings maßgebend. [44]

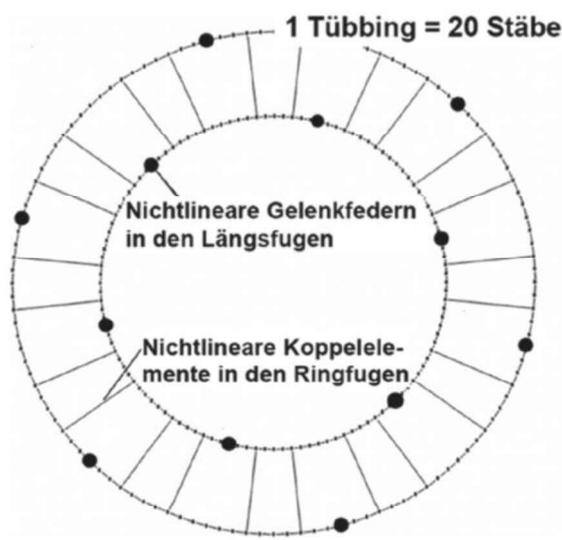


Abbildung 72: Stabzugmodell (unterschiedliche Durchmesser aufgrund der Darstellung) [6]

Die zweite Möglichkeit zur Ermittlung der Schnittkräfte bilden die Methoden der Finiten Elemente, kurz FEM, und der Finiten Differenzen, kurz FDM. Hierbei findet anstatt der Verwendung von Bettungsfedern die Diskretisierung des Baugrunds statt. Der Tübbingring wird in zwei Dimensionen mit Balken- und in drei Dimensionen mit Schalenelementen modelliert. [3]

Dadurch können entsprechend den „Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik“ [49] folgende zusätzliche Informationen gewonnen werden:

- Spannungen und Verschiebungen des Gebirges
- Wechselwirkung zwischen Gebirge und Tunnelauskleidung
- Einflüsse auf die Geländeoberkante und benachbarte Bauwerke
- Einflüsse auf das Tunnelbauwerk aufgrund von Baumaßnahmen

Jedoch sind die Berechnungsverfahren mit FEM oder FDM in der Praxis aufgrund des größeren Aufwands weniger gebräuchlich. [44] Ein detaillierter Überblick und Vergleich der Ergebnisse von aktuell verwendeten Modellen zur Schnittkraftermittlung wird von Putke [19] ausgeführt.

Anschließend folgt auf Basis der ermittelten Schnittkräfte die Bemessung der Stahlbetontübbinge mithilfe des Normenpakets Eurocode 2 „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken“ [11]. Zusätzlich werden die Nachweise der Spaltzugbewehrung, der Teilflächenpressung in der Längsfuge sowie Einflüsse aufgrund des Dichtungsprofils u.v.m. gesondert betrachtet. [3]

7.1.2 Problemstellung

Die beschriebenen und in der Bemessung verwendeten Ansätze zur Modellierung des Tübbingrings sind für die Rückrechnung des

Ausnutzungsgrads eines Segments unter Zuhilfenahme von Messungen mit den Systemen von Wenighofer [8] und Monsberger [9] aufgrund des niedrigen Detaillierungsgrads der Segmente nicht ausreichend. Hierfür müssen die Tübbinge mithilfe eines numerischen Modells, einem höherwertigen Materialgesetz und diskreter Modellierung der Bewehrung kontinuumsmechanisch betrachtet werden.

7.1.3 Modellierung von Stahlbeton

Die Modellierung des komplexen Bauteilverhaltens von Beton- bzw. Stahlbetonstrukturen stellt aufgrund der Werkstoffinhomogenitäten eine sehr große Herausforderung dar. Die Schwierigkeit ist durch das Verbundverhalten der einzelnen Materialien, Stahl und Festbeton, sowie deren unterschiedliche Materialverhalten gegeben.

Nichtsdestotrotz sind einige Materialmodelle vorhanden, die das quasispröde Materialverhalten des Betons adäquat wiedergeben. Der große Unterschied in diesen Modellen liegt in der Implementierung der Druck- und Zugparameter, der Rissdarstellung und der Schädigung. Mithilfe der Bruchmechanik ist die diskrete Ausbildung von Rissen möglich, was aber zu einem erhöhten Rechenaufwand führt. [50] Somit stellt die verschmierte Rissdarstellung den Stand der Technik dar. Zusätzlich ist die Implementierung von Schädigung bei Ent- und Wiederbelastung ein wichtiges Auswahlkriterium bei der Wahl eines geeigneten Materialmodells. Aufgrund der großen Anzahl an vorhandenen Materialmodellen, der zu beachtenden Eigenschaften des Verbundwerkstoffs Stahlbeton und dem betrachteten Bereich des Bauwerks erfordert jede Simulationsaufgabe eine eigene Strategie abhängig von der Problemstellung und des betrachteten Bauteilbereichs. Einblicke in aktuelle Forschungstätigkeiten im Bereich der Materialmodelle für Festbeton sind in Häussler-Combe [51], Mark [52] und Hoffstetter/Meschke [53] gegeben.

7.2 Simulationsstrategie

Für die numerische Betrachtung der durchgeführten Belastungsversuche an stahlbewehrten Tübbingen wird das Finite Elemente Paket der Firma Dassault Systems, SIMULIA Abaqus v6.13-2 verwendet. Diese Software bietet die Möglichkeit der Modellierung von Beton, diskreter Bewehrung und dem Verbund von Stahl und Beton. Auf die verwendeten Simulationsstrategien wird nachfolgend genauer eingegangen.

Auf detaillierte Betrachtungen der mechanischen Eigenschaften der Werkstoffe wird im Rahmen dieser Arbeit nur eingegangen, wenn diese zwingend für das Verständnis der Simulation erforderlich sind. Das Materialverhalten von Beton wird in Eurocode 2 [11],

Model Code 2010 [54], Mark [52], Kohl [55], Latte [56], Haufe [57], Borkowski [58] und Gödde [59] ausführlich behandelt.

7.2.1 Beton

In der verwendeten Version bietet Abaqus eine Reihe unterschiedlicher Materialmodelle für die Simulation von Festbeton. Aufgrund der nachfolgend beschriebenen Eigenschaften wird das implementierte „Concrete Damaged Plasticity“ [60] Materialmodell, kurz CDP, gewählt. Dieses Materialmodell ist eine Kombination aus isotroper Schädigung und Plastizität auf Druck und Zug, um das inelastische Materialverhalten von Beton und anderen quasispröden Materialien zu beschreiben. Das implementierte Materialmodell beinhaltet

- eine Unterscheidung des Materialverhaltens auf Zug und Druck,
- skalare Schädigungsparameter für Zug und Druck,
- eine Fließbedingung basierend auf der Entwicklung von Lubliner et al. [61] und der Weiterentwicklung von Lee/Fenves [62] und
- eine nichtassoziierte Fließregel.

Die Steifigkeitsparameter sowie die gesamten restlichen Parameter zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungsbeziehung bei Druckbelastung werden mithilfe der begleitenden einaxialen Druckversuche bestimmt. Durch die aufwendige Durchführung von direkten Zugversuchen ist die Bestimmung der Spannungs-Dehnungsbeziehung bzw. Spannungs-Rissöffnungsbeziehung auf Zug mithilfe des Linearitätskriteriums und numerischer Rückrechnung aus begleitend durchgeführten Dreipunktbiegeversuchen erforderlich.

Bei den im Labor durchgeführten Dreipunktbiegeversuchen ist laut Normung [24] die Biegezugfestigkeit aus der maximal aufgebrachten Last und den Abmessungen des Biegebalkens zu berechnen. In der Norm wird nicht berücksichtigt, dass bereits vor dem Erreichen dieser Maximalkraft der Balken über eine bestimmte Höhe gerissen ist. Beton kann in diesem Bereich aufgrund seines Nachbruchverhaltens trotzdem noch Kräfte aufnehmen, wobei die einaxiale Zugfestigkeit bereits überschritten ist. Die Zugfestigkeit des Betons bei der Bestimmung mittels Biegezugversuch wird somit überschätzt. Durch einen empirischen Faktor wird die Biegezugfestigkeit auf die direkte Zugfestigkeit abgemindert. Daher eignet sich eine auf diese Weise ermittelte Zugfestigkeit nicht als Eingabeparameter für eine numerische Simulation. Für das beschriebene Materialgesetz sind grundsätzlich der Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung bzw. Rissöffnung als Eingabeparameter notwendig. Durch das Anbringen eines zusätzlichen Sensors zur Erfassung der Rissöffnung an der

Probenunterseite (Kapitel 6.3) kann mithilfe der Kraft-Rissöffnungskurve die direkte Zugfestigkeit ermittelt werden. Sobald eine Änderung der Steifigkeit – Ende des linearen Bereichs – auftritt, ist die einaxiale Zugfestigkeit an der Probenunterseite erreicht. Diese Zugfestigkeit kann in Zusammenhang mit einem Energiekriterium direkt als Materialparameter für die numerische Simulation verwendet werden.

Bis zum Erreichen dieser einaxialen Zugfestigkeit wird ein linear-elastisches Materialverhalten basierend auf dem fiktiven Rissmodell von Hillerborg [63] zugrunde gelegt. Für die Abbildung des Nachbruchbereichs auf Zug sind in der Literatur einige mathematische Formulierungen mit linearen [63], bilinearen [64] [65] und exponentiellen [66] [67] Ansätzen vorhanden, welche sich im Umfang der erforderlichen Eingabeparameter unterscheiden. Parameterstudien zeigen, dass die Verwendung eines exponentiellen Ansatzes die besten Ergebnisse bei der numerischen Rückrechnung liefert. Hierbei wird aufgrund der praktisch ermittelbaren Eingabeparameter die exponentielle Beziehung nach Hillerborg [67] gewählt. Die Restzugfestigkeit σ_{ct} bei einer Rissbreite w wird mithilfe der nachfolgenden Gleichung (32) berechnet. f_{ctm} beschreibt in dieser Formel die einaxiale Zugfestigkeit und w_t die maximale Rissweite bei der keine Spannung mehr übertragen werden kann. Diese ergibt sich entsprechend Gleichung (33) durch die spezifische Bruchenergie G_f und die einaxiale Zugfestigkeit f_{ctm} .

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} * e^{\frac{-w}{w_t}} \quad (32)$$

$$w_t = \frac{G_f}{f_{ctm}} \quad (33)$$

Für diese Formel ist somit in der Rückrechnung der einzige zu variierende Parameter die spezifische Bruchenergie.

Die Schädigungsfunktionen, welche die isotrope Steifigkeitsreduktion aufgrund von Rissvorgängen beschreiben, werden wie von Latte [56] aus der Habilitation von Mark [52] übernommen. Dieser nähert die Funktionen der Schädigungsparameter den zyklischen einaxialen Versuchen von Sinha et al. [68] und Reinhard et al. [66] an.

Die Werte für die Form der Fließfläche K_c , die durch das Invariantenverhältnis auf Zug- und Druckmeridian beschrieben wird, der Dilatanzwinkel ψ , das Verhältnis aus biaxialer Druckfestigkeit zu einaxialer Druckfestigkeit σ_{b0}/σ_{c0} sowie der Parameter der plastischen Potentialfunktion e werden als Standardwerte [60] bzw. von Mark [52] übernommen.

Die konkreten Werte sind im Anhang angeführt. Auf eine Anwendungserprobung des gewählten Materialmodells durch die Simulation von Laborversuchen mit zum Teil komplexen mehraxialen Zug-

Druckbelastungen wird in dieser Arbeit verzichtet und auf die schon erwähnten, sowie erfolgreich durchgeführten Arbeiten verwiesen. Der Einfluss dieser Standardeingabeparameter auf das Simulationsergebnis wird in Kapitel 7.5 gezeigt.

Für die diskrete Einbettung der Bewehrung in den Beton ist die Modellierung der Betonelemente mithilfe von Kontinuumselementen erforderlich. Hierfür werden hexaedrische Elemente mit reduzierter Integration gewählt.

7.2.2 Bewehrungsstahl

Der verwendete Bewehrungsstahl verhält sich auf Druck- und Zugbelastung annähernd gleich. Für die Modellierung des Materialverhaltens reicht ein elasto-plastisches Materialgesetz mit isotroper Verfestigung aus und die Eingabeparameter werden direkt vom Hersteller [69] bezogen. Für die Darstellung der Bewehrung können verschiedene Ansätze mit Kontinuumselementen, Schalenelementen oder Balken- bzw. Stabelementen verwendet werden. Da die Bewehrungsstäbe selbst im Gesamtmodell eine zu vernachlässigende Biegesteifigkeit besitzen und um die Rechnerkapazität optimal zu nutzen, werden Strukturelemente in Form von Stabelementen bevorzugt. Zwar geht dadurch die Kerbwirkung der Quereisen, die wie in Kapitel 6.6.2 beschrieben, die Position der Rissentstehung beeinflusst, verloren, was jedoch keinen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten des Tübbings hat, wie mit den Resultaten in Versuch 15 gezeigt wird.

7.2.3 Verbunddarstellung

Das Einfügen der Bewehrung in den Beton kann, wie schon erwähnt, mit diskreten oder verschmierten Methoden erfolgen. Für das Auslesen der Bewehrungsspannungen und mögliche Änderungen des Bewehrungslayouts wird eine diskrete Darstellung der Bewehrung bevorzugt. Um den Kontakt zwischen der Bewehrung und dem Beton zu implementieren, bietet Abaqus mehrere Möglichkeiten. Allen gemein ist, dass die Knoten des Bewehrungsstahls den Knoten des Betons angehängt werden müssen. Um den Rechenaufwand auf ein vertretbares Maß zu beschränken, wird außerdem von einer starren Kopplung ausgegangen. Dies ist laut Gödde [59] bei der Betrachtung des globalen Tragverhaltens zulässig.

Die bekannteste von Mark [52], Kohl [55] und Latte [56] verwendete Methode für diesen Zweck bietet die „embedded region“ [60] Formulierung, bei welcher die Knoten zweier unterschiedlichen Bauteile mithilfe einer Kopplungsformulierung verbunden werden. Die Bewehrung wird hierbei dem Beton angehängt. Der Nachteil dieser Methode besteht in der Erstellung und

Vernetzung des komplexen Bewehrungskorbs und des Tübbings als Einzelbauteil.

Daher wird für diese Arbeit die sogenannte „stringer reinforcement“ [60] Methode gewählt. Hierbei wird der bestehende Betonbauteil genau an den Positionen der Bewehrung partitioniert. Nachfolgend werden auf den Kanten der entstandenen Zellen „stringer“ (Längsbalken, Längsversteifung) positioniert und diesen Stab- oder Balkenelementen zugeordnet. Durch diese Methode teilen sich die Kontinuumselemente des Betons und die Strukturelemente der Bewehrung nach dem Vernetzen die Netzstruktur sowie die Knoten und ein schlupffreier Verbund wird gewährleistet. Für die Simulation von Tübbingen bewährt sich diese Methode aufgrund der optimalen Verbindung aus genauen Ergebnissen und notwendigem Partitionierungs- und Vernetzungsaufwand.

7.2.4 Sonstiges

Zur Optimierung der Berechnungsdauer werden Viertelmodelle unter Ausnutzung der Symmetrierandbedingungen verwendet. Die restlichen Lagerungen sowie die Lastaufbringung erfolgt über Referenzpunkte und gleichverteilter Kopplung („distributed coupling“ [60]) über die in den Versuchen belasteten Flächen.

Um die Konvergenz der numerischen Lösung bei der Entfestigung des Betons und dem damit verbundenen Auftreten von plastischen Zonen zu gewährleisten, wird anstatt eines statischen, impliziten Rechenschritts („static, general“ [60]) ein dynamisch implizites Rechenverfahren („dynamic implicit“ [60]) mit der Option für quasistatische Problemstellungen („quasi-static“ [60]) gewählt.

7.3 Validierung der Strategie anhand von Laborversuchen

Vor der Simulation der biaxialen Tübbingversuche erfolgt die Validierung der gewählten Simulationsstrategie anhand von Vergleichsrechnungen mit Laborversuchen. Zu diesem Zweck werden begleitend zu den Großversuchen Dreipunktbiegeversuche mit bewehrten Betonbalken im Labor durchgeführt (Kapitel 6.3). Die Eingabeparameter werden direkt aus den einaxialen Druckversuchen und der numerischen Rückrechnung aus den Dreipunktbiegeversuchen mit unbewehrten Betonbalken ermittelt.

Der Vergleich der Ergebnisse der Simulation mit den Laborversuchen (Betongüte C50/60) in Abbildung 73 liefert eine sehr gute Übereinstimmung. Im Bereich I zeigt der Balken linear-elastisches Verhalten bis zum Betonriss, welcher sich durch das Erreichen der einaxialen Zugfestigkeit des Betons an der Unterseite ausbildet. Durch das verwendete Nachbruchkriterium von Hillerborg [63] tritt trotz der Rissausbildung, die in

diesem Stadium zu einem Drittel der Balkenhöhe reicht, ein weiterer Kraftanstieg bis zum Übergang von Bereich II auf Bereich III auf. Der Bereich III ist zuerst durch einen Kraftabfall aufgrund der Abnahme der Tragfähigkeit des Betons bzw. der weiteren Rissausbreitung über den Querschnitt und einem neuerlichen Kraftanstieg durch die Spannungsumlagerung auf die Bewehrung gekennzeichnet. Im Bereich IV beginnt der Bewehrungsstahl zu fließen und der starre Verbund zwischen Beton und Stahl wird verletzt.

Die Simulation wird ebenfalls mit den ermittelten Eingabeparametern des Betons der Güte C35/45 durchgeführt und zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchen.

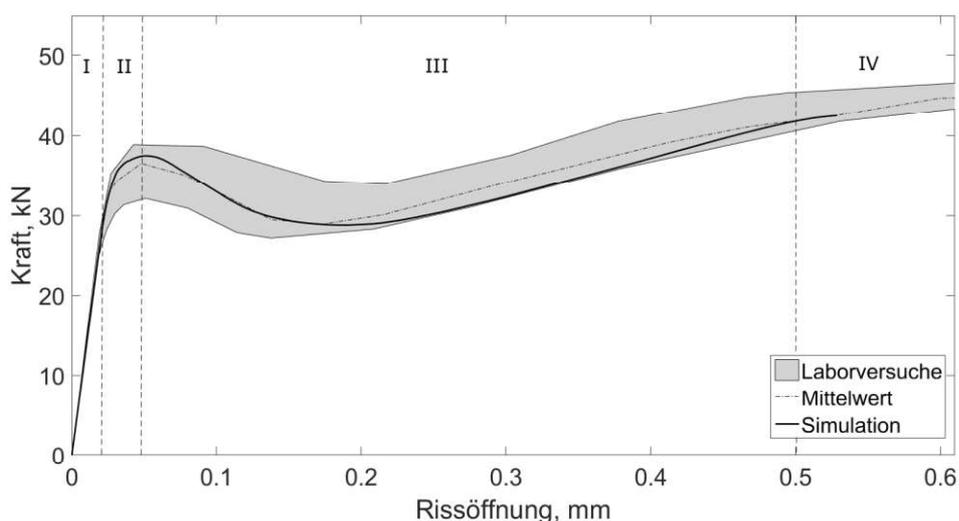


Abbildung 73: Vergleich der Simulation mit den Laborversuchen

7.4 Tübbingmodell

Nach erfolgreicher Validierung der Simulationsstrategie anhand der Laborversuche erfolgt der Aufbau des Tübbingmodells. Abbildung 74 zeigt eine schematische Darstellung der Lagerungsbedingungen sowie der Lastaufbringung bei der Verwendung eines Viertelmodells. Die Aufbringung der Vertikallast erfolgt über den Referenzpunkt am Querhaupt und die Horizontalkraft wird über den Referenzpunkt am Tübbingschuh aufgebracht. Für die diskrete Implementierung der Tübbingschuhe sowie des Querhaupts in das numerische Modell besteht keine begründbare Notwendigkeit. Des Weiteren wird die Dichtungsnut aufgrund des geringen Einflusses auf das Endergebnis und das Topf-Nockensystem wegen der Position außerhalb des kritischen Rissbereichs im Modell vernachlässigt.

Für die Implementierung der Bewehrung erfolgt zuerst die Partitionierung des Betonkörpers mithilfe von Ebenen und anschließend die Zuweisung von „stringer“ auf die inneren Bauteilkanten (Abbildung 75). Die Gruppierung

gleicher Bewehrung erleichtert die anschließende Zuweisung der Materialeigenschaften und Elemente.

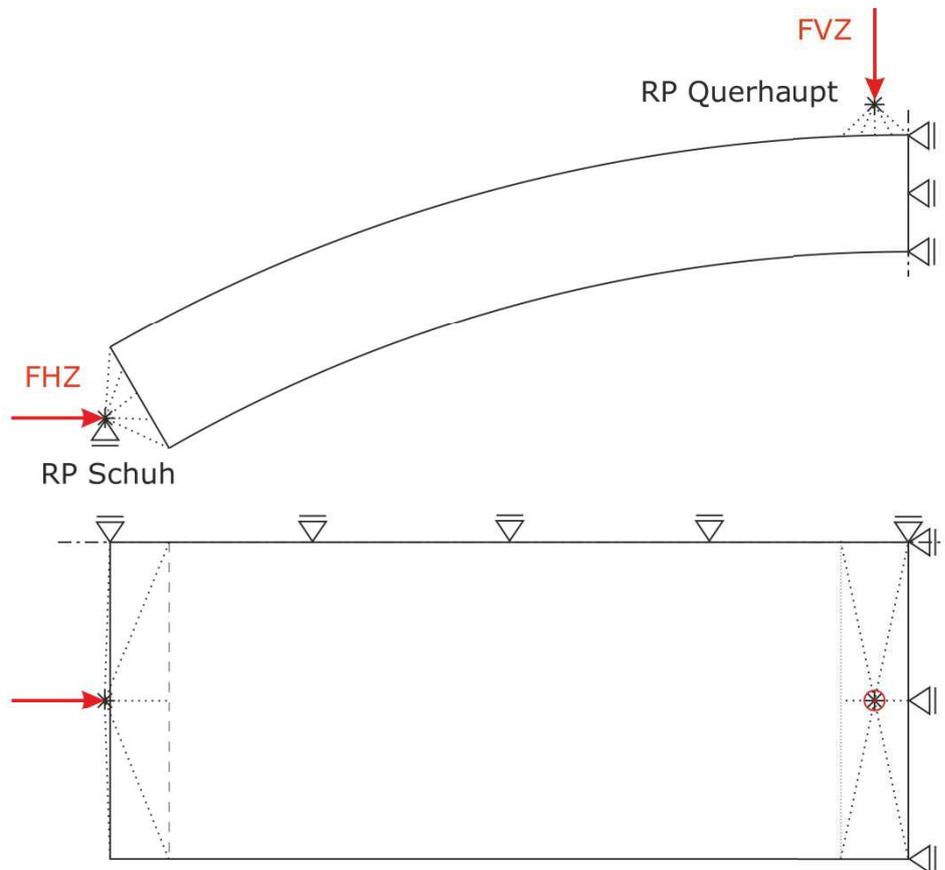


Abbildung 74: Prinzipskizze des Viertelmodells für die Tübbingsimulation

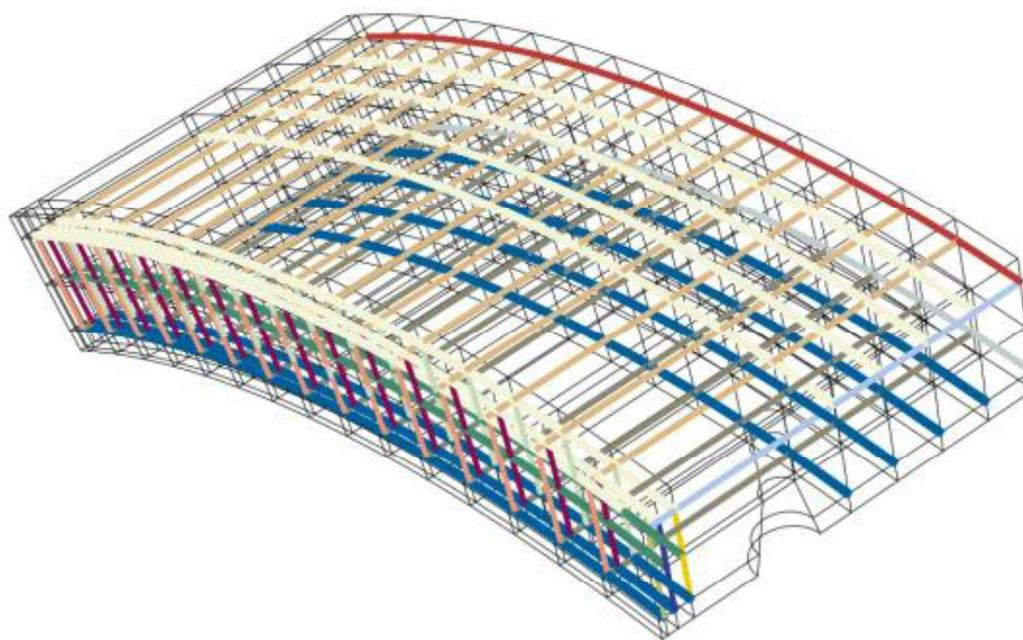


Abbildung 75: Implementierung der Bewehrung als „stringer reinforcement“

Das Grundmodell besteht aus ca. 30 000 Kontinuumselementen vom Typ C3D8R für den Beton und ca. 2 700 Strukturelementen vom Typ B31, welche die Bewehrung darstellen. Durch diese Elementanzahl ergeben sich bei einem Viertelmodell die Abmessungen der annähernd kubischen Elemente zu ca. 30 mm Seitenlänge. Beide Elementtypen besitzen eine lineare Ansatzfunktion.

Für den Vergleich mit den durchgeführten experimentellen Untersuchungen werden die Knotenverschiebungen an den Positionen der Seilzugensoren für die vertikalen Verschiebungsmessungen ausgegeben.

7.5 Ergebnisse der Simulation und Vergleich mit Versuchen

Für die Validierung des Rechenmodells werden die Versuche mit Typ IIa (Versuch 8 bis 10) und Typ III (Versuch 1 bis 4) Tübbingens simuliert. Bei den Simulationen stellt sich heraus, dass, aufgrund der monotonen Belastung ohne Entlastungsvorgänge im Vorrissbereich und dem hohen Bewehrungsgehalt der Einfluss der Schädigung des Betons hinsichtlich des Erstrisses und dem Trag- und Verformungsverhalten des Tübbingens vernachlässigbar ist. Durch die vielen Annahmen, die bei der rein rechnerischen Ermittlung dieser Parameter getroffen werden, und dem vernachlässigbaren Einfluss auf das Simulationsergebnis kann auf die Verwendung der Schädigungsparameter bei dieser Problemstellung somit verzichtet werden. Diese sind nur für Modelle mit Ent- und Wiederbelastung zur Implementierung der durch Schädigung veränderten Elastizität relevant.

Nachfolgend wird, wie schon bei der Auswertung der Versuchsergebnisse (Kapitel 6.5), sinnvollerweise der Versuch 3 genauer betrachtet, da für diesen umfangreiche Parameterstudien durchgeführt werden. In den Vergleichen sind die relativen Vertikalverschiebungen aus den Simulationen an den Sensorpositionen 1.2, 1.4, 2.2 und 2.4 zu A2/4 und von 1.3 und 2.3 zu A3 zusammengefasst, werden mit der Vertikalkraft (FVZ) in Diagrammen aufgetragen und den linearisierten Ergebnissen (L2/4, L3) aus den Versuchen gegenübergestellt. Die Auswertung der Ergebnisse der Simulation wird aufgrund der Verletzung der Annahme eines perfekten Verbunds zwischen Bewehrungsstahl und Beton bei Beginn des Stahlfließens und der damit verbundenen Fehlereinflüsse beendet.

In Abbildung 76 ist das Simulationsergebnis, ohne Schädigungsparameter, (Simulation 2) der Linearisierung des realen Großversuchs in Form der Vertikalkraft (FVZ) über die relativen Vertikalverschiebungen gegenübergestellt. Für diese Simulation werden die gleichen Eingabeparameter bzw. Standardparameter wie bei der Validierung der Simulationsstrategie verwendet. Der Erstriss sowie das Tragverhalten aus der Simulation stimmen sehr gut mit den Versuchsergebnissen überein.

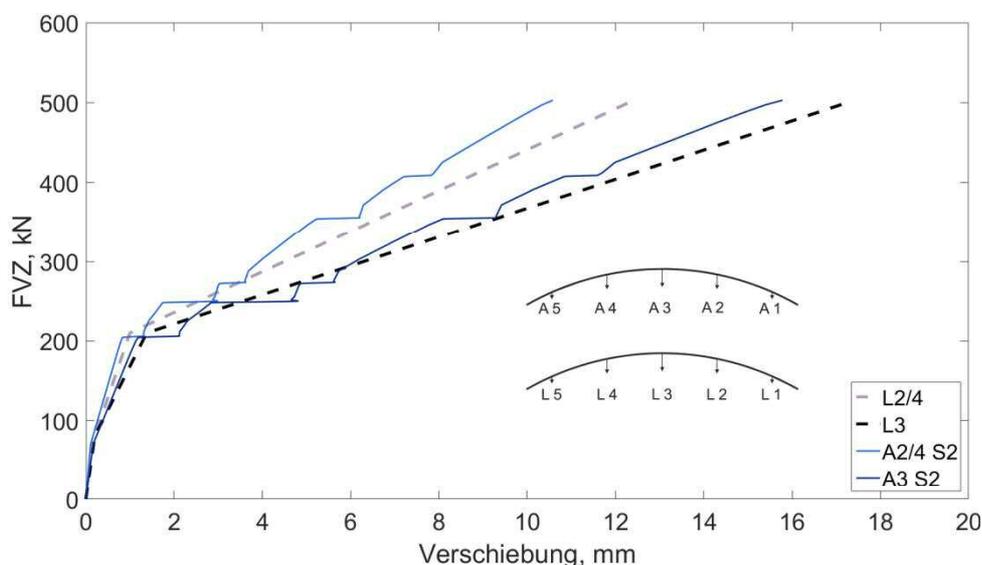


Abbildung 76: Vergleich der Vertikalkraft (FVZ) über die relativen Vertikalverschiebungen aus der Simulation 2 (A2/4 S2, A3 S2) mit der Linearisierung von Versuch 3 (L2/4, L3)

Um den Einfluss der Schädigungsparameter sowie der Standardparameter auf das Simulationsergebnis darzulegen, wird eine umfangreiche Sensitivitätsanalyse durchgeführt. In Tabelle 4 sind die verwendeten Standardparameter und deren Variationen aufgelistet. In Abbildung 77 ist der Vergleich der Simulationsergebnisse mit der Linearisierung von Versuch 3 dargestellt. Die grau schattierten Flächen stellen dabei die

Wertebereiche der Simulationsergebnisse, basierend auf der Variation der Parameter, dar. Die Variation der Standardparameter hat zwar einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf das Simulationsergebnis, dennoch werden der Erstriss sowie das Trag- und Verformungsverhalten realitätsnah wiedergegeben.

Tabelle 4: Werte der Parameterstudie

| Parameter | Untere Grenze | Standardwert | Obere Grenze |
|--|---------------|--------------|--------------|
| Dilatanzwinkel ψ | 20 | 30 | 50 |
| Verhältnis biaxialer zu einaxialer Druckfestigkeit σ_{b0}/σ_{c0} | 1,08 | 1,16 | 1,20 |
| Exzentrizität e | 0,1 | 0,1 | 0,25 |
| Form der Fließfläche K_c | 0,5 | 0,667 | 0,75 |

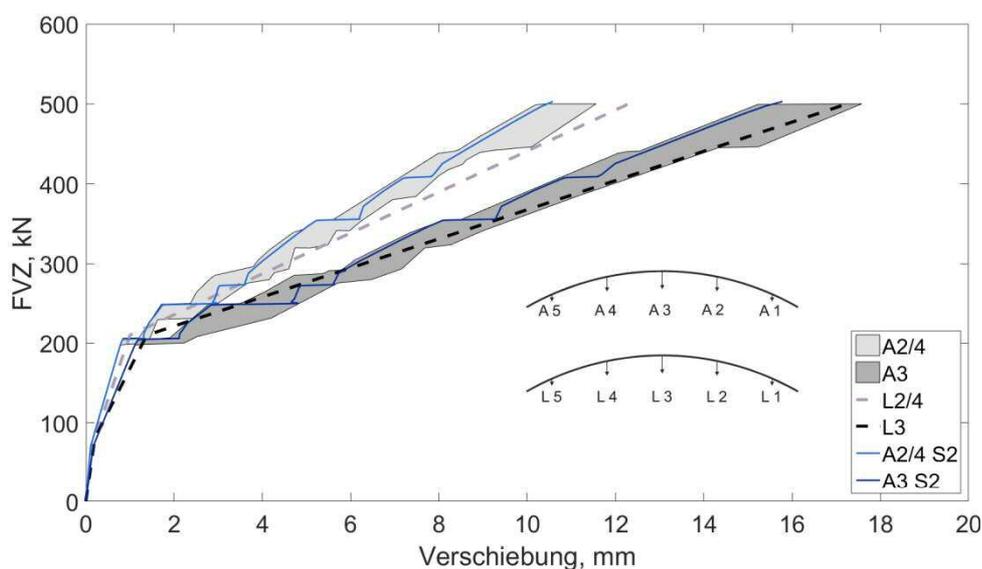


Abbildung 77: Vergleich der Vertikalkraft (FVZ) über die relativen Vertikalverschiebungen aus der Simulation (A2/4, A3) mit der Simulation 2 (A2/4 S2, A3 S2) und der Linearisierung von Versuch 3 (L2/4, L3)

Für die Überprüfung eines etwaigen Netzeinflusses werden neben dem Standardmodell mit 30 mm Elementgröße noch zwei zusätzliche Netzgeometrien mit 20 mm bzw. 15 mm Elementgröße aufgebaut. Abbildung 78 zeigt, dass kein signifikanter Einfluss der Netzfeinheit auf das Simulationsergebnis besteht und das mechanische Verhalten des Segments unabhängig von dieser richtig wiedergegeben wird. Somit kann das Standardmodell mit einer Netzgröße von 30 mm und einer optimierten Rechenkapazität für alle Simulationen verwendet werden.

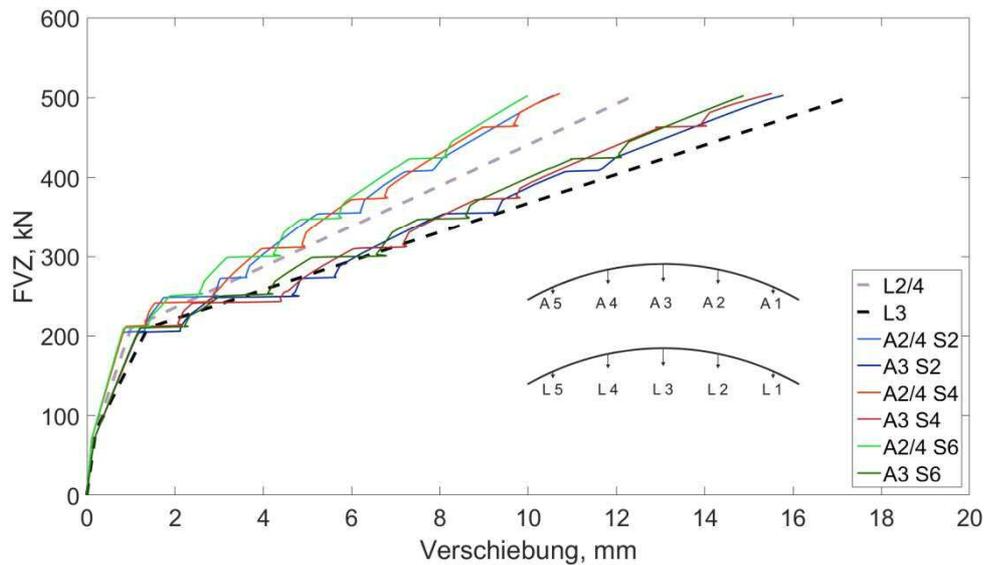


Abbildung 78: Vergleich der Vertikalkraft (FVZ) über die relativen Vertikalverschiebungen bei den Simulation mit einer Netzgröße von 30 mm (A2/4 S2, A3 S2), 20 mm (A2/4 S4, A3 S4) und 15 mm (A2/4 S6, A3 S6)

Wie schon der Vergleich der Resultate der experimentellen Versuche mit gleichem Bewehrungslayout und geänderter Betongüte (Typ IIa mit Typ III) zeigt, hat auch bei der numerischen Simulation die Zugfestigkeit des verwendeten Betons einen wesentlichen Einfluss auf das Ergebnis, speziell hinsichtlich Erstriss, aber auch hinsichtlich Trag- und Verformungsverhalten. In Abbildung 79 ist das Simulationsergebnis bei einer Variation der direkten Zugfestigkeit um $\pm 15\%$ von der ermittelten Zugfestigkeit abgebildet. Somit müssen für eine erfolgreiche Rückrechnung auf die Belastung des Tübbings im eingebauten Zustand Daten zur Ermittlung dieser Eingabeparameter über den ganzen Projektzeitraum zur Verfügung stehen, um etwaige Streuungen der Betonqualität bei der Herstellung berücksichtigen zu können.

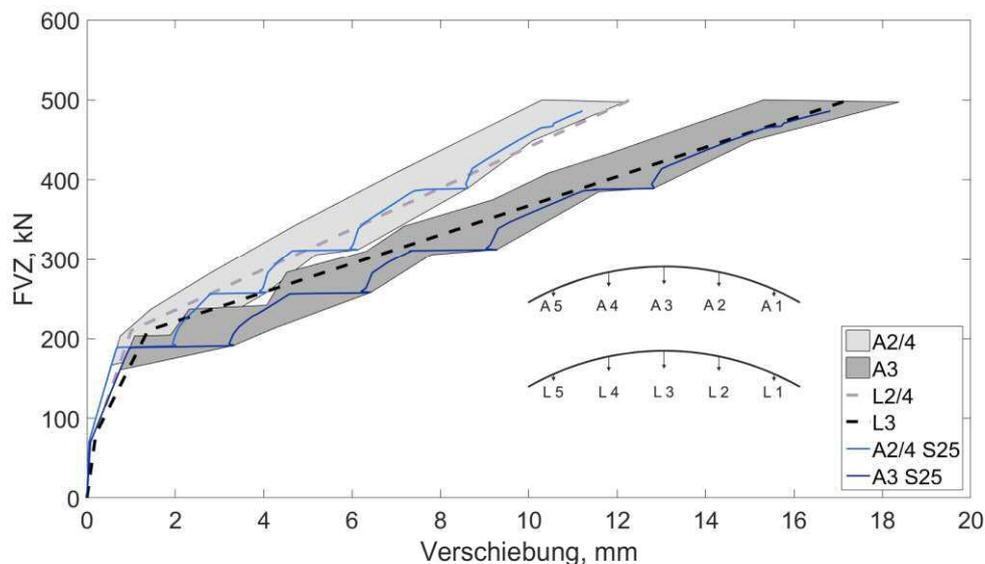


Abbildung 79: Vergleich der Vertikalkraft (FVZ) über die relativen Vertikalverschiebungen aus der Simulation (A2/4, A3) mit der Simulation 25 (A2/4 S25, A3 S25) und der Linearisierung von Versuch 3 (L2/4, L3)

7.6 Erprobung eines 2D-Rechenmodells

Die für das dreidimensionale Rechenmodell verwendete Simulationsstrategie wird für den Aufbau eines zusätzlichen Rechenmodells für zweidimensionale Rechenquerschnitte verwendet. Durch die gegebenen Randbedingungen ist hierbei die Bewehrung zwar diskret dargestellt aber eine ungleiche Verteilung in Vortriebsrichtung wird nicht berücksichtigt. Des Weiteren ist eine Modellierung der Erektorstützen aufgrund der nicht realistisch durchführbaren Reduktion des Spannungszustands in eine Ebene in diesem Modell nicht möglich. Somit wird vor allem die Erstrisstragfähigkeit um bis zu fünf Prozent überschätzt, was aber bei streuender Zugfestigkeit des Betons vernachlässigbar scheint. Somit kann auch für die Berechnung von zweidimensionalen Schnitten die erprobte Simulationsstrategie verwendet werden.

8 Faserbetontübblinge

8.1 Werkstoffverhalten von Faserbeton

Der große Vorteil von Faserbeton mit statisch wirksamen Makrofasern gegenüber Stahlbeton ist, dass die Fasern im Nachbruchbereich des Betons die freiwerdenden Kräfte aufnehmen können und somit die herkömmliche Stabbewehrung unter Umständen entfallen kann. Somit ergibt sich ein großes Einsparungspotenzial hinsichtlich der Bereitstellung von Bewehrungskörben und der daraus resultierenden Arbeitsschritte.

Wie auch in der Literatur beschrieben [70], zeigen begleitende Laborversuche, dass sich die getesteten Faserbetone mit bis zu 60 kg/m^3 Stahlfasern bzw. 8 kg/m^3 Kunststofffasern nur unwesentlich in ihrem Verhalten auf Druckbeanspruchung (Festigkeit, E-Moduli) von Nullbeton unterscheiden. Die Aktivierung der Fasern nach Auftreten des Erstrisses bei Zugbeanspruchung führt verglichen zu Normalbeton zu einer erhöhten Restzugfestigkeit in Abhängigkeit des Fasergehalts (Abbildung 80). Je nach Faserwerkstoff und Fasertyp erfolgt diese Aktivierung durch den Auszug der Faser aus der Betonmatrix oder bei sehr starker Endverankerung durch Beanspruchung der Faser bis zum Bruch.

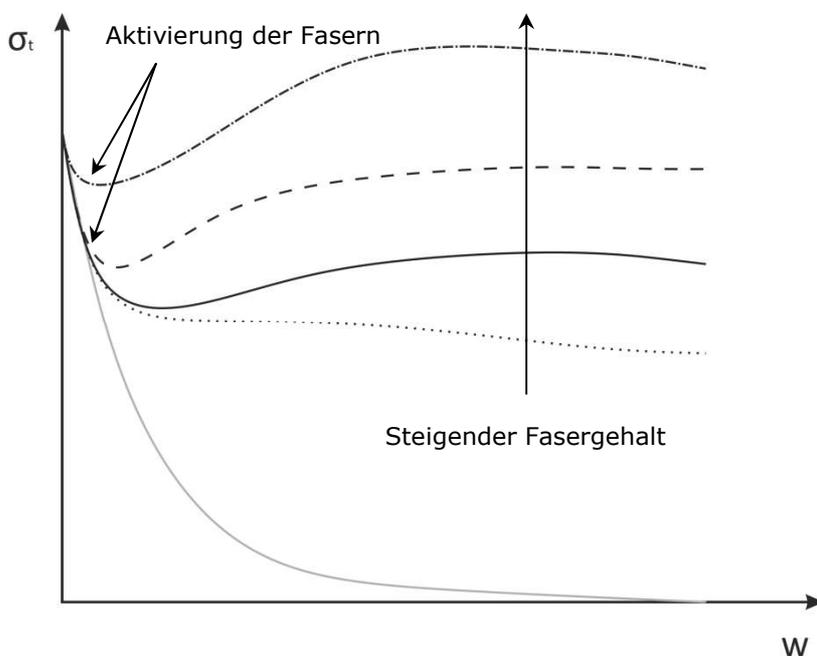


Abbildung 80: Spannung – Rissöffnungsdiagramm für Normalbeton (grau) und Faserbeton mit verschiedenen Fasergehalten (schwarz)

8.2 Stand der Technik Faserbetonbemessung

Für die Bemessung und Prüfung von Faserbeton wurden international einige Regelwerke entwickelt. In nachfolgender Tabelle sind die wichtigsten Regelwerke für die Bemessung von Tübbingen und die Regelwerke zur Dimensionierung des Faserbetons der einzelnen Länder sowie das Prüfverfahren zur Ermittlung der Zugfestigkeit gegenübergestellt.

Tabelle 5: Regelwerke für Faserbetonbemessung

| Land | Einwirkungen | Bemessung | Versuch |
|----------------------|---|--|--|
| Österreich | ÖVBB-Richtlinie „Tübbingsysteme aus Beton“ [3] | ÖVBB-Richtlinie „Faserbeton“ [10] | Vierpunktbiegeversuch |
| Deutschland | DAUB „Empfehlung für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen“ [6] | DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [71] | Vierpunktbiegeversuch |
| Frankreich | AFTES-Empfehlung „Design, dimensioning and execution of precast steel fibre reinforced concrete arch segments“ [72] | fib Model Code 2010 [54] | Dreipunktbiegeversuch nach EN 14651 [25] |
| International | ITA-Richtlinie „Guidance for precast fibre reinforced concrete segments – Vol. 1: Design Aspects“ [70] | | Biegezugversuch nach EN 14651 [25], ASTM C1609 [73], JSCE SF-4 [74] Indirekte Zugversuche Direktzugversuch nach RILEM [75] |
| Japan | JSCE-Normenreihe | „Method of tests for steel fiber reinforced concrete“ [74] | Vierpunktbiegeversuch |

Alle genannten Regelwerke haben gemeinsam, dass die Werkstoffparameter zur Beschreibung des Verhaltens auf Zugbelastung vorwiegend aus Drei- und Vierpunktbiegeversuchen mit einem Querschnitt von 15x15 cm² ermittelt werden. Die Längen dieser Biegebalken unterscheiden sich bei allen Richtlinien, wobei dies bei den gegebenen Belastungen einen vernachlässigbaren Einfluss auf das Ergebnis hat.

Um den Grenzzustand der Tragfähigkeit eines Bauteils nach der ÖVBB-RL [10] (Abbildung 81) zu ermitteln, werden mindestens sechs Vierpunktbiegeversuche durchgeführt. Aus diesen Versuchen werden der Mittelwert und der Varianzkoeffizient bestimmt. Bei Varianzkoeffizienten kleiner als 0,25 wird die äquivalente Biegezugfestigkeit f_{eqmu} mit linear-elastischem Ansatz und dem ungerissenen Widerstandsmoment W_0 über den gesamten Bereich der Durchbiegung von 0,5 bis 3,0 mm aus der Mittelwertkurve gebildet. Um dafür den charakteristischen Wert f_{eqku} (5%-Fraktile) zu erhalten, wird die mittlere äquivalente Biegezugfestigkeit f_{eqmu} mit 0,51 multipliziert. Diese charakteristische Biegezugfestigkeit wird für die Bemessung durch Multiplikation mit einer Konstanten von 0,37 auf die direkte Zugfestigkeit f_{fku} umgerechnet und für den Designwert f_{fdu} durch den Sicherheitsfaktor für Beton laut EC 2 [5] von 1,5 dividiert. Als Modell für die Bemessung dient ein linear-elastischer Ansatz auf Druck und ein perfekt-plastisches Materialverhalten auf Zug. Die Zugzonenhöhe beträgt 90 % der Bauteilhöhe h und der innere Hebelarm wird mit der Hälfte der Bauteilhöhe h angenommen.

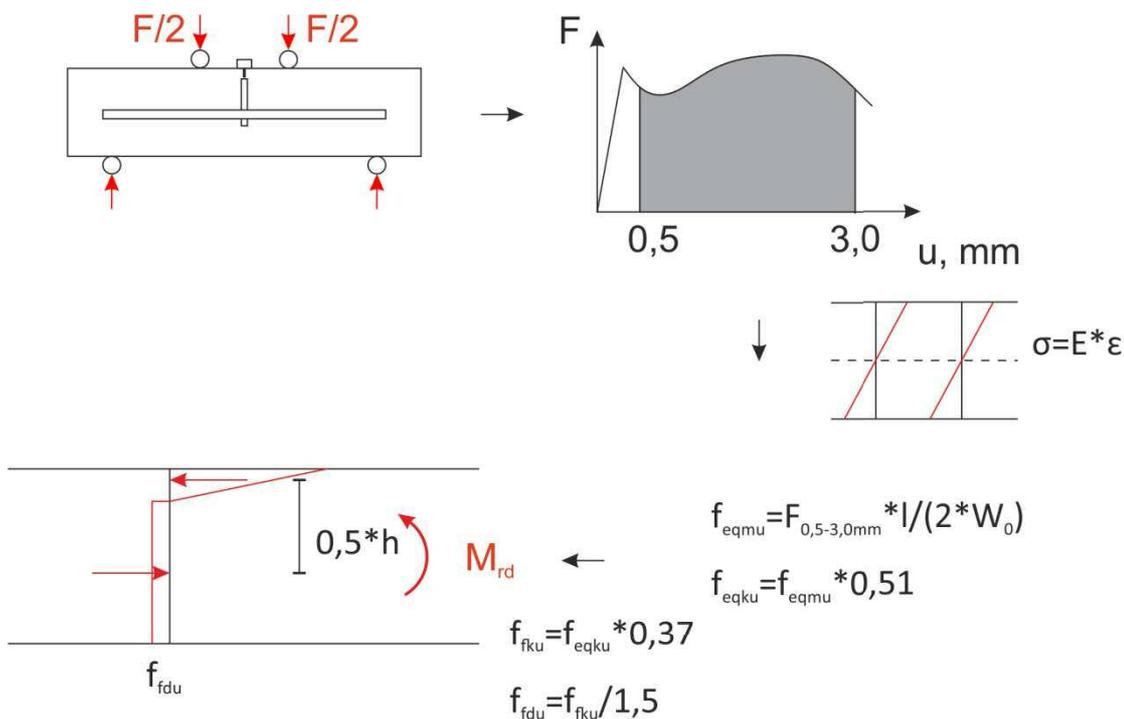


Abbildung 81: Bemessungsablauf nach ÖVBB-RL „Faserbeton“ [10]

Bis auf die Bemessung nach ÖVBB-Richtlinie „Faserbeton“ [10] ist der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit mit Begrenzung der Rissweite in allen Regelwerken (Tabelle 5) möglich. Dies geschieht durch nochmalige Abminderung der ermittelten Restzugfestigkeiten.

8.3 Problemstellung

Durch den fehlenden Nachweis der Rissweitenbegrenzung ergibt sich zwischen der ÖVBB-Richtlinie „Tübbingsysteme aus Beton“ [3] und der ÖVBB-Richtlinie „Faserbeton“ [10] ein Widerspruch, der die Anwendung von Faserbetontübbingen in Österreich ausschließt. Hierbei ist zu hinterfragen, ob die Rissweitenbeschränkung mit 0,2 mm überhaupt möglich ist, da die Fasern erst durch den Auszug bzw. Dehnung aktiviert werden. Eine Rissweite von 0,2 mm bedeutet bei einer beidseitig perfekt verankerten Faser mit einer Wirkungslänge von 40 mm, dass diese unter Ansatz der technischen Dehnung (Gleichung (25)) und dem Hookeschen Gesetz (Gleichung (28)) nur auf ca. 50 % ihrer nominellen Zugfestigkeit beansprucht wird und somit nicht ihre volle Wirkung entfalten kann. Zusätzlich zeigen die Versuche mit stabbewehrten Tübbingen, dass der Beton bei ca. 35 – 40 % des Fließmoments des Segments reißt und schon bei ca. 45 % des Fließmoments die theoretische Rissöffnung von 0,2 mm überschritten wird (Kapitel 6.6.1). Außerdem ergibt sich bei zweischaligem Ausbau durch die Innenschale ein zusätzlicher Schutz der Außenschalenbewehrung am Intrados vor Korrosion und die Rissweitenbeschränkung ist hierbei zu hinterfragen. Kritischer zu sehen ist in diesem Zusammenhang ein Riss am Extrados. Erstens ist keine Möglichkeit zur Kontrolle der Tübbingaußenseite vorhanden, zweitens ist eine Sanierung dieser Risse fast unmöglich. Dieses Problem besteht aber unabhängig vom gewählten Bewehrungssystem, auch für stabbewehrten Ausbau.

Darüber hinaus ergeben sich aus der vorhin beschriebenen Vorgehensweise für die Auswertung der Biegeversuche und die Bemessung des Bauteils im Maßstab 1:1 Divergenzen, da zwei unterschiedliche Materialverhalten für den gleichen Werkstoff bei gleichartiger Belastung (Biegung) zugrunde gelegt werden. Bei der Auswertung wird auch für den gerissenen Balken ein linear-elastisches Materialverhalten verwendet, wohingegen für die Bemessung des Bauteils für diesen Zustand ein perfekt-plastisches Materialverhalten vorausgesetzt wird. Die hierbei angesetzte direkte Zugfestigkeit für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird, wie beschrieben, über konstante Faktoren aus den Biegebalken ermittelt. Aufgrund der großen Streuungen der Versuchsergebnisse, welche auch bei den durchgeführten Vorversuchen beobachtet werden, werden diese Werte stark abgemindert und nur ca. 1/8 der mittleren Biegezugfestigkeit wird für die Bemessung als Designwert der direkten Zugfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit angesetzt. Dies führt folglich dazu, dass der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gar nicht erbracht werden kann, da die Werte noch stärker abzumindern sind.

Um die Auswirkung des gewählten Materialverhaltens auf die ermittelte Biegezugfestigkeit aus einem Dreipunktbiegeversuch zu veranschaulichen, werden nachfolgend zwei Ansätze verglichen (Abbildung 82). Aus der aufgetragenen Kraft und der geometrischen Abmessungen kann beim Dreipunktbiegeversuch das maximale Biegemoment M in Balkenmitte bestimmt werden. Wird ein linear-elastischer Ansatz, wie in der EN 14651 [25] vorgeschrieben, verwendet, ergibt sich die Biegezugfestigkeit σ_{el} nach Gleichung (34), wobei h die Balkenhöhe und b die Balkenbreite darstellen. Beim Ansatz eines perfekt-plastischen Materialverhaltens auf Zug und einer unendlichen Steifigkeit auf Druck, somit einer unendlich schmalen Druckzone, ergibt sich die Biegezugfestigkeit σ_{pp} aus Gleichung (35). Werden beide Gleichungen auf das Moment umgeformt und gleichgesetzt (Gleichung (36)), so wird ersichtlich, dass die mit linear-elastischem Ansatz ermittelte Biegezugfestigkeit σ_{el} um einen Faktor 3 größer ist als die mit perfekt-plastischem Ansatz ermittelte Biegezugfestigkeit σ_{pp} . Somit ergeben sich alleine durch die Auswahl des Materialverhaltens für die Auswertung der Biegezugversuche nicht akzeptable Abweichungen.

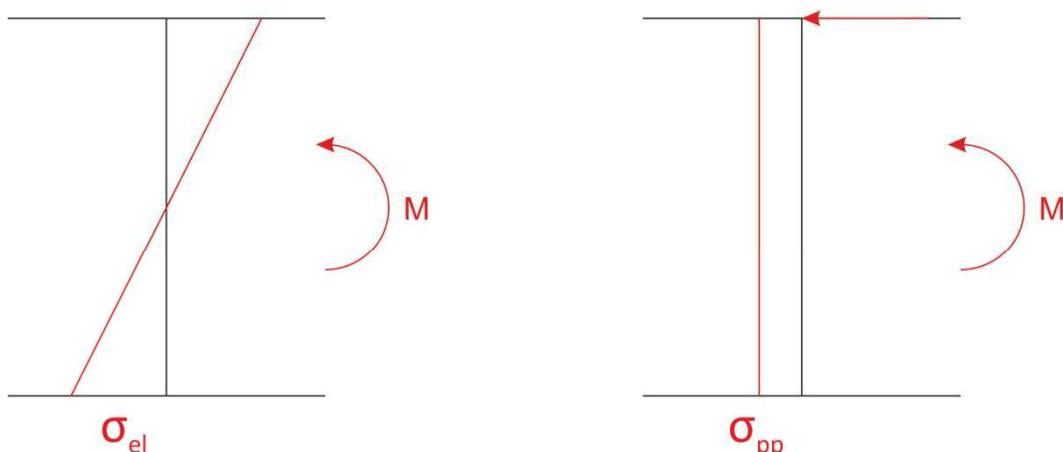


Abbildung 82: links: linear-elastischer Ansatz, rechts: perfekt-plastischer Ansatz mit unendlich steifer Druckzone

$$\sigma_{el} = M * \frac{6}{b * h^2} \quad (34)$$

$$\sigma_{pp} = M * \frac{2}{b * h^2} \quad (35)$$

$$\sigma_{el} = 3 * \sigma_{pp} \quad (36)$$

Die vorhin beschriebene Streuung der Versuchskurven kann durch die relativ kleine Querschnittsfläche der Balken von $15 \times 15 \text{ cm}^2$ bei Faserlängen von 30 bis 60 mm und dem relativ kleinen belasteten Volumen beim Versuch hervorgerufen werden. Außerdem treten bei der Betonage in die

Schalungen Entmischungen und Faserumorientierungen an den Schalungsoberflächen auf. Diese großen Streuungen führen zu einer unwirtschaftlichen Bemessung des Bauteils, wenn nicht sogar die Anwendung von Faserbeton für Tübbinge rechnerisch gänzlich unmöglich ist.

Die Durchführung von Spaltzugversuchen zur Ermittlung der Zugfestigkeit des Faserbetons, wie in der ITA-Richtlinie [70] empfohlen, birgt zwei große Nachteile. Erstens werden keine Verformungsparameter des Betons erfasst, zweitens kann nur die (indirekte) Zugfestigkeit aber nicht das Materialverhalten im Nachbruchbereich bestimmt werden. Somit ist dieser Versuch bei der Anwendung von Faserbeton unbrauchbar, da der Vorteil von Faserbeton nicht wiedergegeben wird.

Basierend auf den begleitenden Laborversuchen und den in der ÖVBB-Richtlinie „Faserbeton“ [10] gegebenen Bemessungsmodellen werden Vergleichsrechnungen zu den Faserbetontübbingversuchen durchgeführt. Mit dem gegebenen Formelwerk und Bemessungsmodellen ist die Bestimmung des Tragverhaltens bzw. Rissverhaltens des Tübbings nicht möglich.

Ergänzend wird versucht, die rechnerische Spaltzugtragfähigkeit in der Längs- und Ringfuge, basierend auf den vorgegebenen Belastungen aus der Tübbingstatik [16] nachzuweisen, was mit reinem Faserbeton nicht gelingt. Dies liegt einerseits an der sehr konservativen Annahme der Nachbruchzugfestigkeit des Faserbetons sowie auch an der Parametergewinnung durch die sehr stark vereinfachte Auswertung der durchgeführten Biege- und indirekten Zugversuche.

8.4 Versuchskonzept zur Überarbeitung des Bemessungskonzepts

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den Tübbingversuchen und zufolge der Probleme aus der inversen Bestimmung wird im nachfolgenden Kapitel ein Konzept zur Parametergewinnung vorgestellt. Aus diesen Versuchen kann das Werkstoffverhalten für ein Bemessungsmodell abgeleitet werden und die Validierung kann anhand von Großversuchen erfolgen.

8.4.1 Laborversuche zur Ermittlung des Materialverhaltens

Die begleitenden Laborversuche mit Faserbeton unter einaxialer Druckbelastung zeigen keinen Unterschied zum Nullbeton. Aus diesem Grund können diese Versuche ohne Änderung für Faserbeton verwendet werden. Zur Ermittlung der Eingabeparameter für numerische Modelle wird empfohlen, die Versuche mit Wiederbelastungsschleifen, wie in [76]

beschrieben, an Bohrkernen mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Länge von 300 mm durchzuführen.

Aufgrund des sehr komplexen, von vielen Einflüssen abhängigen Materialverhaltens von Faserbeton auf Zug ist eine vereinfachte Auswertung von Biegezugversuchen nicht möglich. Daher wird aufbauend auf den Erkenntnissen von direkten Zugversuchen mit Gesteinen [76] ein servo-hydraulischer Versuchsaufbau (Abbildung 83) mit einer sanduhrförmigen Probe (1) konzeptioniert.

Dieser Versuchsaufbau besteht aus einem biegesteifen Rahmen (2), einem hydrostatisch gelagerten Hydraulikzylinder (>1 MN) inkl. Servoventil und Druckspeicher (3), Kraftmessdose (4) und der Einspannvorrichtung der Probe (5). Durch die gelenkig gelagerte Probenhalterung wird eine momentenfreie Lastaufbringung gewährleistet. Aufgrund der Verwendung einer geeigneten Steuerung kann der Versuch dehnungsgesteuert über Dehnungsmessstreifen oder verformungsgesteuert über Anklemmaufnehmer an der Probe durchgeführt werden. Dies gewährleistet zusätzlich zu einer leistungsstarken (>15 kW) Hydraulikversorgung einen quasistatischen Versuchsablauf bis in den Nachbruchbereich, womit hierdurch das Materialverhalten auch in diesem äußerst wichtigen Bereich bestimmt werden kann.

Durch den modularen, anpassbaren Aufbau des Rahmens und der Probenhalterung sind Versuche an Proben mit einem Querschnitt in Probenmitte von bis zu 35×35 cm² möglich. Das Ziel des vorgestellten Versuchsaufbaus und der Probengröße ist die Streuung der Versuchsergebnisse zu minimieren und so verlässliche Resultate über das Verhalten von Faserbeton unter Zugbelastung zu gewinnen.

Die Auslegung der Maschinenkomponenten inkl. Mess- und Regelungstechnik kann aus [77] entnommen werden.

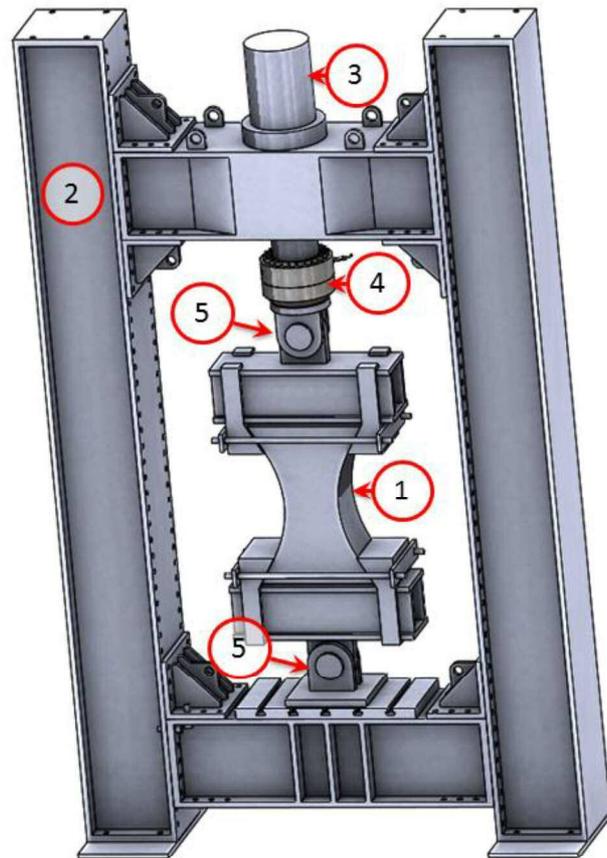


Abbildung 83: Direktzugversuch für (Faser-)Beton

8.4.2 Großversuche

Bei den Großversuchen an Tübbingsegmenten, unabhängig von der Verwendung von Stahlbeton oder Stahlfaserbeton, muss zwischen zwei Lastfällen unterschieden werden. Einerseits die Beanspruchung aus den Ringkräften auf das Segment bzw. die Längsfuge aufgrund von Gebirgslasten und andererseits die Beanspruchungen aufgrund der Vortriebspresen auf das Segment bzw. die Ringfuge inklusive Imperfektionen durch den Einbau.

Versuche zur Belastung des Segments durch Biegung und Normalkraft können, wie schon im Rahmen dieser Dissertation, mithilfe des Tübbingprüfstands durchgeführt werden. Mithilfe des in Abbildung 84 dargestellten Versuchsaufbaus ist durch Einbau von zwei unterschiedlich großen Segmentteilen die Untersuchung der Kraftübertragung bei gegebenem Moment und Normalkraft in der Längsfuge möglich. Hierbei ist zu beachten, dass die Längsfuge leicht außermittig platziert ist, um etwaige Beanspruchungen aus der Krafteinleitung im Bereich des Querhaupts zu vermeiden.

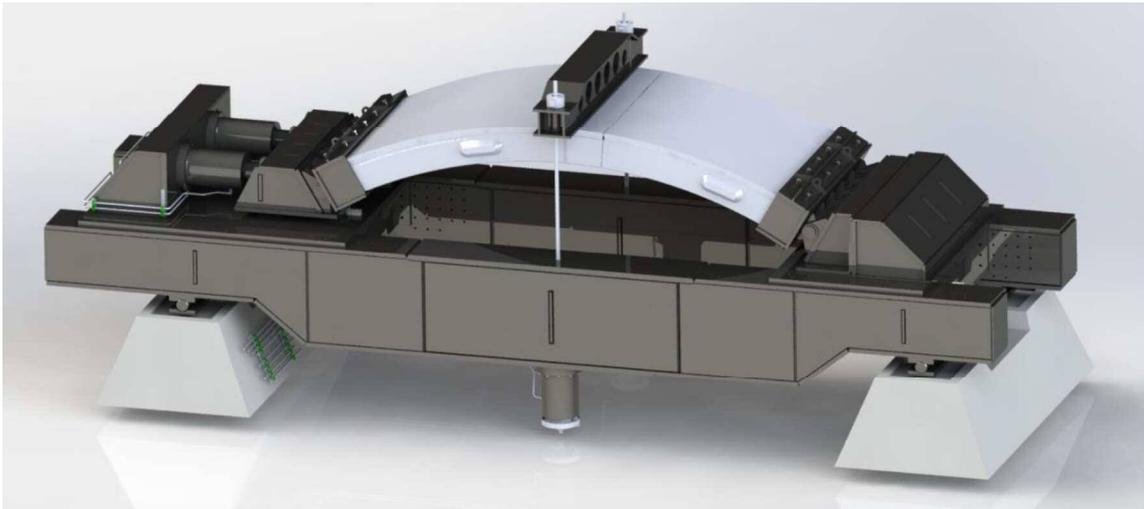


Abbildung 84: Längsfugenversuch am Tübbingprüfstand

Für Belastungsversuche unter Verwendung der Vortriebspresen wird ein quasistatisches Versuchskonzept ausgearbeitet. Dieser elektro-hydraulische Prüfstand (Abbildung 85) besteht aus drei Pressengruppen, um den Einfluss der benachbarten Pressen auf den untersuchten Bereich richtig abzubilden. Durch den modularen Aufbau ist die Anpassung an verschiedenste Tübbinggeometrien und Pressenpositionen möglich.

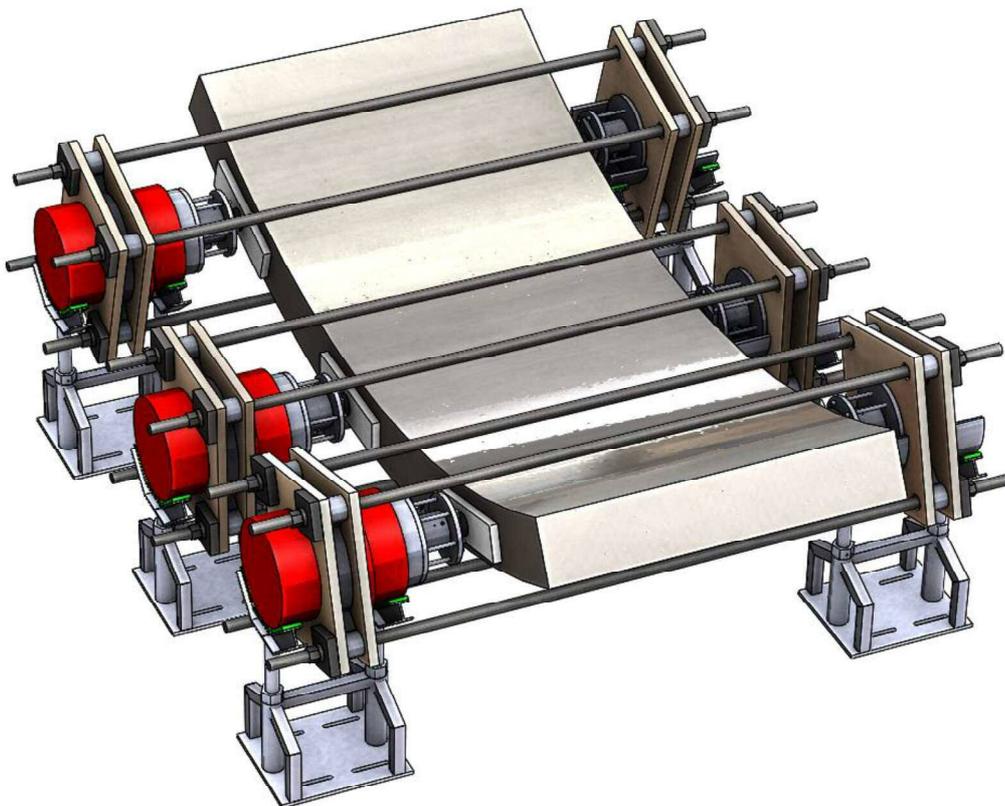


Abbildung 85: Belastungsversuch aufgrund der Vortriebspresen am Einzelsegment

Jede dieser Pressengruppe (Abbildung 86) besteht aus einer Zylindergruppe mit einem 5 MN Hydraulikzylinder (1) mit Abspannplatte (2), Kraftmessdose (3), Pressenschuh (4) und höhenverstellbarer Zylinderwippe (5) sowie einer Widerlagergruppe mit Abspannplatte (6), Kraftmessdose (7), Pressenschuh (8) und höhenverstellbarem Auflager (9). Die Kraftübertragung zwischen den beiden Bauteilen wird über Gewindestäbe (10) sichergestellt.

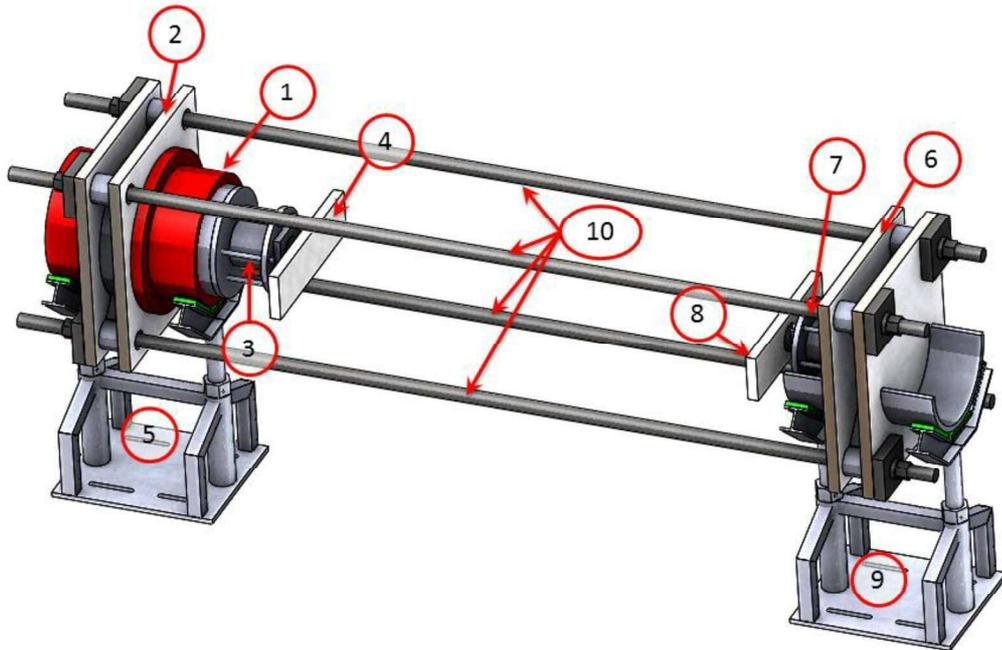


Abbildung 86: Pressengruppe für Belastungsversuche aufgrund der Vortriebspresen

Das Steuerungs- und Regelkonzept sowie die Auswahl von Bauteilen kann wiederum aus [77] entnommen werden.

9 Eigenspannungen in Beton

Während der Durchführung und Auswertung der Belastungsversuche an stahlbewehrten Tübbingem wird festgestellt, dass Eigenspannungen im Beton vorhanden sind. Vor allem bei der Untersuchung von Materialien mit niedrigen Zugfestigkeiten, wie Beton, ist die Kenntnis über vorhandene Eigenspannungen unerlässlich. Diese setzen die vor dem Rissbeginn aufnehmbaren Lasten der Bauteile noch weiter herab.

9.1 Entstehung von Eigenspannungen in Beton

Die Entstehung dieser Eigenspannungen wurde von Bosold [78] beschrieben.

Im ersten Stadium nach der Wasserzugabe ist noch keine Temperaturerhöhung erkennbar (Abbildung 87). Aufgrund der Hydratation steigt darauffolgend die Temperatur im Bauteil an (Stadium II). Durch die Verformbarkeit des Betons in diesem frühen Stadium treten keine messbaren Spannungen auf. Die Endtemperatur dieses Stadiums wird als „1. Nullspannungstemperatur T_{01} “ bezeichnet. Die weitere Erwärmung und die Zunahme der Betonfestigkeit führen nachfolgend zum Aufbau von Druckspannungen. Das Stadium III endet beim Erreichen der höchsten Temperatur. Im Stadium IV sinkt die Bauteiltemperatur und die entstanden Druckspannungen bauen sich ab. Am Ende dieses Stadiums wird die „2. Nullspannungstemperatur T_{02} “ erreicht. Ab diesem Zeitpunkt führt das weitere Abkühlen zur Entstehung der Zugspannungen, die im schlimmsten Fall die Zugfestigkeit des Betons überschreiten und zu Rissen des unbelasteten Bauteils führen können.

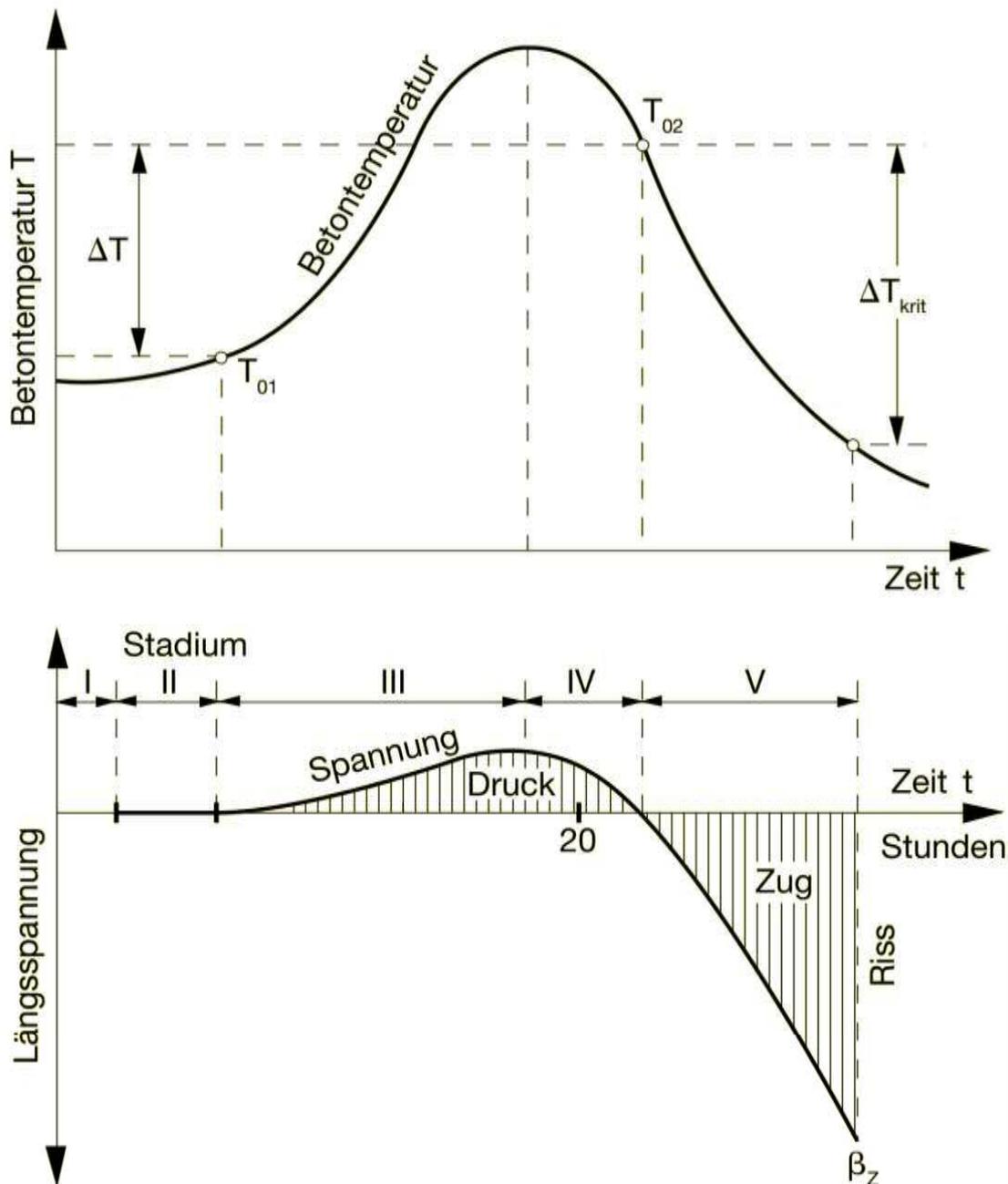


Abbildung 87: Betontemperatur und Betonspannung über die Zeit [78]

9.2 Bestimmung von Eigenspannungen in Beton

Die Bestimmung von vorhandenen Eigenspannungen wird hauptsächlich in der metallverarbeitenden Industrie angewandt, wobei eine Vielzahl an Verfahren zur Verfügung steht. Prinzipiell kann zwischen den zerstörungsfreien und zerstörenden Verfahren unterschieden werden. Zu den zerstörungsfreien Verfahren zählen das Diffraktionsverfahren sowie akustische und magnetische Verfahren [79]. Diese Verfahren können nur für homogene Stoffe angewendet werden und sind für die hier vorliegende Problemstellung aufgrund der Heterogenität des Werkstoffes nicht

zielführend [80]. Bei den zerstörenden bzw. mechanischen Verfahren wird durch Freischneiden oder Abtragen ein Bereich entspannt und die auftretenden Dehnungen aufgrund der elastischen Rückverformung gemessen.

9.2.1 Stand der Technik

Die ersten dokumentierten Versuche mit Beton wurden von Fleischer [80] durchgeführt. Um innere Spannungen hervorzurufen, befeuchtete dieser Betonproben im Labor einseitig. Danach erprobte Fleischer vier verschiedene Verfahren zur Entspannung, um diese nachzuweisen bzw. messtechnisch zu bestimmen. Bei den Versuchen 1 bis 3 wurden die Schnittbilder (Abbildung 88) mithilfe eines Winkelschleifers und bei Versuch 4 mit einer Bohrmaschine hergestellt. Die Verformungsmessung erfolgte anhand von Setzdehnungsgebern. Bei Versuch 1 war die hervorgerufene Entspannung zu klein, um Rückschlüsse ziehen zu können. Bei den restlichen Versuchen konnten zwar Eigenspannungen nachgewiesen werden, jedoch keine qualitative Aussage hinsichtlich ihrer Größe getroffen werden.

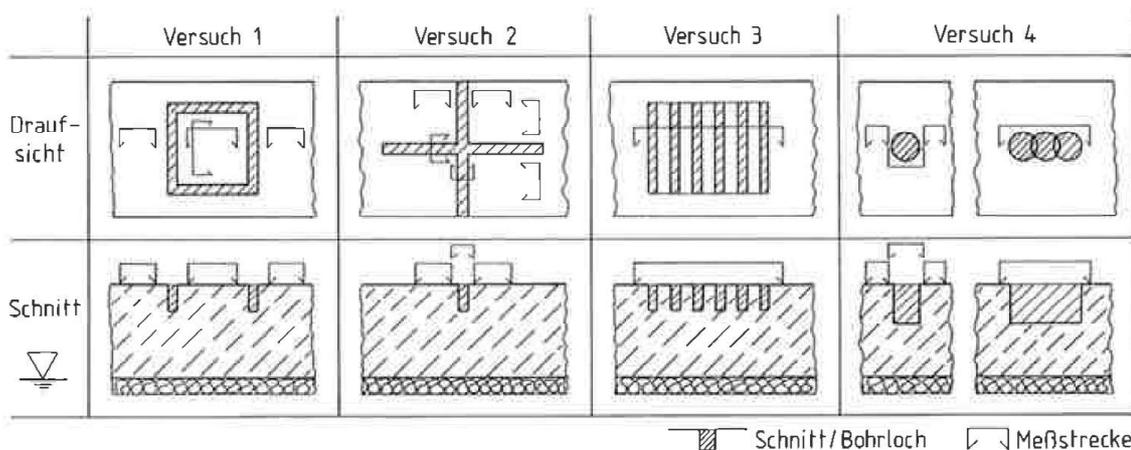


Abbildung 88: Schnittbilder [80]

In den Folgejahren lag der Forschungsschwerpunkt nicht auf der Bestimmung der vorhandenen Eigenspannung, sondern vielmehr auf der Verminderung der Auswirkungen durch Beschränkung der Rissweite [81] und der Verwendung einer Mindestbewehrung [82].

Erst Tue et al. [83] veröffentlichten ein Finite Elemente Modell zur Analyse von Eigenspannungen bei Bauteildicken über 80 cm. Auf die Ausbildung der Eigenspannungen haben laut Tue et al. [83] die Eigenschaften des jungen Betons und der Temperaturverlauf über das Bauteil den wesentlichsten Einfluss.

Li et al. [84] und Marks [85] entwickelten ein Messverfahren zur Spannungsermittlung auf Basis des Bohrlochverfahrens bzw. Schneiden

mittels Handkreissäge und die Erprobung fand an Biegebalken (Abbildung 89) statt. Die Spannungen wurden nicht wie bei Fleischer [80] durch einseitige Wasserlagerung hervorgerufen, sondern durch eine Belastung des Betonbalkens mithilfe einer Prüfmaschine initiiert, und anschließend wurde die Dehnung aufgrund der Entspannung beim Freibohren bestimmt. Zur Messung wurde ein Dehnungsmessstreifen in Biegerichtung außerhalb der Bohrung installiert. Die Bohrung wurde mithilfe einer Spezialvorrichtung mit Fräskopf und Antrieb bzw. Schnitte durch Schneiden mit einer Handkreissäge hergestellt. Der wesentliche Nachteil dieses Verfahrens besteht bei Anwendung nur eines DMS, da somit die Richtung der erfassten Hauptspannung schon vorher bekannt sein muss.

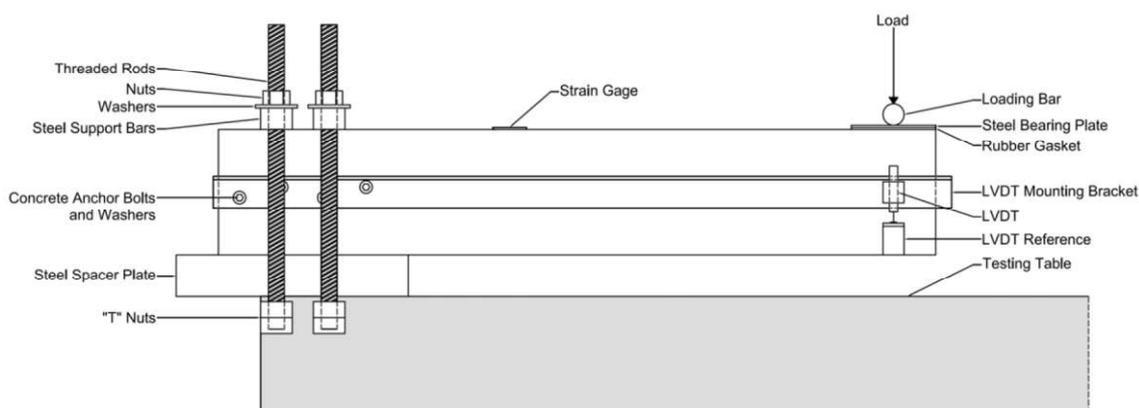


Abbildung 89: Versuchsaufbau [85]

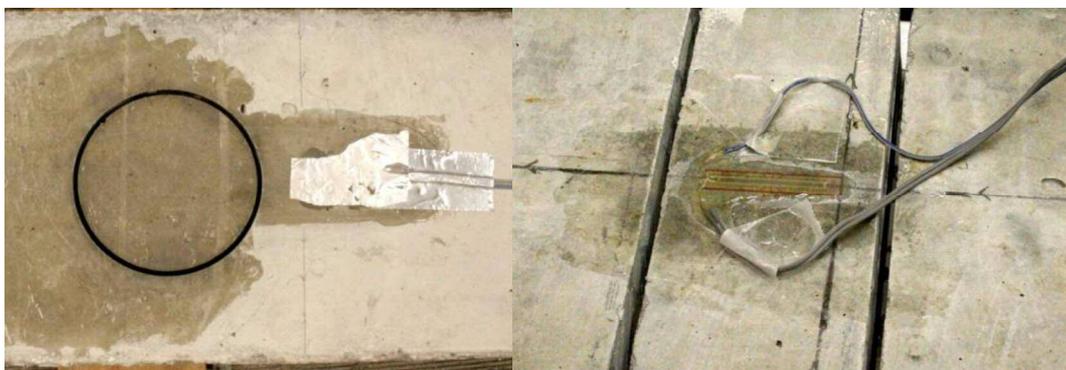


Abbildung 90: Bohrlochverfahren und Entspannen mittels Handkreissäge am Biegebalken [85]

Eine Weiterentwicklung dieses Verfahrens wurde von Castaneda [86] für Betonplatten erprobt. Diese Betonplatten wurden wiederum auf Biegung belastet und anschließend mittels Schnitten durch eine Handkreissäge bereichsweise entlastet. Die Dehnungsmessung erfolgte mittels DMS-Rosetten an der Betonoberfläche (Abbildung 91). Somit wurde die Richtung und Größe der Hauptnormalspannungen bestimmt.

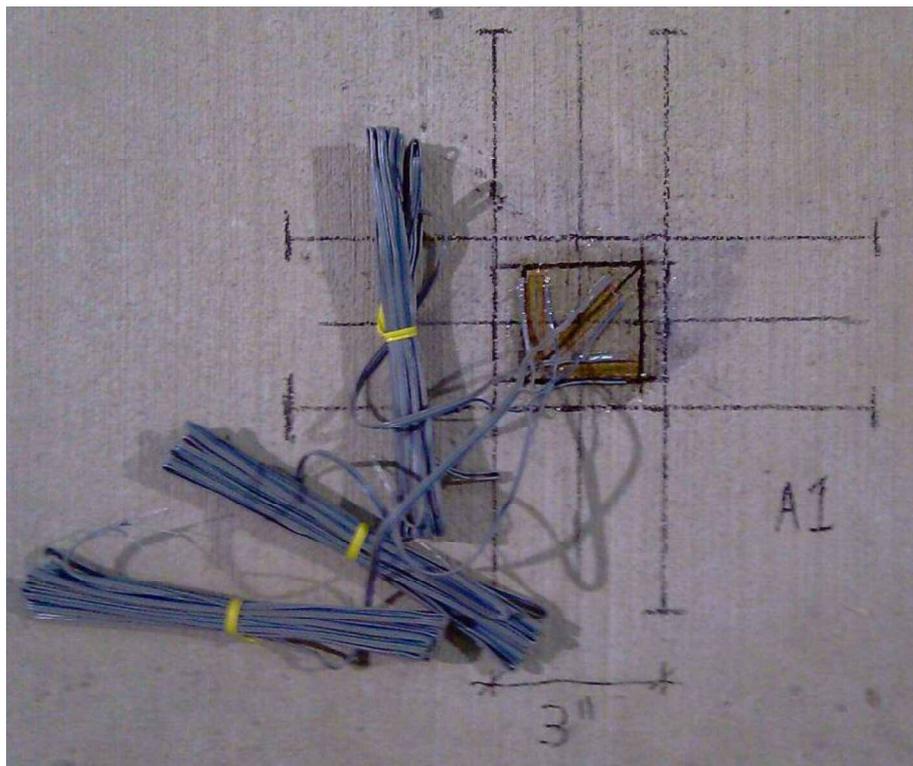


Abbildung 91: Messkonzept von Castaneda [86]

9.3 Anwendungserprobung eines Messverfahrens für Tübbinge

9.3.1 Versuchskonzept

Für die Anwendung der Eigenspannungsermittlung an realen Bauteilen ist die Verwendung von DMS-Rosetten zwingend erforderlich, da die Hauptnormalspannungen vor Versuchsbeginn nicht bekannt sind. Das Freischneiden mithilfe einer Handkreissäge ist auf gekrümmten Oberflächen, wie dies bei Tübbingen der Fall ist, nicht möglich. Daher soll ein Freibohren mit baustellenüblichen Werkzeugen, wie einer Kehrbohrmaschine, zum Einsatz kommen. Zur Verifizierung des Messkonzepts sind Laborversuche unter homogenen einaxialen Spannungszuständen notwendig. Diese Forderung kann mit Biegebalkenversuchen nicht erfüllt werden. Vielmehr muss die Probe einaxial, ähnlich einem herkömmlichen Druckversuch, belastet werden.

In der metallverarbeitenden Industrie wird das Bohrloch und das Ring-Kern Verfahren zur Ermittlung der Eigenspannungen verwendet. Beim ersten Verfahren kommt ein Sackloch mit wenigen Millimetern Durchmesser zur lokalen Entspannung zum Einsatz. Die Messung der resultierenden Dehnungen erfolgt mithilfe von Dehnungsmessstreifen, die radial um das Loch angebracht sind. Das genormte Formelwerk für die Auswertung beruht auf der analytischen Herleitung nach Kirsch [87]. Beim Ring-Kern Verfahren

werden im Gegensatz dazu die Dehnungsmessstreifen innerhalb der Bohrung angeordnet. Somit kommt es nach Freibohren des Kerns zu einer vollständigen Entspannung der DMS. Für dieses Verfahren sind noch keine allgemein gültigen Herleitungen vorhanden. [88]

Im Rahmen des TÜV-Austria Wissenschaftsstipendiums [89] werden diese Verfahren für die Anwendbarkeit hinsichtlich Beton in zwei Versuchsreihen mithilfe eines Laborversuchs erprobt, um nachfolgend die vorhandenen Eigenspannungen bei realen Bauteilen zu ermitteln. Aufgrund der Heterogenität werden die Verfahren um einen Faktor von ca. 1:40 gegenüber der metallverarbeitenden Industrie vergrößert. Probekörper (1) mit Abmessungen von 60 cm x 60 cm x 25 cm (Abbildung 92) werden hierfür mit Tübbingbeton (C35/45 bzw. C50/60) am Koralmtunnel Baulos KAT2 hergestellt. Für das Bohrlochverfahren werden anschließend drei Dehnungsmessstreifen (2) mit einer Länge von 90 mm in einer 0-45-90 ° Anordnung radial um das Bohrloch appliziert. Im Gegensatz dazu werden die Dehnungsmessstreifen (2) beim Ring-Kern Verfahren in einer 0-45-90 ° Rosettenanordnung in der Mitte der Bohrung platziert. Die Proben werden danach mit einem eigens angefertigten Prüfaufbau einaxial vorgespannt und anschließend wird die Entspannung mittels Kernbohrung (3) stufenweise durchgeführt. Die Bohrdurchmesser betragen ca. 85 mm für das Bohrlochverfahren und ca. 120 mm für das Ring-Kern Verfahren. Für die Kabeldurchführung beim Ring-Kern Verfahren ist eine Bohrung mit 6 mm Durchmesser (4) erforderlich. Diese wird mithilfe einer Schlagbohrmaschine bzw. Diamantbohrkrone hergestellt.

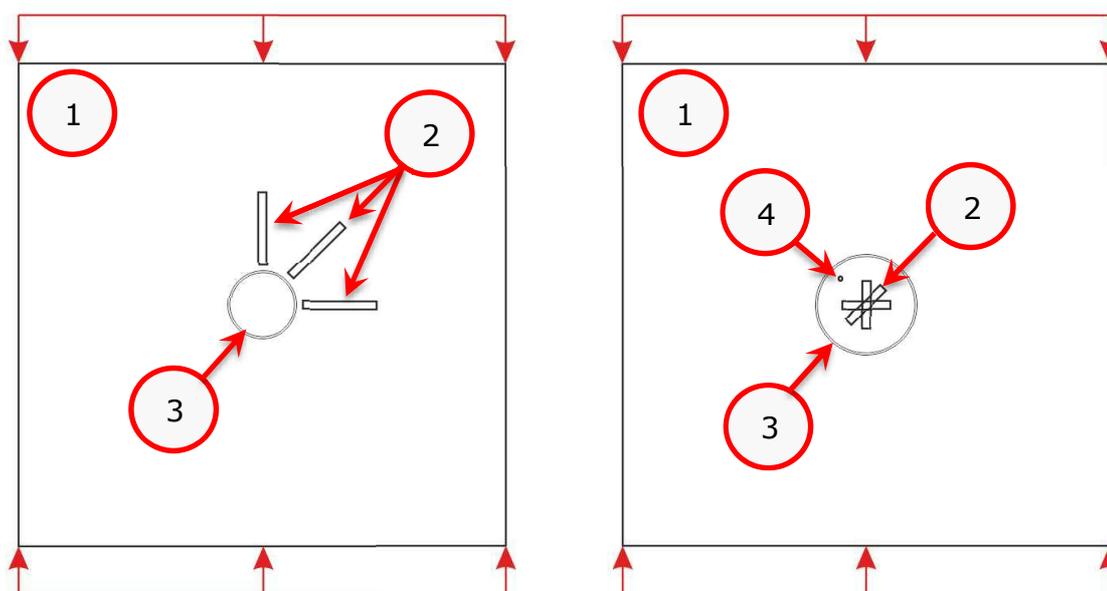


Abbildung 92: Gegenüberstellung von Bohrlochverfahren und Ring-Kern Verfahren

In der Planungsphase dieser beiden Verfahren wird eine numerische Simulation des Versuchsablaufs aufgebaut. Hierfür wird wiederum das Finite Elemente Paket Abaqus v6.13 verwendet und aus Symmetriegründen ein Viertelmodell mit geeigneten Randbedingungen gewählt. Da die betrachteten Spannungen unterhalb der Festigkeiten des Betons liegen, genügt die Anwendung eines linear-elastischen Materialgesetzes ohne Fließ- und Bruchbedingung. Der unbewehrte Betonkörper wird mit ca. 650.000 Kontinuumelementen vom Typ C3D8R mit linearer Ansatzfunktion aufgebaut und das schichtenweise Entfernen der Elemente im Ringspalt erfolgt mit der implementierten Methode „model-change“. Aufgrund des Materialverhaltens und der Versuchsdurchführung wird ein implizites Lösungsverfahren angewendet. Für den Vergleich mit den Versuchen werden Verschiebungen von Knoten an den Enden des DMS-Messgitters ausgegeben und Dehnungen über den Abstand der Knoten berechnet.

Beispielhaft hierfür sind in Abbildung 93 die berechneten Dehnungen in Abhängigkeit der gewählten Bohrstufen aus der Simulation des Ring-Kern Verfahrens bei einer Vorspannung von 2 MPa dargestellt. Wie im realen Versuch wird nach Aufbringen der Vorspannung ein Nullabgleich der gemessenen Dehnungswerte durchgeführt. Das Diagramm zeigt, dass die Spannungsumlagerung mit der Bohrtiefe sehr stark anwächst und im Bereich der Bohrtiefe von 50 bis 100 mm tritt eine Umkehrung der aufgetragenen Druckspannung zu einer Zugspannung auf. Dies ist durch die Überschreitung der durch die Vorspannung aufgetragenen Dehnungen erkennbar. Zusätzlich ist ersichtlich, dass die gewählten Bohrstufen ausreichend für die Bestimmung des Dehnungsverlaufs und die nachfolgende Berechnung der Einflussbeiwerte sind, sowie dass sich die mittels Vorspannung aufgetragenen Dehnungen schon bei einer Bohrtiefe von ca. 100 bis 150 mm an der Oberfläche vollständig abbauen.

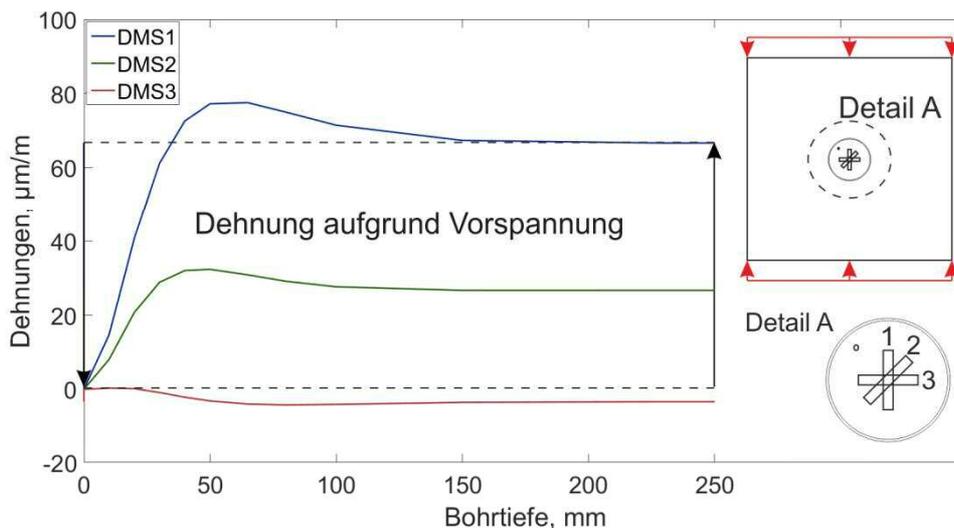


Abbildung 93: Beispielhafte Auswertung der Simulation des Ring-Kern Verfahrens

Die durchgeführte numerische Simulation liefert vielversprechende Ergebnisse und somit werden diese beiden Verfahren anhand von Laborversuchen erprobt.

9.3.2 Allgemeines

Für die Anwendungserprobung werden zwei Versuchsreihen durchgeführt. Bei der ersten Versuchsreihe finden je drei Versuche zum Bohrlochverfahren und Ring-Kern Verfahren statt. Hierbei wird ein Nassbohrverfahren mit Wasserspülung zum Einsatz gebracht. Aufbauend auf den Erkenntnissen dieser Serie wird bei der zweiten Versuchsreihe ein Trockenbohrverfahren mit Druckluftspülung installiert. Zusätzlich werden für den Vergleich der zwei Verfahren die DMS-Konfigurationen beider Verfahren sowohl auf der Oberseite als auch auf der Unterseite der Probe angebracht. Somit kann die Probenanzahl auf drei halbiert sowie nachfolgend der Versuchsaufwand verringert werden und ein direkter Vergleich zwischen den Ergebnissen ist vorhanden.

9.3.3 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau (Abbildung 94) besteht aus zwei biegesteifen Trägern (1), die zur Aufbringung der Vorspannung mit zwei 1 MN Hydraulikzylindern (2) auf die Probe (3) dienen. Um kritische Teilflächenpressungen zu vermeiden, werden Hartfaserplatten zwischen den Metallträgern und der Probe beigelegt. Die Kraftübertragung zur Abspannung zwischen den Trägern erfolgt über vier 650 kN Gewindestäbe (4) mit zugehörigen Ankerplatten und Kugelbundmutter. Die Vorspannkraft wird mithilfe von zwei 100 t Wägezellen erfasst. Geeignete

Kugelkalotten verhindern die außermittige Krafteinleitung. Die Kernbohrmaschine (6) mit Diamantbohrkrone wird am Hauptträger verschraubbar fixiert. Die Druckversorgung der Hydraulikzylinder erfolgt über ein Hydraulikaggregat mit einer speicherprogrammierbaren Steuerung. Dadurch kann eine konstante Vorspannung während der gesamten Versuchszeit gewährleistet werden.

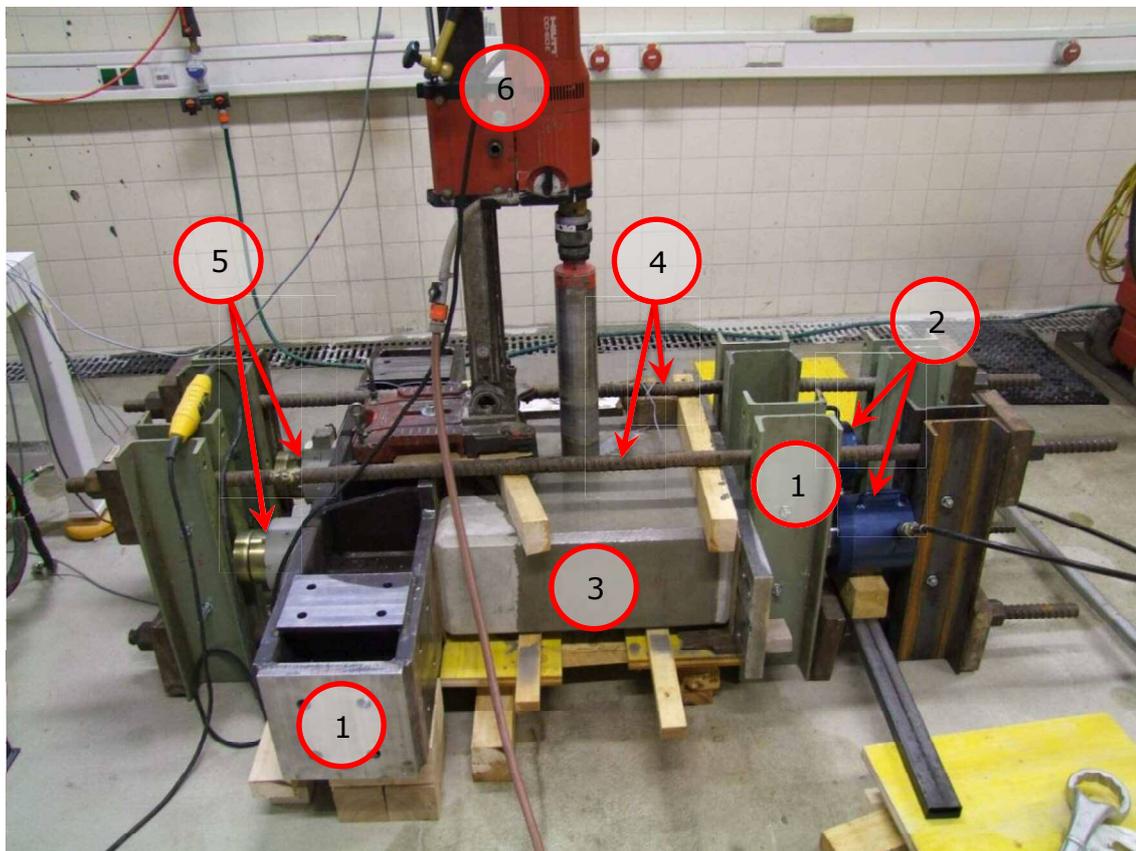


Abbildung 94: Versuchsaufbau erste Versuchsreihe

9.3.4 Messdatenerfassung

Die Messdatenerfassung erfolgt bei der ersten Versuchsreihe mithilfe eines Universalmessverstärkers mit acht Eingängen. Für die Erfassung der Bohrtiefe wird ein LVDT mit einer Messlänge von 100 mm an der Kernbohrmaschine befestigt. Die erfassten Messwerte sind somit die Dehnungen der drei auf der Probe installierten Dehnungsmessstreifen, die Vorspannkraft, ermittelt aus den zwei Kraftmessdosen, und die Bohrtiefe mittels Wegmessung durch den LVDT.

Aufgrund der großen Anzahl an Dehnungsmessstreifen bei der zweiten Versuchsserie ist die Verwendung eines zusätzlichen Messverstärkers mit 16 Eingängen speziell für Dehnungsmessstreifen nötig. Für die Erfassung der Bohrtiefe wird neben dem LVDT ein Seilzugsensor mit einer Messlänge von 225 mm installiert.

Die Datenerfassung und Visualisierung erfolgt bei beiden Versuchsreihen bei einer Abtastrate von 50 Hz.

9.3.5 Versuchsdurchführung

Bei der ersten Versuchsserie werden pro Verfahren auf die drei Proben je eine Vorspannungen von 2 MPa, 3 MPa und 4 MPa aufgebracht und anschließend mithilfe der Kernbohrung bereichsweise entlastet. Durch die verzögerte Elastizität ist eine stufenweise Bohrung erforderlich, da sich die Spannungen um das Bohrloch erst umlagern müssen. Um etwaige Vorspannungen durch die Bohrkronen zu verhindern, wird diese während der Bohrpause komplett aus dem Ringspalt entfernt. Details zu den durchgeführten Bohrstufen können dem Versuchsbericht [89] entnommen werden.

Bei der zweiten Versuchsserie wird aufgrund der Erkenntnisse aus der ersten Serie ein Trockenbohrverfahren mit speziell angefertigten Bohrkronen durchgeführt. Die Kühlung der Bohrkronen und der Austrag des Bohrkleins werden mithilfe einer Druckluftspülung mit Absaugung sichergestellt. Die Vorspannstufen bleiben unverändert zur ersten Versuchsreihe.

Begleitend zu den Versuchen werden zur Bestimmung der Betonparameter einaxiale Druckversuche, wie in Kapitel 6.3 beschrieben, durchgeführt.

9.3.6 Ergebnisse

Auf das zugrundeliegende Formelwerk für die Auswertung wird in dieser Arbeit nicht näher eingegangen und auf den Versuchsbericht [89] verwiesen.

9.3.6.1 Erste Versuchsreihe

Die Anwendungserprobung des Nassbohrverfahrens ergibt, dass trotz der vom Hersteller empfohlenen Abdichtung der Dehnungsmessstreifen das Messrauschen $\pm 5 \mu\text{m/m}$ erreicht wird. Bei Messwerten von beispielsweise $40 \mu\text{m/m}$ bei einer Vorspannung von 2 MPa hat dieses Messrauschen einen sehr großen Einfluss auf das Ergebnis. Festzuhalten ist, dass eine Abweichung von $10 \mu\text{m/m}$ bei dem ermittelten Elastizitätsmodul von 30 GPa einer Spannung von 0,3 MPa (Gleichung (28)) entspricht, was wiederum ca. 10 % der direkten Zugfestigkeit des verwendeten Betons ergibt. Auch eine Änderung der Filtereinstellungen bei der Messdatenerfassung führt zu keiner Verbesserung des Messergebnisses.

Die auf Basis dieser Messdaten durchgeführte Auswertung liefert für diese Anwendungserprobung keine zufriedenstellenden Ergebnisse und wird im Folgenden nicht angeführt.

9.3.6.2 Zweite Versuchsreihe

Durch die Verwendung eines Trockenbohrverfahrens mit Druckluftspülung kann das Messrauschen bei der zweiten Versuchsreihe auf unter $\pm 1 \mu\text{m/m}$ verbessert werden. Trotzdem werden keine zufriedenstellenden Ergebnisse erzielt. Beim Ring-Kern Verfahren müssen sich bei erfolgtem Freibohren des Bohrkerns die durch die Vorspannung aufgebrachten Dehnungen vollständig abbauen, was aber bei der Versuchsdurchführung nicht der Fall ist. Dies ist auf die Erwärmung des Bohrkerns durch das Trockenbohrverfahren zurückzuführen. Eine Änderung der Betontemperatur von $1 \text{ }^\circ\text{C}$ hat unter Berücksichtigung der Wärmeausdehnung von Beton von 10^{-5} K^{-1} [90] einen Einfluss auf die Dehnungsmessung von $10 \mu\text{m/m}$, was für diese Messungen nicht tolerierbar ist. Um eine konstante Temperatur zu gewährleisten, müssen für das Abkühlen des Bohrkerns die Pausen zwischen den Bohrstufen verlängert werden. Hierdurch erhöht sich die ohnehin schon verhältnismäßig lange Versuchszeit von mehreren Stunden zusätzlich. Als Konsequenz ist eine wirtschaftliche Anwendung an Betonbauteilen in der bautechnischen Praxis nicht möglich.

Die Installation von Dehnungsmessstreifen auf der Unterseite der Probe minimiert zwar das Messrauschen und liefert bessere Ergebnisse, scheidet aber aufgrund von Betonabplatzungen beim Durchbohren und der damit verbundenen Zerstörung der DMS als mögliches Verfahren aus.

Aufgrund der nicht zufriedenstellenden Ergebnisse der Anwendungserprobung an unbewehrten Betonproben unter Laborbedingungen wird auf eine Überprüfung der beiden Verfahren an einem stahlbewehrten Tübbing verzichtet.

Um die noch offenen Fragen hinsichtlich der Bestimmung von Eigenspannungen in Betonbauteilen zu beantworten, sind die Entwicklung neuer Methoden und weitere Untersuchungen erforderlich.

10 Schlussfolgerung

Alle Vergleiche und Aussagen dieser Dissertation beziehen sich auf die durchgeführten Tübbingversuche an der Montanuniversität Leoben - Lehrstuhl für Subsurface Engineering mit Tübbing von Koralmtunnel Baulos KAT2. Für eine allgemein gültige Aussage ist die Durchführung von weiteren Versuchen an Segmenten anderer Projekte erforderlich.

Die durchgeführten Versuche mit Stahlbeton zeigen, dass das Rissmoment aufgrund der Bestimmung der Biegezugfestigkeit aus den Laborversuchen mit Biegebalken stark überschätzt wird, wohingegen die Berechnung des Fließmoments mit analytischem Ansatz sehr gut mit der ermittelten Tragfähigkeit aus den durchgeführten Versuchen übereinstimmt. Durch die gezielte Platzierung von Querbewehrung kann bei ausreichender Resttragfähigkeit nach dem Erstriss einerseits die Rissverteilung kontrolliert und durch das Hervorrufen von zusätzlichen Rissen die Rissweiten der Einzelrisse reduziert werden. Hierbei muss berücksichtigt werden, dass die zulässige Rissweite bereits bei der Hälfte des Fließmoments bei stark bewehrten Segmenten erreicht wird. Zusätzlich stellt sich heraus, dass das Trag- und Verformungsverhalten sehr stark von der Zugfestigkeit des gewählten Betons abhängt. Für eine erfolgreiche Rückrechnung auf die Belastungen aus dem Gebirge muss dieser Parameter für die messtechnisch beobachteten Segmente verlässlich bestimmbar sein. Des Weiteren zeigt die Linearisierung der Ergebniskurve, dass für die vereinfachte Berechnung der Durchbiegung des Tübbings ein dreimal stückweise linearer - trilinear - Ansatz ausreichend ist.

Durch die ersten Versuche mit Faserbetonsegmenten wird festgestellt, dass Stahlfaserbeton in Zukunft durchaus eine Option zum Ersatz des Bewehrungskorbs bei der Produktion von Normaltübbing darstellt. Durch das Fehlen von geeigneten Versuchen zur Parameterermittlung sowie den aufgezeigten Diskrepanzen in den Regelwerken zur Dimensionierung dieser Bauteile ist die Verwendung in der Praxis in Österreich aktuell de facto unmöglich. Aufgrund der geringen Nachbruchfestigkeit bei den untersuchten Segmenten mit Kunststofffaserbeton ist eine Anwendung im Tunnelbau bei den gegebenen Randbedingungen aktuell noch nicht realisierbar. Des Weiteren muss die Wirtschaftlichkeit bzw. das Einsparungspotential bei hybriden Systemen kritisch hinterfragt werden.

In diesem Zusammenhang muss die Zweckmäßigkeit der Begrenzung der Rissweite bei zweischaligem Ausbau neu evaluiert werden, da durch die zusätzliche Innenschale zumindest am Intrados ein Korrosionsschutz für die (Faser-) Bewehrung gegeben ist.

Die im Labor untersuchten bewehrten Biegebalken liefern eine verlässliche Datenbasis zur Validierung der gewählten Simulationsstrategie. Für die Rückrechnung auf die großmaßstäblichen Versuche ist die Durchführung von Biegezugversuchen an unbewehrten Balken mit einem zusätzlichen Sensor zur Bestimmung der Rissöffnung für die Parametergewinnung zwingend erforderlich. Die daraus ermittelten Parameter – Zugfestigkeit und Bruchenergie im Nachbruchbereich – haben den größten Einfluss auf das Simulationsergebnis. Durch die vorwiegend monotone Biegebelastung zeigen jene Parameter, die die Schädigung sowie das mehraxiale Materialverhalten beschreiben, einen vernachlässigbaren Einfluss auf das Simulationsergebnis.

Zwar zeigen die Dehnungsmessungen bei der Durchführung der Tübbingversuche, dass Eigenspannungen in den Bauteilen aufgrund des Herstellungsprozesses vorhanden sind, deren Größe ist aber nicht ermittelbar. Versuche zur Anwendungserprobung eines Messverfahrens zur Ermittlung von Eigenspannungen in den Betonbauteilen zeigen, dass die gewählte, in dieser Anwendung neuartige Versuchsmethodik nicht zielführend ist. Aufgrund der sehr kleinen zu messenden Dehnungen haben schon geringe Schwankungen in der Temperatur des Kühlwassers bzw. der Probe selbst, hervorgerufen durch den Bohrvorgang, gravierenden Auswirkungen auf das Versuchsergebnis. Eine quantitative Bestimmung der vorhandenen Spannungen ist dadurch aktuell noch nicht möglich.

Mithilfe der durchgeführten Versuche werden viele offene Fragen in Bezug auf stabbewehrte Segmente beantwortet. Zusätzlich besteht durch die Verwendung von Faserbeton im Bereich des maschinellen Tunnelbaus ein enormes Einsparungs- und Optimierungspotenzial. Selbst ohne Veränderung der Betonrezeptur ergibt sich bei den untersuchten Segmenten mit Stahlfaserbeton ein duktileres Tragverhalten. Außerdem zeigt diese Arbeit innovative Methoden zur Bestimmung des Werkstoffverhaltens von Faserbeton auf sowie Möglichkeiten zur detaillierten Untersuchung der Kopplung von Segmenten in der Fuge.

11 Tabellenverzeichnis

| | |
|---|----|
| Tabelle 1: Abkürzungsverzeichnis..... | 5 |
| Tabelle 2: Versuchsaufstellung, KF... Kunststofffasern, SF ... Stahlfasern, KF rBK ... Kunststofffaser mit reduziertem Bewehrungskorb..... | 24 |
| Tabelle 3: Programm der Lastaufbringung für Versuch 3 | 28 |
| Tabelle 4: Werte der Parameterstudie..... | 88 |
| Tabelle 5: Regelwerke für Faserbetonbemessung | 92 |

12 Abbildungsverzeichnis

| | |
|---|----|
| Abbildung 1: Schematische Darstellung Tübbingring | 6 |
| Abbildung 2: Benennung der Stahlbewehrung | 7 |
| Abbildung 3: Erddruckschildmaschine [2] | 8 |
| Abbildung 4: Tübbingprüfstand Montanuniversität Leoben | 15 |
| Abbildung 5: Belastungskollektive bezogen auf die Ulmenschnittebene (S) im Normalkraft-Biegemoment Diagramm [22] | 16 |
| Abbildung 6: Aufbau des Messsystems nach [23], IM ... Industriemessverstärker, UM ... Universalmessverstärker | 17 |
| Abbildung 7: Positionen der Sensoren am Prüfstand | 19 |
| Abbildung 8: Prinzipskizze des Messkonzepts zur Verschiebungsmessung, H ... horizontaler Seilzugsensor, 1.1 bis 2.5 ... vertikaler Seilzugsensor | 20 |
| Abbildung 9: Dreipunktbiegeversuch mit bewehrten Betonbalken mit Sensor zur Bestimmung der Rissöffnung COD | 21 |
| Abbildung 10: Dreipunktbiegeversuch nach ÖNROM EN 14651 mit Sensor zur Bestimmung der Rissöffnung CMOD, nach [25] | 22 |
| Abbildung 11: Sensorplan [27], Einheit mm | 26 |
| Abbildung 12: Detail 1 Positionen DMS [27], Einheit mm | 27 |
| Abbildung 13: Detail 2 Positionen DMS [27], Einheit mm | 27 |
| Abbildung 14: Vertikalkraft über Zeit | 29 |
| Abbildung 15: Horizontalkraft über Zeit | 30 |
| Abbildung 16: Systemskizze zur Ermittlung der Schnittgrößen am Tübbingsegment | 31 |
| Abbildung 17: Skizze der Kräfte zur Ermittlung der Schnittkräfte | 32 |
| Abbildung 18: Biegemoment-Normalkraft Interaktionsdiagramm | 32 |
| Abbildung 19: Messsystem zur Ermittlung der Vertikalverschiebung mittels Seilzugsensoren, MW ... Messwert, RV ... Relativverschiebung, KW ... Korrekturwert | 33 |
| Abbildung 20: Befestigung der Seilzugsensoren am Hallenboden | 34 |
| Abbildung 21: Vertikalkraft (FVZ) über vertikale Absolutverschiebungen .. | 34 |
| Abbildung 22: Vertikalkraft (FVZ) über vertikale Relativverschiebungen ... | 35 |
| Abbildung 23: Messsystem zur Ermittlung der horizontalen Verschiebungen mittels Seilzugsensoren | 36 |
| Abbildung 24: Vertikalkraft (FVZ) über relative Horizontalverschiebungen | 37 |
| Abbildung 25: Befestigung des LVDT's am Tübbing | 37 |
| Abbildung 26: Vertikalkraft (FVZ) über relative Horizontalverschiebungen | 38 |
| Abbildung 27: Vertikalkraft (FVZ) über Dehnungen | 39 |
| Abbildung 28: Vertikalkraft (FVZ) über Linearisierung der relativen Vertikalverschiebungen bei Versuch 3 | 40 |
| Abbildung 29: Prinzipskizze zur Ermittlung des Erstrissmoments | 41 |

| | |
|--|----|
| Abbildung 30: Prinzipskizze zur Ermittlung des Fließmoments..... | 43 |
| Abbildung 31: Exemplarische Rissentstehung an der Position eines Quereisens bei Versuch 16 | 45 |
| Abbildung 32: Vertikalkraft (FVZ) über theoretische Rissöffnung bei Versuch 3..... | 47 |
| Abbildung 33: Horizontalkraft (FHZ) über Dehnungen bei Versuch 2..... | 47 |
| Abbildung 34: Vertikalkraft (FVZ) über relative Verschiebungen bei Versuch 3..... | 48 |
| Abbildung 35: Risspositionen nach dem Versuch bei DMS 5 bei Versuch 1 | 49 |
| Abbildung 36: Erfassung von Eigenspannungen am Tübbing | 49 |
| Abbildung 37: Vertikalkraft (FVZ) über Dehnungen bei Versuch 3 - Detail | 50 |
| Abbildung 38: Vertikalkraft (FVZ) über vertikale Absolutverschiebungen bei Versuch 10..... | 51 |
| Abbildung 39: Vertikalkraft (FVZ) über vertikale Relativverschiebungen bei Versuch 10..... | 51 |
| Abbildung 40: Vertikalkraft (FVZ) über vertikale Relativverschiebungen bei Versuch 16..... | 52 |
| Abbildung 41: Zugspannung σ am Intrados über vertikale Relativverschiebungen bei Versuch 16 | 53 |
| Abbildung 42: Vergleich der Versuche 1 und 3 (Typ III)..... | 54 |
| Abbildung 43: Vergleich der Versuche 1 und 3 (Typ III) mit Versuch 8 (Typ IIa)..... | 55 |
| Abbildung 44: Vergleich der Versuche 8 (Typ IIa) mit Versuch 16 (Typ II) | 56 |
| Abbildung 45: Schematische Darstellung des modifizierten Bewehrungskorbs für Versuch 15 | 57 |
| Abbildung 46: Vergleich der Versuche 1 und 3 (Typ III) mit Versuch 15 (Typ III mit modifizierter Bewehrung)..... | 57 |
| Abbildung 47: Rissbild am Intrados nach Versuchsdurchführung bei Versuch 1..... | 58 |
| Abbildung 48: Rissbild am Intrados nach Versuchsdurchführung bei Versuch 15..... | 58 |
| Abbildung 49: Rissbild an der Stirnseite, oben: Versuch 3, unten: Versuch 15..... | 59 |
| Abbildung 50: Rissbild am Intrados nach Versuchsdurchführung bei Versuch 16..... | 59 |
| Abbildung 51: 3D-Stahlfaser (Symbolfoto) bei Versuch 13 und 14 – Faser I | 61 |
| Abbildung 52: 4D-Faser bei Versuch 17 bis 19 – Faser II | 61 |
| Abbildung 53: Faser mit zwei Endknoten bei Versuch 20 und 21 – Faser III | 62 |

| | |
|--|----|
| Abbildung 54: Biegezugfestigkeiten und residuelle Biegezugfestigkeiten ermittelt mittels Dreipunktbiegeversuche nach EN 14651 für Faser II und Faser III mit Standardabweichung (Datenbasis [33] und [34]) | 62 |
| Abbildung 55: Faser mit einem Endknoten bei Versuch 22 und 23 – Faser IV | 62 |
| Abbildung 56: Vergleich der Versuche 13 und 14 (Faser I) | 63 |
| Abbildung 57: Vergleich der Versuche 17 bis 19 (Faser II) | 64 |
| Abbildung 58: Vergleich der Versuche 20 und 21 (Faser III)..... | 64 |
| Abbildung 59: Vergleich der Versuche 17 bis 19 (Faser II) mit Versuch 20 und 21 (Faser III) | 65 |
| Abbildung 60: Außermittiger Riss bei Versuch 22 | 66 |
| Abbildung 61: Vergleich der Versuche 20 und 21 (Faser III) mit Versuch 23 (Faser IV) | 66 |
| Abbildung 62: Vergleich der Versuche 17 bis 19 (Faser II) mit Versuch 23 (Faser IV) | 67 |
| Abbildung 63: Bruchfläche nach Versuchsdurchführung bei Versuch 19.... | 68 |
| Abbildung 64: Vergleich aller Stahlfaserbetonversuche mit Versuch 16 (Typ II)..... | 68 |
| Abbildung 65: Kunststofffaser..... | 69 |
| Abbildung 66: Vergleich der Versuche 5 bis 7 (Kunststofffaser)..... | 70 |
| Abbildung 67: 3D-Rekonstruktion der Rissoberfläche mit kontrastveränderten Detailaufnahmen (Datenbasis [35]) | 71 |
| Abbildung 68: Vergleich des Versuchs 11 (Kunststofffasern mit Korb) mit Versuch 12 (Nullbeton mit Korb)..... | 72 |
| Abbildung 69: Vergleich der Versuche 5 bis 7 (Kunststofffaser) mit Versuch 11 (hybride Bewehrung) | 73 |
| Abbildung 70: Vergleich der Versuche 5 bis 7 (Kunststofffaser) mit Versuch 13 (Stahlfaser) | 74 |
| Abbildung 71: Vergleich des Versuchs 16 (Typ II) mit Versuch 11 (hybride Bewehrung)..... | 75 |
| Abbildung 72: Stabzugmodell (unterschiedliche Durchmesser aufgrund der Darstellung) [6] | 78 |
| Abbildung 73: Vergleich der Simulation mit den Laborversuchen | 84 |
| Abbildung 74: Prinzipskizze des Viertelmodells für die Tübbingsimulation . | 85 |
| Abbildung 75: Implementierung der Bewehrung als „stringer reinforcement“ | 86 |
| Abbildung 76: Vergleich der Vertikalkraft (FVZ) über die relativen Vertikalverschiebungen aus der Simulation 2 (A2/4 S2, A3 S2) mit der Linearisierung von Versuch 3 (L2/4, L3)..... | 87 |

| | |
|--|-----|
| Abbildung 77: Vergleich der Vertikalkraft (FVZ) über die relativen Vertikalverschiebungen aus der Simulation (A2/4, A3) mit der Simulation 2 (A2/4 S2, A3 S2) und der Linearisierung von Versuch 3 (L2/4, L3)..... | 88 |
| Abbildung 78: Vergleich der Vertikalkraft (FVZ) über die relativen Vertikalverschiebungen bei den Simulation mit einer Netzgröße von 30 mm (A2/4 S2, A3 S2), 20 mm (A2/4 S4, A3 S4) und 15 mm (A2/4 S6, A3 S6) | 89 |
| Abbildung 79: Vergleich der Vertikalkraft (FVZ) über die relativen Vertikalverschiebungen aus der Simulation (A2/4, A3) mit der Simulation 25 (A2/4 S25, A3 S25) und der Linearisierung von Versuch 3 (L2/4, L3) | 90 |
| Abbildung 80: Spannung – Rissöffnungsdiagramm für Normalbeton (grau) und Faserbeton mit verschiedenen Fasergehalten (schwarz)..... | 91 |
| Abbildung 81: Bemessungsablauf nach ÖVBB-RL „Faserbeton“ [10]..... | 93 |
| Abbildung 82: links: linear-elastischer Ansatz, rechts: perfekt-plastischer Ansatz mit unendlich steifer Druckzone..... | 95 |
| Abbildung 83: Direktzugversuch für (Faser-)Beton | 98 |
| Abbildung 84: Längsfugenversuch am Tübbingprüfstand | 99 |
| Abbildung 85: Belastungsversuch aufgrund der Vortriebspresen am Einzelsegment | 99 |
| Abbildung 86: Pressengruppe für Belastungsversuche aufgrund der Vortriebspresen..... | 100 |
| Abbildung 87: Betontemperatur und Betonspannung über die Zeit [78] .. | 102 |
| Abbildung 88: Schnittbilder [80] | 103 |
| Abbildung 89: Versuchsaufbau [85]..... | 104 |
| Abbildung 90: Bohrlochverfahren und Entspannen mittels Handkreissäge am Biegebalken [85] | 104 |
| Abbildung 91: Messkonzept von Castaneda [86] | 105 |
| Abbildung 92: Gegenüberstellung von Bohrlochverfahren und Ring-Kern Verfahren..... | 106 |
| Abbildung 93: Beispielhafte Auswertung der Simulation des Ring-Kern Verfahren..... | 108 |
| Abbildung 94: Versuchsaufbau erste Versuchsreihe | 109 |

13 Literaturverzeichnis

- [1] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, „Sachstandbericht Tübbing“, 2005.
- [2] Herrenknecht AG, „EPB-Schild,“ [Online]. Available: <https://www.herrenknecht.com/de/produkte/kernprodukte/tunnelling/epb-schild.html>. [Zugriff am 30.5.2017].
- [3] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, „Richtlinie Tübbingsysteme aus Beton,“ 2009.
- [4] „ÖNORM EN 1992-1-1: Bemessung und Kontruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1. Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau,“ 2015.
- [5] „ÖNORM B 1992-1-1: Bemessung und Kontruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1. Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“.
- [6] Arbeitskreis "Tübbingdesign" des Deutschen Ausschusses für unterirdisches Bauen (DAUB), „Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen,“ in *Taschenbuch für den Tunnelbau 2014*, Berlin, Ernst & Sohn, 2014.
- [7] K. Bergmeister, „Brenner Basistunnel - Konstruktion und Bemessung für 200 Jahre technische Lebensdauer,“ in *Festschrift Prof. Wicke*, Ernst & Sohn, 2013.
- [8] R. Wenighofer, *Entwicklung von Messsystemen zur geologischen 3D-Dokumentation der Ortsbrust und zur Tübbingdeformationsanalyse im maschinellen Tunnelbau*, Leoben: Dissertation, in Arbeit.
- [9] C. Monsberger, *Distributed Fiber Optic Shape Sensing: Principles and Applications*, Graz: Dissertation, in Arbeit.
- [10] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, „Richtlinie Faserbeton,“ 2008.
- [11] CEN, „EN 1992 (Eurocode 2): Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken (4 Teilnormen)“.
- [12] J. Schreyer und D. Kessler, „Belastungsversuche an Tunnelauskleidungen,“ in *Taschenbuch für den Tunnelbau 2012*, Essen, VGE Verlag, 2012, pp. 131-152.
- [13] C. Barwart, P. Romualdi und A. Barioffi, „Druckstollen des Wasserkraftprojekts El Alto in Panama,“ *Geomechanik und Tunnelbau, Heft 4*, August 2013.

- [14] R. Suter und K. Bergmeister, „Tübbinge aus Stahlfaserbeton,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, November 2004.
- [15] O. Hemmy und U. Hestermann, „Scheiteldruckversuche an Tübbings aus unbewehrtem Beton und Stahlfaserbeton,“ *Forschung + Praxis*, pp. 123-128, 2001.
- [16] ARGE Koralmtunnel - KAT2, „Tübbingdesign - Statik, Teil 1 - Grundlagen, Allgemeine Beschreibung und Nachweise,“ unveröffentlicht, 2011.
- [17] D. Handke, D. Schulte, D. Mähner und A. Korte, „Innovatives Fugensystem zur Tübbingkopplung,“ in *Taschenbuch für den Tunnelbau 2014*, Berlin, Ernst & Sohn, 2014, pp. 169-200.
- [18] J. Madlmayer, *Ermittlung des Systemverhaltens von Tübbingverbindungen mittels Shearcone Dübeln bei unterschiedlichen Bewehrungslayouts*, Leoben: Masterarbeit, 2015.
- [19] T. Putke, *Optimierungsgestützter Entwurf von Stahlbetonbauteilen am Beispiel von Tunnelschalen*, Aachen: Shaker Verlag, 2016.
- [20] A. Luttkholt, *Ultimate Limit State Analysis of a Segmented Tunnel Lining*, Delft: Masterarbeit, 2007.
- [21] C. Molins und O. Arnau, „Experimental and analytical study of the structural response of segmental linings bases on an in situ loading test, Part 1: Test configuration and execution,“ *Tunnelling and Underground Space Technology* 26, 2011.
- [22] P. Gehwolf, S. Barwart, R. Wenighofer, R. Galler, M. Haberler-Weber, B. Moritz, C. Barwart und A. Lange, „Konzeptionierung, Realisierung und erste Ergebnisse eines neu entwickelten Tübbingprüfstands,“ *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte*, 2015.
- [23] S. Barwart, *Konzept Tübbing-Prüfstand*, Leoben: Projektbesprechung, 2014.
- [24] „ÖNORM EN 12390: Prüfung von Festbeton,“ 2000-2017.
- [25] „ÖNORM EN 14651: Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern - Bestimmung der Biegezugfestigkeit,“ 2007.
- [26] „ÖNORM B 4707: Bewehrungsstahl - Anforderungen, Klassifizierung und Prüfung,“ 2017.
- [27] P. Gehwolf, C. Monsberger, R. Galler und W. Lienhart, „Tübbingversuche ÖBB - Serie 1 + 2, Koralmtunnel KAT2,“ unveröffentlicht, Leoben, 2017.
- [28] P. Gehwolf und R. Galler, „Tübbingversuche SIKA - Serie 1 + 2,“ unveröffentlicht, Leoben, 2017.

- [29] P. Gehwolf und R. Galler, „Tübbingversuche ÖBB - Faserbetontübbing“, unveröffentlicht, Leoben, 2018.
- [30] ARGE Koralmtunnel - KAT2, „Tübbingdesign - Teilung 6+0, Uniring Spezialtübbing, Bewehrungsplan, Typ III - Segmente A1-S, A2-S, A3-S - Blatt 2/3, K_DA_AF02_170TU_08_2051_F_01,“ unveröffentlicht, 2012.
- [31] J. Madlmayr, S. Barwart, P. Gehwolf, R. Galler, L. Vigl, A. Walter, H. Wagner und B. Moritz, „Scherdübelversuche - Ermittlung des Systemverhaltens von Tübbingverbindungen mittels Shearcone Dübeln bei unterschiedlichen Bewehrungslayouts,“ *Berg- und Hüttenmännisches Monatsheft*, 17 November 2015.
- [32] G. Lohmeyer, *Stahlbetonbau, Bemessung - Konstruktion - Ausführung*, Wiesbaden: Springer Fachmedien, 2004.
- [33] Materialprüfanstalt Hartl, „Prüfbericht über die Bestimmung der Proportionalitätsgrenze und der residuellen Biegezugfestigkeit (CMOD-Verfahren) von Faserbeton gemäß ÖNORM EN 14651 - 50 kg Dramix 4D 80/60 BG,“ Wolkersdorf, 2017.
- [34] Materialprüfanstalt Hartl, „Prüfbericht über die Bestimmung der Proportionalitätsgrenze und der residuellen Biegezugfestigkeit (CMOD-Verfahren) von Faserbeton gemäß ÖNORM EN 14651 - 50 kg FF-60/75-2050-St-H,“ Wolkersdorf, 2018.
- [35] R. Wenighofer, „Rissaufnahme Versuch 8,“ unveröffentlicht, 2016.
- [36] Deutsche Bahn AG, „Richtlinie Eisenbahntunnel planen, bauen und in Stand halten, Ril 853,“ 2012.
- [37] Bundesministerium für Verkehr, „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Straßentunnel (ZTV-ING) - Teil 5, Tunnelbau, Abschnitt 3 Maschinelle Schildvortriebsverfahren,“ 2007.
- [38] B. Maidl, M. Herrenknecht, U. Maild und G. Wehrmeyer, *Mechanised Shield Tunnelling*, Berlin: Ernst&Sohn, 2011.
- [39] CEN, „EN 1990 (Eurocode 0): Grundlagen der Tragwerksplanung“.
- [40] CEN, „EN 1991 (Eurocode 1): Einwirkungen auf Tragwerke (10 Teilnormen)“.
- [41] CEN, „EN 1997 (Eurocode 7): Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik (2 Teilnormen)“.
- [42] J. Erdmann und H. Duddeck, „Statik der Tunnel im Lockergestein - Vergleich der Berechnungsmodelle,“ *Bauingenieur Heft 58*, 1983.
- [43] Arbeitskreis "Tunnelbau" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und

- Grundbau, „Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein,“ *Die Bautechnik Heft 10*, 1980.
- [44] C. Klappers, B. Ostermeier und F. Grübl, „Statische Systeme für einschalige Tunnel,“ *Tunnel, Heft 5*, 2006.
- [45] D. Winselmann, A. Städing, L. Babendererde und J. Holzhäuser, „Aktuelle Berechnungsverfahren für Tunnelauskleidungen mit Tübbingen und deren verfahrenstechnischen Voraussetzungen,“ *DGGT Baugrundtagung Hannover*, 2000.
- [46] A. M. Muir Wood, „The circular tunnel in elastic ground,“ *Geotechnique* 25, No. 1, 1975.
- [47] F. Leonhardt und H. Reimann, „Betongelenke,“ *Bauingenieur Heft 2*, 1966.
- [48] P. Janßen, *Tragverhalten von Tunnelausbauten mit Gelenktübbings*, Braunschweig: TU Braunschweig, 1983.
- [49] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik - EANG*, Berlin: Ernst & Sohn, 2014.
- [50] D. Kueres, A. Stark, M. Herbrand und M. Claßen, „Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schädigungsmodell - Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC,“ *Bauingenieur, Band 90*, 2015.
- [51] U. Häussler-Combe, *Computational Methods for Reinforced Concrete Structures*, Berlin: Ernst & Sohn, 2015.
- [52] P. Mark, *Zweiachsig durch Biegung und Querkräfte beanspruchte Stahlbetonträger*, Bd. Schriftreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Aachen, 2006.
- [53] G. Hofstetter und G. Meschke, *Numerical Model of Concrete Cracking*, Udine: Springer, 2011.
- [54] fib, *Model Code for Concrete Structures 2010*, Lausanne: Ernst & Sohn, 2010.
- [55] M. Kohl, *Tragverhalten von Stahlbetonbauwerken ohne Querkraftbewehrung unter Ermüdungsbeanspruchung*, Hamburg: Dissertation, 2014.
- [56] S. Latte, *Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung*, Hamburg: Dissertation, 2010.
- [57] A. Haufe, *Dreidimensionale Simulation bewehrter Flächentragwerke aus Beton mit der Plastizitätstheorie*, Stuttgart: Dissertation, 2001.
- [58] G. Borkowski, *Beitrag zur rechnerischen Überprüfung von*

- Betonhohlkastenbrücken*, Hindenburg: Dissertation, 2014.
- [59] L. Gödde, *Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton*, Bochum: Dissertation, 2012.
- [60] Dassault Systemes, „Abaqus 6.13 Online Documentation,“ 2013.
- [61] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller und E. Onate, „A Plastic-Damage Model for Concrete,“ *International Journal of Solids and Structures*, vol. 25, pp. 299-329, 1989.
- [62] J. Lee und G. L. Fenves, „Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures,“ *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 124, no.8, pp. 892-900, 1998.
- [63] A. Hillerborg, M. Modeer und P. E. Petersson, „Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements,“ *Cement and Concrete Research*, vol. 6, pp. 773-782, 1976.
- [64] P.-E. Petersson, „Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials,“ Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, 1981.
- [65] CEB, EB-FIP Model Code 1990, Lausanne: Bulletin D'Information, 1993.
- [66] H. W. Reinhardt, H. A. W. Cornelissen und D. A. Hordijk, „Tensile tests and failure analysis of concrete,“ *Journal of Structural Engineering* 112, 1986.
- [67] A. Hillerborg, „Numerical Methods to simulate softening and fracture of concrete,“ *Fracture Mechanics of Concrete: Structural Application and Numerical Calculation, Vol 4*, 1984.
- [68] B. P. Sinha, K. H. Gerstle und L. G. Tulin, „Stress-strain relations for concrete under cyclic loading,“ *Journal of the ACI* 61, 194.
- [69] Stahl- und Walzwerk Marienhütte Gesellschaft m.b.H., „Prüfprotokoll B550B nach ÖNORM B 4707,“ unveröffentlicht, Graz, 2015.
- [70] ITAtech, „ITAtech Guidance For Precast Fibre Reinforced Concrete Segments - Vol. 1: Design Aspects,“ *ITAtech Report N°7 / April 2016*, 2016.
- [71] Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, „DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton: Ergänzungen und Änderungen zu DIN 1045, Teile 1 bis 3 und DIN EN 206-1,“ 2010.
- [72] AFTES, „Design, dimensioning and execution of precast steel fibre reinforced concrete arch segments“, „*Tunnels et Espace Souterrain*,“

- 2013.
- [73] ASTM, „C1609 - Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete,“ 2012.
- [74] JSCE, Japan Society of Civil Engineers, „SF1-7, Method of tests for steel fiber reinforced concrete,“ 1984.
- [75] RILEM, „Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete,“ *Materials and Structures*, Nr. Vol. 34, 2001.
- [76] T. Stoxreiter, P. Gehwolf und R. Galler, „Erweiterte Laborversuche zur Ermittlung der Eingabeparamter zur numerischen Simulation von Fels und Beton,“ *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte*, 3 11 2017.
- [77] P. Gehwolf, „Konzeptionierung Faserbetonversuche,“ unveröffentlicht, 2018.
- [78] D. Bosold, „Zement-Merkblatt Betontechnik B18 2.2014 - Risse im Beton,“ Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, 2014.
- [79] T. Strauß, Ermittlung von fertigungsprozessbedingten Eigenspannungen bei komplexer Bauteilgeometrie, Karlsruhe: Dissertation, 2013.
- [80] W. Fleischer, „Eigenspannungen in Beton nachweisen,“ *Materialprüfung*, pp. 190 - 193, 1990.
- [81] H. Bergner, „Rissbreitenbeschränkung zwangsbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton,“ *DAfStb*, 1997.
- [82] M. Helmus, „Mindestbewehrung zwangsbeanspruchter dicker Stahlbetonbauteile,“ 1990.
- [83] N. V. Tue, J. Bödefeld und J. Dietz, „Einfluss der Eigenspannung auf die Rissbildung bei dicken Bauteilen im jungen Betonalter,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, pp. 215-222, 2007.
- [84] Li, Xinkai, X. Hou, S. Ma und E. Guo, „Core-Ring Model for Residual Stress in Concrete Beams,“ *International Journal of Pavement Engineering*, 2008.
- [85] D. G. Marks, Development of residual stress measurement for concrete pavements through cantilevered beam testing, Urbana, Illinois: Masterthesis, 2009.
- [86] D. I. Castaneda, *New field testing procedure for measuring residual stress in plan concrete pavements and structures*, Urbana, Illinois: Masterthesis, 2010.
- [87] Vishay Precision Group, „Measurement of Residual Stresses by the Hole-Dilling Straun Gage Method,“ *Strain Gages and Instruments, Tech Note TN-503*, 2010.

- [88] H. J. Schindler, „Mechanische Werkstoffprüfung - klassische Verfahren und neue Entwicklungen; Teil II: Mechanische Verfahren zur Bestimmung von Eigenspannungen,“ 2002.
- [89] P. Gehwolf, „TÜV Austria Wissenschaftsstipendium - Entwicklung und Modellierung eines Verfahrens zur Bestimmung von Eigenspannungen in Betonbauteilen,“ unveröffentlicht, Leoben, 2016.
- [90] Deutsches Institut für Normung, DIN 1045-1:2001-07.

14 Anhang

14.1 Eingabeparameter Schädigungsparameter

Simulation

ohne

```
** MATERIALS
**
*Material, name=Beton
*Density
2400.,
*Elastic
2.7e+10, 0.2
*Concrete Damaged Plasticity
30., 0.1, 1.16, 0.667, 0.
*Concrete Compression Hardening
5.5e+07, 0.
5.7e+07, 2.07e-05
6.0e+07, 4.44e-05
6.1e+07, 0.000176
6e+07, 0.00026
5.7e+07, 0.000441
5e+07, 0.000762
2e+07, 0.00202
1.5e+07, 0.00237
1e+07, 0.00286
5e+06, 0.00381
1e+06, 0.01
*Concrete Tension Stiffening, type=DISPLACEMENT
4E+06, 0.0000000
2.09E+06, 0.0000163
1.49E+06, 0.0000248
1.07E+06, 0.0000330
7.61E+05, 0.0000415
5.20E+05, 0.0000510
3.52E+05, 0.0000608
2.16E+05, 0.0000730
1.02E+05, 0.0000918
3.19E+04, 0.0001208
6.51E+03, 0.0001605
2.91E-02, 0.0002383
1E+00, 0.0003810
```

*Concrete Compression Damage

0., 0.

*Concrete Tension Damage, type=DISPLACEMENT

0., 0.

*Material, name=Stahl

*Density

7850.,

*Elastic

2.1e+11, 0.3

*Plastic

600E+6,0

700E+6,0.1