

Diploma Thesis

# Load transfer of reinforcement bars through a dry butt-jointed component under compression

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of  
Diplom-Ingenieur  
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

---

Diplomarbeit

## Übertragung der Kraft von druckbeanspruchten Bewehrungsstäben über eine trocken gestoßene Bauteilfuge

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines  
Diplom-Ingenieurs  
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Hussein AL-Sarray, BSc**

Matr.Nr.: 11728311

unter der Anleitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Johann Kollegger**

Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Clemens Proksch-Weilguni, BSc**

Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau  
Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13/212-2, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Jänner 2021

---



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei jenen Personen bedanken, die mich im Laufe des Studiums und bei der Ausfertigung dieser Diplomarbeit unterstützt haben.

Ein ganz besonderer Dank gilt Herrn O.Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Johann Kollegger für die Möglichkeit diese Arbeit am Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau verfassen zu dürfen sowie für die Verleihung eines Stipendiums im Labor des Instituts, für die freundliche Unterstützung und Begleitung während meiner persönlichen schwierigen Lage.

Ebenso möchte ich mich bei Univ. Ass. Dipl.-Ing. Clemens Proksch-Weilguni für seine unkomplizierte und vor allem geduldige Zusammenarbeit bedanken, besonders für die gemeinsame Arbeit während der Herstellung und Durchführung der Versuche. Ich danke ihm sehr herzlich für seine Zeit, für die spannenden Fachdiskussionen, die Zurverfügungstellung umfassender, hilfreicher Informationen, die die Erstellung dieser Diplomarbeit erleichtert haben.

Bei P. Siegfried Müller möchte ich mich ganz besonders für seine großzügige Unterstützung in vielerlei Hinsicht bedanken, sowie bei meinen Mitbewohnern und Mitarbeitern des Studentenheims Don Bosco.

Großer Dank gilt meinem Studienkollegen Juan Lemm, mit dem ich das Master Studium an der TU Wien bestritten habe, für die gemeinsame spannende Zeit während des Studiums.

Dank gebührt meiner Kollegin Daniela Olsacher, die mich motiviert und mir beim Korrigieren dieser Arbeit geholfen hat.

Ein spezielles Dankeschön geht an meine Lebensgefährtin Ania, die mir zur Seite gestanden ist und mich stets in all meinen Entscheidungen bestärkt hat. Allen Personen, die ich nicht erwähnen konnte, möchte ich abschließend

## Danke

sagen.

# Kurzfassung

Am Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau der TU Wien wurde ein neues Bewehrungskonzept entwickelt und am 14.05.2019 die Patentanmeldung eingereicht [9]. Mit diesem Konzept wird die Tragfähigkeit der Längsfuge eines Tübbingrings dank den zusätzlich angeordneten Bewehrungsstäben signifikant gesteigert [13]. Dies ermöglicht eine anwenderfreundliche und wirtschaftliche Tübbingherstellung bei hoch belasteten Tunnelröhren, da eine Vergrößerung der Tübbingdicke von konventionellen Tübbingungen durch das neuartige Bewehrungskonzept vermieden werden kann. Demzufolge kann Material eingespart und der Ausbruchsquerschnitt eines Tunnels durch den Einbau der schlanken Tübbinge reduziert werden.

In der vorliegenden Arbeit wird das neuartige Bewehrungskonzept auf seine Anwendungsgrenzen experimentell untersucht. Zum Beginn der Arbeit werden zwei Berechnungsansätze für die Tübbingbemessung beschrieben. Zudem beinhaltet die Diplomarbeit eine ausführliche Beschreibung der Ingenieurmodelle für die Berücksichtigung einer Druckfestigkeitssteigerung infolge des Umschnürungseffekts, da dieser Effekt bei druckbeanspruchten Tübbinglängsfugen eine wesentliche Rolle spielt. Danach werden die Umschnürungsmodelle hinsichtlich der Vorgehensweise der Berechnung der Druckwiderstände miteinander verglichen und zusammengefasst. Die Druckbeanspruchung einer Tübbinglängsfuge wird anhand von Versuchskörpern mit Trockenfuge repräsentativ gemacht. Der Umschnürungseffekt, der bei konventionellen Tübbingungen vorhanden ist, wurde für die Versuchskörper adaptiert.

Anhand von 18 Versuchen wird der Tragfähigkeitsverlust aufgrund von Montage- und Herstellungsungenauigkeiten der Tübbingsegmente untersucht. Diese werden durch zwei Parameter "a" und "e" untersucht. Mit dem Parameter "a" wird der Abstand zwischen dem Bewehrungsstab und der Kontaktfläche in den Versuchskörpern variiert, während der Parameter "e" eine Exzentrizität der benachbarten Bewehrungsstäbe darstellt. Mit diesen Grundlagenversuchen wird die Druckkraftübertragung einer trocken gestoßenen Fuge getestet. Diese Versuchskörper wurden bis zum Bruch in der Druckprüfmaschine gegeneinandergedrückt.

Die Versuche werden mit den vorgestellten Ingenieurmodellen nachgerechnet und mit den experimentellen Bruchlasten verglichen. Folglich wurde das beste Modell gewählt, um die Bruchlast möglichst genau abbilden zu können. Es stellte sich heraus, dass die Ermittlung der Druckwiderstände der Versuchskörper mit dem Umschnürungsmodell nach Fardis die beste Übereinstimmung mit den Versuchslasten bringt. Dies war dann die Grundlage für die bereinigten Vergleichsrechnungen, um eine möglichst unverzerrte Aussage über die Parameterstudie machen zu können. Zusätzlich werden die Versuche anhand einer FE-Analyse modelliert, um den Kraftfluss besser zu verstehen und die Parameterstudie aus den Versuchen durch eine numerische Simulation zu überprüfen.

Anhand der Experimente und der FE-Analyse wird bestätigt, dass die Abnahme der Tragfähigkeit der stumpfgestoßenen Versuche beim Vorhandensein eines Bewehrungsstababstandes "a" und/oder einer Exzentrizität "e" auftritt. Die vorliegende Arbeit ist die Grundlage für die weiteren Untersuchungen, um genauere Erkenntnisse über das Tragverhalten von Tübbinglängsfugen zu erhalten.

# Abstract

A novel reinforcement concept was developed at the department of Structural Engineering at TU Wien and the patent application was submitted on May 14th 2019 [9]. With this concept, the load-bearing capacity of the longitudinal tubing joint is significantly increased thanks to additional reinforcement bars [13]. This enables a user-friendly and economical tubing production for highly loaded tunneltubes since an increase in the tubing thickness of conventional tubings can be avoided by the using the novel reinforcement concept. Therefore, material can be saved and the excavation of a tunnel profile can be reduced by installing the slender tubings.

In this thesis, the novel reinforcement concept is experimentally investigated to examine its application limits. At the beginning of the thesis, two calculation models for tubing design are described. Furthermore, the thesis contains a detailed description of the engineering models for considering the increase of the compressive strength due to the confinement effect as this effect plays a significant role in longitudinal tubing joints subjected to compressive loads. Afterwards, the confinement models are compared with each other with regard to the procedure for calculating the maximum axial compression load. The compressive loading of a longitudinal tubing joint is made representative on the basis of specimens with a dry joint. The confinement effect, which is present in conventional tubings, was adapted for the test specimens.

On the basis of 18 experiments, the reduction in load-bearing capacity due to mounting and manufacturing inaccuracies of the tubing segments is investigated. These are investigated with two parameters "a" und "e". The parameter "a" is used to vary the distance between the reinforcing bar and the contact surface in the test specimen while the parameter "e" represents an eccentricity of the adjacent reinforcing bars. These basic experiments are used to test the compressive force transfer of a dry butted joint. These test specimens were pressed against each other in the compression testing machine until their failure load was reached.

The results of the tests are recalculated using the presented engineering models to compare the theoretical load capacity with the ultimate test load. Consequently, the best model was chosen to represent the test load as accurately as possible. It turned out that the determination of the bearing resistances of the test specimens with the Fardis confinement model provides the best match with the experimental loads.

This then was the basis for the adjusted comparative calculations in order to be able to make as unbiased a statement as possible about the parameter study. Additionally, the test specimens are modeled using FE analysis to better understand the force flow and to verify the parameter study from the tests by numerical simulation.

Based on the experiments and FE analysis, it is confirmed that a decrease of the bearing capacity of the butt-jointed tests occurs in the existence of a reinforcement bar spacing "a" and/or an eccentricity "e". The present research is the basis for further investigations in order to obtain more detailed knowledge about the load-bearing behavior of longitudinal segment joints.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>10</b>
1.1	Motivation . . . . .	10
1.2	Problemstellung . . . . .	11
<b>2</b>	<b>Grundlagen</b>	<b>13</b>
2.1	Tunnelvortrieb unter der Anwendung von Fertigteilelementen . . . . .	13
2.2	Ingenieurmodelle Tübbingbemessung . . . . .	15
2.2.1	Teilflächenpressung nach EC2 [16] . . . . .	15
2.2.2	Wichers 2013 [31] . . . . .	16
2.3	Umschnürungswirkung durch Bewehrung . . . . .	18
2.3.1	Einführung . . . . .	18
2.3.2	Frank E. Richart [24] . . . . .	20
2.3.3	Mander 1988 [11] . . . . .	20
2.3.4	ÖNORM EN 1992 [16] . . . . .	24
2.3.5	SIA 262 [27] . . . . .	26
2.3.6	MC 2010 [5] . . . . .	27
2.3.7	ACI 318-19 [14] . . . . .	28
2.3.8	Fardis [4] . . . . .	30
2.3.9	Zusammenfassung der Ansätze . . . . .	32
2.4	Überlegungen zum Versuchskörper . . . . .	34
<b>3</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen</b>	<b>37</b>
3.1	Einführung . . . . .	37
3.2	Versuchskörper . . . . .	38
3.2.1	Abmessungen und Bewehrungsführung . . . . .	39
3.3	Herstellung . . . . .	40
3.4	Baustoffe . . . . .	42
3.4.1	Beton . . . . .	42
3.4.2	Betonstahl . . . . .	43
3.4.3	Versuchsaufbau . . . . .	44
3.5	Versuchsdurchführung und -ablauf . . . . .	45
<b>4</b>	<b>Ergebnisse und Auswertung</b>	<b>47</b>
4.1	Vorbemerkung . . . . .	47
4.2	Last-Stauchungsbeziehung . . . . .	48
4.3	Experimentelle Bruchlasten . . . . .	51
4.4	Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Ingenieurmodellen . . . . .	52
4.5	Ermittlung der Beziehung zwischen Druckfestigkeitssteigerung $\frac{f_{cc}}{f_c}$ und Querbewehrungsgrad $\rho_s$ . . . . .	54
4.6	Zwischenfazit . . . . .	56
<b>5</b>	<b>Numerische Simulation mittels ATENA</b>	<b>60</b>
5.1	Einführung . . . . .	60

5.2	Baustoffe-ATENA . . . . .	61
5.2.1	Beton („Fracture–Plastic Constitutive Model “) . . . . .	61
5.2.2	Betonstahl EC2 . . . . .	62
5.3	Randbedingungen . . . . .	63
5.4	FE-Netz „Mesh“ . . . . .	64
5.5	Nichtlineares Iterationsverfahren . . . . .	65
5.6	Belastungsgeschichte . . . . .	67
5.7	Simulation . . . . .	67
5.8	Auswertung und Vergleich mit den experimentellen Versuchen . . . . .	68
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>73</b>
<b>A</b>	<b>Materialkennwerte</b>	<b>81</b>
A.1	Materialprüfung des Betonstahls . . . . .	81
A.2	Materialprüfung des Betons . . . . .	82
<b>B</b>	<b>Versuchsergebnisse</b>	<b>84</b>
<b>C</b>	<b>Vergleich der Ingenieurmodelle</b>	<b>85</b>
<b>D</b>	<b>Berechnungsdaten</b>	<b>87</b>
<b>E</b>	<b>FE-Simulation mittels ATENA</b>	<b>93</b>

# Abkürzungsverzeichnis

Allgemein	Erläuterung
MC	Model Code
fib	fédération internationale du béton / International Federation for Structural Concrete
ACI	American Concrete Institute
TU Wien	Technische Universität Wien
WWF	„World Wildlife Fund“
FEM	Finite Elemente Methode
TBM	Tunnelbohrmaschine
W/Z-Wert	Wasserzementwert
Abb.	Abbildung
Tab.	Tabelle
z. B.	zum Beispiel
VarK	Variationskoeffizient
vgl.	vergleiche
u. a.	unter anderem

Formelzeichen	Erläuterung
$b_1$	Breite eines Tübbing-Querschnittes
$d_1$	Dicke eines Tübbing-Querschnittes
$b_0$	Breite der Tüblinglängsfuge
$d_0$	Dicke der Tüblinglängsfuge
$d$	Außendurchmesser des Betonquerschnitts
$d_c$	Durchmesser des Betonquerschnitts zwischen den Mittellinien der Umschnürungsbewehrung
$s_c$	vertikaler Abstand der Umschnürungsbewehrung in Richtung der Druckbeanspruchung
$t_c$	maximale Ausbruchtiefe zwischen zwei Wendelgängen bzw. Bügelbewehrung
$a$	Abstand zwischen Stirnfläche des Bewehrungsstabes und Kontaktfläche der Längsfuge
$e$	Exzentrizität zwischen den benachbarten Druckstäben eines Tübbingrings
$c_{nom}$	Betondeckung
$A_c$	Gesamtfläche des Betonquerschnitts
$A_{cc}$	Fläche des Betonquerschnitts zwischen den Mittellinien der Umschnürungsbewehrung

$A_{cc,netto}$	Fläche des Betonquerschnitts zwischen den Mittellinien der Umschnürungsbewehrung exkl. $A_{s1}$
$A_{c0}$	Belastungsfläche der Längsfuge
$A_{c1}$	Verteilungsfläche
$A_e$	effektiv umschnürte Kernbetonfläche
$A_{sw}$	Querschnittsfläche der Umschnürungsbewehrung
$A_{s1}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung
$E_c$	Elastizitätsmodul für Beton
$E_{cm}$	mittlerer Elastizitätsmodul für Beton
$E_s$	Elastizitätsmodul von Betonstahl
$F_{cal}$	maximal rechnerische aufnehmbare Druckkraft
$F_{exp}$	gemessene Druckkraft im Versuch
$f_c$	einaxiale Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{c,cube}$	einaxiale Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{cm}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{cm,cube}$	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{cc}$	Betondruckfestigkeit unter mehraxialer Druckbeanspruchung
$f_{cd}$	Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit
$f_{ck}$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
$f_t$	Zugfestigkeit des Betons
$f_{ym}$	Mittelwert der Streckgrenze von Betonstahl
$f_{yl}$	Streckgrenze der Längsbewehrung
$f_{yw}$	Streckgrenze der Querkraftbewehrung
$\varepsilon_c$	Stauchung des Betons unter einaxialer Druckbeanspruchung
$\varepsilon_{cc}$	Stauchung des Betons beim Erreichen der Druckfestigkeit $f_{cc}$
$\varepsilon_{cu}$	rechnerische Bruchstauchung des Betons
$\varepsilon_{cc,u}$	Bruchstauchung des Betons unter mehraxialer Druckbeanspruchung
$\varepsilon_u$	Stahldehnung bei Höchstkraft
$\varepsilon_{ud}$	Bemessungswert der Stahldehnung
$\sigma_l$	Querdruckspannung
$\sigma'_l$	effektive Querdruckspannung
$\rho_s$	geometrischer Querbewehrungsgrad
$\rho_{cc}$	geometrischer Längsbewehrungsgrad
$\omega_w$	mechanischer Querbewehrungsgehalt
$\omega_v$	volumetrischer Querbewehrungsgehalt
$\varnothing_{sw}$	Durchmesser der Querbewehrung (=Umschnürungsbewehrung)
$\varnothing_{sl}$	Durchmesser des Längsbewehrungsstabs

# Kapitel 1

## Einleitung

### 1.1 Motivation

Das Weltbevölkerungswachstum und das global zunehmende Mobilitätsbedürfnis der Menschen führen zu einem stetigen Ausbau der Verkehrsinfrastruktur. Das hat eine steigende Nachfrage der Materialproduktion von z. B. dem meist verwendeten Baustoff, dem Beton, zur Folge. Neben Gesteinskörnung, Wasser, ggf. Betonzusatzstoffen und Betonzusatzmitteln ist Zement ein wesentlicher Bestandteil für die Verarbeitung der Betonmischung. Für die Herstellung des Zements (Zerkleinerung der Rohstoffe und Verarbeitung im Ofen) wird enorm viel Energie benötigt, wodurch hohe CO<sub>2</sub>-Emissionen ausgestoßen werden.

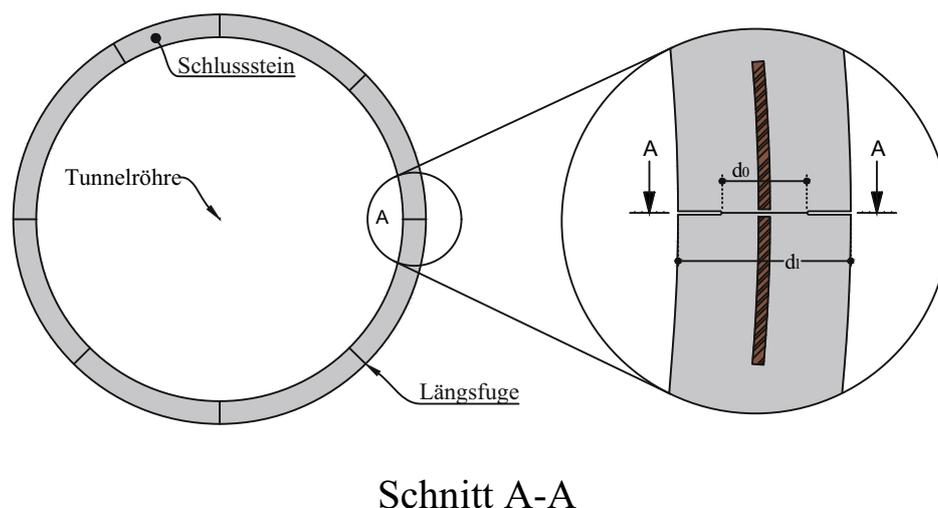
Laut dem Bericht des „World Wildlife Fund“ (WWF) [33] beträgt der durch den Verbrauch von Zement entstehende Klimaschaden 8 % der globalen Treibhausgasemissionen. Sowohl die Weltbevölkerung als auch die Technische Universität Wien (TU Wien) haben es sich zur Aufgabe gemacht, einen Schwerpunkt in der Forschung und Entwicklung in Richtung Begrenzung des Klimawandels zu setzen. Ziel ist es neue Erkenntnisse über effiziente und tragfähige Betonbauwerke zu erlangen und somit eine Reduktion der Klimaschäden durch den Einsatz von Beton zu bewirken. Daher ist es nötig für die neuen Infrastrukturprojekte, innovative, nachhaltige und umweltverträgliche Baukonzepte zu erforschen. Besonders im Bereich des Tunnelbaues, ist der Verzicht auf Beton als Baustoff für die Untertagebauten ökonomisch nicht vorstellbar.

In den letzten zwei Jahren hat sich das Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau mit einer neuartigen Tübbingherstellung beschäftigt, die zur Erhöhung der Tragfähigkeit der Tübbinge und damit auch zur Einsparung von Ressourcen führt.

Durch den kontinuierlichen Tunnelvortrieb und den fortlaufenden Einbau von Tübbingringen entsteht die Tunnelaußenschale. Ein Tübbingring besteht i. d. R. aus fünf bis zehn sogenannter Tübbinge. Die Tragfähigkeit eines Tübbingrings wird durch die Querschnittsfläche der Tübbinglängsfuge begrenzt, die eine wesentlich kleinere geometrische Abmessung als der Tübbing selbst aufweist. Diese Fläche steht für die Lastübertragung der in Ringrichtung auftretenden Druckkräfte zur Verfügung.

Die Idee besteht darin, die aufnehmbare Druckkraft zwischen zwei aneinandergereihten Tübbinggen dank den in Richtung der Tübbingringachse angeordneten Bewehrungsstäben zu steigern. Dies führt zur Vergrößerung der Druckkraftübertragung über die Längsfuge bei gleicher Tübbingdicke (siehe Abbildung 1.1). Ein Teil der einwirkenden Druckkraft wird dann von dem Bewehrungsstab aufgenommen.

Des Weiteren ist hinsichtlich Dauerhaftigkeit der Tübbinge davon auszugehen, dass die korrosionsgefährdeten Bauteile, nämlich die Stahlstäbe, durch die dauerhafte Überdrückung der Tübbinglängsfuge über die gesamte Lebensdauer geschützt sind. Auf Grundlage erster Forschungs- und Versuchsergebnisse wurde eine Patentanmeldung an der TU Wien am Institut für Tragkonstruktion - Betonbau eingereicht [9].



Schnitt A-A

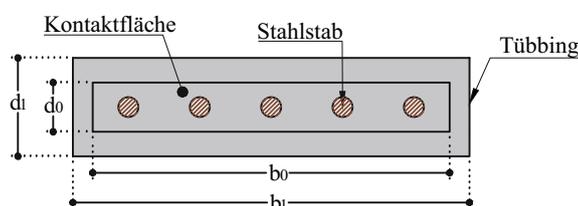


Abb. 1.1: Das neue Tübbing-Bewehrungskonzept der TU Wien

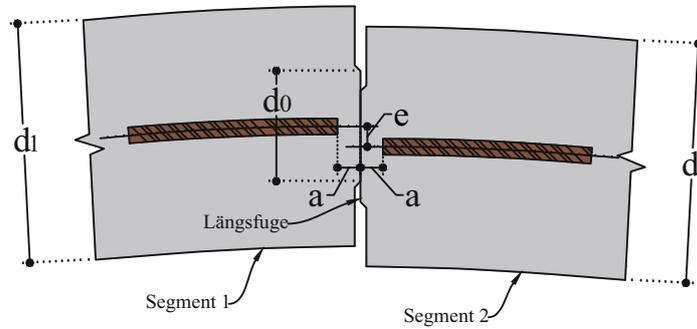
## 1.2 Problemstellung

Das vom Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau der Technischen Universität Wien entwickelte Tübbing-Bewehrungskonzept [9] bringt zwei wichtige Vorteile mit sich: die Steigerung der Tragfähigkeit eines Tübbingrings (für die Begriffserklärung siehe Abschnitt 2.1) und das Beibehalten der herkömmlichen Ausführung bei dem Einbauen und der Herstellung von den Tübbingfertigteilen. Somit ist die Erfindung praxistauglich unter der Anwendung des gewöhnlichen maschinell vorgetriebenen Tunnelbauverfahrens.

Für den Einsatz dieses erfundenen Konzepts in einem konkreten Tunnelbauprojekt ist es erforderlich, das Patent auf seine Anwendungsgrenzen sowie Optimierungspotentiale experimentell zu untersuchen. Damit kann eine Basis für die Weiterentwicklung bzw. den Forschungsbedarf einer optimierten tragfähigen Tübbinglängsfuge samt Bemessungskonzept geschaffen werden. Folgende Fragen sind bei den geprüften Tübbingversuchen aufgetaucht, die im Zuge dieser Diplomarbeit bearbeitet wurden:

- Wie groß ist der Einfluss auf die Tübbingringtragfähigkeit bei der Variation des Abstandes "a" (Abstand zwischen Stirnfläche des Bewehrungsstabes und Kontaktfläche der Längsfuge gemäß Abbildung 1.2)?
- Durch Ungenauigkeiten beim Einbau der Tübbinge kann eine Exzentrizität "e" zwischen den benachbarten Druckstäben entstehen (siehe Abbildung 1.2). Wie groß ist der Tragfähigkeitsverlust, wenn sich die Bewehrungsstäbe aufgrund von geometrischen Versätzen nicht exakt treffen?

- Wie können die Tragmechanismen einer druckbeanspruchten, trocken gestoßenen Bauteilfuge mittels Ingenieurmodell rechnerisch erfasst werden?



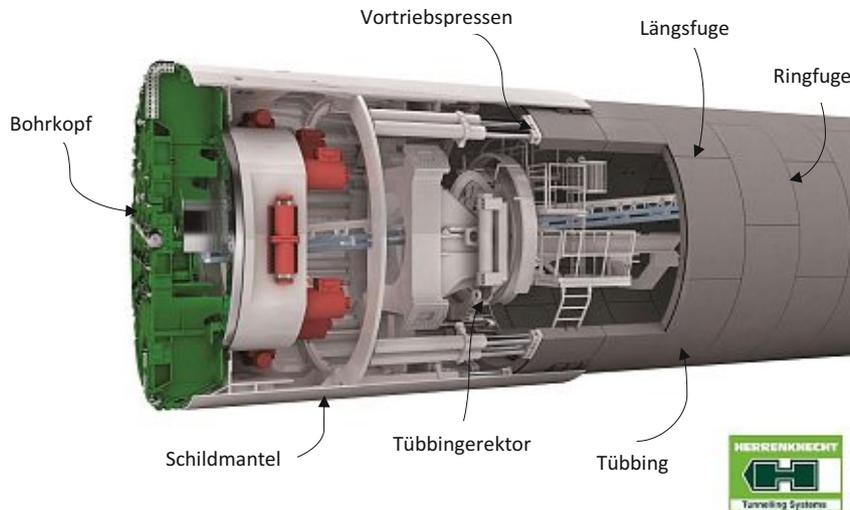
**Abb. 1.2:** Definition der Abstände "a" und "e" beim Einbau von Tübbing

# Kapitel 2

## Grundlagen

### 2.1 Tunnelvortrieb unter der Anwendung von Fertigteilelementen

Der Tunnelbau zählt zu den notwendigen und zugleich anspruchsvollen Aufgaben im Ingenieurbau und gilt heutzutage aufgrund zunehmender Bevölkerungs- bzw. Verkehrsdichte zu den wesentlichen Bestandsbauteilen der heutigen Infrastruktur. Unter dem Wort *Tunnel* werden die unterirdischen menschengemachten Hohlräume im Untertagebau verstanden. Zu denen zählen die Tunnelröhren, Schächte (senkrecht zu dem Tunnelbauwerk angeordnete Röhre), Stollen (deren Querschnitt wesentlich kleiner ist)<sup>1</sup> und Kavernen (größere Hohlräume, die nicht als Stollen oder Schächte zugeordnet werden können, z. B. Kraftwerke). Tunnel können sowohl im Locker- als auch im Festgestein ausgeführt werden. Der Tunnelbau wird meist mit einer Tunnelbohrmaschine (TBM) unter der Anwendung von den sogenannten *Tübbingen* konstruiert. Im hinteren Teil der TBM befinden sich die aus Stahlbeton vorgefertigten Teilelemente (Tübbinge), die während des Auffahrens der TBM als endgültiger Tunnel (siehe Abbildung 2.1) schrittweise eingebaut werden [10].



**Abb. 2.1:** Tunnelbohrmaschine (TBM) entnommen aus [6]

Die Fertigteilelemente bilden die Tunnelröhre bzw. den Tübbingring. Zwei benachbarte Tübbinge eines Tübbingrings führen zur Entstehung der Tunnellängsfuge. Dagegen ergibt sich die Ringfuge aus den in Längsrichtung hintereinander angeordneten Tübbingringen (siehe Abbildung 2.2). I. d. R. besteht ein Tübbingring aus jeweils fünf bis zehn Tübbingen. Der Tunnel selbst

<sup>1</sup> Stollen fungieren meistens als Hilfsbauwerke für den Tunnelbau. Beispielsweise ist der Stollen in dem derzeitigen vorgetriebenen Brennerbasistunnel nicht nur als Erkundungstunnel sondern auch für die spätere Nutzung als Service- und Entwässerungsstollen konzipiert.

setzt sich aus einer Vielzahl von Ringen zusammen.

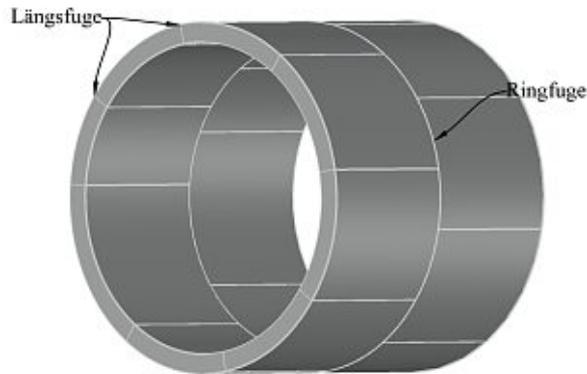
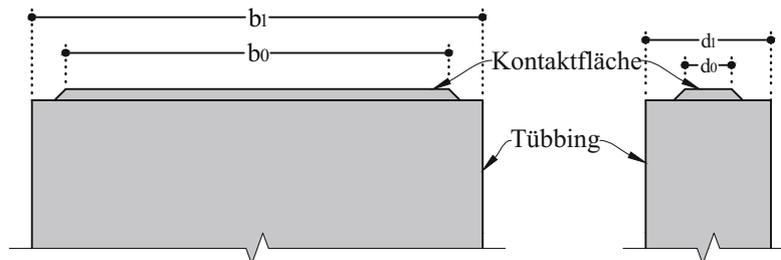


Abb. 2.2: Längs- und Ringfuge

Die maschinellen Tunnelbauverfahren haben durch den schnellen und sicheren Ausbau mit Hilfe von zusammengesetzten Tübbingringen an Bedeutung gewonnen. Da die Tunnelarbeiter und Maschinen durch das Schild während der Arbeitsschritte geschützt werden, ist dieses Verfahren nicht nur im Festgestein sondern auch im Lockergestein vorteilhaft in der Anwendung.

Die Geometrie der Tübbingelemente bezeichnet sich durch die Tübbingbreite  $b_1$  in Längsrichtung und Breite der Längsfuge  $b_0$  (siehe Abbildung 2.3). Die Verhältnisse  $b_1/b_0$  und  $d_1/d_0$  liegen im Allgemeinen zwischen 1,05 und 1,10 bzw. 1,5 und 2,5. Die Fuge an sich besitzt üblicherweise die Höhe von 5 mm [26, S. 17].

### Ansicht



### Draufsicht

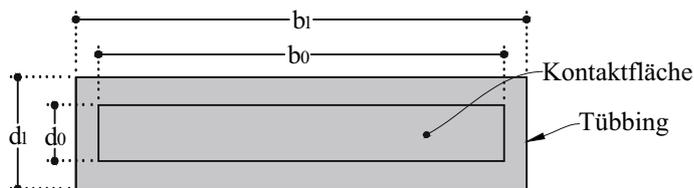


Abb. 2.3: Geometrie und Abmessungen des Tübbingsegmentes

Je nach geologischer Anforderung können Tübbinge mit elastischem Fugenband ausgeführt werden, um die Abdichtung des Tunnelrings sicherzustellen. Jedes Segment besitzt i. d. R. in dem klassischen System eine Nocken- und eine Topfseite als Querkraftkopplungspunkte in der Ringfuge [23, S. 30] (siehe Abbildung 2.4).

Eine wesentliche Aufgabe der Querschnittsreduktion im Bereich der Längsfuge ist das Verhindern des Abplatzens der Tübbing-Kanten zufolge möglicher Spannungsspitzen im Randbereich. Die resultierenden Einwirkungen auf einen Tübbingring entstehen durch sein vernachlässigbares Eigengewicht sowie durch radiale Druckkräfte aus dem Gebirgs- bzw. Wasserdruck.



**Abb. 2.4:** Ein Tübbing, welcher im Katzenbergtunnel verwendet wurde, entnommen aus [29]

Die Querschnittsreduktion des Tübbings führt zu einer Begrenzung der aufnehmbaren Druckkraft siehe Abschnitt 2.2. Dies war der Auslöser für zahlreiche Entwicklungen, welche die Vergrößerung der aufnehmbaren Druckkraft im Bereich der Längsfuge ermöglichen. Eine Option zur Erhöhung der Tragfähigkeit wäre, die Vergrößerung der Querschnittsabmessungen der Längsfuge ( $b_1$  und  $d_1$ ) und somit die Vergrößerung der für die Lastübertragung zur Verfügung stehenden Fläche. Diese Möglichkeit führt jedoch zu einer Erhöhung des Verbrauchs von Baustoffen und zu einem kostenintensiven Tunnelvortrieb aufgrund der Vergrößerung des Ausbruchquerschnitts.

Für weitere Alternativlösungen lässt sich die patentierte Erfindung AT 518840 A1 [21] anführen. In diesem Patent wird die Tragfähigkeit durch den Einbau eines Verstärkungskörpers an der Stirnfläche des Tübbings erhöht. Das eingebaute Verbundsegment soll eine höhere zulässige Festigkeit (z. B. Stahl) besitzen. Somit können die auftretenden Druckkräfte von einem Tübbing auf den anderen problemlos aufgenommen bzw. abgeleitet werden. Ein Nachteil dieser Technik sind aber die höheren Kosten für die Beschaffung von Verstärkungselementen aus Stahl und das mögliche Auftreten von Korrosion.

## 2.2 Ingenieurmodelle Tübbingbemessung

### 2.2.1 Teilflächenpressung nach EC2 [16]

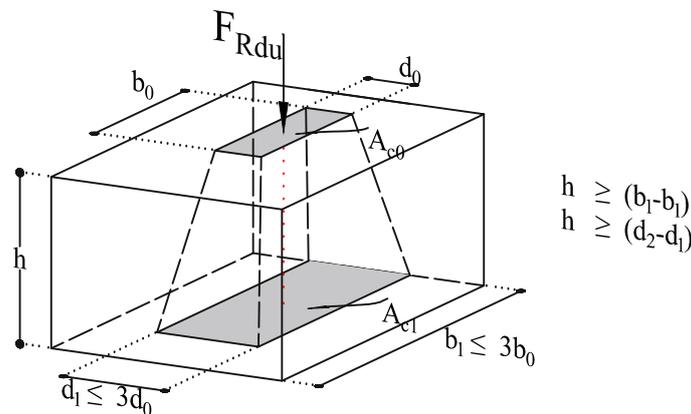
Wie bereits erwähnt, beträgt die Breite  $b_0$  ungefähr 90 % bis 95 % der Breite  $b_1$ . Die Dicke  $d_0$  beträgt ungefähr 40 % bis 60 % der Dicke  $d_1$ . Aus dem Mittelwert dieser Dimensionen lässt sich  $b_0$  bzw.  $d_0$  zu jeweils 92,5 % und 50 % berechnen. Das Produkt dieser Seitenlängen liefert die Fläche der Längsfuge, die in diesem Beispiel 46,3 % von der Querschnittsfläche des Tübbings beträgt [26]. Diese Fläche steht lediglich für die Lastübertragung der in Richtung der Tübbingringachse einwirkenden Druckkräfte zur Verfügung. Die Ermittlung der maximal aufnehmbaren Druckkraft gemäß ÖNORM EN 1992 [16] erfolgt mittels Gleichung (2.1). Diese beschreibt den Nachweis

der Teilflächenpressung (ohne direkte Berücksichtigung von Querbewehrung), wobei sich die aufnehmbare Kraft durch eine einleitende Belastungsfläche  $A_{c0}$  auf eine Gesamtfläche  $A_{c1}$  im Zusammenhang mit der Druckfestigkeit  $f_{cd}$  ergibt.

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (2.1)$$

Dabei ist

- $F_{Rdu}$  aufnehmbare Teilflächenlast;
- $A_{c0}$  Belastungsfläche;
- $A_{c1}$  maximale rechnerische Verteilungsfläche mit geometrischer Ähnlichkeit zu  $A_{c0}$ .



**Abb. 2.5:** Ermittlung der Flächen für Teilflächenbelastung nach ÖNORM EN 1992-1-1 [16]

Für den Fall, dass die vorhandene Lastübertragungsfläche 46,3% der Querschnittsfläche des Tübbings beträgt, wird die einaxiale Bemessungsdruckfestigkeit des Betons nach ÖNORM EN 1992-1-1, Abschnitt 6.7 mit dem Faktor gemäß Gleichung (2.2)

$$k_c = \sqrt{\frac{b_1 \cdot d_1}{b_0 \cdot d_0}} = \sqrt{\frac{100 \%}{46,3 \%}} \quad (2.2)$$

$$k_c = 1,469$$

erhöht. Gemäß Gleichung (2.3) kann die Querschnittsfläche des Tübbings nur 68% der auf den Querschnitt der Längsfuge einwirkenden Druckkräfte aufnehmen.

$$b_0 \cdot d_0 \cdot f_{cd} \cdot k_c = 0,463 \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot f_{cd} \cdot 1,469 \quad (2.3)$$

$$= 0,68 \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot f_{cd}$$

Deshalb ist bei der Bemessung des Tübbingrings in Abhängigkeit der Schnittgrößen häufig der Tragfähigkeitsnachweis der Längsfuge maßgebend.

### 2.2.2 Wichers 2013 [31]

In der Dissertation von Wichers [31] wird der Einfluss von Spaltzugbewehrung auf die Bestimmung der maximal erreichbaren Flächenpressung bei der zentrischen Teilflächenbeanspruchung für den räumlichen bzw. ebenen Fall etabliert. Die semi-empirische Gleichung (2.4) stellt den Zusammenhang zwischen zwei Komponenten für die Berechnung der Lastflächenpressung  $q_{1u}$  in

Abhängigkeit von dem Mittelwert der Betonfestigkeit  $f_{cm}$  dar. Die Lastflächenspannung ergibt sich aus einem Anteil des unbewehrten Betons und einem Zusatzanteil, der die Spaltzugbewehrung berücksichtigt.

$$\left(\frac{q_{1u}}{f_{cm}}\right) = \left(\frac{q_{1u}}{f_{cm}}\right)_{unbew} + \Delta \left(\frac{q_{1u}}{f_{cm}}\right)_{bew} \quad (2.4)$$

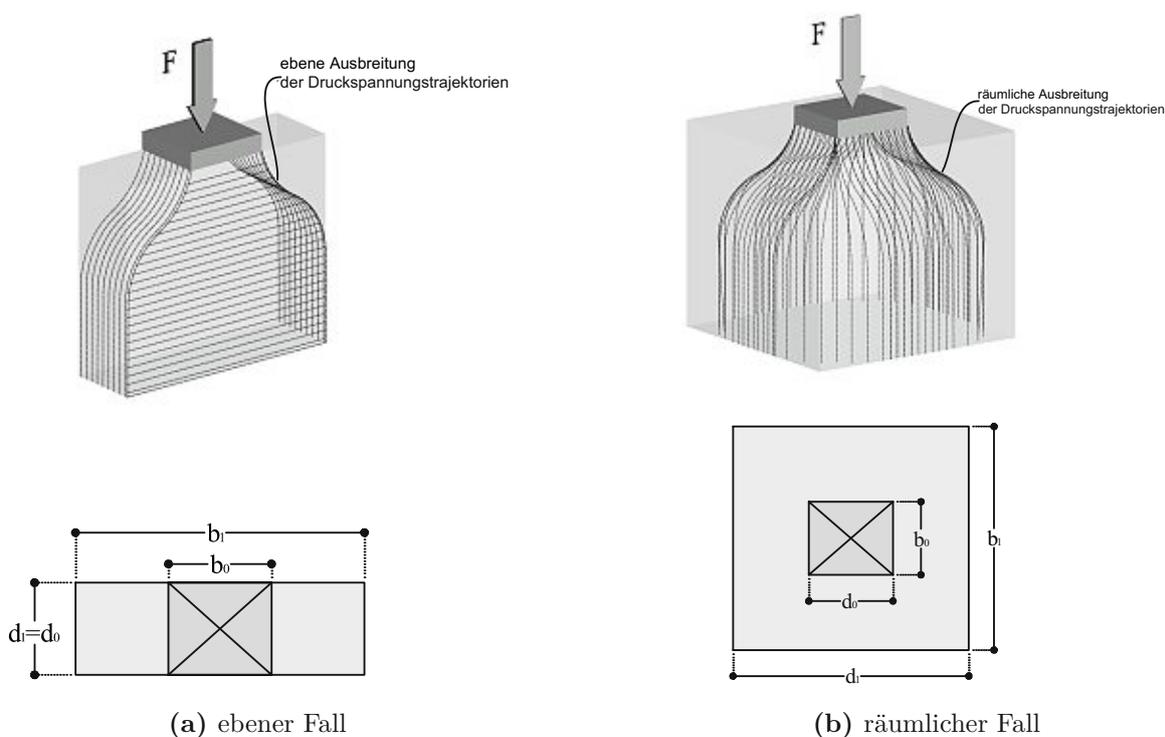
Der Zusatzanteil besteht aus dem geometrischen Bewehrungsgrad und dem empirischen Faktor  $R$  (vgl. Gleichung (2.5))

$$\Delta \left(\frac{q_{1u}}{f_{cm}}\right)_{bew} = R \cdot \rho_s [\%] \quad (2.5)$$

Dabei ist

$\rho_s$  geometrischer Bewehrungsgrad.

Mit dem Parameter  $R$  wird die auf den Bewehrungsgrad bezogene Steigerung der Lastflächenspannung infolge der aktivierten Spaltzugbewehrung ausgedrückt. Der Parameter  $R$  hängt bei der Teilflächenbelastung von dem untersuchten Fall ab. Wichers unterscheidet hier, ob sich es um einen ebenen oder räumlichen Fall handelt. Wenn die Breite im Bereich der Lasteinleitung in einer Richtung so dimensioniert wird, dass sie den Abmessungen eines Tübbings entspricht, spricht man von dem ebenen Fall (siehe Abbildung 2.6a). Bei wesentlich kleineren Abmessungen des Lasteinleitungsbereiches als jene des Körpers werden die Druckspannungstrajektorien quer zur Lastachse in radialer Richtung gestrahlt (siehe Abbildung 2.6b). In diesem Fall wird bei der Bemessung der räumliche Fall betrachtet. Gemäß dieser Definition wird bei der Bemessung der Tragfähigkeit der Längsfuge von Tübbings der ebene Fall herangezogen.



**Abb. 2.6:** Unterscheidung des ebenen und räumlichen Falls der Teilflächenbelastung nach Wichers [31]

Anhand der Kubikwurzel-Gleichung (2.6) können die Traganteile des Betons für den ebenen Fall bestimmt werden.

$$\left(\frac{q_{1u}}{f_{cm}}\right)_{unbew,e} = \sqrt[3]{m} \quad (2.6)$$

Dabei ist

$$m = A_{c1}/A_{c0} \quad \text{Lastkonzentration.}$$

## 2.3 Umschnürungswirkung durch Bewehrung

### 2.3.1 Einführung

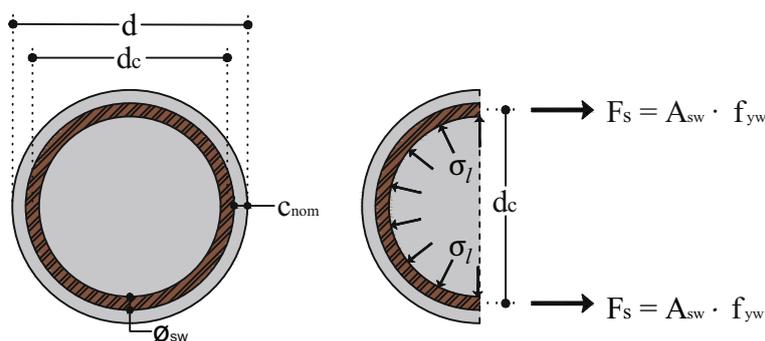
Das Phänomen bei einer hervorgerufenen mehraxialen Betondruckbeanspruchung hat einen erheblich positiven Einfluss auf die Betondruckfestigkeit. Durch Anordnung einer Umschnürungsbewehrung kann dieser Effekt sowohl beim rechteckigen als auch kreisförmigen Querschnitt erzielt werden und die Druckfestigkeit im umschnürten Kernbeton verbessert werden. Die Betondeckung  $c_{nom}$  darf für die Ermittlung der Tragfähigkeit nicht herangezogen werden, da diese bereits vor dem Erreichen der Bruchlast abplatzt. Diese Eigenschaften können beispielsweise durch die Anordnung von Querbewehrung (Bügel bzw. Wendelbewehrung  $\varnothing_{sw}$ ) (siehe Abbildung 2.7) erzielt werden. Die Querbewehrungseisen werden dann durch die Querdehnung infolge Längsdruckkräfte auf Zug aktiviert.

In der Vergangenheit wurde eine Vielzahl von Modellen zur Berücksichtigung des Umschnürungseffekts entwickelt. Das Kraft- und Verformungsverhalten eines umschnürten Betonkörpers hängt von dem vertikalen Bügelbewehrungs- bzw. Wendelbewehrungsabstand  $s_c$ , dem geometrischen Bewehrungsgrad  $\rho_s$ , der Fließgrenze  $f_y$ , der Form der Umschnürungsbewehrung, der Stahlbetonquerschnittsgeometrie an sich (in weiterer Folge der effektiven Umschnürungsfläche  $A_e$ ) und der Betondruckfestigkeit  $f_c$  ab.

Durch die Querdehnungsbehinderung bei Einbringung von Querbewehrung entsteht unter einaxialer Druckbeanspruchung ein allseitiger "passiver" Querdruck  $\sigma_l$ , welcher im Allgemeinen relativ einfach anhand der Kesselformel<sup>2</sup> bei kreisförmigen Bauteilen berechenbar ist. Die Wendelbewehrung kann gedanklich durch eine äquivalente, gleichmäßig über die Bauteilachse verschmierte Bewehrung bei dem zylindrischen Betonkörper angenommen werden. Diese Annahme führt allerdings zu überschätzten Ergebnissen, da der Querbewehrungsabstand nicht berücksichtigt wird.

Des Weiteren kann das aufgrund mehraxialer Druckbeanspruchung entstehende Duktilitätsverhalten von umschnürtem Beton experimentell beobachtet werden (siehe Kapitel 4). Dieses positive Verhalten wird in der Literatur durch verschiedene Ingenieurmodelle erläutert. Da diese Ingenieurmodelle unterschiedliche Vorgehensweisen für die Bestimmung der mehraxialen Druckfestigkeit aufweisen, sind die wichtigsten nun angeführt.

<sup>2</sup>Die Kesselformel gibt die mechanische Spannung zufolge des inneren Drucks bei einem Rohr an.



**Abb. 2.7:** Darstellung der Umschnürungswirkung eines rotationssymmetrischen Stahlbetonkörpers

Die Anordnung und Berücksichtigung vom Querbewehrungsabstand (Ganghöhe bei Spiralbewehrung) beeinflusst die Ermittlung der effektiv umschnürten Betonfläche.

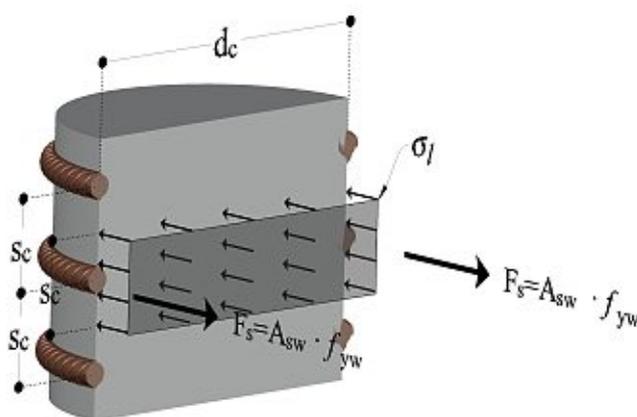
Der erste Ansatz für die Berücksichtigung von Umschnürungseffekten ist in der Gleichung (2.7) bzw. (2.8) angegeben [24]. Darüber hinaus kann bei Druckgliedern i. d. R. davon ausgegangen werden, dass die Fließgrenze der Umschnürungsbewehrung bei einem hohen Umschnürungsgrad erreicht wird. Die Querspannung  $\sigma_l$  lässt sich mit Hilfe eines Kräftegleichgewichts bestimmen (siehe Abbildung 2.8). Dabei wird eine gleichmäßige Verteilung der Spannung angenommen.

$$f_{cc} = f(f_c, \sigma_l) \quad (2.7)$$

$$f_{cc} = f_c + k_1 \cdot \sigma_l \quad (2.8)$$

Dabei ist

- $f_{cc}$  maximal erreichbare Druckfestigkeit;
- $f_c$  einaxiale Druckfestigkeit;
- $\sigma_l$  Querspannung ( $l$  steht für lateral);
- $k_1$  Erhöhungsfaktor.



**Abb. 2.8:** Kräftegleichgewicht eines freigeschnittenen Betonzylinders mit Umschnürungsbewehrung



Für die Bestimmung der Arbeitslinie richtet sich Mander nach der von Popovics 1973 [20] vorgeschlagenen Gleichung (siehe (2.11)-(2.15)). Daher ist es notwendig, für das Vervollständigen der Arbeitslinie, die dreiaxiale Betonfestigkeit  $f_{cc}$  und Betondehnung  $\varepsilon_{cc}$  sowie den Elastizitätsmodul  $E_c$  zu kennen.

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (2.11)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \left[ 1 + 5 \cdot \left( \frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (2.12)$$

$$\text{mit: } x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{und} \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.13)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.14)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} \quad (2.15)$$

Die Formel (2.16) ist lt. Mander für die Bestimmung der maximal erreichbaren dreiaxialen Druckfestigkeit unter der Anwendung von Querbewehrung anzuwenden. Der Hintergrund dieses Ausdruckes ist die aus Willam und Warnke [32] für den dreidimensionalen Spannungszustand publizierte Gleichung.

$$f_{cc} = f_c \cdot \left( -1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot \sigma'_l}{f_c} - 2 \cdot \frac{\sigma'_l}{f_c}} \right) \quad (2.16)$$

Wobei  $\sigma'_l$  die effektive Querdruckspannung ist, welche sich aus der Gleichung (2.17) für Kreisquerschnitte ergibt.

$$\sigma'_l = \frac{1}{2} \cdot \underbrace{\omega_v \cdot f_{yw} \cdot k_e}_{\sigma_l} \quad (2.17)$$

$$\omega_v = \frac{A_{sw} \cdot \pi \cdot d_c}{\frac{\pi}{4} \cdot d_c^2 \cdot s_c} = \frac{4 \cdot A_{sw}}{d_c \cdot s_c}$$

Dabei ist

- $k_e$  wirksamer Umschnürungskoeffizient =  $\frac{A_e}{A_{cc,netto}}$ ;
- $\omega_v$  Volumenverhältnis zwischen der Umschnürungsbewehrung und dem umschnürten Kernbeton;
- $f_{yw}$  Streckgrenze der Querbewehrung.

Die Fläche  $A_{cc,netto}$  wird anhand von folgender Gleichung (2.18)

$$A_{cc,netto} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (2.18)$$

bestimmt, in der man mit Hilfe des Parameters  $\rho_{cc}$  (=Verhältnis zwischen Längsstäben und Kernbetonfläche  $A_c = \frac{\pi}{4} d_c^2$ ) die Querschnittsfläche  $A_c$  reduziert.

Die wirksame Kernbetonfläche  $A_e$  berücksichtigt die geometrischen Randbedingungen und ist für die Berechnung der Querdruckspannung beim Aktivieren der Umschnürung notwendig. Die Bestimmung der effektiven Kernbetonfläche  $A_e$  im Umschnürungsbereich lässt sich mittels

Gleichung (2.19) approximieren. Wie in der Abbildung 2.10 ersichtlich ist, ergibt sich die effektiv umschnürte Betonfläche durch die Bildung einer Parabel zweiter Ordnung mit einer Tangentensteigung von  $45^\circ$ . Dies führt zu einer Reduktion der Kernbetonfläche mittig im Bereich zwischen zwei Bügelbewehrungen bzw. Wendungen um den Abstand  $t_c$ . Diese reduzierte Fläche ergibt sich daraus, wenn die Ausbruchstiefe  $t_c$  ( $= 25\% \cdot s'_c$ ) zweimal vom Durchmesser  $d_c$  abgezogen wird. Diese Berechnung erfolgt unabhängig davon, ob es sich um eine Wendelbewehrung oder einen Rundbügel handelt.

$$A_e = \frac{\pi}{4} \cdot \left( d_c - \frac{s'_c}{2} \right)^2 = \frac{\pi}{4} \cdot d_c^2 \cdot \left( 1 - \frac{s'_c}{2d_c} \right)^2 \quad (2.19)$$

Dabei ist

- $s$  Abstand der Umschnürungsbewehrung in Richtung der Druckbeanspruchung;
- $s'_c$  lichter Abstand der Umschnürungsbewehrung in Richtung der Druckbeanspruchung;
- $d_c$  Durchmesser des umschnürten Kernbetons.

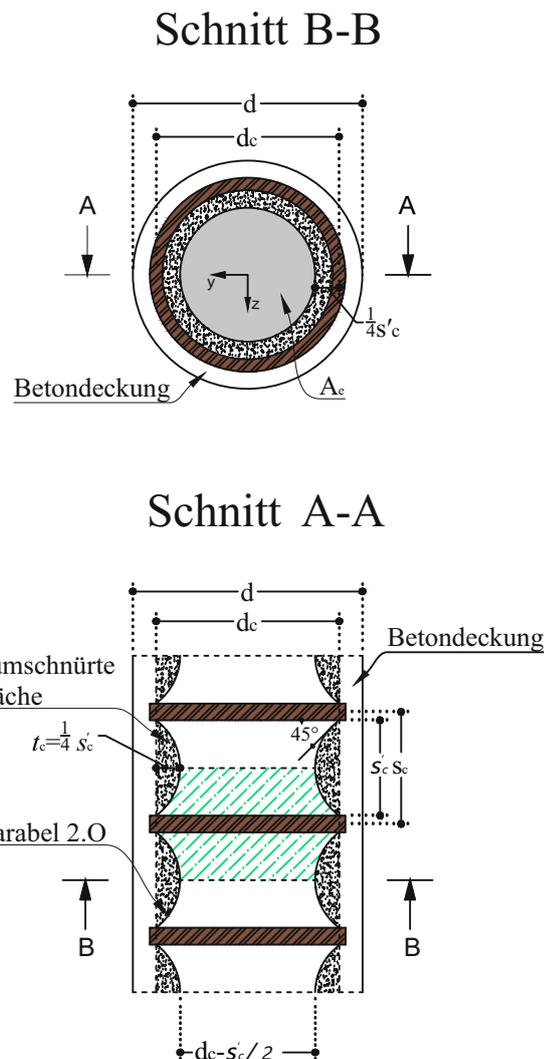


Abb. 2.10: Effektiv umschnürte Kernbetonfläche mit Rundbügel nach Mander et al. [11]

Für rechteckige Querschnitte (siehe Abbildung 2.11) kann folgende Formel (siehe Gleichung (2.20)) für die Bestimmung von  $A_e$  verwendet werden.

$$A_e = \left( b_c a_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left( 1 - \frac{s'_c}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'_c}{2a_c} \right) \quad (2.20)$$

Bei den rechteckigen Bauteilen ergibt sich eine effektive Querdruckspannung  $\sigma'_l$  in z- und y-Richtung und sie lassen sich gem. Gleichung (2.21) ermitteln.

$$\begin{aligned} \sigma'_{l,z} &= \underbrace{\omega_{v,z} \cdot f_{yw}}_{\sigma_l} \cdot k_e \\ \sigma'_{l,y} &= \underbrace{\omega_{v,y} \cdot f_{yw}}_{\sigma_l} \cdot k_e \end{aligned} \quad (2.21)$$

$\omega_{v,z}$  und  $\omega_{v,y}$  werden anhand von Gleichung (2.22) ermittelt.

$$\begin{aligned} \omega_{v,z} &= \frac{A_{sw,z}}{s_c \cdot b_c} \\ \omega_{v,y} &= \frac{A_{sw,y}}{s_c \cdot a_c} \end{aligned} \quad (2.22)$$

Dabei ist

$A_{sw,z}$  und  $A_{sw,y}$  die Gesamtfläche der Querbewehrung in jeweils z- und y-Richtung.

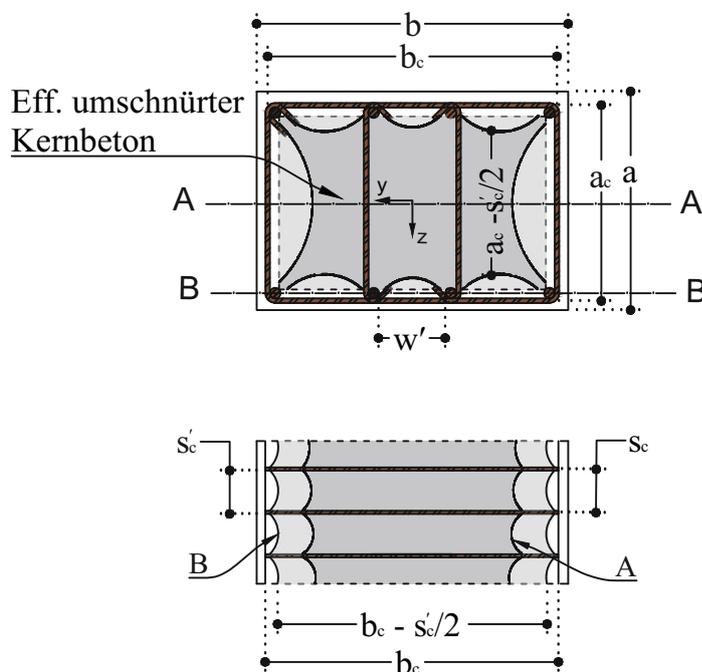


Abb. 2.11: Effektiv umschnürte Kernbetonfläche für rechteckige Querschnitte nach Mander et al. [11]

### 2.3.4 ÖNORM EN 1992 [16]

Die infolge mehraxialer Druckbeanspruchung zunehmende Betondruckfestigkeit wird gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [16] in der Abbildung 2.12 dargestellt. Die modifizierte Spannungs-Dehnungslinie stellt das Verhalten eines Bauteiles unter einem radialsymmetrischen Querdruck ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) dar. Für die Bildung dieser Arbeitslinie können die Gleichungen (2.23) und (2.24) verwendet werden.

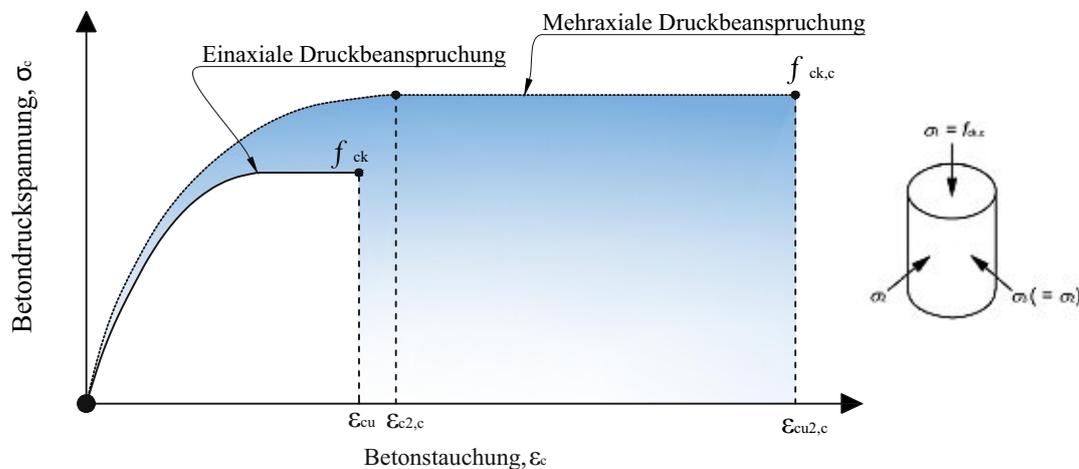
Die ÖNORM EN 1992 enthält aber keinen Vorschlag zur Ermittlung des Querdrucks. Diesbezüglich verweisen Zilch und Zehetmaier [S. 218][34] daher auf Walraven 1999 [30].

$$\begin{aligned} f_{cc} &= f_c (1,000 + 5,0 \cdot \sigma_l / f_c) & \text{für } \sigma_l \leq 0,05 \cdot f_c \\ f_{cc} &= f_c (1,125 + 2,50 \cdot \sigma_l / f_c) & \text{für } \sigma_l > 0,05 \cdot f_c \end{aligned} \quad (2.23)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c2,c} &= \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \\ \varepsilon_{cu2,c} &= \varepsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \sigma_l / f_{ck} \end{aligned} \quad (2.24)$$

Dabei ist

- $\varepsilon_{c2,c}$  Betondehnung beim Erreichen der Festigkeit  $f_{ck,c}$ , entspricht  $\varepsilon_{cc}$ ;
- $\varepsilon_{c2}$  Betondehnung beim Erreichen der Festigkeitsgrenze  $f_{ck}$  nach Tabelle 2.1;
- $\varepsilon_{cu2}$  Bruchdehnung nach Tabelle 2.1;
- $\varepsilon_{cu2,c}$  Bruchdehnung unter mehraxialer Beanspruchung.



**Abb. 2.12:** Spannungs-Dehnungslinie für die Bemessung von Bauteilen unter dreiaxialer Druckbeanspruchung aus ÖNORM EN 1992 [27]

Die passive Querdruckspannung lässt sich mittels Gleichung (2.25) durch eine Gleichgewichtsbedingung der Kräfte (vgl. 2.7) ermitteln.

$$\sigma_l = \frac{2 \cdot A_{sw} \cdot f_{yw}}{d_c \cdot s_c} \quad (2.25)$$

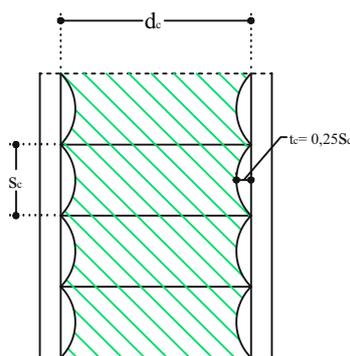
Die effektiv umschnürte Betonfläche kann aus Gleichung (2.26) ermittelt werden. In der Abbildung 2.13 ist zu sehen, dass die Ausbruchtiefe  $t_c$  gleich  $0,25 \cdot s_c$  beträgt. Weiters wird vorausgesetzt, dass der Abstand der Umschnürungsbewehrung in Richtung der Druckbeanspru-

chung  $s_c$  den Wert  $d_c/2$  nicht überschreiten darf, um die Aktivierung des Umschnürungseffekts zu erzielen.

$$A_e = 1/4\pi \cdot (d_c - 2 \cdot 0,25 \cdot s_c)^2 = 1/4\pi (d_c - 0,5 \cdot s_c)^2 \tag{2.26}$$

Daher ist der Reduktionsfaktor  $\alpha_s$ :

$$\alpha_s = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{\frac{1}{4}\pi (d_c - 0,5 \cdot s_c)^2}{\frac{1}{4}\pi \cdot d_c^2} = \left(1 - \frac{s_c}{2 \cdot d_c}\right)^2 \quad \text{für } s_c < \frac{d_c}{2} \tag{2.27}$$



**Abb. 2.13:** Vertikaler Querschnitt einer Stütze mit ungleichmäßiger Verteilung der Druckspannung infolge der Umschnürung nach Walraven [30]

**Tab. 2.1:** Festigkeits- und Formänderungskennwerte für Beton aus ÖNORM EN 1992 [16]

	Betonfestigkeitsklassen													Analytische Beziehung	
$f_{tk}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{td,calc}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{tk} + 8$ (MPa)
$f_{cm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{cm} = 0,30 \cdot f_{tk}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{cm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{tk}/10)) > C50/60$
$f_{tk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{tk,0.05} = 0,7 \cdot f_{tk}$ 5%-Quantil
$f_{tk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{tk,0.95} = 1,3 \cdot f_{tk}$ 95%-Quantil
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 [(f_{cm}/10)^{1,3}]$ ( $f_{cm}$ in MPa)
$\epsilon_{t1}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Siehe Bild 3.2 $\epsilon_{t1}^{(f_{tk})} = 0,7 f_{tk}^{0,31} \geq 2,8$ (E)
$\epsilon_{t2}$ (‰)				3,5						3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Siehe Bild 3.2 für $f_{tk} \geq 50$ MPa $\epsilon_{t2}^{(f_{tk})} = 2,8 + 27 [(98 - f_{tk})/100]^4$
$\epsilon_{t3}$ (‰)				2,0						2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Siehe Bild 3.3 für $f_{tk} \geq 50$ MPa $\epsilon_{t3}^{(f_{tk})} = 2,0 + 0,085 (f_{tk} - 50)^{0,53}$
$\epsilon_{t4}$ (‰)				3,5						3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Siehe Bild 3.3 für $f_{tk} \geq 50$ MPa $\epsilon_{t4}^{(f_{tk})} = 2,6 + 35 [(90 - f_{tk})/100]^4$
$n$				2,0						1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	für $f_{tk} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{tk})/100]^4$
$\epsilon_{t5}$ (‰)				1,75						1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Siehe Bild 3.4 für $f_{tk} \geq 50$ MPa $\epsilon_{t5}^{(f_{tk})} = 1,75 + 0,55 [(f_{tk} - 50)/40]$
$\epsilon_{t6}$ (‰)				3,5						3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Siehe Bild 3.4 für $f_{tk} \geq 50$ MPa $\epsilon_{t6}^{(f_{tk})} = 2,6 + 35 [(90 - f_{tk})/100]^4$

Die Approximation der tatsächlichen Spannungs-Dehnungslinie gemäß Walraven ist in Abbildung 2.14 bzw. Gleichung (2.28) dargestellt.

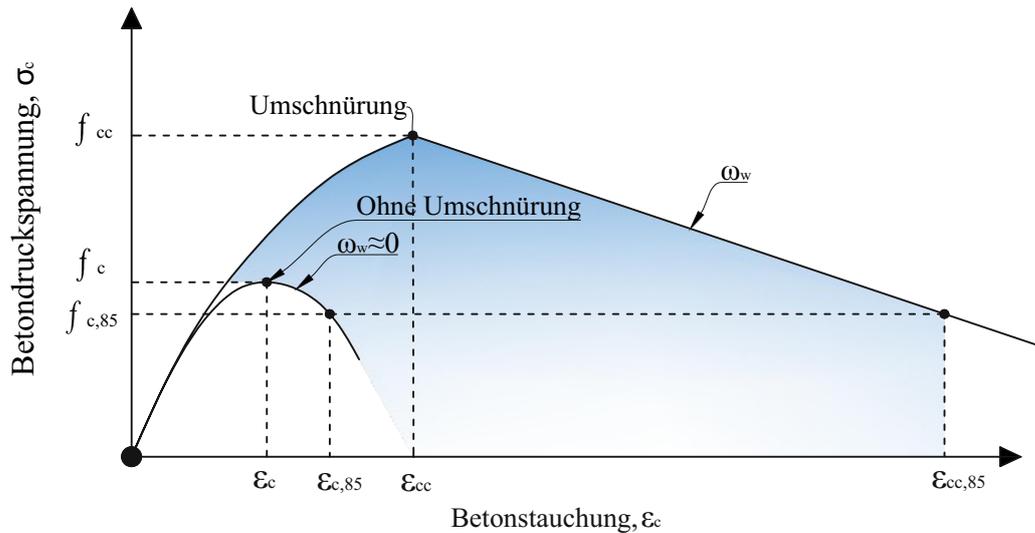


Abb. 2.14: Spannungs-Dehnungslinie unter dreiaxialer Druckspannung nach Walraven [30]

$$\begin{aligned}\epsilon_{cc} &= \epsilon_c \cdot (f_{cc}/f_c)^2 \\ \epsilon_{cc,85} &= \epsilon_{c,85} + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_w\end{aligned}\quad (2.28)$$

Dabei ist

- $\alpha$     Beiwert für die Wirksamkeit der Umschnürung =  $\alpha_s \cdot \alpha_n$ ;
- $\alpha_n$     Reduktionsfaktor für  $A_e$  in der Ebene (für rechteckige Querschnitte);
- $\alpha_s$     Reduktionsfaktor für  $A_e$  in der Höhe.

Für die Bestimmung des mechanischen Querbewehrungsgehalts  $\omega_w$  wird der volumetrische Querbewehrungsgehalt  $\omega_v$  für den kreisförmigen Querschnitt mit dem Term  $\frac{f_{yw}}{f_c}$  wie folgt multipliziert

$$\omega_v = \frac{\pi \cdot d_c \cdot A_{sw}}{1/4 \cdot \pi \cdot d_c^2 \cdot s_c} = \frac{4 \cdot A_{sw}}{d_c \cdot s_c} \quad (2.29)$$

$$\omega_w = \omega_v \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} = \frac{4 \cdot A_{sw}}{d_c \cdot s_c} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \quad (2.30)$$

### 2.3.5 SIA 262 [27]

In der Schweizer Norm *SIA262-Betonbau*: [27] ist der Einfluss des mehraxialen Druckspannungszustands mit einem Erhöhungsfaktor  $k_c$  in der Gleichung (2.31) (Druckspannung  $\sigma_l$  negativ) ausgedrückt. Es wird ein linearer Zusammenhang zwischen dem Bemessungswert der Druckfestigkeit und dem effektiven Manteldruck (=effektive Querdruckspannung) verwendet. Die einaxiale Druckfestigkeit wird um den Faktor  $k_c$  vergrößert.

$$k_c = 1 - 4 \cdot \frac{\sigma'_l}{f_c} \leq 4 \quad (2.31)$$

Eine Möglichkeit für das Hervorrufen des Umschnürungseffekts ist in der Abbildung 2.15 illustriert. Im Gegensatz zum Model Code 2010 [5] unterscheidet die Schweizer Norm nicht zwischen

Wendel- und Bügelbewehrung bei der Berechnung von Querdruckspannungen in kreisförmigen Querschnitten. Der Manteldruck gem. SIA 262 [27] wird mit den Gleichungen (2.32) und (2.33) ermittelt.

$$\sigma'_l = -\omega_w \cdot f_c \left(1 - \frac{s_c}{d_c}\right) \quad (\text{Kreisquerschnitte})$$

$$\text{mit } \omega_w = \frac{A_{sw} \cdot f_{yw}}{s_c \cdot d_c \cdot f_c} \quad (2.32)$$

$$\sigma'_l = -\omega_c \cdot f_c \left(1 - \frac{s_c}{a_c}\right) \left(1 - \frac{s_c}{b_c}\right) \quad (\text{Rechteckquerschnitte})$$

$$\text{mit } \omega_w = \text{Min} \left( \omega_{wy} = \frac{A_{sw,y} \cdot f_{sw}}{a_c \cdot s_c \cdot f_c}, \omega_{wz} = \frac{A_{sw,z} \cdot f_{yw}}{b_c \cdot s_c \cdot f_c} \right) \quad (2.33)$$

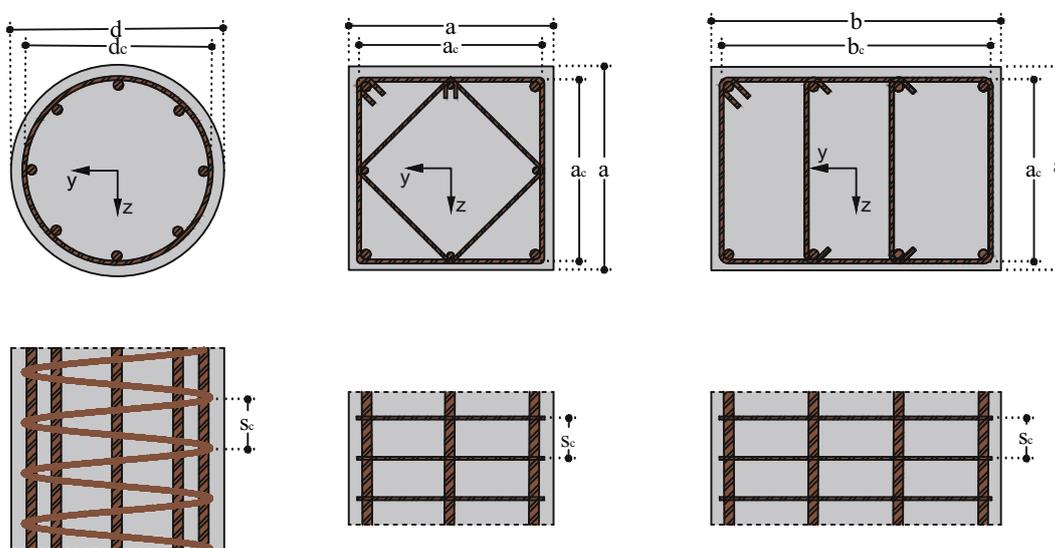


Abb. 2.15: Druckglieder mit Umschnürungsbewehrung aus *SIA262-Betonbau*: [27]

Für die Darstellung des entstehenden duktilen Verhaltens des umschnürten Betons kann die in Gleichung (2.34) dargestellte Formel aus Kaufmann [8] verwendet werden.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \cdot \left( \frac{5 \cdot f_{cc}}{f_c} - 4 \right) \quad (2.34)$$

### 2.3.6 MC 2010 [5]

Im Model Code 2010 *fédération internationale du béton / International Federation for Structural Concrete (fib) Abschnitt 7.2.3.1.6* [5] wird die nichtlineare Gleichung (2.35) für die Modifizierung der Spannungs-Dehnungslinie des Betons beim Umschnürungseffekt angeführt, um die verbesserte Tragfähigkeit zu erfassen.

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 3,5 \cdot \left( \frac{\sigma'_l}{f_c} \right)^{\frac{3}{4}} \quad (2.35)$$

Für kreisförmige Bauteile kann die effektive Druckspannung  $\sigma'_l$  anhand der Gleichung (2.36) ermittelt werden. Hierbei wird die Geometrie des Umschnürungsbewehrungstyps mit dem Abminderungsfaktor  $\left(1 - \frac{s_w}{d_w}\right)$  bzw.  $\left(1 - \frac{s_w}{d_w}\right)^2$  berücksichtigt.

$$\begin{aligned}\sigma'_l &= \omega_w f_c \left(1 - \frac{s_w}{d_w}\right) && \text{mit Spiralbewehrung} \\ \sigma'_l &= \omega_w f_c \left(1 - \frac{s_w}{d_w}\right)^2 && \text{mit Rundbügel}\end{aligned}\quad (2.36)$$

Der mechanische Querbewehrungsgehalt  $\omega_w$  lässt sich gem. Gleichung (2.37) berechnen.

$$\omega_w = \frac{A_{sw} \cdot f_{yw}}{s_w \cdot d_w \cdot f_c} \quad (2.37)$$

Für rechteckige Bauteile kann  $\sigma'_l$  anhand von Gleichung (2.38) bestimmt werden.

$$\sigma'_l = \omega_w \cdot f_c \cdot \left(1 - \frac{s_w}{a_w}\right) \left(1 - \frac{s_w}{b_w}\right) \left(1 - \frac{\Sigma b_i^2/6}{a_w b_w}\right) \quad (2.38)$$

$$\omega_w = \min \left\{ \omega_{wy} = \frac{A_{sw,y} \cdot f_{yw}}{a_c \cdot s_c \cdot f_c}, \omega_{wz} = \frac{A_{sw,z} \cdot f_{yw}}{b_c \cdot s_c \cdot f_c} \right\} \quad (2.39)$$

Für die Ermittlung von Erhöhung des Stauchungsvermögens bei dreiaxialer Beanspruchung infolge Dehnungsbehinderung wird Gleichung (2.40) verwendet.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cc} &= \varepsilon_c \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \\ \varepsilon_{cc,u} &= \varepsilon_{cu} + 0,2 \cdot \sigma'_l / f_c\end{aligned}\quad (2.40)$$

### 2.3.7 ACI 318-19 [14]

Der Einfluss des Umschnürungseffekts auf die Tragfähigkeit von Druckglieder wird nach ACI 318-19 [14] nicht explizit berücksichtigt. Jedoch wird die Umschnürungswirkung für die Bestimmung des Bewehrungsgehalts bzw. Querbewehrungsabstands in Abschnitt 25.7.3 geltend gemacht. Die Versuche aus Richart et al.[25] sind grundlegend für die Adaption der Gleichung (2.41).

$$\omega_v \geq 0,45 \cdot \left( \frac{A_c}{A_{cc}} - 1 \right) \cdot \frac{f_c}{f_{yw}} \quad (2.41)$$

Der Grundgedanke von ACI 318 bei der Bemessung von umschnürten Stützen ist, dass die Druckkraftübertragung in den zentrisch belasteten Druckgliedern nach Abplatzen der Betondeckung sichergestellt ist. Mit anderen Worten, soll die Tragfähigkeit der Betondeckung gleich oder größer als die im Kernbeton durch Querdruckspannung gewonnene Tragfähigkeit sein (siehe Abbildung 2.16). Somit kann das Sprödbruchversagen des Bauteiles verhindert werden. Dies wird ebenfalls in den dargestellten Normen ausgeschlossen.

Diese Bedingung wird in Anlehnung an die Formel von Richart (2.43) in der Gleichung (2.44) ausgedrückt, um das volumetrische Verhältnis  $\omega_v$  gemäß ACI 318 herzuleiten [28]. Die einaxiale Zylinderdruckfestigkeit wird gemäß Mattock et al. [12] mit dem Wert 0,85 multipliziert. Daher ergibt sich der Querschnittwiderstand  $N_R$  gem. ACI 318-19 [14] aus der Gleichung (2.42).

$$N_R = 0,85 \cdot f_c (A_c - A_{sl}) + f_{yl} \cdot A_{sl} \quad (2.42)$$

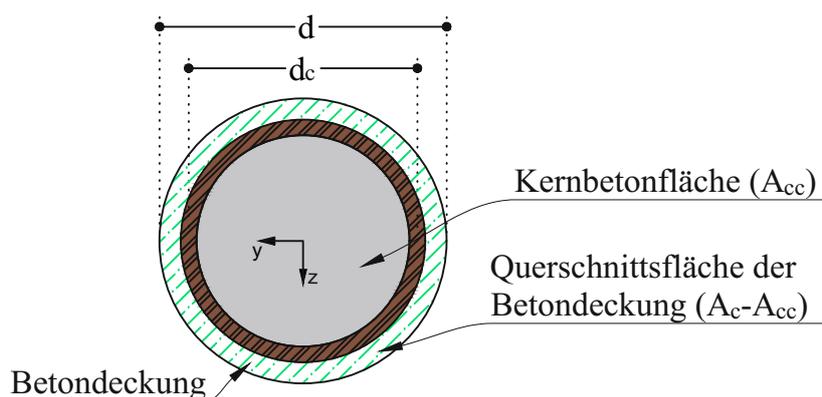


Abb. 2.16: Definition der geometrischen Parameter gemäß ACI 318 [14]

$$f_{cc} = f_c + k_1 \cdot \sigma_l$$

$$f_{cc} = f_c + 4,1 \cdot \sigma_l \quad (2.43)$$

$$(f_{cc} - f_c) = 4,1 \cdot \sigma_l$$

$$0,85 \cdot f_c (A_c - A_{cc}) = 4,1 \cdot \sigma_l (A_{cc} - A_{sl}) \quad (2.44)$$

Lt. Park und Paulay [19] ist die für die Bestimmung der Querdruckspannung Gleichung (2.45) anzuwenden.

$$\sigma_l = \frac{2 \cdot A_{sw} \cdot f_{yw}}{s_c \cdot d_c} \quad (2.45)$$

Einsetzen der Gleichung (2.45) in (2.44) und dividieren beidseitig durch  $2,05 \cdot f_{yw} A_{cc}$  liefert uns:

$$\frac{4 \cdot A_{sw}}{s_c \cdot d_c} = 0,415 \cdot \frac{f_c}{f_{yw}} \left( \frac{A_c}{A_{cc}} - 1 \right) + \frac{4 \cdot A_{sw} \cdot A_{sl}}{s_c \cdot d_c \cdot A_{cc}} \quad (2.46)$$

Der linke Term kann zu  $\omega_v$  umgeschrieben werden, dadurch erhält man Gleichung (2.47).

$$\omega_v = 0,415 \cdot \frac{f_c}{f_{yw}} \left( \frac{A_c}{A_{cc}} - 1 \right) + \frac{4 \cdot A_{sw} \cdot A_{sl}}{s_c \cdot d_c \cdot A_{cc}} \quad (2.47)$$

Der Ausdruck (2.47) wurde im ACI 318 aus der Gleichung (2.41) adaptiert, in dem man den letzten Term weglässt und den Faktor von 0,415 auf 0,45 erhöht. Anschließend lässt sich der Faktor  $k_1$  aus der Gleichung (2.43) für kreisförmige Bauteile anhand von Gleichungen (2.48) und (2.49) schlussfolgern. Wie in der Gleichung (2.49) zu erkennen ist, ergibt sich der Faktor  $k_1$  von 3,8 im Gegensatz zu dem lt. Richart et al. ermittelten Faktor  $k_1$  von 4,1.

$$2 \cdot \underbrace{\frac{2 \cdot A_{sw} \cdot f_{yw}}{s_c \cdot d_c}}_{\sigma_l} = 0,45 \cdot f_c \left( \frac{A_c}{A_{cc}} - 1 \right) \quad \div 0,45 \& \times A_{cc} \quad (2.48)$$

$$\begin{aligned} 4,4 \cdot \sigma_l \cdot A_{cc} &= f_c (A_c - A_{cc}) && \times 0,85 \\ 3,8 \cdot \sigma_l \cdot A_{cc} &= 0,85 \cdot f_c (A_c - A_{cc}) \end{aligned} \quad (2.49)$$

Für rechteckige Bauteile wird konstruktive Durchbildung in Abschnitt 25.7.2 [14] ausschließlich für die Bemessung der einaxialen Drucktragfähigkeit vorausgesetzt. Jedoch wird die Gleichung (2.50) für die Berechnung vom volumetrischen Bewehrungsgehalt  $\omega_v$  eines rechteckigen Querschnitts bei Erdbebenbemessung herangezogen [14, S. 309]. Diese Gleichung wurde von der Bemessung der

kreisförmigen Bauteilen mit Wendelbewehrung übernommen und für die rechteckigen Querschnitte adaptiert, indem der Querbewehrungsgehalt um 30% reduziert wird. Dies wird durch Anpassung des Faktors von 0,45 zu 0,3 realisiert. Es ist zu erkennen, dass die Tragfähigkeit der rechteckigen Querschnitte mit Bügelbewehrung ungefähr 70 % effektiv von der Tragfähigkeit der kreisförmigen Querschnitte mit Spiralquerbewehrung aufweisen.

$$\omega_v = 0,3 \cdot \left( \frac{A_c}{A_{cc}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yw}} \quad \text{für } N_{RM} \leq 0,3A_c f_c \quad \text{und } f_c \leq 70 \text{ MPa} \quad (2.50)$$

Mit dem gleichen Prinzip kann man ebenfalls den Faktor  $k_1$  von 2,8 für rechteckige Bauteile genauso wie bei den kreisförmigen Stützen feststellen. Die maximal erreichbare Druckfestigkeit  $f_{cc}$  eines kreisförmigen Querschnitts kann somit gemäß ACI 318 anhand von Gleichung (2.51) bzw. eines rechteckigen Querschnitts gem. Gleichung (2.52) ermittelt werden.

$$f_{cc} = f_c + 3,8 \cdot \sigma_l \quad (2.51)$$

$$f_{cc} = f_c + 2,8 \cdot \sigma_l \quad (2.52)$$

### 2.3.8 Fardis [4]

Das Buch von Fardis [4] wurde für die Erdbebenbemessung basierend auf dem EC8 im Jahr 2009 veröffentlicht. Diese Publikation wird herangezogen, um den Umschnürungseffekt bei den Nachrechnungen der Versuche zu erfassen. Der Grund dafür wird in Abschnitt 4.4 näher erläutert.

Die effektiv umschnürte Kernbetonfläche hat einen entscheidenden Einfluss auf die Berechnung der Tragfähigkeit. Daher unterscheidet Fardis zwischen Wendel- und Bügelbewehrung bei der Berechnung von  $A_e$ . In den Gleichungen (2.53) und (2.54) ist dieser Unterschied dargestellt. Die effektiv umschnürte Fläche ergibt sich, indem man nur einmalig die Ausbruchstiefe  $t_c$  mit  $0,25 \cdot s_c$  von dem Durchmesser  $d_c$  abzieht. In der Abbildung 2.17b wird der Einfluss der Wendelgeometrie auf die Berechnung der effektiven Umschnürungsfläche  $A_e$  verdeutlicht. Die effektiv umschnürte Kernbetonfläche endet auf der einen Seite genau am Scheitelpunkt des Parabelbogens zwischen zwei Wendungen und auf der anderen Seite am Wendepunkt der Wendelbewehrung auf der horizontalen Achse des Scheitelpunktes [4, S. 152]. Dies stimmt mit dem Versagensmechanismus der Bauteile mit eingebauter Wendelbewehrung überein.

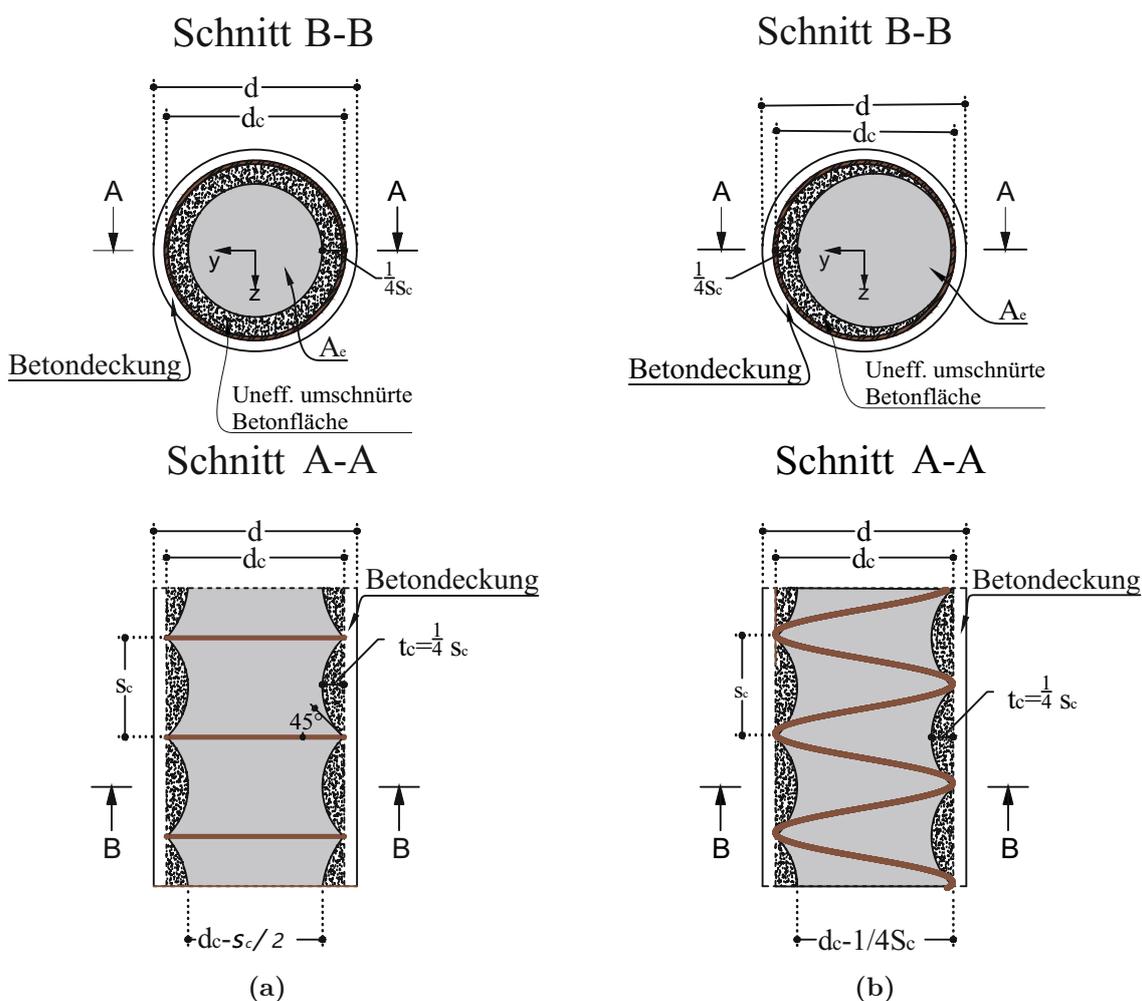
$$A_e = \frac{\pi}{4} (d_c - s_c/2)^2 \quad \text{mit Bügelbewehrung} \quad (2.53)$$

$$A_e = \frac{\pi}{4} (d_c - s_c/4)^2 \quad \text{mit Spiralbewehrung} \quad (2.54)$$

Die Berechnung der Querspannung erfolgt analog durch eine Gleichgewichtsbedingung der Kräfte wie in Gleichung (2.25). Die dreiaxiale Druckfestigkeit infolge Umschnürung erfolgt mit der Berechnung der Festigkeitszunahme  $\Delta f_c$  gemäß Gleichung (2.55).

$$\begin{aligned} \Delta f_c &= 4 \cdot \sigma_l & \text{für } \sigma_l \leq 0,6f_c \\ \Delta f_c &= 3,5 \cdot \sigma_l^{3/4} \cdot f_c^{1/4} & \text{für } \sigma_l > 0,6f_c \end{aligned} \quad (2.55)$$

$$f_{cc} = f_c + \Delta f_c \quad (2.56)$$

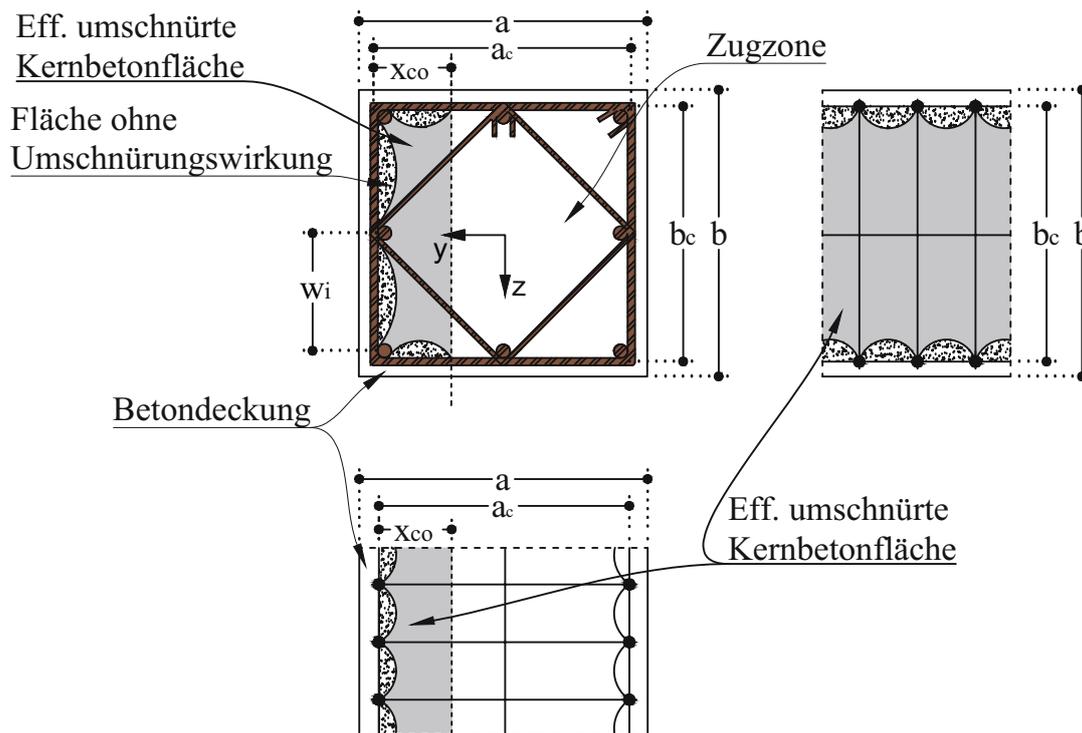


**Abb. 2.17:** Umschnürter Kernbereich eines kreisförmigen Querschnitts mit: (a) Bügelbewehrung, (b) Wendelbewehrung gemäß Fardis [4]

In Anlehnung an Mander[11] erfolgt die Berechnung der effektiv umschnürten Kernbetonfläche eines rechteckigen Querschnitts (vgl. Gleichung (2.57)).

$$A_e = \left( b_c \cdot a_c - \frac{1}{6} \sum_{i=1}^n (w_i)^2 \right) \left( 1 - \frac{s_c}{2 \cdot b_c} \right) \left( 1 - \frac{s_c}{4 \cdot x_{c0}} \right) \quad (2.57)$$

Die in der Abbildung 2.18 dargestellte umschnürte Kernbetonfläche wird für einen Querschnitt unter Biegebeanspruchung herangezogen.

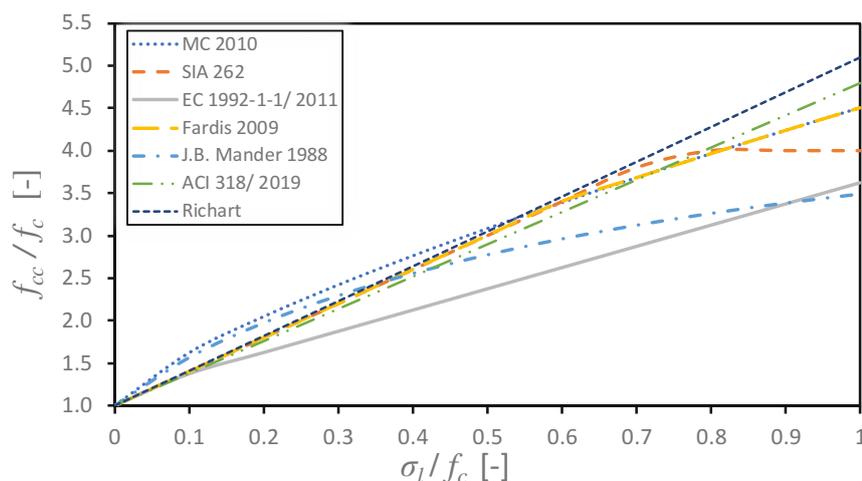


**Abb. 2.18:** Druck- und Zugzone eines rechteckigen biegebeanspruchten Querschnitts gemäß Fardis [4]

### 2.3.9 Zusammenfassung der Ansätze

In der Grafik 2.19 ist die Erhöhung der einaxialen Druckfestigkeit zufolge mehraxialer Druckbeanspruchung aller vorgestellten Ingenieurmodelle nominalisiert dargestellt. Folgende Schlüsse können aus der Grafik gezogen werden:

- Die Ingenieurmodelle unterscheiden sich relativ stark mit dem Anstieg der Querdruckspannung  $\sigma_l$ .
- Alle Modelle weisen eine ähnliche Druckfestigkeitssteigerung auf, wenn die Querdruckspannung nicht mehr als 11% der einaxialen Druckfestigkeit  $f_c$  beträgt.
- Die Materialmodelle von Fardis, Mander et al. und MC 2010 weisen im Gegensatz zu den anderen Ingenieurmodellen ein nichtlineares Verhalten auf.
- Bei einem Querdruck von 100% der einaxialen Betondruckfestigkeit liegt die Druckfestigkeitssteigerung im Bereich zwischen 3,5 und 5,1.
- Bei einem Querdruck von 75% der einaxialen Betondruckfestigkeit weist die Schweizer SIA 262 Norm eine konstante Druckfestigkeitssteigerung auf.



**Abb. 2.19:** Vergleich der Modelle zur Erhöhung der Betondruckfestigkeit infolge mehraxialer Druckbeanspruchung

Darüber hinaus unterscheiden sich die Modelle in der Ermittlung der effektiven Kernbetonfläche. Auf diese Fläche wirkt eine mehraxiale Druckspannung infolge der Aktivierung des seitlichen Drucks. Zudem wird der Beton im übrigen Bereich innerhalb der Querbewehrung ( $= A_{cc} - A_e$ ) bei einigen Ingenieurmodellen nicht berücksichtigt. Außerdem wird die wirksam umschnürte Fläche nicht getrennt berechnet sondern wird durch Faktoren berücksichtigt und mit der Berechnung der Querdruckspannung verschachtelt.

Die Modelle von **Mander 1988** [11], **ÖNORM EN 1992** [16] und **SIA 262** [27] können folgendermaßen zusammengefasst werden:

Die rechnerische aufnehmbare Druckkraft  $N_R$  ergibt sich aus Gleichung (2.58). Nachteilig dabei ist, dass der Unterschied zwischen Wendelbewehrung und kreisförmigen Bügeln bei der Berechnung der effektiven umschnürten Kernbetonfläche nicht berücksichtigt wird. Somit ergeben sich bei der Berechnung der Tragfähigkeit der druckbeanspruchten Bauteile gewisse Ungenauigkeiten.

$$F_{\text{cal.}} = (A_{\text{cc}} - A_{\text{sl}}) \cdot f_{\text{cc}} + A_{\text{sl}} \cdot f_{\text{yl}} \quad (2.58)$$

Mit Hilfe von **MC 2010** [5] wird die Geometrie der Wendelbewehrung bei der Berechnung von der effektiven Querdruckspannung  $\sigma'_l$  berücksichtigt. Der Widerstand des Querschnitts ergibt sich dann genauso wie in der Gleichung (2.58)

Der maximal errechnete Widerstand ergibt sich lt. **ACI 318-19** [14] aus der Gleichung (2.59).

$$F_{\text{cal}} = \underbrace{(A_{\text{cc}} - A_{\text{sl}}) \cdot 0,85 \cdot f_c + (A_{\text{cc}} - A_{\text{sl}}) \cdot 3,8 \cdot \frac{\omega_v}{2} \cdot f_{\text{yw}}}_{f_c + k_1 \cdot \sigma_1} + A_{\text{sl}} \cdot f_{\text{yl}} \quad (2.59)$$

Vorausgesetzt für die Anwendung dieses Ausdrucks ist, dass der volumetrische Querbewehrungsgehalt  $\omega_v$  den Wert  $0,45 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{\text{cc}}} - 1\right) \cdot \frac{f_c}{f_{\text{yw}}}$  nicht unterschreitet.

Beim Ingenieurmodell von **Fardis** [4] wird auf die Ausbruchtiefe  $t_c$  bei der Berechnung von  $A_e$  eines kreisförmigen Querschnitts mit Wendelbewehrung genau eingegangen. Somit wird nicht die Querdruckspannung, sondern die Betonfläche reduziert, in der eine dreiaxiale Druckspannung angesetzt werden kann.

Dies führt zu einer detaillierten Ermittlung der effektiven umschnürten Kernbetonfläche und dadurch kann die Betonfläche innerhalb der Umschnürungsbewehrung ( $A_{\text{cc}} - A_e$ ), welche sich außerhalb der wirksam umschnürten Kernbetonfläche befindet, berücksichtigt werden. Die

rechnerische aufnehmbare Druckkraft  $N_R$  ergibt sich aus der Gleichung (2.60). Dies war einer der Gründe, warum dieses Modell für die Nachrechnung der Versuche herangezogen wurde.

$$F_{\text{cal.}} = (A_{\text{cc}} - A_e) \cdot f_c + (A_e - A_{\text{sl}}) \cdot f_{\text{cc}} + A_{\text{sl}} \cdot f_{\text{yl}} \quad (2.60)$$

## 2.4 Überlegungen zum Versuchskörper

Für die Planung und Dimensionierung von den Versuchskörpern war es bedeutend, einen ähnlichen Querbewehrungsgrad, welcher bei einer konventionellen Tübbingplanung vorherrscht, zu adaptieren. Es wurde eine Wendelbewehrung, die sowohl eine passende Umschnürungswirkung als auch eine geringe Störung im zu testenden Bereich (in der Abbildung 2.20 rot markiert) verursacht, gewählt.

Der Querbewehrungsgrad der konventionellen getesteten Tübbing [13] wird gemäß Gleichung (2.61) berechnet und der erhaltene Wert für die Versuche gemäß Gleichung (2.62) adaptiert.

$$\rho_s = \min \left\{ \rho_{s,y} = \frac{A_{\text{sw},y}}{a_c \cdot s_c}, \rho_{s,z} = \frac{A_{\text{sw},z}}{b_c \cdot s_c} \right\} \quad (2.61)$$

$$\rho_s = \frac{2 \cdot A_{\text{sw}}}{s_c \cdot d_c} \quad (2.62)$$

Mit dem neuartigen Bewehrungskonzept ist die Ausführung der Tübbing mit einem Abstand  $a = 0$  von der Stabendfläche zur Kontaktfläche möglich. Dies ermöglicht eine direkte Druckkraftübertragung von Segment zu Segment ohne das Vorhandensein einer Betondeckung. Dazu werden Versuchskörper mit einem variierten Abstand "a" hergestellt, um den Fall einer vorhandenen Betondeckung zu untersuchen.

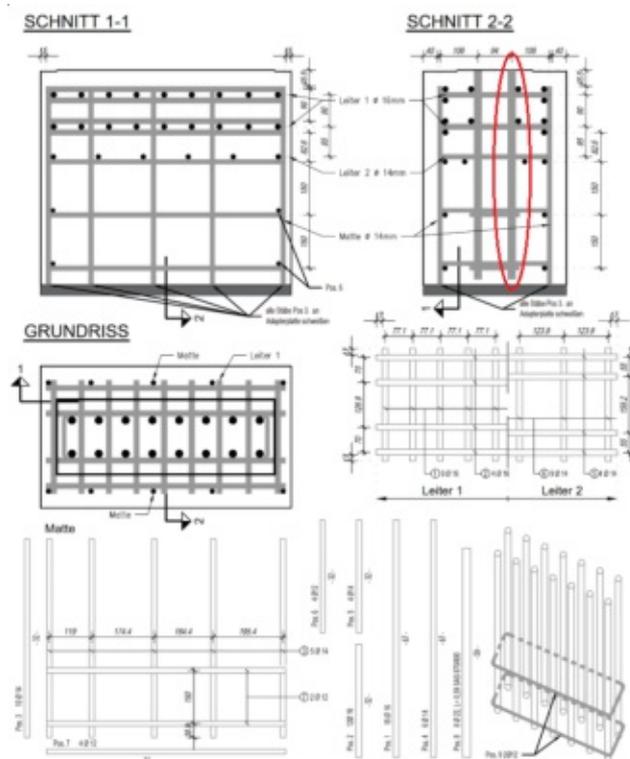


Abb. 2.20: Bewehrungsplan der Tübbingversuchskörper aus [13]



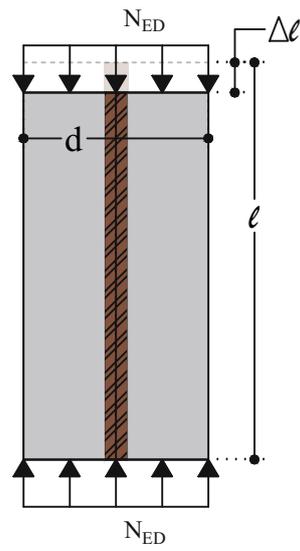


Abb. 2.22: Zentrisch beanspruchter Querschnitt

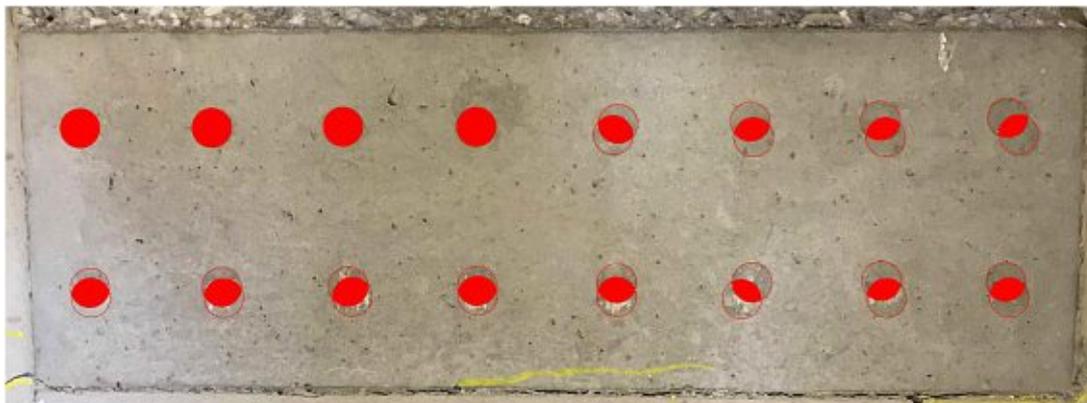
# Kapitel 3

## Experimentelle Untersuchungen

### 3.1 Einführung

Basierend auf der Patentanmeldung [9] wurden bereits zahlreiche und erfolgreiche Versuche durchgeführt. Dementsprechend wurden bevorzugte Ausführungsformen (u. a. Bewehrungsstabdurchmesser, Bewehrungsstababstand zur Stirnfläche, Länge und Geometrie des Stahlstabes) für das neuartige Tübbing-Bewehrungskonzept vorgeschlagen, um die Funktionalität sicherzustellen.

Eine wesentliche Aufgabe und zugleich der Auslöser der vorliegenden Diplomarbeit ist die Untersuchung des möglicherweise auftretenden Tragfähigkeitsverlustes, wenn die Druckstäbe nicht vollkommen wie in der Abbildung 3.1 in der Kontaktfläche zusammentreffen. Für diesen Zweck wurden Werte für die Versuchsparameter wie der Abstand "a" der Stahlendfläche zur Kontaktfläche und die Exzentrizität "e" definiert.



**Abb. 3.1:** Endkontaktbildung der vertikalen Druckstäbe der durchgeführten Tübbingsversuche aus [13]

Im Rahmen der experimentellen Untersuchung wurden 30 zylindrische Versuchskörper mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm, je Versuchsserie sechs Probekörper hergestellt. Zudem wurden drei Probekörper für die Festlegung des passenden Umschnürungsmodells bereitgestellt.

Mit den Versuchsserien (Tabelle 3.1) sollten Erkenntnisse zu der Tragfähigkeit bei den Versuchen, welche eine Trockenfuge aufweisen, gewonnen werden. In diesem Kapitel wird der Versuchsaufbau und Versuchsablauf sowie die Versuchsherstellung beschrieben und im Kapitel 4 folgt eine ausführliche Diskussion der Ergebnisse.

Tab. 3.1: Übersicht über Versuchskörper

Versuchs-Nr. [-]	Bezeichnung [-]	Abstand a [mm]	Exzentrizität e [mm]	Ganghöhe $s_c$ [mm]	Längsstab $\varnothing_{sl}$ [mm]	Trockenfuge Oberfläche	Querbew. $\varnothing_{sw}$ [mm]
RF1 <sup>a</sup>	RW10S20	-	0	40	20	geschalt	Wendel $\varnothing_{sw}$ 10
Serie A	a0W10S20e0	0	0	40	20	geschalt	
Serie B	a0W10S20e30	0	30	40	20	geschalt	
Serie C	a50W10S20e0	50	0	40	20	geschalt	
Serie D	a50W10S20e30	50	30	40	20	geschalt	
RF2 <sup>b</sup>	RW10	-	-	40	-	geschalt	

<sup>a</sup> durchgehend betonierte Referenzstütze (ohne Fuge)

<sup>b</sup> ohne Längsstab nur Wendelbewehrung

## 3.2 Versuchskörper

Um den Tragfähigkeitsverlust der Versuche bei der vorhandenen Exzentrizität "e" bzw. dem Längsstabsabstand "a" (gemessen von der Stirnfläche des Druckstabes zur Kontaktfläche der Fuge) festzustellen, wurden Versuchskörper mit variierten Abständen hergestellt. Die Versuche werden bis zum Bruch durchgeführt. Die in der Abbildung 3.2 dargestellte Versuchsvariante zeigt die allgemeinen Versuchsaufbaumerkmale. Die Trockenfuge wird mit schalungsglatte Oberfläche ohne Schleifen hergestellt. Dagegen ist die Lasteinleitungsseite planmäßig geschliffen worden, um eine Ebenheit der Oberfläche zu erzielen.

Um den Längsstab zentrisch bzw. an der gewollten Stelle positionieren zu können, wurde er mittels Montageeisen  $\phi$  6 als Abstandhalter mit der Wendelbewehrung verschweißt. Der Abstandhalter wurde möglichst weit entfernt von der Trockenfuge angeschweißt, damit Störungen im zu untersuchenden Bereich vermieden werden können. Für die Vermeidung des Versagens vom Versuchskörper im Lasteinleitungsbereich wurde die Ganghöhe der Wendelbewehrung auf 10 mm reduziert.

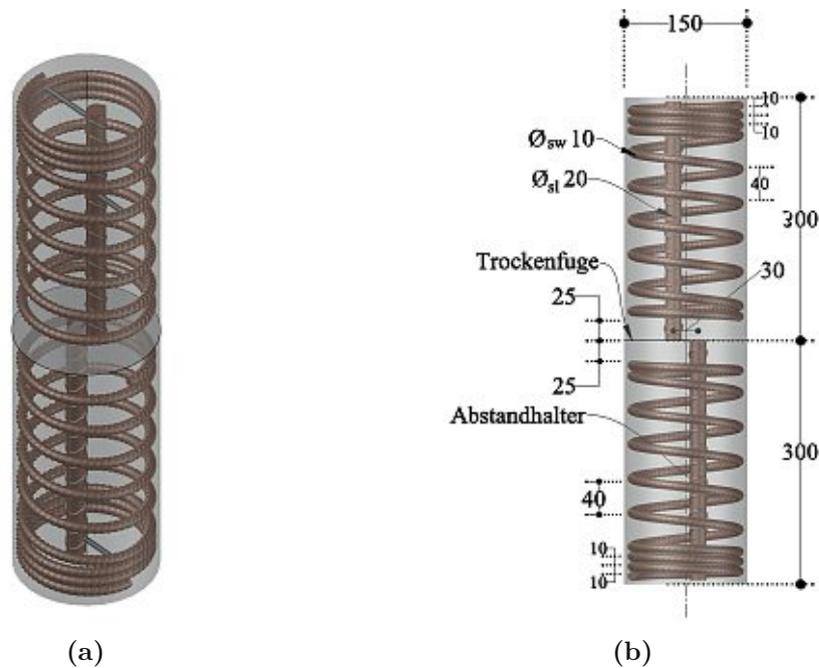


Abb. 3.2: Versuchskörper mit Bewehrung, 3D-Darstellung (a) Ansicht (b)

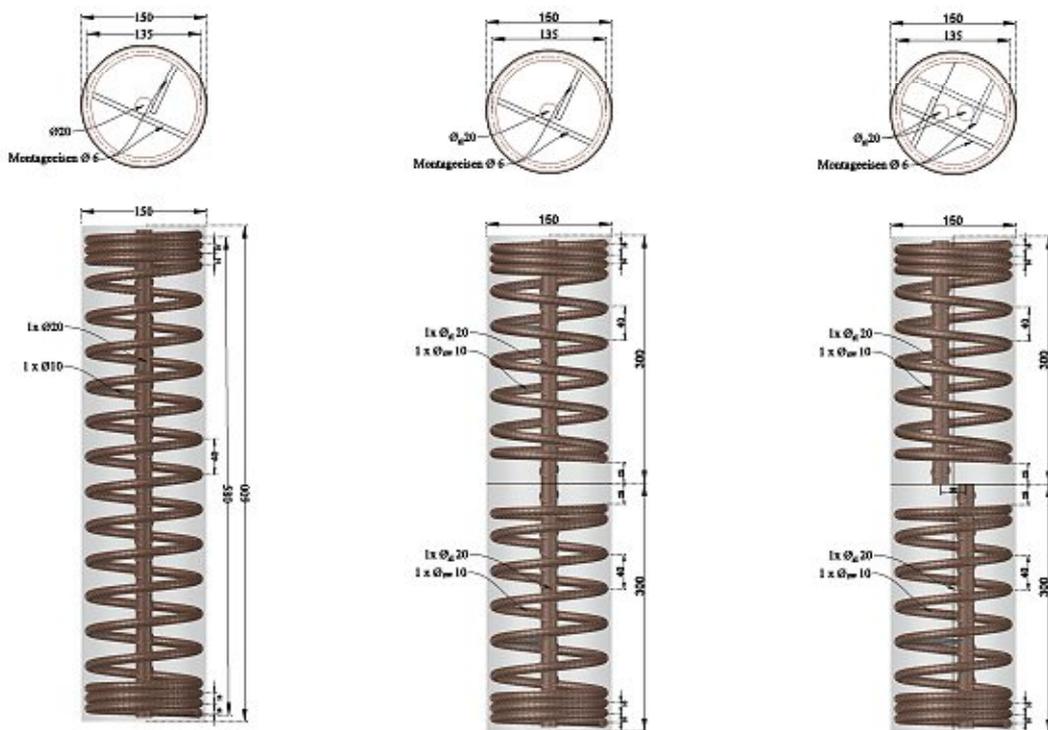
### 3.2.1 Abmessungen und Bewehrungsführung

Die Probekörpergeometrie war grundsätzlich frei wählbar, solange die Arbeitsflexibilität und einige mechanische Eigenschaften erfüllt waren. Somit erfolgt die Verwendung des Betondruckfestigkeitszylinders ( $h=300\text{ mm}$ ,  $d=150\text{ mm}$ ) als Versuchskörperschalung hinsichtlich Verfügbarkeit, Wirtschaftlichkeit, geringer Versuchsaufbauhöhe und wenig Gewicht. Dies hat den Vorteil, dass die Versuchskörper mit der Hand eingebaut werden können.

Zu den mechanischen Parametern zählt der geometrische Querbewehrungsgrad  $\rho_s$  und die mittlere Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$ , die in den getesteten Tübbingversuchen [13] vorhanden waren. Der geometrische Querbewehrungsgrad ist ein Maß um den Umschnürungseffekt neben der einaxialen Betondruckfestigkeit und der Streckgrenze der Querbewehrung zu quantifizieren. Es wurde daher der Querbewehrungsdurchmesser  $\varnothing_{sw}$  10 mm aus Betonstahl der Klasse B550B für die Erzielung der Umschnürungswirkung gewählt.

Die Wendelbewehrung bei den Versuchsserien A, B, C und D wurden mit dem Abstand 25 mm zum Schalungsboden ausgeführt, um die Trockenfuge herzustellen. Die Höhe der Fuge entspricht somit ungefähr dem Abstand zwischen der Kontaktfläche der Längsfuge und der Leiterbewehrung einer konventionellen Tübbingplanung (vgl. Abbildung 2.20 im Abschnitt 2.4).

Der Längsstab weist einen Durchmesser  $\varnothing_{sl}$  von 20 mm auf und wurde vertikal in den Versuchskörper angeordnet. Die Verwendung eines gerippten Bewehrungsstabs ermöglicht eine verbesserte Kraftübertragung auf den Beton infolge Verbundwirkung (siehe Abbildung 3.2).



(c) Versuchsserie RF1

(d) Versuchsserie A

(e) Versuchsserie B

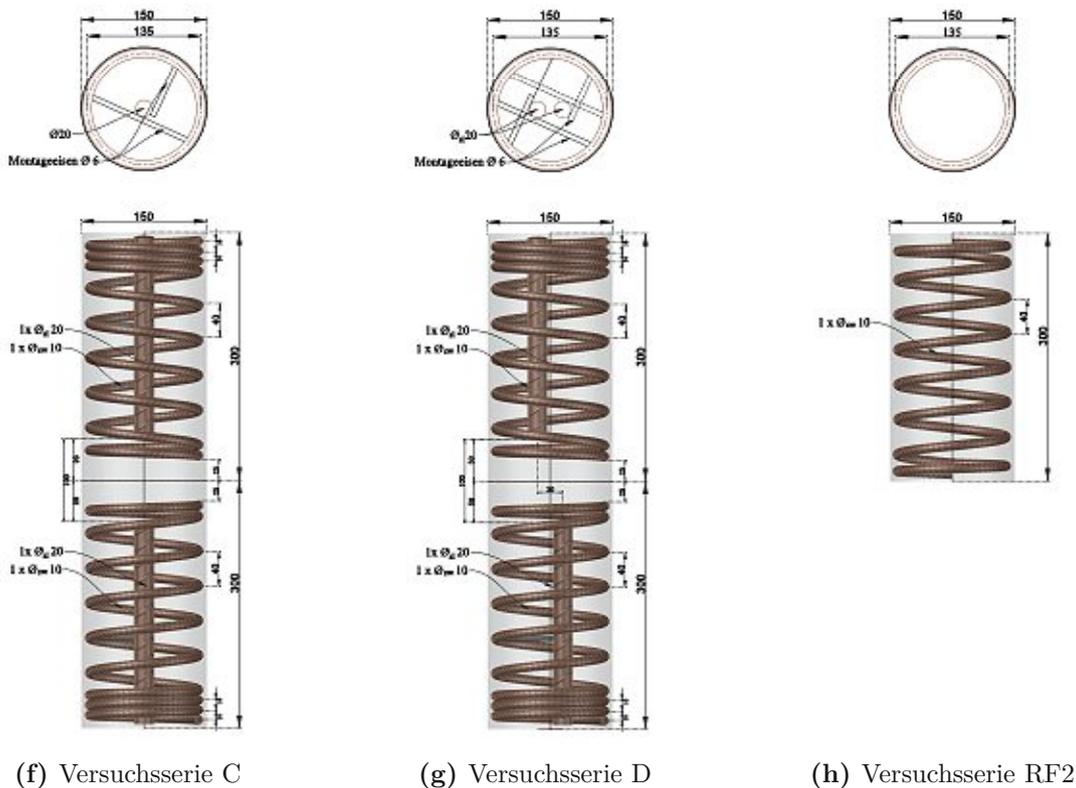


Abb. 3.2: Bewehrungsplan aller durchgeführten Versuchsserien

### 3.3 Herstellung

Die Herstellung aller Versuchsserien erfolgte im Fertigteilwerk der Firma Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp. Die Schalungen wurden von der Firma Technischer Handel Beckel gefertigt und an die Firma Oberndorfer geliefert. Die Wendeln wurden aus Betonstahlringen („Coils“) mittels einer teilautomatisierten Bewehrungsbiegemaschine hergestellt. Im ersten Arbeitsvorgang wurden die Wendeln ohne Vertikalabstand (quasi "null" Ganghöhe) hergestellt. Danach haben die Mitarbeiter der Firma Oberndorfer die Wendeln am Arbeitsmetalltisch angeschweißt und mittels Hallenkran nach oben gezogen, um die Ganghöhe händisch gemessen anzufertigen (siehe Abbildung 3.3). Dieser Arbeitsschritt führt allerdings zur Ungenauigkeit der Ganghöhe und des Durchmessers der fertigen Versuchskörper. Daher war es von großer Bedeutung die Abweichungen von den Abmessungen zu dokumentieren, um die späteren Ergebnisse nachvollziehbar erklären zu können. Außerdem wurden die ersten drei Wendelgänge im Bereich der Lasteinleitung zusammengeheftet. Im Fugenbereich wurde die Neigung des letzten Wendelganges mit Hilfe einer Zange verflacht und mit dem vorletzten Wendelgang verschweißt. Dies war erforderlich, um die Wendel zu verankern. Ein weiterer Vorteil dieses Vorgangs war, ein konstanter Fugenabstand von 25 mm bis zur Kontaktfläche herzustellen (siehe Abbildung 3.4). Die Schweißnähte wurden mit der Hand hergestellt. Ein Versagen dieser Schweißknoten kann durch die gewählte Ausführung ausgeschlossen werden.

Am Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau der TU Wien wurden Schablonen aus Holz mittels Drehbank im Labor gefräst, damit der Druckstab in die richtige Position bei der Herstellung der Versuchskörper gebracht werden kann. Am Betontag waren Mitarbeiter der TU Wien anwesend. Für die Bestimmung der Materialkennwerte des Betons wurden fünf zylinder- und drei würfelförmige Proben bereitgestellt und am selben Tag betonierte. Witterungsbedingt wurden

sämtliche Versuchskörper in der selben Produktionshalle der Firma Oberndorfer gelagert und somit wurde gewährleistet, dass die Probekörper allesamt denselben temperatur- und wetterabhängigen Einflüssen ausgesetzt sind. Darüber hinaus wurde keine Nachbehandlung vorgesehen.

Die Betonmischung wurde mittels Förderband in die Betonierhalle geliefert und in kleinen Mengen in eine Schubkarre geschüttet. Danach wurden die Schalungen mit der Schaufel befüllt und der Beton wurde mit der Rüttelflasche verdichtet (siehe Abbildung 3.5). Am nächsten Tag wurden die Versuchskörper ausgeschalt. Nach der Aushärtungszeit sind sie ins Prüflabor der TU Wien geliefert worden. Bei einigen Probekörpern bildeten sich Betonester, welche in der Dokumentation notiert wurden.

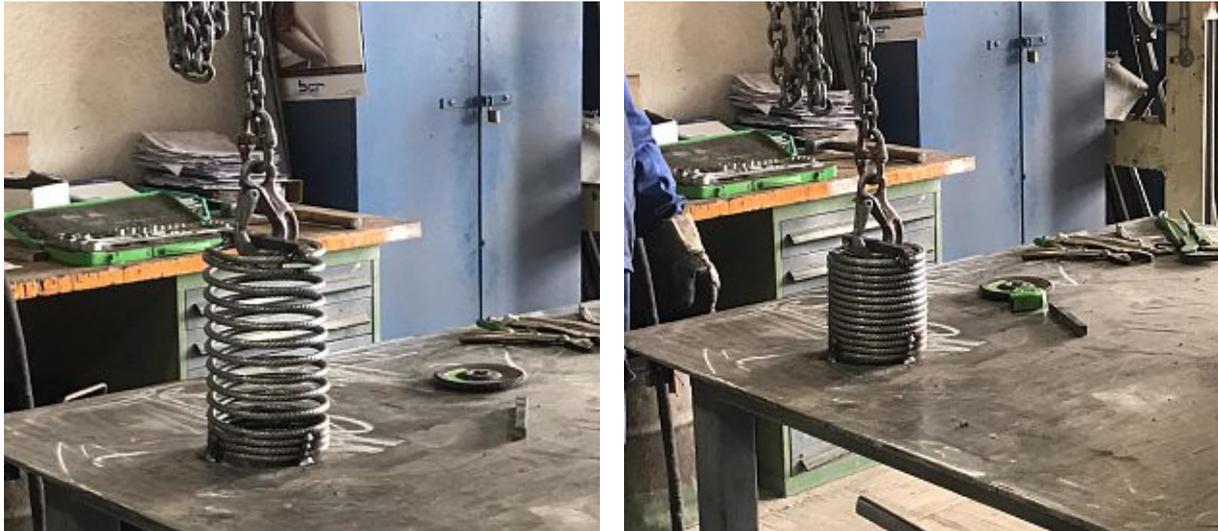


Abb. 3.3: Ausrichten der Ganghöhe



Abb. 3.4: Bewehrungskörbe



Abb. 3.5: Betonieren der Versuchskörper in der Firma Oberndorfer GmbH & Co KG

### 3.4 Baustoffe

Um eine sinnvolle Nachrechnung erstellen zu können und ein Ingenieurmodell wählen zu können, müssen die Materialeigenschaften bekannt sein. Diese Materialkenngrößen werden nicht nur für die Nachrechnung mittels Ingenieurmodellen herangezogen, sondern auch für das Modellieren in einem FEM- Programm angewendet.

#### 3.4.1 Beton

Die Betonmischung wurde vom Personal der Firma Oberndorfer vorbereitet und hergestellt. Lt. Chargenprotokoll beträgt der W/B-Wert 0,55. Der Frischbeton entspricht der Druckfestigkeitsklasse C50/60 GK16 und der Konsistenzklasse F3. Die Prüfung der Materialdruckfestigkeit wurde in Anlehnung an die *ONR 23303:2010 09 01: Prüfverfahren Beton (PVB) Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe* [17] durchgeführt.

Tab. 3.2: Betonmischung aus dem Mischprotokoll der Firma Oberndorfer

Bestandteile	Klassenbezeichnung	Masse [kg]
Sand	0/4	523,88
Kies	4/8	171,49
Kies	8/16	376,73
Zement	CEM II 52,5R	193,7
Zugabewasser	-	108
Brauchwasser	-	62,65
Zusatzmittel	ACE 331	0,67
W/B [-]	-	0,55

Die Bestimmung der Betondruckfestigkeit erfolgte mittels einaxialem Druckversuch. Es wurden am selben Tag der Versuchsdurchführung sowohl die mittlere Zylinderdruckfestigkeit  $f_{cm}$  als auch die mittlere Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$  ermittelt (siehe Tabelle 3.3).

Die Zylinder sind beidseitig (Ober- und Unterseite) vor dem Prüfungstag plan geschliffen worden, um eine gleichmäßige Krafteinleitung sicherzustellen. Die Abmessungen der Prüfkörper sollten die Höhe von 300 mm und den Durchmesser von 150 mm aufweisen. Die Gleichung (3.1) dient der Ermittlung der Zylinderdruckfestigkeit und die Gleichung (3.2) der Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$ . Im Anhang A.2 befinden sich die Materialkennwerte der einzelnen Prüfkörper.

$$f_{cm} = \frac{F_{Bruch}}{\pi \cdot \varnothing^2 / 4} \quad (3.1)$$

$$f_{cm,cube} = \frac{F_{Bruch}}{150 \cdot 150} \quad (3.2)$$

**Tab. 3.3:** Kennwerte der Betonprüfung

Betonalter [d]	Versuch-Nr. [-]	Dichte $\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
27	Z1	2,36	43,78	-
27	Z2	2,34	46,40	-
28	Z3	2,30	48,40	-
28	Z4	2,36	46,6	-
28	Z5	2,33	47,60	-
28	W1	2,39	-	56,80
28	W2	2,39	-	52,78
28	W3	2,40	-	55,40
$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]			46,5	55,00

### 3.4.2 Betonstahl

Für die gesamten Versuchsserien wurden Bewehrungsstäbe der Sorte B550B nach ÖNORM B 4707 [15] mit dem Nenndurchmesser von  $\varnothing$  20 mm für die Längsstäbe bzw.  $\varnothing$  10 mm für die Wendelbewehrung verwendet. Die mechanischen Eigenschaften wurden in einem externen Labor ermittelt. Das Spannungs-Dehnungsdiagramm bzw. der Prüfbericht befindet sich im Anhang A.1. In der nachstehenden Tabelle 3.4 werden die Kennwerte der Stahlprüfung zusammengestellt. Daher wird der Wert von 580 MPa als mittlere Streckgrenze  $f_{ym}$  in den Nachrechnungen verwendet.

**Tab. 3.4:** Mittelwerte der mechanischen Eigenschaften für den Betonstahl entnommen aus den Zugversuchen

Stabdurchmesser $\varnothing$ [mm]	Testdatum [-]	$\varepsilon_u$ <sup>a</sup> [%]	$\varepsilon_{p,0,2}$ <sup>b</sup> [%]	$\sigma_{p,0,2}$ <sup>c</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_u$ <sup>d</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul [GPa]
20	14.01.2020	112,9	-	580,1	675,7	196,8

<sup>a</sup> Die Dehnung bei Höchstkraft.    <sup>b</sup> Die 0,2 % Dehnungsgrenze.    <sup>c</sup> Die Streckgrenze bei 0,2 % Dehnung.

<sup>d</sup> Die höchste auftretende Zugspannung.

### 3.4.3 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau ist bei allen Versuchsserien ident aufgrund der gleichen Abmessungen und des Versuchsrahmens. Jeder Versuch besteht aus zwei aufeinander ohne Exzentrizität eingebauten Versuchskörpern. Die Kontaktfläche wird als Trockenfuge ausgeführt und simuliert die Längsfuge eines Tübbingrings.

Zwei hochfeste Stahlplatten wurden auf dem Körper platziert, um die Schädigung der Kolbenplatten der Maschine mit dem Druckstab zu verhindern. An der Außenoberfläche des Versuchskörpers wurde eine Manschette mit der Höhe von 80 mm montiert, um das Abplatzen der Kanten im Lasteinleitungsbereich zu verhindern. Beim Fehlen dieser Maßnahme könnte eine Exzentrizität der Belastung während der Versuchsdurchführung aufgrund der Unebenheit der Beanspruchungsfläche infolge des Abplatzens der Kanten entstehen. Das Messsystem zur Ermittlung der Stauchung besteht aus induktiven Wegaufnehmern. Sie wurden an allen vier Ecken montiert, um ggf. ungewollte Verdrehungen messen zu können. Mit Anpassung der Kohlefaserstäbe wurden die Wegaufnehmer auf die Länge des Versuches angepasst (vgl. Abbildung 3.6 und 3.7).

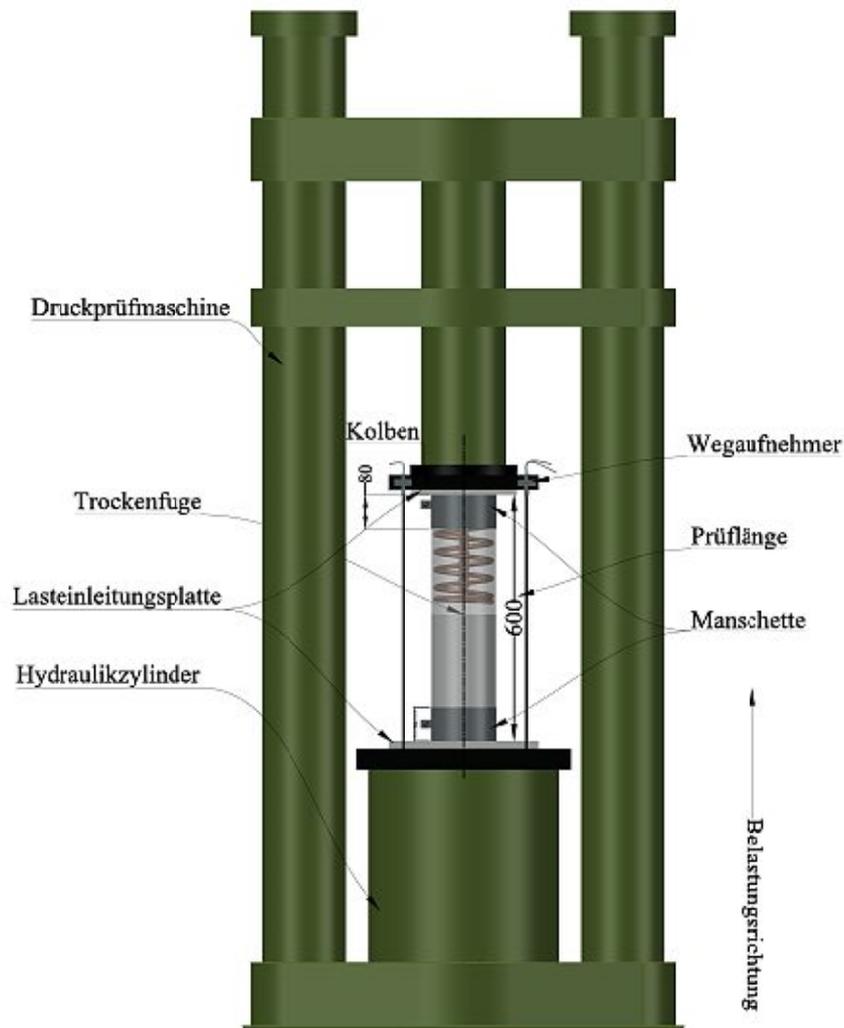


Abb. 3.6: Visualisierung des Versuchsaufbaues



(a) Versuchsaufbau Serie C

(b) Versuchsaufbau Serie RF2

Abb. 3.7: Prüfkörper während der Versuchsdurchführung

### 3.5 Versuchsdurchführung und -ablauf

Die Testdurchführung erfolgte im Labor des Instituts für Tragkonstruktion. Die Belastungsseite der Prüfkörper wurde am 19.08.2020 mit einer Schleifmaschine geschliffen, um sicherzustellen, dass dem Versuchskörper eine reine Druckkraft eingeleitet werden kann. Die Prüfung wurde mit einer kraft- und weggesteuerten Prüfmaschine vom Hersteller Schenck ausgeführt.

Vor dem Beginn des Versuches wurde die Lage der eingebauten Druckstäbe in den Versuchskörpern erneut überprüft. Im Zuge dessen wurden Versätze der Stäbe festgestellt. Diese Abweichungen von der Planung wurden sorgfältig dokumentiert (siehe Tabelle 3.6). Um die Abweichungen von dem Sollwert verringern zu können, wurden die Versuchskörper in unterschiedlichen Kombinationen innerhalb einer Versuchsserie eingebaut.

Die Entstehung der Exzentrizität "e" der benachbarten Bewehrungsstäbe e ist auch davon abhängig, wie die Versuchskörper zueinander eingebaut werden. Daher muss die Lage des Stabes beim Versuchsaufbau erkennbar sein. Die Probezylinderform besteht aus einem längs geschlitzten verschließbaren Rohr. Dieser Schlitz hinterlässt nach der Ausschalung eine sichtbare Linie an der Außenoberfläche des Betonkörpers. Die Exzentrizität "e" der Stahlstäbe wird daher mit Hilfe dieser Linie vor dem Betonieren und während des Versuchsaufbaues ausgerichtet. Ausgehend vom Endpunkt dieses Schlitzes wird der Abstand von 60 mm ( $75-e/2$ ) vor dem Betonieren gemessen, um die geplanten Versätze der Druckstäbe nach dem Einbauen der Versuchskörper sicherzustellen. Daher werden die Versuchskörper in der Prüfmaschine so ausgerichtet, dass sich diese Längslinien an der Oberfläche der beiden Versuchskörper gegenüberliegen. Somit kann eine Exzentrizität "e" von 30 mm sichergestellt werden.

Die Messeinrichtung wurde bei jedem neuen Versuch kalibriert. Der Versuch war in zwei Laststufen unterteilt. Die erste betrug zwischen 6-7 kN, die mit einem Hydraulikaggregat manuell geregelt wurde. Die Belastungsgeschwindigkeit der zweiten verschiebungsgesteuerten Laststufe betrug 1mm/min, bis der Bruch des Betonkörpers auftrat. Die Aufzeichnung der Messdaten samt dem Darstellen der Arbeitskurven erfolgte digital. Für jede Versuchsserie wurde ein Video aufgezeichnet, damit der Versuchsablauf visuell analysiert werden kann. Zudem erfolgte die Dokumentation der Ausbruchstiefe  $t_c$  nach dem Erreichen der Bruchlast an der maßgebenden Stelle und des Abstandes  $s_c$  im Fugenbereich. Dies ist notwendig, um die Nachrechnung der Versuche zu ermöglichen. In der Tabelle 3.5 ist der zeitliche Ablauf zusammengefasst.

**Tab. 3.5:** Zeitablauf

Datum	Tätigkeit
28.07.2020	Betonieren
29.07.2020	Ausschalung
19.08.202	Schleifen
24.08.2020	Materialprüfung
25.08.2020	Testdurchführung und Fortsetzung der Materialprüfung
26.08.2020	Versuchsprüfung der letzten Testproben fertigstellen

**Tab. 3.6:** Soll- und Istwert der Parameter "a" und "e" der Versuchskörper

Versuchs-Nr. [-]		a-Soll [mm]	a-Ist [mm]	e-Soll [mm]	e-Ist [mm]
V1	Serie RF1	-	-	0	0
V2		-	-	0	0
V3		-	-	0	0
V1	Serie A	0	0	0	5
V2		0	0	0	0
V3		0	0	0	0
V1	Serie B	0	0	30	27
V2		0	0	30	28
V3		0	0	30	27
V1	Serie C	50	N/A	0	N/A
V2		50	N/A	0	N/A
V3		50	N/A	0	N/A
V1	Serie D	50	N/A	30	N/A
V2		50	N/A	30	N/A
V3		50	N/A	30	N/A

# Kapitel 4

## Ergebnisse und Auswertung

### 4.1 Vorbemerkung

In diesem Kapitel werden die Resultate und die dazugehörigen Auswertungen der zentrisch druckbelasteten Versuchsserien dargestellt. Aufgabe dieser Arbeit ist es, die Bruchlast und die Stauchung der Druckversuche im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) aus den Experimenten zu ermitteln und den Berechnungen der verschiedenen Modelle gegenüberzustellen. Die Rissbilder wurden nicht aufgezeichnet, da die Versuchskörper über keine oder nur eine geringe Betondeckung verfügen. Die bewusste Fertigung ohne Betondeckung wurde für ein einfacheres Monitoring des umschnürten Kernbetons gewählt.

Es wird die Last-Stauchungskurve der Versuche in den nächsten Abschnitten gezeigt und beschrieben. Mit Hilfe der montierten Wegaufnehmer erhält man die Stauchung an der jeweiligen Stelle. Dementsprechend werden die Werte der vier Wegaufnehmer gemittelt und durch die Prüflänge (siehe Abbildung 3.6) dividiert um die Stauchung  $\varepsilon_{cc}$  in ‰ darzustellen.

Bevor die Darstellung der Kurve erfolgen konnte, war eine Anpassung des Verlaufes im Anfangsbereich erforderlich. Der Verlauf am Anfang sollte linear sein, da druckbeanspruchter Stahlbeton ein linear-elastisches Materialverhalten aufweist. Die unerwünschten nicht linearen Verformungen zu Versuchsbeginn stammen aus unvermeidbaren Luftschichten zwischen den Krafteinleitungsplatten und Versuchskörpern bzw. aus Verformungen der Druckprüfmaschine. Die volle Drucklastübertragung wird erst aktiviert, wenn die Lastübertragungsfläche plangedrückt ist.

Die Anpassung erfolgte, indem eine Funktion aus den Daten im linearen Bereich ermittelt wurde. Mit Hilfe der ermittelten Funktion wurde der lineare Bereich bis zur horizontalen Achse extrapoliert und die Kraft-Stauchungskurve in den Koordinatenursprung verschoben. Die unbereinigten Last-Stauchungskurven sind kombiniert mit den bereinigten Arbeitslinien dem Anhang B zu entnehmen. Für die Auswertung wurden die Versuchsergebnisse folgendermaßen aufbereitet:

- Messwerte tabellarisch und grafisch.
- Berechnete Widerstandsgrößen tabellarisch und grafisch.
- Last-Stauchungskurve je Versuchskörper mit dazugehörigen Auswertungsgrößen.
- Statistische Auswertung tabellarisch und grafisch.
- Vergleich der experimentellen Bruchlasten mit den Ingenieurmodellen tabellarisch und grafisch.
- Bruchbilder je Versuchsserie.

Die gemessenen und errechneten Daten werden in diesem Kapitel auch statistisch ausgewertet. Dies ermöglicht eine aussagekräftige Interpretation der Ergebnisse. Anhand der statistischen

Methode können daher Rückschlüsse von der Stichprobenanzahl  $n$  auf die Gesamtheit gezogen werden. Für diesen Zweck sind der Mittelwert  $\bar{x}$  und die empirische Standardabweichung<sup>1</sup>  $s$  von großer Bedeutung, um die Streuungsmaße zu beschreiben (siehe Gleichung (4.1)).

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$
(4.1)

Der Variationskoeffizient VarK ist in der folgenden Gleichung (4.2)

$$\text{VarK} = \frac{s}{\bar{x}}$$
(4.2)

als relatives Streuungsmaß bzw. normierte Standardabweichung ebenfalls bedeutend. Er stellt ein relatives Streuungsmaß dar und ist nicht von der Maßeinheit der statistischen Daten abhängig.

## 4.2 Last-Stauchungsbeziehung

In der Abbildung 4.1 sind die bereinigten Last-Stauchungskurven sämtlicher Versuchsserien nebeneinander dargestellt, um eine detaillierte Analyse zu ermöglichen. Unterhalb der Diagramme sind die Versuchsbilder des Bruchzustandes zur Dokumentation der Bruchform und zur Lokalisierung des Versagensortes dargestellt. Die Bildung der Last-Stauchungskurve erfolgt durch die kontinuierliche Aufzeichnung der aufgetragenen Lasten aus der Presse sowie durch den Weg mittels Wegaufnehmer (siehe Kapitel 3.4.3). Außerdem wurde die Standardabweichung der maximal erreichbaren Druckkraft in der Abbildung grafisch hinzugefügt.

Aus dem Diagramm ist das Verfestigungsverhalten der Versuchskörper ersichtlich. Dies äußert sich durch den nichtlinearen parabelförmigen Anstieg des Kurvenverlaufes. Bei der Steigerung der Druckspannung wird die Querbewehrung aktiviert. Somit erhöhen sich die einaxiale Druckfestigkeit und zugleich die Stauchung des Betons infolge dreiaxialer Druckbeanspruchung. Nach dem Erreichen der maximalen Druckbelastung herrscht aufgrund der genannten Umschnürung ein duktiler Nachbruchverhalten des Betons. Dieses Verhalten hat einen bedeutenden Vorteil insbesondere infolge der dynamischen Belastung (z. B. Erdbeben), da ein großes Verformungsvermögen des stark beanspruchten Bauteiles infolge der Plastifizierung erreicht werden kann.

Bei allen Versuchen konnte die Ursache des Versagens dem Betonkörper zugeordnet werden. Nach dem Abplatzen der gering vorhandenen Betondeckung und weiterer Belastung der Versuchskörper springt der zwischen zwei Wendelgängen der Umschnürungsbewehrung vorhandene Beton ab. Dies verursacht die Querschnittsverjüngung der Kernbetonfläche und verringert somit die verfügbare Betonfläche, welche für die Lastübertragung zur Verfügung steht.

Das Versagen der Serien A, B, C und D mit dem Stumpfstoß tritt stets im Bereich der Fuge zwischen zwei Testkörpern auf. Das Versagen der Prüfkörper wurde beim Abfall der Last definiert.

<sup>1</sup>Die empirische Standardabweichung beschreibt die durchschnittliche Abweichung von dem Mittelwert für Zufallsstichproben. Sie ist von der Standardabweichung (der Grundgesamtheit)  $\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2}$  zu unterscheiden.

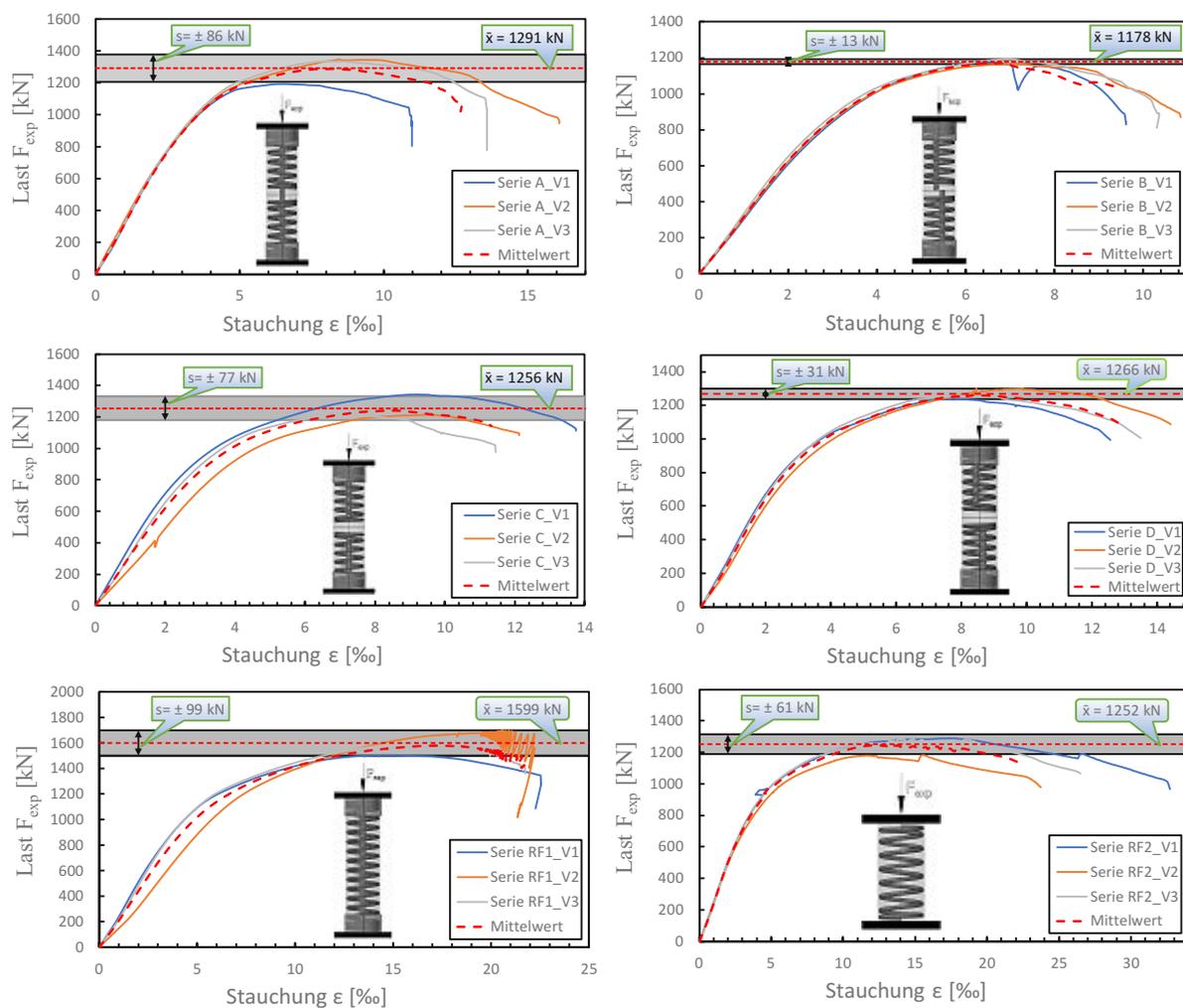


Abb. 4.1: Last-Stauchungskurven sämtlicher Versuchsserien

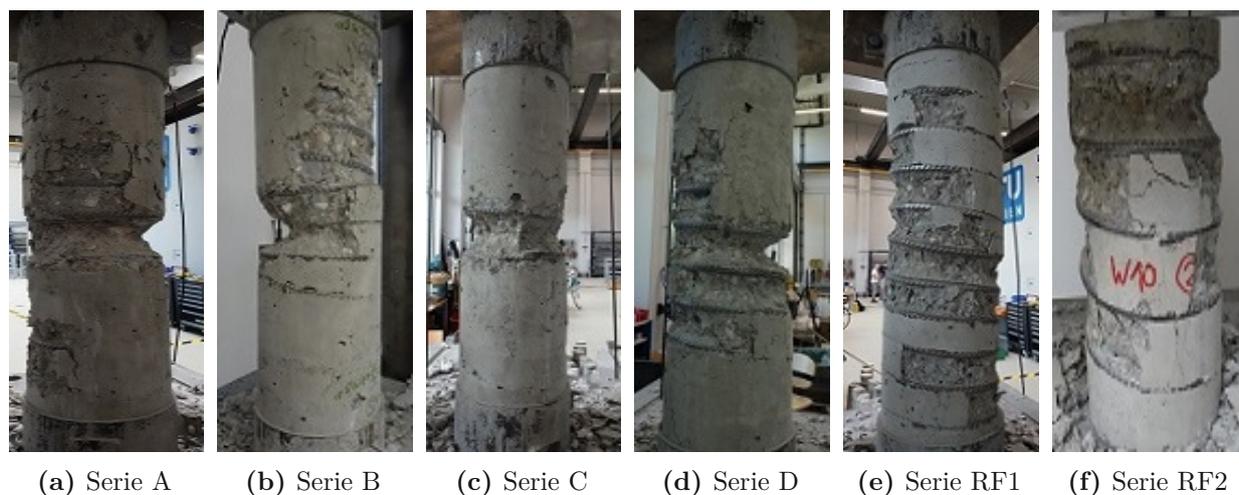


Abb. 4.2: Beispielhafte Bruchbilder der Versuchsserien

Die Versuchskörper der Serie RF1 sind nicht geschliffen worden, da es bei den Prüfkörpern mit einer Höhe von mehr als 300 mm der vorhandenen Schleifmaschine nicht möglich war. Daher wurden die Stirnseiten mit einem hochfesten Vergussmörtel ausgegossen (siehe Abbildung 4.3).



**Abb. 4.3:** Versuchskörper der Serie RF1 mit einem hochfesten Vergussmörtel

Die Prüfkörper der Serie RF 1 wurden ohne Trockenfuge mit durchgehenden vertikalen Druckstahlstab ausgeführt. Diese Serie dient dem Vergleich mit den anderen Versuchsserien, welche einen Stumpfstoß aufweisen. Die Versuchsserien A, B, C und D weisen eine Trockenfuge auf. Die Längsbewehrungsstäbe wurden mit einer Exzentrizität "e" von 30 mm bei den Serien B und D eingebaut, während die Versuchsserien D und C mit einem Abstand "a" der Längsbewehrung zur Kontaktfläche von 50 mm gekennzeichnet sind. Es sind die gemittelten Versuchslasten je Versuchsserie in der Abbildung 4.4a dargestellt und in Bezug mit der Serie RF1 ausgewertet ( $\eta = F_i/F_{RF1}$ ).

Die Versuchsserie A entspricht einer Tübbinglängsfuge mit dem neuen Bewehrungskonzept in dem idealen Zustand hinsichtlich Druckkraftübertragung, bei dem die Druckstäbe ohne das Vorhandensein einer Betondeckung perfekt zusammentreffen. Daher werden die Versuche, welche über eine Trockenfuge verfügen, mit Serie A in der Abbildung 4.4b verglichen. Die Ergebnisse der Versuchsserien B, C und D im Vergleich zur Serie A ergeben sich zu  $\eta = F_i/F_A$ . Dieser Vergleich wird allerdings ohne Berücksichtigung der unterschiedlichen Bewehrungsgrade  $\rho_s$  dargestellt.

Es ist ersichtlich, dass es zu einem geringeren Verlust der Tragfähigkeit bei den Versuchskörpern der Serien B, C und D im Vergleich mit den Versuchen der Serie A kommt. Diese Feststellung ist allerdings ebenfalls genauer zu untersuchen, da der geometrische Querbewehrungsgrad  $\rho_s$  entscheidende Auswirkung auf die mehraxiale Druckfestigkeit infolge Umschnürung hat. Die Versuchskörper weisen auf Grund von Herstellungsungenauigkeiten einen unterschiedlichen geometrischen Querbewehrungsgrad auf. Deswegen wird die Interpretation der auftretenden Bruchlasten bzw. Bruchstauchungen im Abschnitt 4.5 unter Bereinigung des Bewehrungsgrades untersucht.

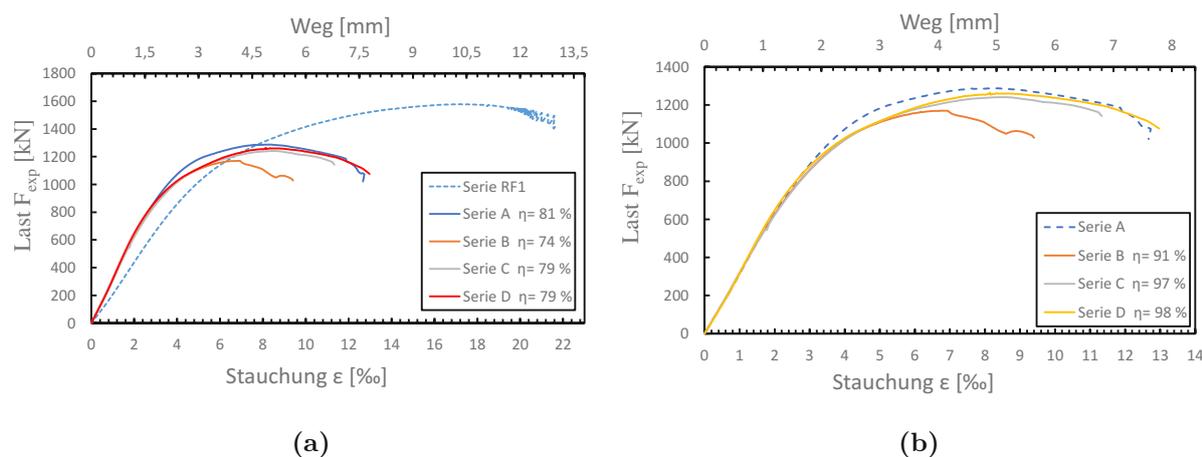


Abb. 4.4: Last-Stauchungskurven der Versuchsserien bezogen auf den Mittelwert im Vergleich mit: (a) Serie RF1, (b) Serie A

### 4.3 Experimentelle Bruchlasten

Die Bruchlasten der Versuchskörper in Abbildung 4.5 sind in Form eines Balkendiagramms gegenübergestellt. Zudem wurde die Grafik mit dem geometrischen Bewehrungsgrad der Umschnürung  $\rho_s$  des Fugenbereichs auf der sekundären vertikalen Achse versehen. Eine Darstellung des Querbewehrungsgehalts zugleich mit den Bruchlasten ist insofern interessant, da der Querbewehrungsgehalt einen wesentlichen Einfluss auf die Bruchlast hat. Die Belastung und der Versuchsaufbau waren für alle Versuche identisch.

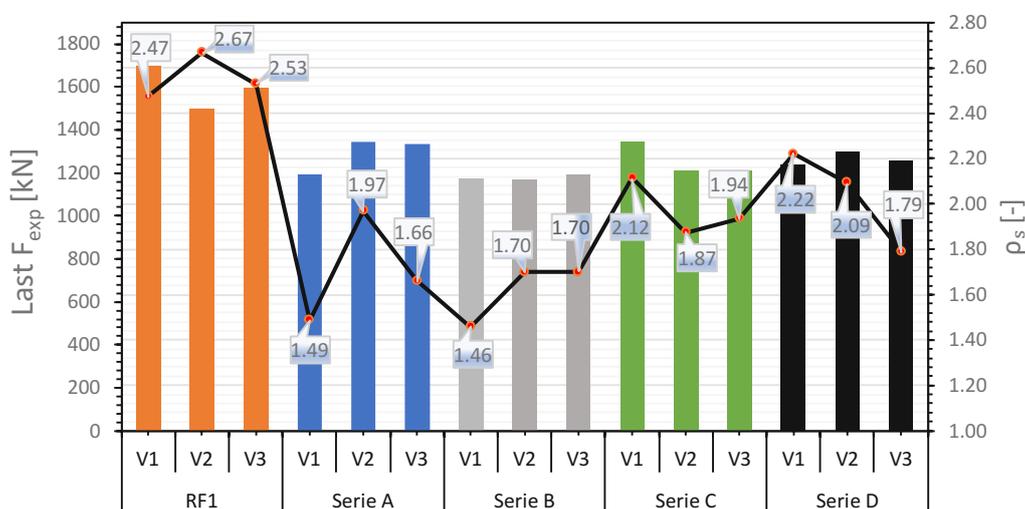


Abb. 4.5: Die Bruchlasten der Versuche in einem Balkendiagramm und der errechnete geometrische Querbewehrungsgrad  $\rho_s$

Eine tabellarische Zusammenfassung der Versuchsergebnisse ist in Tabelle 4.1 dargestellt.

**Tab. 4.1:** Zusammenfassung der Ergebnisse der Versuchsserien

Versuchs- Nr. [-]	$F_{exp}$ [kN]	$\bar{x}$ [kN]	$s$ [kN]	$\varepsilon_{cc}$ [‰]
V1	1501,2			20,55
V2	1698,8	1599	$\pm 99$	14,33
V3	1598			16,54
V1	1192,4			6,54
V2	1347,2	1291	$\pm 86$	8,48
V3	1334,8			7,94
V1	1172,8			6,37
V2	1168,4	1178	$\pm 13$	6,92
V3	1192			6,93
V1	1344,8			9,16
V2	1212	1256	$\pm 77$	9,54
V3	1211,6			7,56
V1	1240			7,52
V2	1301,2	1266	$\pm 31$	8,45
V3	1258			8,35
V1	1288,8			17,48
V2	1181,2	1252	$\pm 61$	15,54
V3	1286			14,13

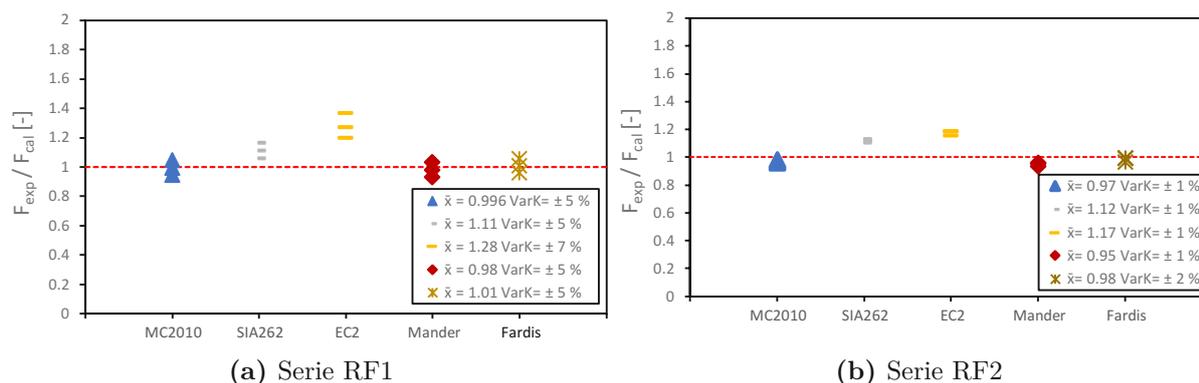
#### 4.4 Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Ingenieurmodellen

Für die Berechnung von Widerstandsgrößen mit der Berücksichtigung vom Umschnürungseffekt wurden bereits einige Ingenieurmodelle im Abschnitt 2.3 vorgestellt. Diese Modelle unterscheiden sich signifikant sobald die Querdruckspannung  $\sigma_l$  10 % der einaxialen Druckfestigkeit  $f_c$  überschreitet (vgl. Abbildung 2.7). Auf Grund dessen wurden die gemessenen Versuchslasten mit den aus verschiedenen Modellen (EC2, MC2010, SIA262, Mander und Fardis) berechneten Widerständen tabellarisch bzw. grafisch gegenübergestellt. Die vollständigen Vergleiche aller Modelle sind im Anhang C dargestellt. Die Ingenieurmodelle unterscheiden sich bei der Berechnung von der effektiven Kernbetonfläche bzw. Querdruckspannung. Eine ausführliche Berechnung ist im Anhang D zu sehen. Die für die Ermittlung der Traglasten verwendeten Gleichungen können aus Abschnitt 2.3.9 entnommen werden.

Die Versuchsserie RF2 wurde ausschließlich mit Wendelbewehrung ohne Längsstäbe im Vorfeld ausgeführt. Somit können die Ingenieurmodelle verglichen werden, ohne den Einfluss der Längsbewehrung und der Trockenfuge. Demnach wurde ein Ingenieurmodell für die Bestimmung der Widerstände ausgewählt, das die vorhandene Umschnürung bestmöglich beschreibt.

Da der Ansatz von Fardis [4] die beste Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Bruchlasten der Serie RF1 und RF2 lieferte, wird dieses Ingenieurmodell für die Nachrechnung aller Versuche ausgewählt.

In der Abbildung 4.6 wird der Vergleich der Bruchlasten aller Versuche der Versuchsserie RF1 und RF2 mit allen vorgestellten Ingenieurmodellen zusammengestellt. Es ist erkennbar, dass MC2010 ebenfalls wie Fardis eine sehr gute Übereinstimmung mit den experimentellen Bruchlasten liefert. Der EC2 unterschätzt die experimentellen Bruchlasten deutlich.



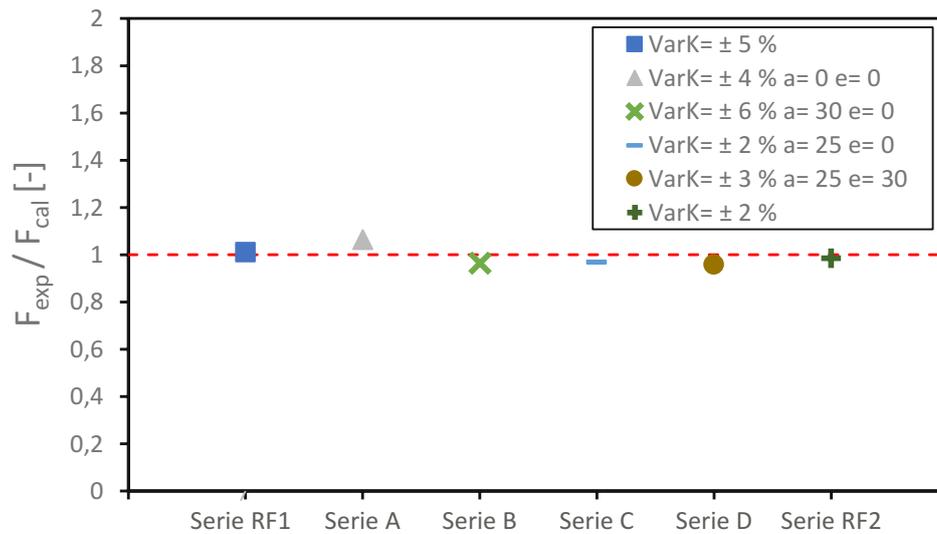
**Abb. 4.6:** Vergleich der Bruchlasten mit den errechneten Normwiderständen

In Tabelle 4.2 sind die Messdaten der Versuche mit den errechneten Widerständen bzw. Stauchungen mittels des Ingenieurmodells von Fardis zusammengestellt.

**Tab. 4.2:** Vergleich der experimentellen mit den berechneten Bruchlasten

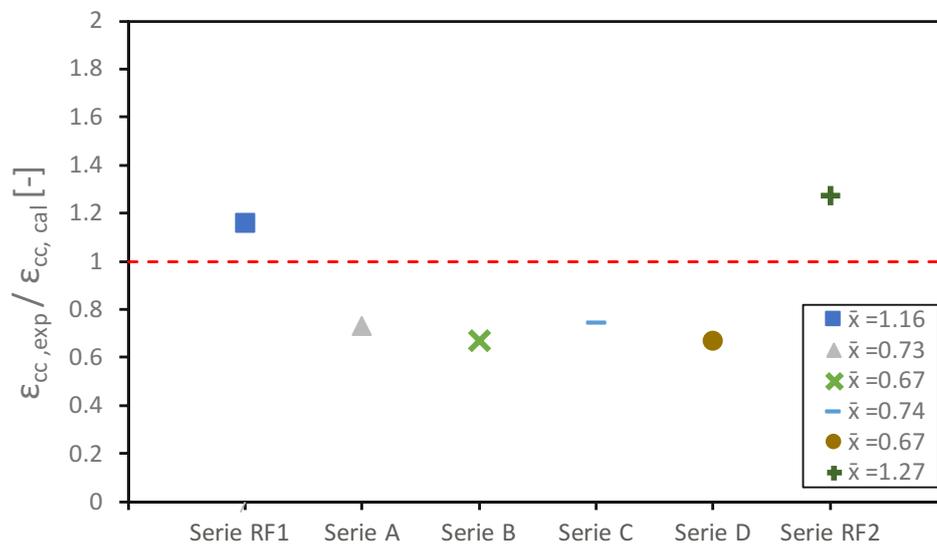
Versuchs- Nr. [-]	Experiment		Fardis		$F_{\text{exp}}/$ $F_{\text{cal}} [-]$	$\bar{x}$ [-]	VarK [%]
	F [kN]	$\varepsilon_{\text{cc}}$ [%]	F [kN]	$\varepsilon_{\text{cc}}$ [%]			
V1	Serie RF1	1501,2	20,55	1564	14,40	0,96	± 5,0
V2		1698,8	14,33	1605	15,36		
V3		1598	16,54	1582	14,67		
V1	Serie A	1192,4	6,54	1146	9,44	1,04	± 4,0
V2		1347,2	8,48	1296	11,86		
V3		1334,8	7,94	1201	10,32		
V1	Serie B	1172,8	6,37	1138	9,31	1,03	± 6,0
V2		1168,4	6,92	1266	10,51		
V3		1192	6,93	1266	10,51		
V1	Serie C	1344,8	9,16	1382	12,60	0,97	± 2,0
V2		1212	9,54	1230	11,39		
V3		1211,6	7,56	1286	11,70		
V1	Serie D	1240	7,52	1334	13,13	0,93	± 3,0
V2		1301,2	8,45	1355	12,49		
V3		1258	8,35	1277	10,96		
V1	Serie RF2	1288,8	17,48	1303	12,48	0,99	± 2,0
V2		1181,2	15,54	1217	12,41		
V3		1286	14,13	1290	12,30		

In Abbildung 4.7 wird der Vergleich der mittleren Bruchlasten aller durchgeführten Versuche mit dem Ingenieurmodell von Fardis zusammengestellt. Es ist dadurch ersichtlich, dass der Ansatz von Fardis eine angemessene Übereinstimmung mit den Versuchslasten liefert.



**Abb. 4.7:** Vergleich der mittleren Bruchlasten aller Versuche mit dem Ingenieurmodell von Fardis

In der Abbildung 4.8 werden die errechneten Stauchungen des Versuchskörpers mit den aus dem Versuch gemessenen Stauchungen gegenübergestellt. Es ist zu erkennen, dass das Ingenieurmodell von Fardis eine relativ gute Übereinstimmungen mit den Versuchsstauchungen der Serie RF1 zeigt. Jedoch überschätzt es die Stauchungen der Serien A, B, C und D und liefert ungenaue Ergebnisse. Dies kann auf das Vorhandensein einer Trockenfuge zurückgeführt werden.



**Abb. 4.8:** Vergleich der experimentellen Stauchungen mit dem Ingenieurmodell von Fardis

## 4.5 Ermittlung der Beziehung zwischen Druckfestigkeitssteigerung

$\frac{f_{cc}}{f_c}$  und Querbewehrungsgrad  $\rho_s$

Die Querdruckspannung  $\sigma_l$  liegt bei den Versuchskörpern unter 0,6 der einaxialen Druckfestigkeit  $f_c$ , daher wird ausschließlich die erste Gleichung (4.3) des Umschnürungsmodells von Fardis [4]

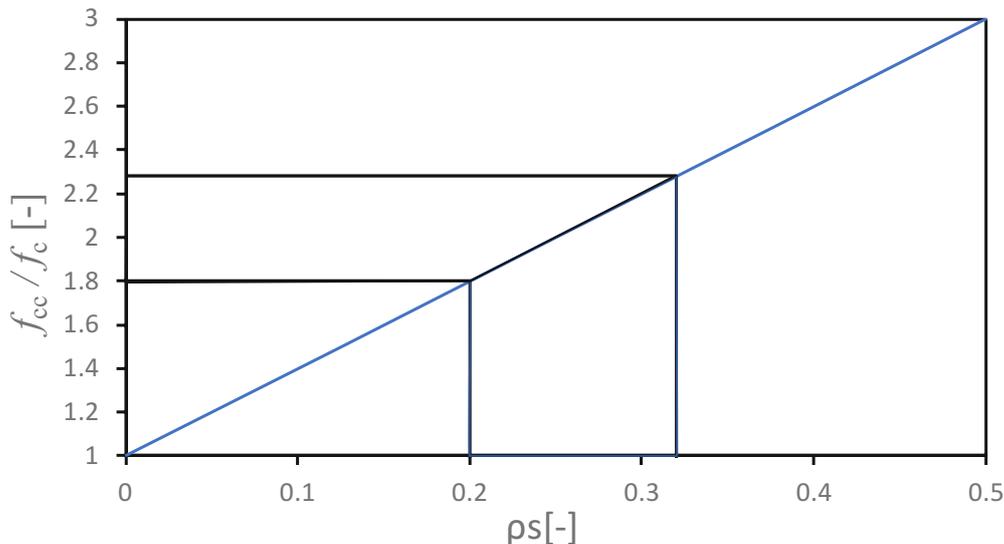
herangezogen, um die Beziehung zwischen der normierten Druckfestigkeitssteigerung  $f_{cc}/f_c$  und dem Querbewehrungsgrad  $\rho_s$  in dem Ausdruck (4.4) zu definieren.

$$\Delta f_c = 4 \cdot \sigma_l \quad \text{für} \quad \sigma_l \leq 0,6 f_c \quad (4.3)$$

Die Querdruckspannung  $\sigma_l$  ergibt sich zu  $\sigma_l = \rho_s \cdot f_{yw}$ . Die einaxiale Druckfestigkeit des Betons und die Streckgrenze der Querbewehrung werden in der Gleichung eingesetzt, da sie bei allen Versuchen gleich sind. Somit erhält man folgende Beziehung:

$$\begin{aligned} \frac{f_{cc}}{f_c} &= 1 + 4 \cdot \left( \frac{\sigma_l}{f_c} \right) \\ \frac{f_{cc}}{f_c} &= 1 + 4 \cdot \underbrace{\frac{A_{sw}}{d_c \cdot s_c}}_{\rho_s} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \\ \frac{f_{cc}}{f_c} &= 1 + 4 \cdot \frac{580}{46,3} \cdot \rho_s. \end{aligned} \quad (4.4)$$

In der unterstehenden Abbildung 4.9 wird der lineare Zusammenhang zwischen dem Querbewehrungsgrad  $\rho_s$  und der normierten Druckfestigkeitssteigerung  $f_{cc}/f_c$  gemäß Gleichung (4.4) grafisch dargestellt. Im schraffierten Bereich befinden sich die errechneten Werte vom Querbewehrungsgrad der Versuchskörper. Es ist deutlich erkennbar, dass die Druckfestigkeitssteigerung der Versuche zwischen 1,8 und 2,25 liegt.



**Abb. 4.9:** Einfluss des Querbewehrungsgrades auf die normierte Druckfestigkeitssteigerung

Diese Unterschiede von  $\rho_s$  bei den Versuchskörpern ergeben sich aus der Geometrie der Wendelbewehrung und der besonderen Einbausituation. Durch die Schrägstellung des letzten Wendelganges im Bereich der Trockenfuge entsteht ein unregelmäßiger vertikaler Fugenabstand zwischen zwei Versuchskörpern. Deswegen ergibt sich stets ein vertikaler Abstand von mehr als 50 mm im Bereich der Fuge (siehe Abbildung 4.10). Der Bereich mit dem größten Abstand war immer für das Versagen der Versuche maßgebend. Aus diesem Grund wurde der jeweils größte gemessene Abstand zwischen der Umschnürungsbewehrung im Fugenbereich für die Berechnung der Traglasten mit den Ingenieurmodellen verwendet.



Abb. 4.10: Ermittlung des maßgebenden Abstandes  $s_c$  für die Nachrechnung der Versuche

## 4.6 Zwischenfazit

Die Druckkraftübertragung in der Trockenfuge ist durch einen komplexen Spannungszustand gekennzeichnet. In diesem Bereich können die auftretenden Kräfte vollständig übertragen werden, wenn die Behinderung der Querdehnung und der dadurch hervorgerufene dreiaxiale Spannungszustand im Fugenbereich ausreichend ist.

Auf Grund der unterschiedlichen Bewehrungsgrade im Fugenbereich der Versuche ist eine direkte Aussage bezüglich der Auswirkungen auf die Traglast der geänderten Parameter (Abstand "a" und Exzentrizität "e") nicht möglich.

In der Abbildung 4.11 werden die jeweiligen Bruchlasten der Serien B, C und D mit der mittleren Bruchlast der Versuchsserie A gegenübergestellt. Dies bedeutet, dass die Versuche aus A als Referenz betrachtet werden können. Dieser Vergleich ist sinnvoll, da die Serie A als Ausschnitt einer idealen Tübinglängsfuge mit dem neu entwickelten Bewehrungskonzept gilt. Dabei bezeichnen die Prozentangaben in den grünen Kästchen die Abweichung des geometrischen Bewehrungsgehalts  $\rho_s$  der Serie B, C, und D von dem mittleren geometrischen Bewehrungsgrad  $\rho_s$  der Versuchsserie A. Die grauen Säulen stellen die einzelnen Bruchlasten der Serien B, C und D dar. Zudem wird der Tragfähigkeitsverlust mit den roten Balken grafisch ergänzt und in Prozentanteilen erfasst. Die Berechnungsdaten können aus dem Anhang D entnommen werden. Die abgebildeten Zahlen ergeben sich wie folgt:

- Abweichungsermittlung des geometrischen Bewehrungsgrades  $1 - \frac{\rho_{s,A}}{\rho_{s,i}}$ .
- Bruchlastabweichungen  $1 - \frac{F_{\text{exp},A}}{F_{\text{exp},i}}$ .

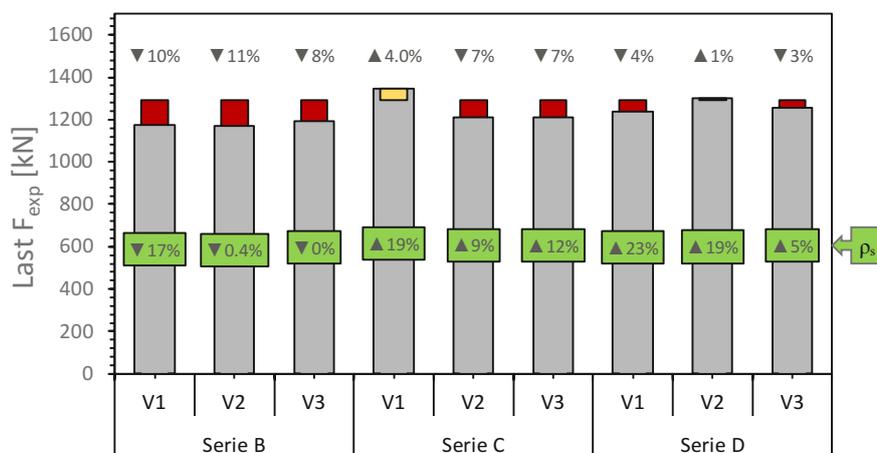


Abb. 4.11: Vergleich der Bruchlasten der Serie B, C und D mit den Versuchen der Serie A in der Abhängigkeit vom geometrischen Bewehrungsgrad  $\rho_s$

Auf den ersten Blick ist zu erkennen, dass es zu Tragfähigkeitsverlusten beim Vorhandensein eines Abstandes "a" und/oder einer Exzentrizität "e" kommen kann, obwohl einige Versuchskörper der Serien B, C und D einen höheren Umschnürungsgrad als die Versuchskörper der Serie A aufweisen.

### Vergleich der Bruchlasten durch Umrechnung auf einen theoretischen einheitlichen Bewehrungsgrad $\rho_s$ von 2 %

Um die Ergebnisse für die Interpretation möglichst aussagekräftig zu machen und den Einfluss der unterschiedlichen Querbewehrungsgrade zu bereinigen erfolgt eine Anpassung der Ergebnisse. Dazu wird die lineare Beziehung zwischen  $\rho_s$  und Druckfestigkeitssteigerung in der Gleichung (4.4) herangezogen, um die Bruchlasten anzupassen. Dies erfolgt mit Hilfe vom Umschnürungsmodell nach Fardis [4]. Da der Umschnürungseffekt bzw. die Versuchslast mit diesem Modell im Fugenbereich sehr gut abgeschätzt werden kann, können die Bruchlasten der Versuche bei einem bestimmten geometrischen Bewehrungsgrad ermittelt werden. Wie bereits erwähnt, wird die Gleichung(4.5) für die Berechnung von der aufnehmbaren Druckkraft des Querschnitts der Versuchskörper nach Fardis verwendet. In der Gleichung zu sehen ist, dass die Betondruckfestigkeit unter mehraxialer Belastung in der Fläche ( $A_e - A_{sl}$ ) angesetzt wird. Diese Druckfestigkeit ist vom Bewehrungsgrad  $\rho_s$  linear abhängig (siehe Gleichung (4.4) bzw. Abbildung 4.9).

$$F_{\text{cal.}} = (A_{\text{cc}} - A_e) \cdot f_c + (A_e - A_{\text{sl}}) \cdot f_{\text{cc}} + A_{\text{sl}} \cdot f_{\text{yl}} \quad (4.5)$$

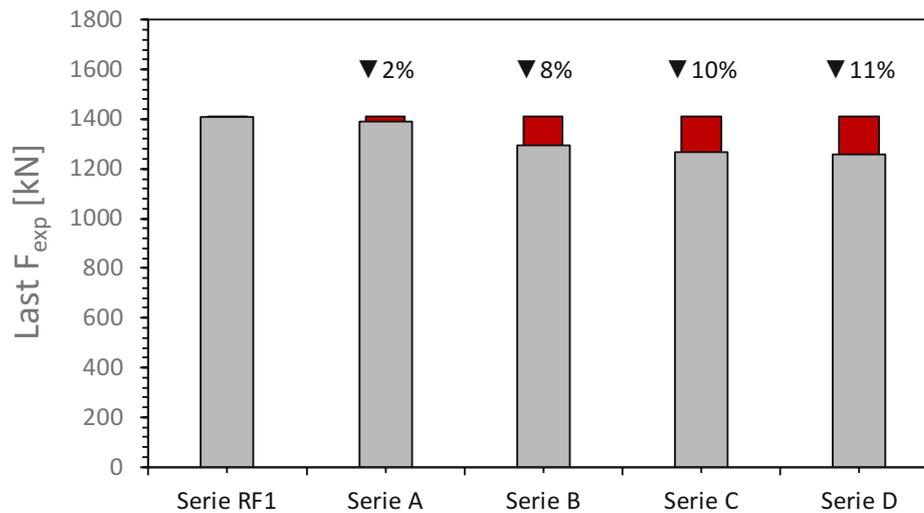
Daher wird diese Druckfestigkeit erneut mit Berücksichtigung eines theoretischen Querbewehrungsgrades ermittelt. Dies erfolgt folgendermaßen durch die Bereinigung der Querbewehrungsgrade:

- Der erste Schritt ist die Festlegung eines bestimmten Querbewehrungsgrades. Dies erfolgt durch die Anpassung des Abstandes  $s_c$  in der Formel  $\rho_s = \frac{2 \cdot A_{\text{sw}}}{d_c \cdot s_c}$ , um ein  $\rho_s$  von 2,0% zu erzielen.
- Danach folgt eine neue Berechnung der Querdruckspannung  $\sigma_l$  bei einem Querbewehrungsgrad von 2,0 %.
- Ermittlung der Druckfestigkeit  $f_{\text{cc}}$  und dementsprechend die aufnehmbare Druckkraft  $F_{\text{cal.}, \rho_s=2.0}$ .
- Ermittlung des Verhältnisses zwischen der aufnehmbaren Druckkraft  $F_{\text{cal.}, \rho_s=2.0}$  mit einem geometrischen Querbewehrungsgrad  $\rho_s = 2,0\%$  und der aufnehmbaren Druckkraft mit dem tatsächlichen geometrischen Querbewehrungsgrad  $\rho_s$  der Versuchskörper.
- Anschließend werden die gemessenen Bruchlasten mit dem Bereinigungsfaktor  $\frac{F_{\text{cal.}, \rho_s=2.0}}{F_{\text{cal.}}}$  multipliziert.

Auf der Grundlage der bereits erwähnten linearen Beziehung zwischen der Druckfestigkeitssteigerung und dem geometrischen Querbewehrungsgrad, können die Versuchslasten ebenso im letzten Schritt linear angepasst werden. Der Unterschied im Verhältnis  $\frac{F_{\text{cal.}, \rho_s=2.0}}{F_{\text{cal.}}}$  bezieht sich auf die Änderung der Druckfestigkeit  $f_{\text{cc}}$  infolge Bereinigung des geometrischen Querbewehrungsgrades. In der Tabelle D.4 können die neu ermittelten Bruchlasten und die dazugehörigen Daten entnommen werden.

Die in der Problemstellung 1.2 formulierten Fragen nach den Tragfähigkeitsverlusten können aus der Abbildung 4.12 beantwortet werden und zusammenfassend folgende Aussagen formuliert werden:

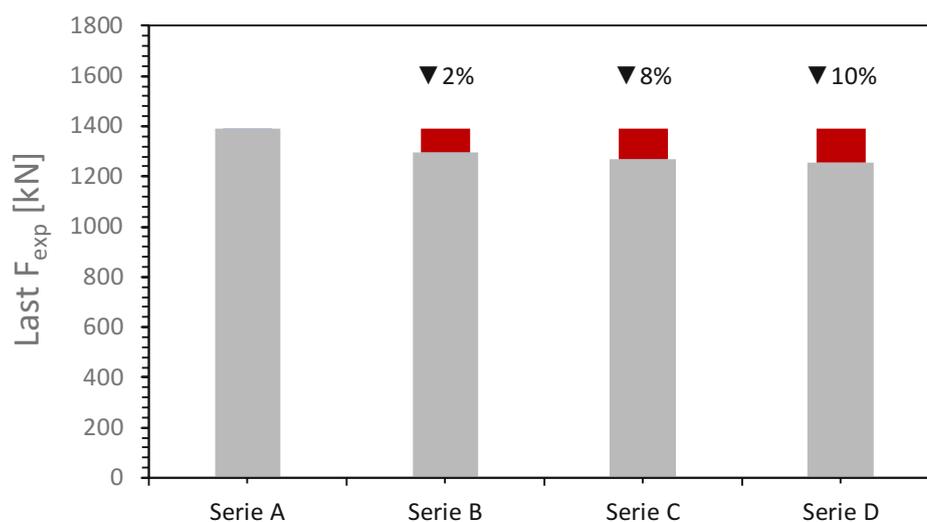
- Der Tragfähigkeitsverlust aufgrund der Existenz einer Trockenfuge liegt bei 2 % (Serie A).
- Der Tragfähigkeitsverlust aufgrund der Existenz einer Exzentrizität der Längsstäbe  $e = 30$  mm liegt bei 8% (Serie B).
- Der Tragfähigkeitsverlust aufgrund der Existenz eines Abstandes  $a = 50$  mm vom Längsstab zur Kontaktfläche liegt bei 10% (Serie C).
- Der Tragfähigkeitsverlust aufgrund der Existenz einer Exzentrizität der Längsstäbe  $e = 30$  mm und eines Abstandes  $a = 50$  mm vom Längsstab zur Kontaktfläche ist gleich 11% (Serie D).



**Abb. 4.12:** Vergleich der Bruchlasten der Serien A, B, C und D mit der Serie RF1 nach der Umrechnung auf den theoretischen Bewehrungsgrad  $\rho_s = 2$  %

In Abbildung 4.13 werden die Versuche B, C und D mit den Versuchen der Serie A grafisch dargestellt. Aus diesem Vergleich können folgende Schlüsse zusammengefasst werden:

- Der Tragfähigkeitsverlust aufgrund der Existenz einer Exzentrizität der Längsstäbe  $e = 30$  mm liegt bei 2% (Serie B).
- Der Tragfähigkeitsverlust aufgrund der Existenz eines Abstandes  $a = 50$  mm vom Längsstab zur Kontaktfläche liegt bei 8% (Serie C).
- Der Tragfähigkeitsverlust aufgrund der Existenz einer Exzentrizität der Längsstäbe  $e = 30$  mm und eines Abstandes  $a = 50$  mm vom Längsstab zur Kontaktfläche ist gleich 10% (Serie D).



**Abb. 4.13:** Vergleich der Bruchlasten der Serien B, C und D mit der Serie A nach der Umrechnung auf den theoretischen Bewehrungsgrad  $\rho_s = 2\%$

# Kapitel 5

## Numerische Simulation mittels ATENA

### 5.1 Einführung

Die computerunterstützte Berechnung des Tragverhaltens von Stahlbetonbauwerken ist mit der Anwendung von der Finite Elemente Methode (FEM) signifikant angewachsen. Mit dieser Methode ist das Lösen der komplexen Aufgabenstellung mit Hilfe von leistungsfähigen Computern heutzutage möglich, da die Finite Elemente Methode in der Regel sehr aufwendig ist und erhebliche Rechenleistung benötigt.

Computergestützte Anwendungen, basierend auf der FEM, sind zu einem fundamentalen Entwurfswerkzeug von den Betonbauteilen bzw. Betontragwerken im Bauingenieurwesen geworden.

Für die Quantifizierung von physikalischen Materialeigenschaften werden experimentbasierte Materialmodelle in den FE-Anwendungen (z. B. ATENA) verwendet. Um eine möglichst realitätsnahe computergestützte Berechnung zu erhalten, werden die Materialparameter der Computermodelle in dieser Arbeit mit experimentellen Versuchen angepasst. Die Schwierigkeit bei der Verwendung von FE-Anwendungen ist es, die Ergebnisse richtig zu interpretieren, da vor allem bei nicht linearen Berechnungen sehr viele Faktoren Einfluss auf das Ergebnis haben. In dem Kapitel wird aus diesem Grund auf die Frage eingegangen, welche Ergebnisse aus den numerischen Berechnungen eine Bedeutung für den Vergleich mit den durchgeführten Versuchen haben.

Für die Modellierung der Versuche wird das Programm GID 10.0.9 mit einer zusätzlichen Schnittstelle („Interface“) von ATENA verwendet. Die Simulation erfolgte in ATENA Studio Version 5.6.1. Die ATENA-Software kann als virtuelles Labor genutzt werden. In der Software wird der Problemtyp "Statik" (siehe Abbildung 5.1) sowie die Materialmodelle und Randbedingungen definiert. Zu den Randbedingungen zählen die Belastungsgeschichte, die Lagerbedingungen, „Monitoring Points“ und die Definition der Kontaktart zwischen zwei Versuchskörpern. Das geometrische Modell wird in AutoCAD mittels Linien- und Flächenelementen gezeichnet und in die Software GID importiert. Dabei werden die Flächen in Volumina umgewandelt und ein Netz („Mesh“) generiert. Den jeweiligen Linien- und Volumenelementen wird das entsprechend definierte Material zugewiesen. Das Materialmodell wird vorher festgelegt und dessen Parameter an einen experimentellen Versuch angepasst. Die Anpassung erfolgte in zwei Schritten:

- Anpassung der Kurve im Initialbereich und
- Darstellung des plastischen Plateaus im Nachbruchverhalten.

Im ersten Schritt sind der E-Modul, die Randbedingungen, die Druck- und Zugfestigkeit und die zusätzlichen Verformungen des Betons wie Schwinden festgelegt. Das plastische Verhalten wird von der Bruchenergie  $G_f$  und der plastischen Dehnung  $\varepsilon_c^p$  beeinflusst.

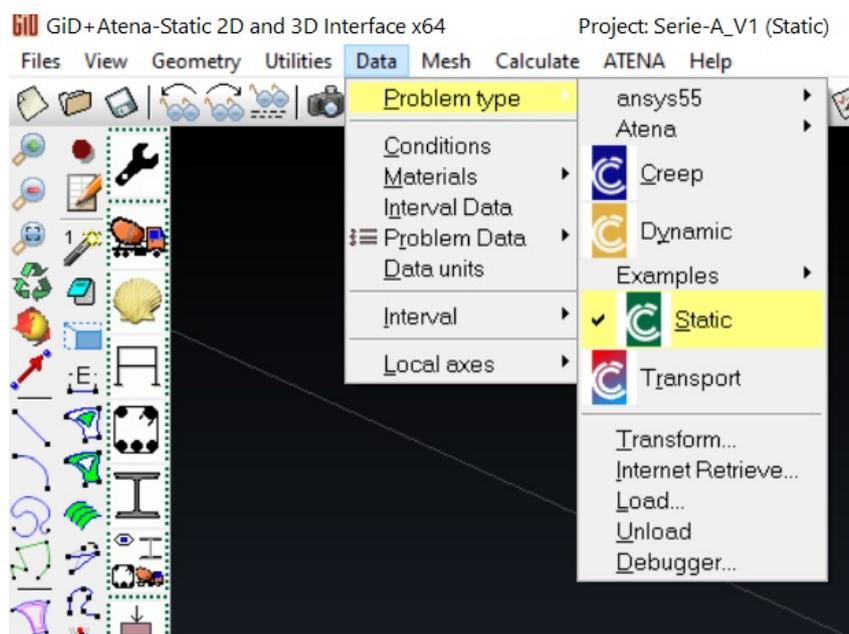


Abb. 5.1: Definition des Problemtyps in GID

## 5.2 Baustoffe-ATENA

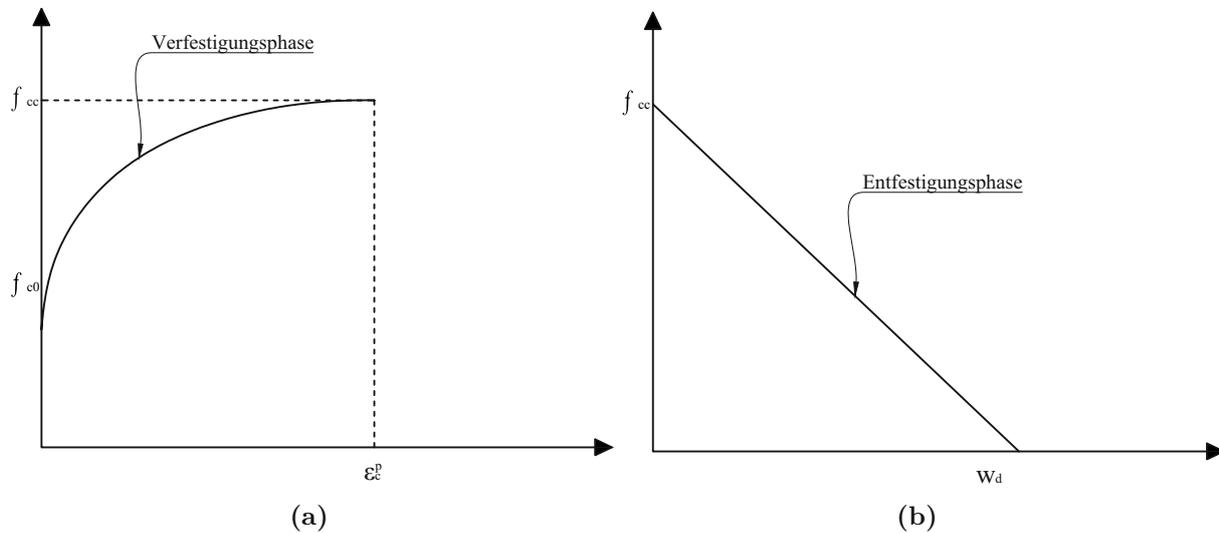
In diesem Abschnitt werden die ausgewählten Materialmodelle sowie die dazugehörigen Materialparameter, welche für die Simulation erforderlich waren, beschrieben. Dieser Schritt erfolgte nach der Modellierung der Geometrie.

### 5.2.1 Beton („Fracture–Plastic Constitutive Model“)

Für die Definition der Materialkennwerte des Betons wird der Prototyp „CC3DNonLinCementitious2“ (in GID „Concrete EC2“) angewendet. Entscheidend für die Auswahl eines Prototyps war die Berücksichtigung des Umschnürungseffekts. Dieses Modell wird grundsätzlich verwendet um das plastische Materialverhalten des Betons zu beschreiben und somit ist es geeignet für die Darstellung des duktilen Verhaltens eines umschnürten Druckglieds. Die Druckfestigkeit sowie die Dichte des Betons wurden experimentell bestimmt. Die Dichte des Betons wurde in der Software nicht angegeben, da diese ausschließlich für die Ermittlung von Massen bei der dynamischen Simulation herangezogen wird [2, S. 33]. Somit wird das Eigengewicht des Bauteiles bei den statischen Problemen nicht automatisch durch die Umrechnung der Dichte bestimmt. Dennoch kann es durch die Definition eines zusätzlichen Lastintervalls berücksichtigt werden, in dem eine Last für Volumina aufgebracht wird. Das Eigengewicht wurde aus Vereinfachungsgründen in die Berechnung nicht miteinbezogen.

Das Modell bezeichnet sich hauptsächlich durch zwei Phasen, welche das Ver- und Entfestigungsverhalten des Betons „hardening/softening“ (siehe Abbildung 5.2) erläutern. Für die Bildung der elliptischen Kurve in der Abbildung 5.2a wird die Gleichung (5.1) für die Bestimmung der Druckfestigkeit  $\hat{f}_c(\varepsilon_{eqp})$  im Verfestigungsbereich herangezogen, wobei  $\varepsilon_{eqp}$  die äquivalente Betonstauchung ist. Mit dieser wird die Entwicklung der Druckfestigkeit  $\hat{f}_c$  an der Fließfläche mit dem Intervall  $\varepsilon_{eqp} \in \langle -\varepsilon_c^p; 0 \rangle$  begrenzt. Die Druckfestigkeit  $f_{c0}$  und die plastische Stauchung beim Erreichen von  $f_{cc}$  werden als Eingabeparameter betrachtet und sind entscheidend für den

Anfang des nichtlinearen Verhaltens der Verfestigungskurve. Daher sind diese Werte besonders sorgfältig mit Hilfe der Gleichung (5.2) gemäß [18] auszuwählen.



**Abb. 5.2:** Ver- und Entfestigungsverhalten des Betons nach VAN MIER aus [3]

$$\hat{f}_c(\varepsilon_{eqp}) = f_{c0} + (f_{cm} - f_{c0}) \sqrt{1 - \left( \frac{\varepsilon_c^p - \varepsilon_{eqp}}{\varepsilon_c^p} \right)^2} \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_c^p = \frac{f_{cm}}{E_c} (1 - 2\nu) \quad (5.2)$$

$$f_{c0} = f_{cm}^{1,855} / 60$$

Das absteigende lineare Entfestigungsverhalten in der Abbildung 5.2b wird ab der plastischen äquivalenten Betonstauchung in eine Verschiebung umgeschrieben. Dieser Wert beträgt 0,5 mm für Normalbeton [3, S. 23]. In dem Entfestigungsbereich wird die Stauchung mit dem Intervall  $\varepsilon_{eqp} \in \langle -\infty; -\varepsilon_c^p \rangle$  begrenzt.

In der Tabelle 5.1 werden die verwendeten Materialkennwerte des Betons zusammengefasst.

**Tab. 5.1:** Materialkennwerte des Betons in ATENA

$E_c$	$\nu$	$f_t$	$f_{cm}$	$G_f$	$\varepsilon_{cp}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[kN]	[kN]	[N/m]	[-]
31000	0,2	3,39	-46	84,77	-0,00089

### 5.2.2 Betonstahl EC2

ATENA unterstützt grundsätzlich zwei Varianten für die Modellierung von Bewehrung, nämlich die verschmierte und die diskrete Bewehrung. Auf die Erste wird nicht weiter eingegangen, da die zweite Variante für die Nachrechnung der Versuche angewendet wird. Zunächst wird die Wendelbewehrung in AutoCAD als Helix erzeugt. Diese wird von GID in eine lesbare Linie (die non-uniform rational B-Splines (NURBS)) konvertiert. Der vertikale Bewehrungsstab wird direkt in GID als Linie gezeichnet. Danach werden den jeweiligen Stahlprofilen das Materialmodell

„1DReinforcement“ zugewiesen. In diesem Modell ist es möglich, den Betonstahl gemäß ÖNORM EN 1992 [16] mit dem Prototyp „CCReinforcement“ wie in der Abbildung 5.3 zu definieren.

Die zweite Modellierungsvariante ist dadurch gekennzeichnet, dass die Bewehrungsstäbe völlig unabhängig von dem generierten Netz des 3D-Körpers in der Modellierungsphase sind. In GID wird die Bewehrung als Linie betrachtet. Erst beim Analysieren mittels ATENA werden spezielle Fachwerkelemente die sogenannten „CCIsoTruss“ entlang der Linie erzeugt. Diese Elemente repräsentieren die geometrische Form der Bewehrung. Die in der Software ATENA zerlegten einzelnen Segmente (Betonstahl) werden dann durch spezielle Nebenbedingungen „Master/Slave-constraints“ im Körpernetz eingebettet. Diese Nebenbedingungen schaffen die Verbindung zwischen Beton und den Bewehrungsstäben. In der Tabelle 5.2 sind die verwendeten Betonstahl-Kennwerte zusammengefasst.

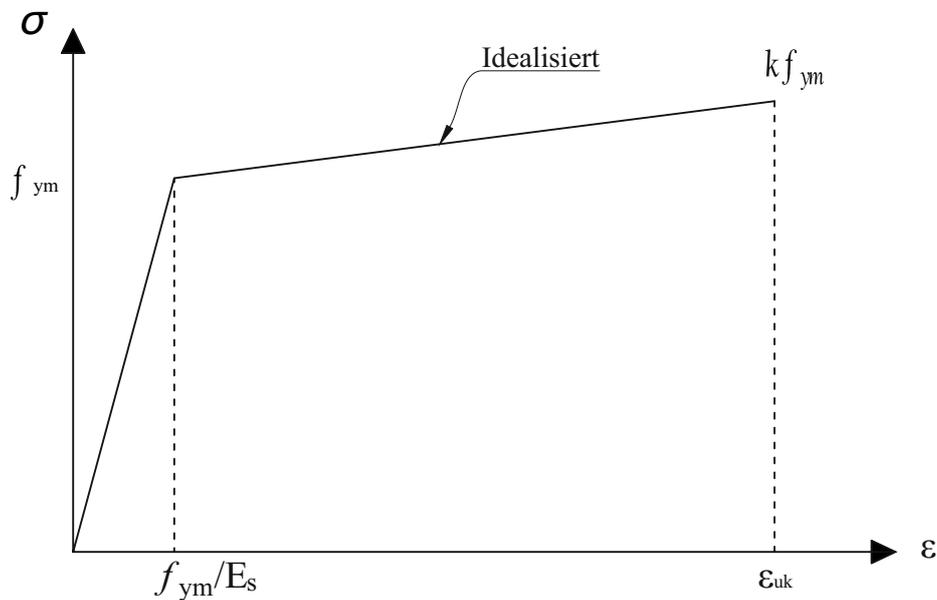


Abb. 5.3: Rechnerische Spannungs-Dehnungslinie des Betonstahls nach [16]

Tab. 5.2: Materialkennwerte des Betonstahls B550B in ATENA

$E_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ym}$ [kN]	$k$ [-]	Dichte [t/m <sup>3</sup> ]	$\epsilon_{uk}$ [%]	Klasse [-]
200000	580	1,08	7,85	5,0	B

### 5.3 Randbedingungen

Um das Problem zu vereinfachen und die Rechenzeit zu reduzieren, wurden die Lasteinleitungsplatten und Manschetten nicht modelliert. Als Überprüfung, ob diese Vereinfachung einen negativen Einfluss auf die Berechnung der Traglast hat, wurde für einen Versuch ein Vergleichsmodell mit den Lasteinleitungsplatten sowie den montierten Manschetten simuliert (siehe Abbildung E.1 im Anhang E). Beide Modelle lieferten die gleiche Bruchlast.

Die Definition der Randbedingungen am oberen Ende des Druckgliedes erfolgte mit einem unverschieblichen Flächenaufleger in allen drei Richtungen. Am unteren Ende wurde der Versuchskörper mit einem in Z-Richtung verschieblicher Flächenaufleger versehen. Die Versuchskörper

wurden im Bereich der Trockenfuge mit einem sogenannten „Fixed Contact for Surface“ gelagert. Mit diesen speziellen Nebenbedingungen werden die Relativverschiebungen zwischen den beiden Versuchskörpern in der Trockenfuge verhindert (siehe Abbildung 5.4). Dies bedeutet, dass das Gleiten der Versuchskörper in horizontaler Richtung ausgeschlossen ist.

Die sogenannten „Monitoring Points“ bzw. „MaxMonitor for Surface“ sind weder Randbedingung noch Lasten. Sie sind aber notwendig, um die Daten während der Simulation aufzuzeichnen. Somit wird es möglich, die Last-Verschiebungslinie darzustellen. Mit „MaxMonitor for Surface“ können alle Werte über einen bestimmten Bereich summiert werden. Dieser Monitoringtyp wird an der belasteten Oberfläche angesetzt, um die Last (=Reaktion) aufzuzeichnen. Die Erfassung von Verschiebungswerten erfolgte mittels „Monitoring Points“, um die Arbeitslinie abzubilden.

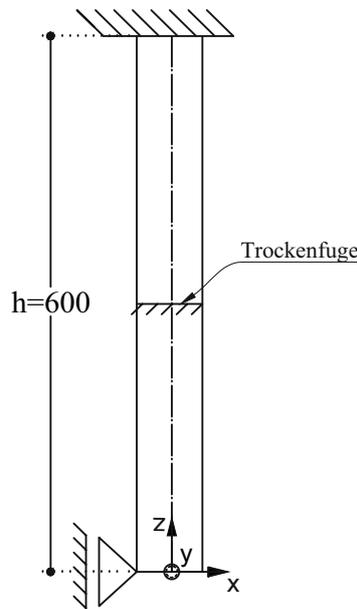
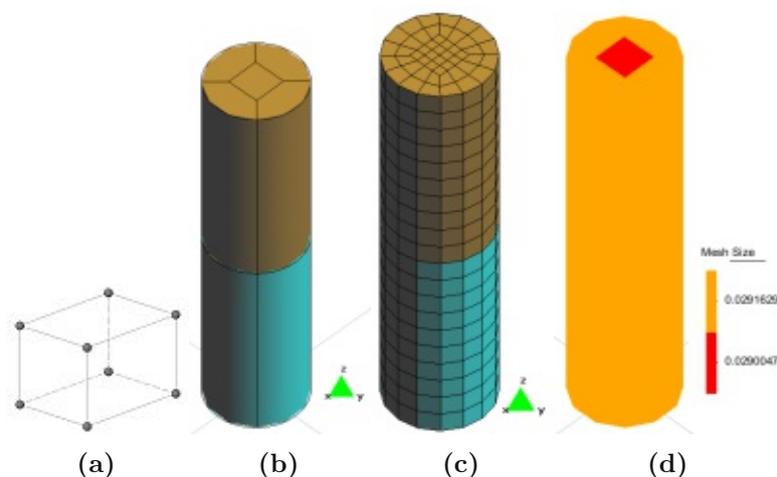


Abb. 5.4: Auflagerandbedingung

## 5.4 FE-Netz „Mesh“

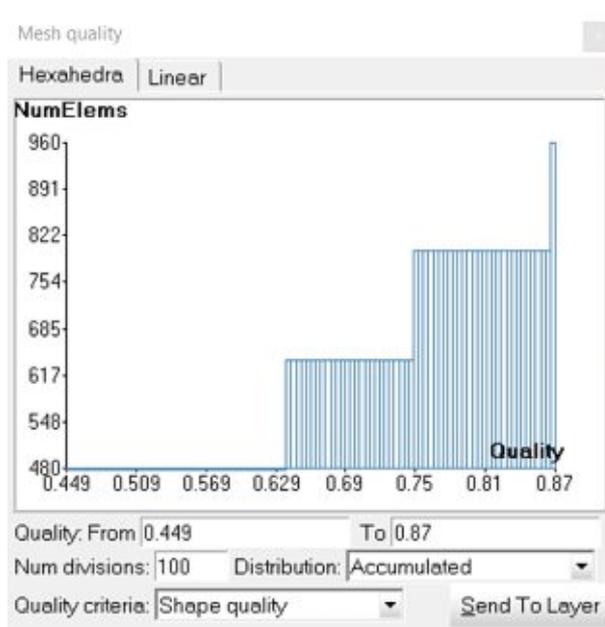
Für die Berechnung mittels FEM wird ein FE-Netz benötigt. Das FE-Netz hat einen erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse. Daher ist eine geeignete Wahl des Netzes hinsichtlich der Geometrie, FE-Anzahl, sowie seiner Größe für eine verlässliche und akzeptable Lösung vorausgesetzt (vgl. [7]). Generell kann ein verfeinertes Netz ein zufriedenstellendes Ergebnis liefern. Die globale Verfeinerung erfordert eine erhöhte Rechenzeit. Eine lokale Verfeinerung im zu untersuchenden Bereich kann zu ähnlich genauen Ergebnissen führen. Des Weiteren kann das Verhältnis der Elementkantenlängen (= längste zur kürzesten Kante eines Elements) problematisch sein. Ein Verhältnis von 3:1- 4:1 wird aus diesem Grund lt. [2] empfohlen.

Für eine ideale Lösung wird daher der 3D-Elementtyp Hexaeder mit 8 Knoten in der Abbildung 5.5a für das FE-Netz festgelegt. Dieses Element ist allerdings mit einem Zylinder nicht kompatibel, da für die Ausführung dieser Form eine vierkantige Geometrie erforderlich ist. Der Versuchskörper wurde daher in vier Segmente zerlegt, um die erwähnten sechs Begrenzungsflächen verwenden zu können (siehe Abbildung 5.5).



**Abb. 5.5:** FE-Netz generieren. (a) Hexaeder mit 8 Knoten, (b) zerlegte Volumenkörper, (c) erzeugtes Netz, (d) Netzgröße

Mit der Software GID ist es möglich, die Netzqualität statistisch zu erfassen. Exemplarisch wird hier die Formqualität als ein von einigen anderen Kriterien für die Beurteilung der Qualität des FE-Netzes in der Abbildung 5.6 gezeigt. Wenn die Formqualität dem Wert 1 entspricht, handelt es sich um ein perfektes FE-Element. Für alle Versuche wurde ein identisches FE-Netz generiert.



**Abb. 5.6:** Formqualität des FE-Netzes

## 5.5 Nichtlineares Iterationsverfahren

Mittels ATENA kann die Lösung eines FE-Problems mit nicht linearen Materialmodellen mit Hilfe von drei Näherungsverfahren berechnet werden. Es wird zwischen dem Newton-Raphson'schen Iterationsverfahren, dem modifizierten Newton-Raphson'schen Iterationsverfahren und der Arc

Length-Methode unterschieden. Die Wahl des Verfahrens ist abhängig von der Problemstellung und es empfiehlt sich die folgenden Anforderungen zu überprüfen:

- Art der Belastung (Zwangsverschiebung oder Last),
- Konvergenzverhalten,
- die Eignung für die zu untersuchende Aufgabenstellung (Umschnürungseffekt bzw. Ver- und Entfestigungsverhalten),

Nach der Gewichtung dieser Anforderungen wurde das Newton-Raphson'sche Iterationsverfahren für die iterative Lösung eingesetzt. Diese Iterationsmethode zeichnet sich hauptsächlich durch die schnelle Konvergenz aus. Dies ist in der Abbildung 5.7 ersichtlich. Das Verfahren weist eine quadratische Konvergenz auf. In ATENA wird die Gleichung (5.3) für die Ermittlung der Steifigkeitsmatrix  $\mathbf{K}$  für die  $i - te$  Iteration innerhalb eines bestimmten Lastinkrements verwendet. Hintergrund dieser Gleichung ist die Formulierung des Prinzips der virtuellen Verschiebungen (PvV) auf der Elementebene. Aufgrund des verwendeten nichtlinearen Materialverhaltens und der inneren Kräfte weist diese Gleichung eine nichtlineare Lösung auf.

$$\mathbf{K}(\underline{u}_n^{i-1}) \Delta \underline{u}_n^i = \underline{P}_{ext} - \underline{P}_{in}(\underline{u}_n^{i-1}) \quad (5.3)$$

Dabei ist

$\mathbf{K}(\underline{u}_n^{i-1})$	Steifigkeitmatrix in Abhängigkeit von dem Verschiebungsvektor;
$\Delta \underline{u}_n^i$	Vektor eines Verschiebungsinkrements;
$\underline{P}_{ext}$	Vektor der gesamten aufgebrachtten äußeren Knotenkräfte;
$\underline{P}_{in}(\underline{u}_n^{i-1})$	Vektor der inneren Knotenkräfte;
$i - te$	Iterationsschritte;
$n$	Lastschritte.

Das Kraftresiduum  $\underline{R}_n^{i-1}$  wird als Laststeigerung in dem rechten Term  $\underline{P}_{ext} - \underline{P}_{in}(\underline{u}_n^{i-1})$  gerechnet. Alle Werte des  $i - te$  Iterationsschrittes sind bereits von dem vorherigen Lösungsschritt bekannt. Die Steifigkeitmatrix  $\mathbf{K}$  wird somit invertiert, um das Verschiebungsinkrement  $\Delta \underline{u}_n^i$  gemäß Gleichung (5.4) zu ermitteln.

$$\Delta \underline{u}_n^i = \left( \mathbf{K}(\underline{u}_n^{i-1}) \right)^{-1} \underline{R}_n^{i-1} \quad (5.4)$$

Die Verschiebungen werden gemäß Gleichung (5.5) aktualisiert, um das Kraftresiduum nach Gleichung (5.6) neu zu berechnen.

$$\underline{u}_n^i = \underline{u}_n^{i-1} + \Delta \underline{u}_n^i \quad (5.5)$$

$$\underline{R}_n^i = \underline{P}_{ext} - \underline{P}_{in}(\underline{u}_n^i) \quad (5.6)$$

Es ist daher notwendig, die nichtlineare Gleichung (5.3) mehrmals zu iterieren, bis das Kraftresiduum  $\|\underline{R}_n^{(i)}\|$  kleiner als der festgelegte Toleranzwert ist. Dies wird durch Konvergenzkriterien (siehe Abschnitt 5.7) kontrolliert. Der Nachteil dieses Verfahrens sind viele Rechenoperationen, da die Steifigkeit in jedem Iterationsschritt bestimmt werden muss. Diese Methode kann erst mit dem Auswählen des Steifigkeitstypes „Tangent Predictor“ in GID aktiviert werden [3].



- „Criter. 2“: Relativer Kraftresiduum-Fehler (Residuumskriterien),
- „Criter. 3“: Absoluter Kraftresiduum-Fehler (Residuumskriterien),
- „Criter. 4“: Energiekriterien (Produkt vom relativen Kraftresiduum-Fehler und Verschiebungsfehler).

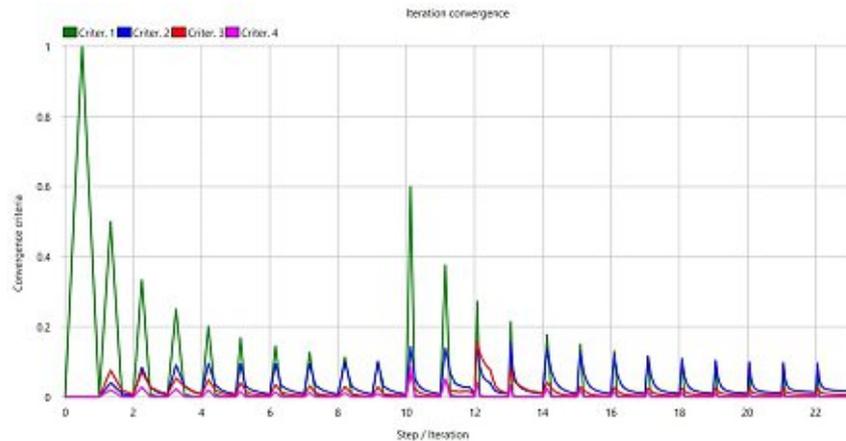


Abb. 5.8: Konvergenzprozess eines Versuches in ATENA

In Abbildung 5.8 sind die zwei Lastintervalle ersichtlich. Am Ende des Lastschrittes 10 enden die Schwindverformungen und anschließend beginnt die weggesteuerte Belastung. Die an der vertikalen Achse dargestellten Werte sind relative Fehlermaße. Dies bedeutet, dass der Wert von beispielsweise 0,1 dem Fehler von 10% entspricht. Die Lösung wird akzeptiert, wenn der Fehler aller vier Kriterien unter 10% liegt.

## 5.8 Auswertung und Vergleich mit den experimentellen Versuchen

Die Versuchsserien, welche mit einer Trockenfuge ausgeführt wurden, wurden mit den aus dem Experiment dokumentierten Abweichungen modelliert und mittels ATENA nachgerechnet. Die bei den experimentellen Versuchen variierenden Bewehrungsgrade  $\rho_s$  der Versuchskörper aufgrund Herstellungsungenauigkeiten wurden bei der ATENA-Berechnung ebenfalls berücksichtigt. Somit können die Ergebnisse aus den Versuchen und der numerischen Simulation miteinander verglichen werden. Die simulierte Last-Stauchungskurve der Versuchsserie A wurde an die vom Experiment ermittelten Ergebnisse angepasst. Dies erfolgte durch die Anpassung der Materialkennwerte des gewählten Materialmodells im Anfangsbereich der Kurve und auf der plastischen Ebene sowie durch die Berücksichtigung von Schwindverformungen. Dieses Materialmodell wurde dann für die anderen berechneten Versuche mit den dazugehörigen Parametern angewendet.

In der unterstehenden Tabelle 5.3 werden die Bruchlasten und Stauchungen aus dem Versuch und ATENA angeführt. Die numerische Simulation mit dem ausgewählten Materialmodell liefert durchaus realitätsnahe Ergebnisse. Des Weiteren liefern die berechneten Stauchungen ebenfalls brauchbare Ergebnisse. Der Quotient der mittleren Stauchungen ( $\varepsilon_{cc,exp}/\varepsilon_{cc,ATENA}$ ) lag in Serie A bei 0,98 , Serie B bei 0,93 , Serie C bei 1,13 und Serie D bei 1,06.

**Tab. 5.3:** Vergleich der experimentellen mit den berechneten Bruchlasten und Stauchungen aus ATENA

Versuchs- Nr. [-]	Experiment		ATENA		$F_{\text{exp}}/$ $F_{\text{Sim.}} [-]$	$\bar{x}$ [-]	VarK [%]
	F [kN]	$\varepsilon_{cc}$ [%]	F [kN]	$\varepsilon_{cc}$ [%]			
V1	Serie A	1192,4	6,54	1180	7,76	1,01	$\pm 1.0$
V2		1347,2	8,48	1326	8,42		
V3		1334,8	7,94	1330	8,42		
V1	Serie B	1172,8	6,37	1206	7,76	0,98	$\pm 1.0$
V2		1168,4	6,92	1207	7,76		
V3		1192	6,93	1206,9	7,76		
V1	Serie C	1344,8	9,16	1275	8,43	1,00	$\pm 4.0$
V2		1212	9,54	1235	8,43		
V3		1211,6	7,56	1244	7,93		
V1	Serie D	1240	7,52	1229	7,94	1,03	$\pm 4.0$
V2		1301,2	8,45	1215	8,77		
V3		1258	8,35	1251	7,94		

Die Auswertung der numerischen Simulationen der Versuchsserien B, C und D im Vergleich mit Serie A ergaben in analoger Weise zu den experimentellen Ergebnissen (siehe Abbildung 4.4b) folgende Ergebnisse:

- Der Tragfähigkeitsverlust der Ausführung mit einer Exzentrizität  $e = 30$  mm liegt bei ungefähr 6%.
- Der Tragfähigkeitsverlust der Ausführung mit dem Abstand  $a = 50$  mm liegt bei ungefähr 3%.
- Der Tragfähigkeitsverlust der Ausführung mit dem Abstand  $a = 50$  mm und einer Exzentrizität  $e = 30$  mm liegt bei ungefähr 4%.

Beim Vergleich der Bruchlasten ist analog zu den realen Versuchen anzumerken, dass der geometrische Bewehrungsgrad im Fugenbereich ebenfalls einen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Beispielsweise in Abbildung 5.9a ist dieser Einfluss ersichtlich, da der geometrische Bewehrungsgrad dieser Versuchskörper innerhalb Serie A stark variiert. Dies wurde auch im FE-Modell berücksichtigt. Die Versuchsserie A-V2 weist einen Bewehrungsgrad  $\rho_s$  von 1,97 auf, während Serie A-V1 einen Bewehrungsgrad  $\rho_s$  von 1,49 (vgl. Tabelle D.2) zur Verfügung hat. Zudem weicht der Versuch A-V1 von dem e-Soll mit 5 mm (vgl. Tabelle 3.6) im Vergleich zu dem Versatz des Versuches A-V2 ab. Dies hat eine Traglastminderung von 1326 kN auf 1180 kN zur Folge.

In der nachfolgenden Abbildung 5.9 sind die Last-Verschiebungskurven der experimentellen Versuche und der numerischen Simulationen dargestellt. Die Bruchbilder aus der numerischen Berechnung sind in Abbildung 5.10 dargestellt.

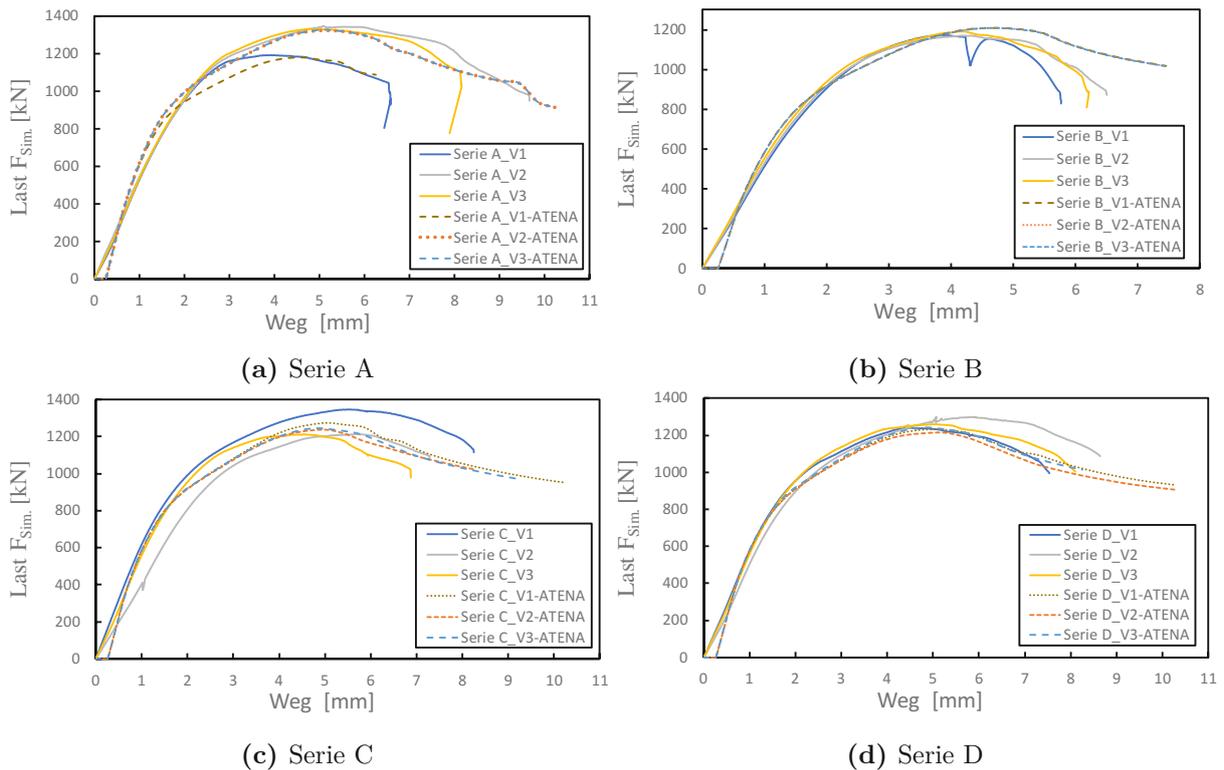


Abb. 5.9: Last-Verschiebungslinien aus den Versuchen und ATENA

Die Arbeitslinie besteht aus einem linear elastischen Bereich und einem nicht linearen Bereich infolge des Verfestigungsverhaltens des Betons. Der horizontale Anfangsversatz in den strichlierten Kurven deutet auf die Schwindverformungen des Betons hin. Die dargestellten Last-Verformungsbeziehungen zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den aus den Versuchen ermittelten Kurven.

Wie bereits im Kapitel 2.3 erwähnt, wird die einaxiale aufnehmbare Druckkraft aufgrund der Querdehnungsbehinderung bei Einbringung von Querbewehrung (Umschnürungseffekt) vergrößert. Somit ist es auch möglich, den Spitzendruck des Druckstabes von einem Versuchskörper zu dem anderen beim Vorhandensein des Abstandes "a" bzw. der Exzentrizität "e" beinahe vollständig zu übertragen. Die erhöhte Betondruckfestigkeit in der Kontaktfläche spielt für die Lastübertragung eine wesentliche Rolle.

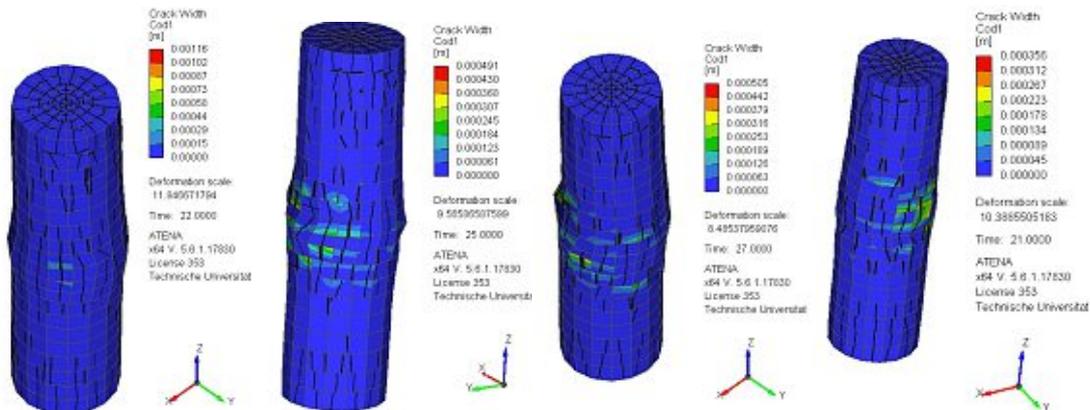
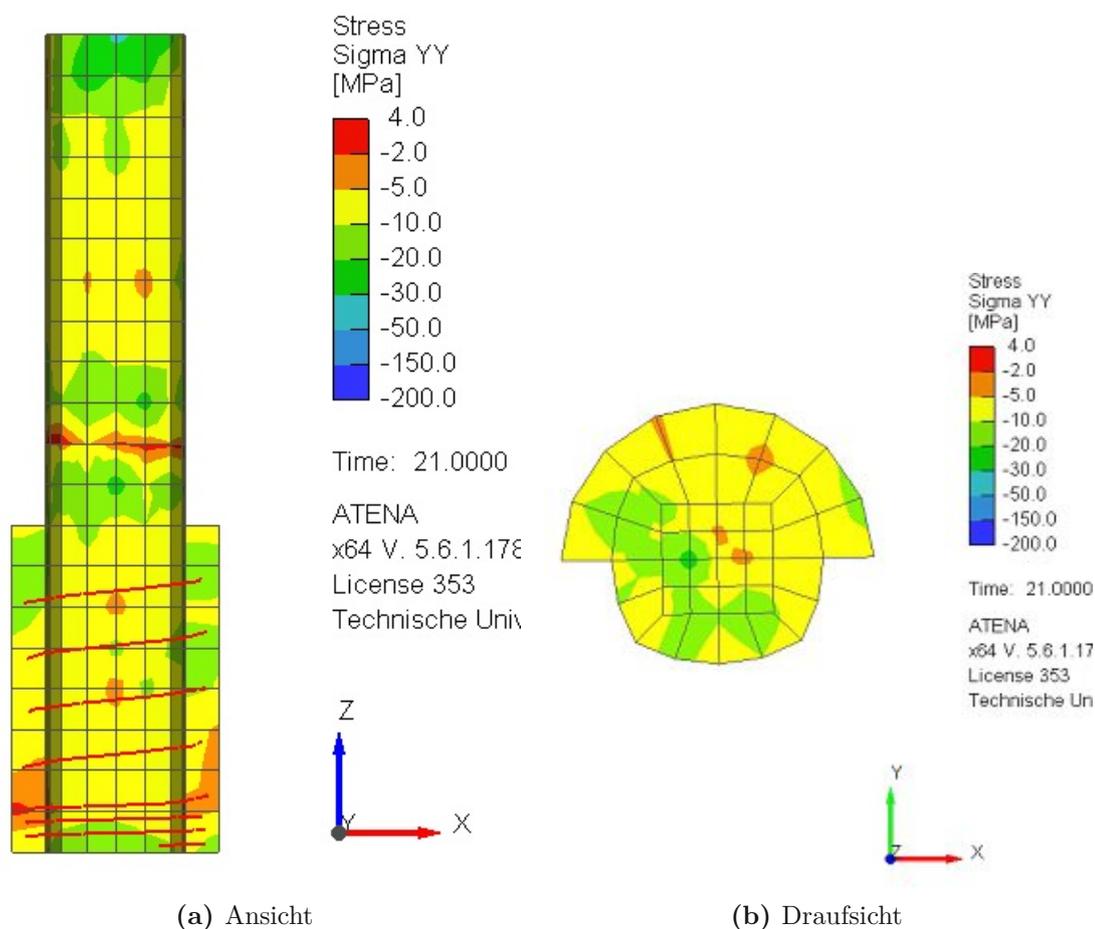


Abb. 5.10: Bruchbilder aus der numerischen Simulation mittels ATENA

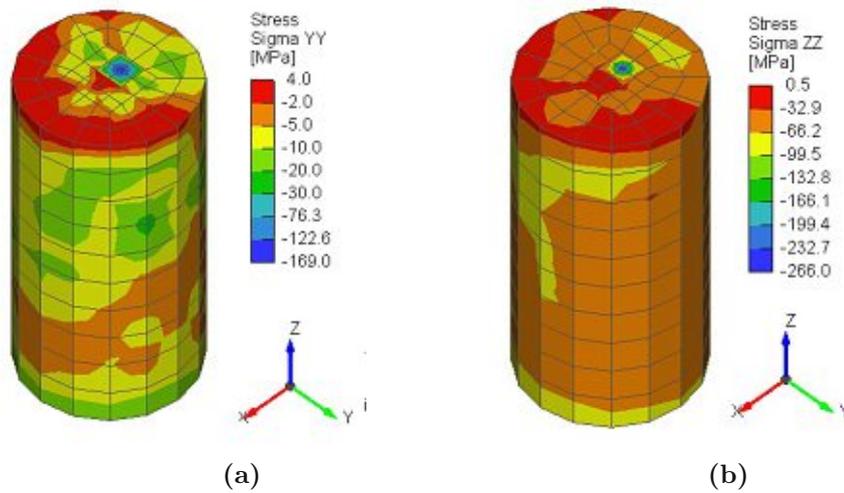
In Abbildung 5.11 sind die aufgrund von Querdehnungsbehinderung entstehenden Querdruckspannungen mittels eines radialen Schnitts durch die Versuchskörper dargestellt. Der Schnitt verläuft innerhalb der Umschnürungsbewehrung und stellt den Bereich der Kernbetonfläche dar. Der Spannungsverlauf in Y-Richtung entspricht somit der Querdruckspannung  $\sigma_l$ .

Die errechnete Querdruckspannung  $\sigma_l$  des dargestellten Versuchs (Versuch B-V2) lag bei ungefähr 10 MPa (siehe Tabelle D.2) und stimmt somit mit der numerisch ermittelten Querdruckspannung im Bereich der Trockenfuge relativ gut überein.



**Abb. 5.11:** Visualisieren der entstehenden Querdruckspannungen  $\sigma_l$  aus ATENA

Darüber hinaus sind in Abbildung 5.12 zwei weitere Ansichten zur besseren Visualisierung der Druckspannung in Z und Y-Richtung im Bereich der Trockenfuge zwei weitere Ansichten dargestellt. In der Grafik ist die Entwicklung der Druckspannungen insbesondere die Druckspannungsspitzen des Stahlstabes in Y und Z-Richtung erkennbar. Diese sind in unmittelbarer Nähe von dem Längsbewehrungsstab festzustellen. In dem Bereich wird die Betonfläche mit den aus der Druckspannung resultierenden Kräften in Z und Y-Richtung beansprucht. Es ist zu erkennen, dass die einaxiale Druckkraft des Stabes ebenso eine Druckspannung in Y-Richtung verursacht. Das Versagen des Körpers kündigt sich an, wenn die Druckfestigkeit in einem Bereich nicht mehr ausreichend ist, um die resultierenden Druckspitzen zu übertragen.



**Abb. 5.12:** Spannungen in der Trockenfuge aus ATENA, (a) Spannungen in Y-Richtung, (b) Spannungen in Z-Richtung

Im Anhang E ist die Darstellung der Spannungen sämtlicher Versuche aus der ATENA-Berechnung zusammengefasst.

# Kapitel 6

## Zusammenfassung

Um zu einem aussagekräftigen Ergebnis über den Tragfähigkeitsverlust der Längsfuge mit dem neuen Bewehrungskonzept beim Vorhandensein eines Abstandes "a" bzw. Exzentrizität "e" kommen zu können, sind weitere Untersuchungen mit variierten Abständen notwendig. Die große Anzahl an Versuchen führt grundsätzlich zur Verringerung der Streuungseinflüssen, welche sich aus den Herstellungsungenauigkeiten und aus der Natur der Materialeigenschaften des Betons ergeben. Diese Ungenauigkeiten bei der Herstellung von Versuchskörpern können durch die Anwendung von Rundbügeln statt Wendelbewehrung im Fugenbereich verhindert werden, um einen möglichst gleichmäßigen geometrischen Bewehrungsgrad zu erzielen. Des Weiteren ist eine Durchführung von Tübbingversuchen mit den vorhandenen Abständen zu empfehlen. Ebenso sollten Versuche mit geringem Umschnürungseffekt durchgeführt werden, um den Zusammenhang zwischen der Tragfähigkeitsabminderung und Umschnürung bei den vorhandenen Parametern "a" bzw. "e" in der Längsfuge festzustellen.

Folgende Schlussfolgerungen werden zusammengefasst:

- Das für die Berücksichtigung des Umschnürungseffekts vorgestellte Ingenieurmodell nach Fardis liefert für die Ermittlung der maximal aufnehmbaren Druckkraft eines Druckglieds mit vorhandener Trockenfuge sehr gute Ergebnisse.
- Der vertikale Abstand über die Trockenfuge wird als Abstand der Umschnürungsbewehrung in Richtung der Druckbeanspruchung  $s_c$  verwendet und liefert in der Nachrechnung der Tragfähigkeit nach Fardis die bestmöglichen Ergebnisse.
- Der EC2 unterschätzt die experimentellen Bruchlasten deutlich.
- Der Tragfähigkeitsverlust liegt zwischen 2 % und 11 % beim Vorhandensein eines Abstandes "a" bzw. einer Exzentrizität "e".
- Durch die Anpassung des Materialmodells und der Berücksichtigung von Schwindverformungen gelang eine überaus genaue Übereinstimmung der numerischen Berechnungen mit den Versuchen. Die Auswirkungen durch die unterschiedlichen Bewehrungsgrade  $\rho_s$  im Fugenbereich in den numerischen Simulationen stimmten mit den experimentellen Ergebnissen überein.

# Literaturverzeichnis

- [1] M. Aminbaghai. *Vorlesung zu FEM 2*. Vorlesungsunterlagen. Karlsplatz 13, 1040 Wien, Österreich: TU Wien, 2018.
- [2] V. Červenka, J. Červenka, Z. Janda und D. Pryl. *ATENA Program Documentation/ Part 8-User's Manual for ATENA-GiD Interface*. Prague: Červenka Consulting s.r.o., 2019.
- [3] V. Červenka, L. Jendele und J. Červenka. *ATENA Program Documentation/ Part 1-Theory*. Prague: Červenka Consulting s.r.o., 2018.
- [4] M. N. Fardis. *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8*. Bd. 8. Springer Science & Business Media, 2009.
- [5] fib- fédération internationale du béton. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. 1. Aufl. Wilhelm Ernst & Sohn, 2013. ISBN: 978-3-433-03061-5. DOI: 10.1002/9783433604090.
- [6] Herrenknecht AG. *Single Shield TBM*. 2020. URL: <https://www.herrenknecht.com/de/> (Zugriff am 16.12.2020).
- [7] P. Kabele, V. Červenka und J. Červenka. *ATENA Program Documentation/ Part 3-1 Example Manual ATENA*. Prague: Červenka Consulting s.r.o., 2010.
- [8] W. Kaufmann. *Stabtragwerke/3.1 Normalkraft*. ETH Zürich, Vorlesung zu Stahlbeton, 2017.
- [9] J. Kollegger, C. Proksch-Weilguni und H. Wolfger. *Tübbing aus bewehrtem Beton*. Patentanmeldung A 50433/2019, eingereicht am 14.05.2019.
- [10] D. Kolymbas. *Geotechnik*. Springer Berlin Heidelberg, 2011. ISBN: 978-3-642-20481-4. DOI: 10.1007/978-3-642-20482-1.
- [11] J. B. Mander, M. J. Priestley und R. Park. *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Bd. 114. 8. American Society of Civil Engineers, 1988, S. 1804–1826.
- [12] A. H. Mattock, L. B. Kriz und E. Hognestad. „Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design“. In: *ACI Journal Proceedings* 57.2 (1961). DOI: 10.14359/8051.
- [13] S. Messlehner. „Möglichkeiten zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Tübbing-Längsfugen“. Diplomarbeit. Wien, 2020.
- [14] J. P. Moehle und G. M. Zeisler, Hrsg. *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19), commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R-19): An ACI standard*. First printing: November 2019. Bd. ACI 318-19. ACI Standard. American Concrete Institute, November 2019. ISBN: 978-1-64195-086-2.
- [15] *ÖNORM B 4707 2017: Bewehrungsstahl Anforderungen, Klassifizierung und Prüfung*. Wien: Austrian Standards, Juni 2017.
- [16] *ÖNORM EN 1992-1-1:2015: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Feb. 2015.
- [17] *ONR 23303:2010 09 01: Prüfverfahren Beton (PVB) Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe*. Wien: Austrian Standards, Sep. 2010.

- [18] V. K. Papanikolaou und A. J. Kappos. „Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression“. In: *International Journal of Solids and Structures* 44.21 (2007), S. 7021–7048.
- [19] R. Park und T. Paulay. *Reinforced concrete structures*. Hoboken, NJ und New York: Wiley InterScience und Wiley, 1975. ISBN: 9780471659174. DOI: 10.1002/9780470172834.
- [20] S. Popovics. „A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete“. In: *Cement and concrete research* 3.5 (1973), S. 583–599.
- [21] Porr GmbH. *Verbundsegement, Tunnelschale und Verfahren*. Österreichische Patentanmeldung AT 518840 A1 veröffentlicht am: 15.01.2018.
- [22] D. Pryl und J. Červenka. *ATENA Program Documentation/ Part 11 Troubleshooting Manual*. Prague: Červenka Consulting s.r.o., 2020.
- [23] T. Putke. „Optimierungsgestützter Entwurf von Stahlbetonbauteilen am Beispiel von Tunnelschalen“. Dissertation. Shaker Verlag GmbH, 2016.
- [24] F. Richart, A. Brandzaeg und R. L. Brown. *A study of the failure of concrete under combined compressive stresses*. Techn. Ber. University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering, 1928.
- [25] F. Richart, A. Brandzaeg und R. L. Brown. „The failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression“. In: *318 Reference* 10.29 (1929).
- [26] Schmidt-Thrö und G. Friedrich. „Zum Tragverhalten der Tübinglängsfuge“. Dissertation. München: Technische Universität München, 2019.
- [27] *SIA262-Betonbau*: Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein, Jan. 2013.
- [28] N. Subramanian. „Design of confinement reinforcement for RC columns“. In: *The Indian Concrete Journal* 85.6 (2011), S. 19–29.
- [29] S. Terfloth. *Ein Tübbing, wie er im Katzenbergtunnel verwendet wird*. 2008. URL: [https://commons.wikimedia.org/wiki/File:T%C3%BCbbing\\_Katzenberg.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:T%C3%BCbbing_Katzenberg.jpg) (Zugriff am 06.12.2020).
- [30] J. C. Walraven. „Confining action of reinforcement“. In: *Structural concrete: Textbook on behaviour, design and performance*. Hrsg. von International Federation for Structural Concrete (fib). 2009, S. 270–276. ISBN: 978-2-88394-091-8.
- [31] M. Wichers. „Bemessung von bewehrten Betonbauteilen bei Teilflächenbelastung unter Berücksichtigung der Rissbildung“. Diss. Braunschweig, Jan. 2013.
- [32] K. Willam und E. Warnke. *Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete, IABSE Seminar on concrete structures subjected to triaxial stress*. 1974.
- [33] WWF Deutschland, Berlin. *Klimaschutz in der Beton- und Zementindustrie*. Techn. Ber. 2019.
- [34] K. Zilch und G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2. überarbeitete und erweiterte Auflage. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010. ISBN: 978-3-540-70637-3. DOI: 10.1007/978-3-540-70638-0.

# Abbildungsverzeichnis

1.1	Das neue Tübbing-Bewehrungskonzept der TU Wien . . . . .	11
1.2	Definition der Abstände "a" und "e" beim Einbau von Tübbing . . . . .	12
2.1	Tunnelbohrmaschine (TBM) entnommen aus [6] . . . . .	13
2.2	Längs- und Ringfuge . . . . .	14
2.3	Geometrie und Abmessungen des Tübbingsegments . . . . .	14
2.4	Ein Tübbing, welcher im Katzenbergtunnel verwendet wurde, entnommen aus [29] . . . . .	15
2.5	Ermittlung der Flächen für Teilflächenbelastung nach ÖNORM EN 1992-1-1 [16] . . . . .	16
2.6	Unterscheidung des ebenen und räumlichen Falls der Teilflächenbelastung nach Wichers [31] . . . . .	17
	a    ebener Fall . . . . .	17
	b    räumlicher Fall . . . . .	17
2.7	Darstellung der Umschnürungswirkung eines rotationssymmetrischen Stahlbetonkörpers . . . . .	19
2.8	Kräftegleichgewicht eines freigeschnittenen Betonzylinders mit Umschnürungsbewehrung . . . . .	19
2.9	Spannungs-Dehnungslinie nach Mander et al. [11] . . . . .	20
2.10	Effektiv umschnürte Kernbetonfläche mit Rundbügel nach Mander et al. [11] . . . . .	22
2.11	Effektiv umschnürte Kernbetonfläche für rechteckige Querschnitte nach Mander et al. [11] . . . . .	23
2.12	Spannungs-Dehnungslinie für die Bemessung von Bauteilen unter dreiaxialer Druckbeanspruchung aus ÖNORM EN 1992 [27] . . . . .	24
2.13	Vertikaler Querschnitt einer Stütze mit ungleichmäßiger Verteilung der Druckspannung infolge der Umschnürung nach Walraven [30] . . . . .	25
2.14	Spannungs-Dehnungslinie unter dreiaxialer Druckspannung nach Walraven [30] . . . . .	26
2.15	Druckglieder mit Umschnürungsbewehrung aus <i>SIA 262-Betonbau</i> : [27] . . . . .	27
2.16	Definition der geometrischen Parameter gemäß ACI 318 [14] . . . . .	29
2.17	Umschnürter Kernbereich eines kreisförmigen Querschnitts mit: (a) Bügelbewehrung, (b) Wendelbewehrung gemäß Fardis [4] . . . . .	31
	a    . . . . .	31
	b    . . . . .	31
2.18	Druck- und Zugzone eines rechteckigen biegebeanspruchten Querschnitts gemäß Fardis [4] . . . . .	32
2.19	Vergleich der Modelle zur Erhöhung der Betondruckfestigkeit infolge mehraxialer Druckbeanspruchung . . . . .	33
2.20	Bewehrungsplan der Tübbingversuchskörper aus [13] . . . . .	34
2.21	Grenzen der Dehnungsverteilung im Grenzzustand der Tragfähigkeit . . . . .	35
2.22	Zentrisch beanspruchter Querschnitt . . . . .	36
3.1	Endkontaktbildung der vertikalen Druckstäbe der durchgeführten Tübbingversuche aus [13] . . . . .	37

3.2	Versuchskörper mit Bewehrung, 3D-Darstellung (a) Ansicht (b) . . . . .	38
	a . . . . .	38
	b . . . . .	38
3.2	Bewehrungsplan aller durchgeführten Versuchsserien . . . . .	40
	c Versuchsserie RF1 . . . . .	40
	d Versuchsserie A . . . . .	40
	e Versuchsserie B . . . . .	40
	f Versuchsserie C . . . . .	40
	g Versuchsserie D . . . . .	40
	h Versuchsserie RF2 . . . . .	40
3.3	Ausrichten der Ganghöhe . . . . .	41
3.4	Bewehrungskörbe . . . . .	41
3.5	Betonieren der Versuchskörper in der Firma Oberndorfer GmbH & Co KG . . . . .	42
3.6	Visualisierung des Versuchsaufbaues . . . . .	44
3.7	Prüfkörper während der Versuchsdurchführung . . . . .	45
	a Versuchsaufbau Serie C . . . . .	45
	b Versuchsaufbau Serie RF2 . . . . .	45
4.1	Last-Stauchungskurven sämtlicher Versuchsserien . . . . .	49
4.2	Beispielhafte Bruchbilder der Versuchsserien . . . . .	49
	a Serie A . . . . .	49
	b Serie B . . . . .	49
	c Serie C . . . . .	49
	d Serie D . . . . .	49
	e Serie RF1 . . . . .	49
	f Serie RF2 . . . . .	49
4.3	Versuchskörper der Serie RF1 mit einem hochfesten Vergussmörtel . . . . .	50
4.4	Last-Stauchungskurven der Versuchsserien bezogen auf den Mittelwert im Vergleich mit: (a) Serie RF1, (b) Serie A . . . . .	51
	a . . . . .	51
	b . . . . .	51
4.5	Die Bruchlasten der Versuche in einem Balkendiagramm und der errechnete geometrische Querbewehrungsgrad $\rho_s$ . . . . .	51
4.6	Vergleich der Bruchlasten mit den errechneten Normwiderständen . . . . .	53
	a Serie RF1 . . . . .	53
	b Serie RF2 . . . . .	53
4.7	Vergleich der mittleren Bruchlasten aller Versuche mit dem Ingenieurmodell von Fardis . . . . .	54
4.8	Vergleich der experimentellen Stauchungen mit dem Ingenieurmodell von Fardis . . . . .	54
4.9	Einfluss des Querbewehrungsgrades auf die normierte Druckfestigkeitssteigerung . . . . .	55
4.10	Ermittlung des maßgebenden Abstandes $s_c$ für die Nachrechnung der Versuche . . . . .	56
4.11	Vergleich der Bruchlasten der Serie B, C und D mit den Versuchen der Serie A in der Abhängigkeit vom geometrischen Bewehrungsgrad $\rho_s$ . . . . .	56
4.12	Vergleich der Bruchlasten der Serien A, B, C und D mit der Serie RF1 nach der Umrechnung auf den theoretischen Bewehrungsgrad $\rho_s = 2\%$ . . . . .	58
4.13	Vergleich der Bruchlasten der Serien B, C und D mit der Serie A nach der Umrechnung auf den theoretischen Bewehrungsgrad $\rho_s = 2\%$ . . . . .	59
5.1	Definition des Problemtyps in GID . . . . .	61

5.2	Ver- und Entfestigungsverhalten des Betons nach VAN MIER aus [3]	62
	a	62
	b	62
5.3	Rechnerische Spannungs-Dehnungslinie des Betonstahls nach [16]	63
5.4	Auflagerandbedingung	64
5.5	FE-Netz generieren. (a) Hexaeder mit 8 Knoten, (b) zerlegte Volumenkörper, (c) erzeugtes Netz, (d) Netzgröße	65
	a	65
	b	65
	c	65
	d	65
5.6	Formqualität des FE-Netzes	65
5.7	Das Newton-Raphson'sche Iterationsverfahren nach [1]	67
5.8	Konvergenzprozess eines Versuches in ATENA	68
5.9	Last-Verschiebungslinien aus den Versuchen und ATENA	70
	a Serie A	70
	b Serie B	70
	c Serie C	70
	d Serie D	70
5.10	Bruchbilder aus der numerischen Simulation mittels ATENA	70
5.11	Visualisieren der entstehenden Querdruckspannungen $\sigma_l$ aus ATENA	71
	a Ansicht	71
	b Draufsicht	71
5.12	Spannungen in der Trockenfuge aus ATENA, (a) Spannungen in Y-Richtung, (b) Spannungen in Z-Richtung	72
	a	72
	b	72
A.1	Spannungs-Dehnungslinie des Betonstahls der Klasse B550B $\varnothing$ 20	81
A.2	Prüfbericht der Stahlbewehrung der Klasse B550B $\varnothing$ 20 (Zugversuch)	81
B.1	Last-Stauchungskurven sämtlicher Versuchsserien	84
C.1	Vergleich Bruchlasten mit den errechneten Normwiderständen	86
	a Serie A	86
	b Serie B	86
	c Serie C	86
	d Serie D	86
E.1	Modellbildung eines Versuches (Serie A-V1) mit dazugehörigen Lasteinleitungsplatten und Manschetten in ATENA	94
	a FE-Netz	94
	b Geometrie	94
	c Spannungen in Z-Richtung	94
	d Spannungen in Y-Richtung	94
E.2	Visualisierung der Spannungen $\sigma_z$ , $\sigma_y$ und $\sigma_l$ der Serie A	95
	a Spannung $\sigma_z$	95
	b Spannung $\sigma_y$	95
	c Querspannung $\sigma_l$	95
	d Spannung $\sigma_z$	95

e	Spannung $\sigma_y$ . . . . .	95
f	Querspannung $\sigma_l$ . . . . .	95
g	Spannung $\sigma_z$ . . . . .	95
h	Spannung $\sigma_y$ . . . . .	95
i	Querspannung $\sigma_l$ . . . . .	95
E.3	Visualisierung der Spannungen $\sigma_z$ , $\sigma_y$ und $\sigma_l$ der Serie B . . . . .	96
a	Spannung $\sigma_z$ . . . . .	96
b	Spannung $\sigma_y$ . . . . .	96
c	Querspannung $\sigma_l$ . . . . .	96
d	Spannung $\sigma_z$ . . . . .	96
e	Spannung $\sigma_y$ . . . . .	96
f	Querspannung $\sigma_l$ . . . . .	96
E.4	Visualisierung der Spannungen $\sigma_z$ , $\sigma_y$ und $\sigma_l$ der Serie C . . . . .	97
a	Spannung $\sigma_z$ . . . . .	97
b	Spannung $\sigma_y$ . . . . .	97
c	Querspannung $\sigma_l$ . . . . .	97
d	Spannung $\sigma_z$ . . . . .	97
e	Spannung $\sigma_y$ . . . . .	97
f	Querspannung $\sigma_l$ . . . . .	97
g	Spannung $\sigma_z$ . . . . .	97
h	Spannung $\sigma_y$ . . . . .	97
i	Querspannung $\sigma_l$ . . . . .	97
E.5	Visualisierung der Spannungen $\sigma_z$ , $\sigma_y$ und $\sigma_l$ der Serie C . . . . .	98
a	Spannung $\sigma_z$ . . . . .	98
b	Spannung $\sigma_y$ . . . . .	98
c	Querspannung $\sigma_l$ . . . . .	98
d	Spannung $\sigma_z$ . . . . .	98
e	Spannung $\sigma_y$ . . . . .	98
f	Querspannung $\sigma_l$ . . . . .	98
g	Spannung $\sigma_z$ . . . . .	98
h	Spannung $\sigma_y$ . . . . .	98
i	Querspannung $\sigma_l$ . . . . .	98

# Tabellenverzeichnis

2.1	Festigkeits- und Formänderungskennwerte für Beton aus ÖNORM EN 1992 [16]	25
3.1	Übersicht über Versuchskörper	38
3.2	Betonmischung aus dem Mischprotokoll der Firma Oberndorfer	42
3.3	Kennwerte der Betonprüfung	43
3.4	Mittelwerte der mechanischen Eigenschaften für den Betonstahl entnommen aus den Zugversuchen	43
3.5	Zeitablauf	46
3.6	Soll- und Istwert der Parameter "a" und "e" der Versuchskörper	46
4.1	Zusammenfassung der Ergebnisse der Versuchsserien	52
4.2	Vergleich der experimentellen mit den berechneten Bruchlasten	53
5.1	Materialkennwerte des Betons in ATENA	62
5.2	Materialkennwerte des Betonstahls B550B in ATENA	63
5.3	Vergleich der experimentellen mit den berechneten Bruchlasten und Stauchungen aus ATENA	69
A.1	Materialprüfung - Beton - Zylinderfestigkeit	82
a	Teil 1	82
b	Teil 2	82
A.2	Materialprüfung - Beton - Würfeldruckfestigkeit	83
C.1	Vergleich der Testlasten der Serie RF1 mit Normwiderständen in kN	85
C.2	Vergleich der Testlasten der Serie A mit Normwiderständen in kN	85
C.3	Vergleich der Testlasten der Serie B mit Normwiderständen in kN	85
C.4	Vergleich der Testlasten der Serie C mit Normwiderständen in kN	85
C.5	Vergleich der Testlasten der Serie D mit Normwiderständen in kN	86
C.6	Vergleich der Testlasten der Serie RF2 mit Normwiderständen in kN	86
D.1	Berechnungsdaten der Serie RF1 und RF2	88
D.2	Berechnungsdaten der Serien A und B	90
D.3	Berechnungsdaten der Serien C und D	91
D.4	Ermittlung der Versuchslasten nach der Bereinigung der Querbewehrungsgrade	92

# Anhang A

## Materialkennwerte

### A.1 Materialprüfung des Betonstahls

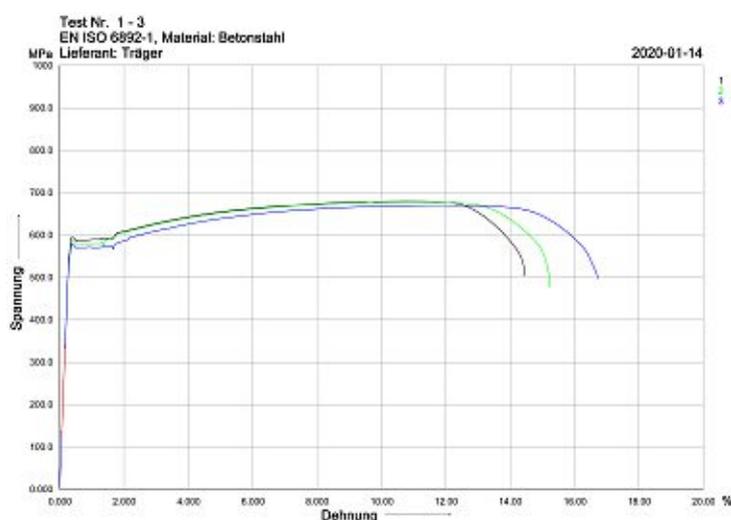


Abb. A.1: Spannungs-Dehnungslinie des Betonstahls der Klasse B50B Ø 20

Test Standard.....	EN ISO 6892-1	Lieferant.....	Träger					
Prüfer/in.....	WAL	Testdatum.....	2020-01-14					
Material.....	Betonstahl	Auftragsnummer.....	26160-001					
Prüfmaschine.....	RM2500D1							
Extensometer längs.....	DD1							
Vorspannung.....	2 MPa							
Einspannlänge.....	507 mm							
Geschwindigkeit 1.....	0 % → 1.5 %/min							
Artikel / Projekt.....	26160-001							
Parametersatz.....	Zodol Betonstahl							
<b>Legende</b>								
S0.....	Querschnittsfläche	Rm/Rp0.2.....	Streckgrenzenverhältnis					
Rp0.2.....	0.2% Dehngrenze	AgL.....	Gesamte Dehnung bei Höchstkraft					
ReH.....	Obere Streckgrenze	Fm.....	Höchstkraft					
Rm.....	Zugfestigkeit	E.....	E-Modul					
Test Nr.	S0 mm <sup>2</sup>	Rp0.2 MPa	ReH MPa	Rm MPa	Rm/Rp0.2	AgL %	Fm kN	E GPa
1	314.2	587.9	594.7	679.2	1.155	10.89	213.4	196.9
2	314.2	582.1	589.3	678.0	1.165	11.19	213.0	197.3
3	314.2	570.2	580.2	669.8	1.175	11.78	210.4	196.3
Mittelwert:	314.2	580.1	588.1	675.7	1.165	11.29	212.3	196.8
Minimum:	314.2	570.2	580.2	669.8	1.155	10.89	210.4	196.3
Maximum:	314.2	587.9	594.7	679.2	1.175	11.78	213.4	197.3
Std. Abw.:	0.000	9.023	7.328	5.116	10.00E-3	0.453	1.605	0.503
Var Koeff. %:	0.000	1.556	1.246	0.757	0.858	4.012	0.756	0.256

Abb. A.2: Prüfbericht der Stahlbewehrung der Klasse B50B Ø 20 (Zugversuch)

## A.2 Materialprüfung des Betons

Tab. A.1: Materialprüfung - Beton - Zylinderfestigkeit

(a) Teil 1

(b) Teil 2

Zylinderdruckfestigkeit $f_c$ von Probekörpern					Zylinderdruckfestigkeit $f_c$ von Probekörpern				
Serie:	W10				Serie:	W10			
Betonierdatum:	Dienstag, 28. Juli 2020				Betonierdatum:	Dienstag, 28. Juli 2020			
Prüfdatum:	Montag, 24. August 2020				Prüfdatum:	Dienstag, 25. August 2020			
Betonalter:	27 Tage				Betonalter:	28 Tage			
geschätzte Zylinderdruckfestigkeit					geschätzte Zylinderdruckfestigkeit				
$f_{cm}$	50	N/mm <sup>2</sup>			$f_c$	50	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Würfel					Abmessungen Würfel				
Schalung Kunststoff/Stahl	S	S	S		Schalung Kunststoff/Stahl	S	S	S	
d	150	mm			d	150	mm		
Gewicht	g	12502,0	12400,0		Gewicht	g	12200,0	12485,0	12328,0
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit					erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Zeit	30	bis	60	Sekunden	Zeit	30	bis	60	Sekunden
<b>F</b>	<b>19,6</b>	<b>kN/s</b>	(bei 45 Sekunden)		<b>F</b>	<b>19,6</b>	<b>kN/s</b>	(bei 45 Sekunden)	
<b>ERGEBNISSE</b>					<b>ERGEBNISSE</b>				
Schalungsmaterial	S	S	S		Schalungsmaterial	S	S	S	
$f_c$	N/mm <sup>2</sup>	43,78	46,37	Ausreißer	$f_c$	N/mm <sup>2</sup>	48,38	46,58	47,6
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,36	2,34		$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,30	2,36	2,33
$f_{cm}$	N/mm <sup>2</sup>	<b>45,08</b>			$f_{cm}$	N/mm <sup>2</sup>	<b>47,52</b>		
<b>Streuung <math>f_{cm}</math></b>	[-]	<b>1,83</b>			<b>Streuung <math>f_{cm}</math></b>	[-]	<b>0,90</b>		
<b>Vark. <math>f_{cm}</math></b>		<b>4,06%</b>			<b>VarK. <math>f_{cm}</math></b>		<b>1,90%</b>		
$\rho_m$	g/cm <sup>3</sup>	<b>2,35</b>			$\rho_m$	g/cm <sup>3</sup>	<b>2,33</b>		
<b>Streuung <math>\rho_m</math></b>	[-]	<b>0,01</b>			<b>Streuung <math>\rho_m</math></b>	[-]	<b>0,03</b>		
<b>Vark. <math>\rho_m</math></b>		<b>0,58%</b>			<b>VarK. <math>\rho_m</math></b>		<b>1,16%</b>		

Tab. A.2: Materialprüfung - Beton - Würfeldruckfestigkeit

Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ von Probekörpern				
<b>Prüfdatum:</b>	Dienstag, 28. Juli 2020			
<b>Betonaler:</b>	Dienstag, 25. August 2020			
	geschätzte Würfeldruckfestigkeit			
$f_{c,cunbe}$	50	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Würfel				
Schalung Kunststoff/Stahl	K	K	K	
h	150	mm		
Gewicht	g	8072.0	8070.0	8109.0
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Zeit	30	bis	60	Sekunden
<b>F</b>	<b>25.0</b>	<b>kN/s</b>	(bei 45 Sekunden)	
ERGEBNISSE				
Schalungsmaterial	S	S	S	
$f_{c,cunbe}$	N/mm <sup>2</sup>	56.8	52.78	55.39
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2.39	2.39	2.40
$f_{cm,cunbe}$	N/mm <sup>2</sup>	<b>54.99</b>		
<b>Streuung <math>f_{cm,cunbe}</math></b>	[-]	<b>2.04</b>		
<b>VarK. <math>f_{cm,cunbe}</math></b>		<b>3.71%</b>		
$\rho_m$	g/cm <sup>3</sup>	<b>2.40</b>		
<b>Streuung <math>\rho_m</math></b>	[-]	<b>0.01</b>		
<b>VarK. <math>\rho_m</math></b>		<b>0.27%</b>		

# Anhang B

## Versuchsergebnisse

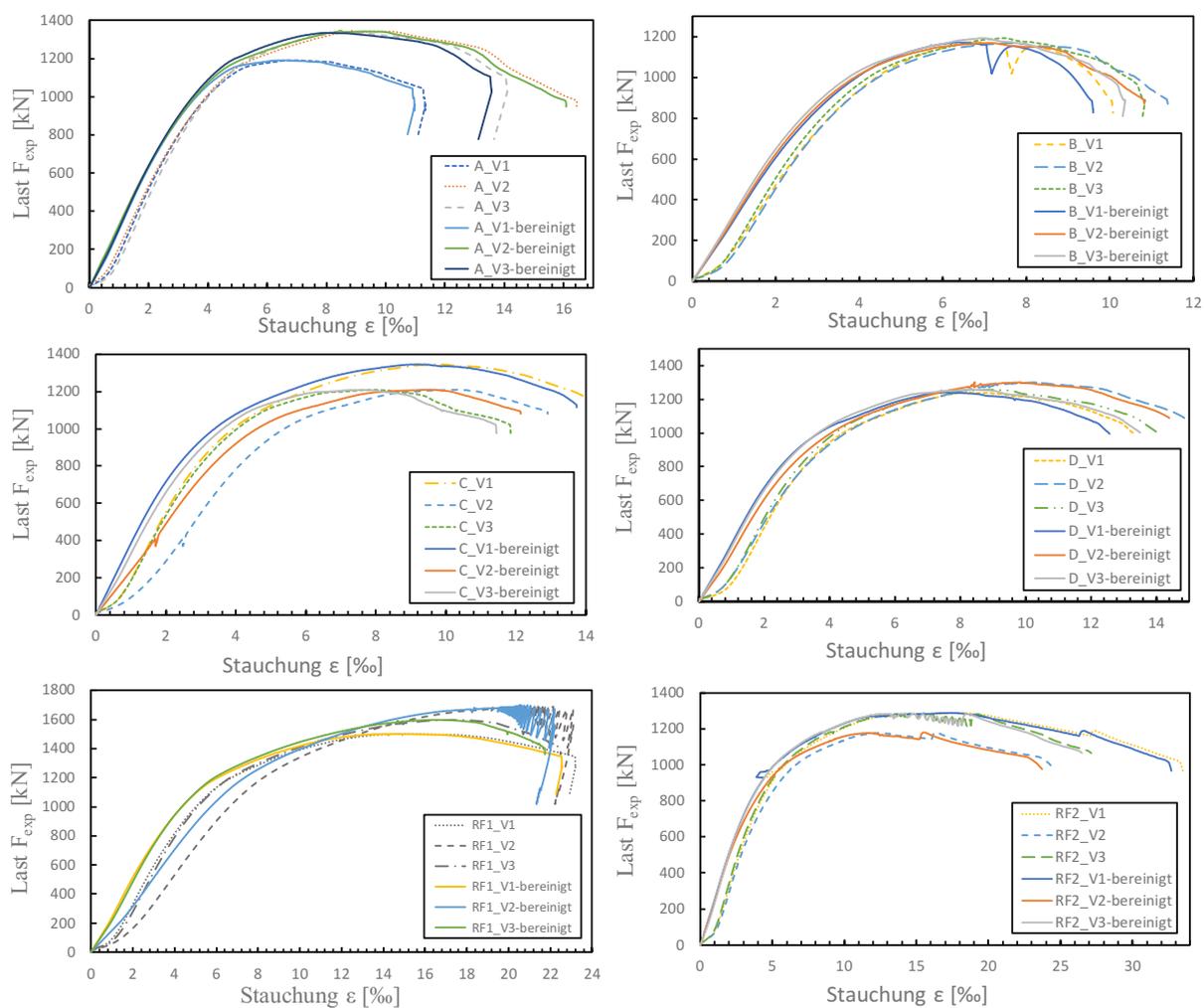


Abb. B.1: Last-Stauchungskurven sämtlicher Versuchsserien

# Anhang C

## Vergleich der Ingenieurmodelle

**Tab. C.1:** Vergleich der Testlasten der Serie RF1 mit Normwiderständen in kN

Versuchs-Nr.	$F_{exp}$	$F_{EC2}$	$F_{exp}/F_{EC2}$	$F_{SIA}$	$F_{exp}/F_{SIA}$	$F_{MC}$	$F_{exp}/F_{MC}$	$F_{Mander}$	$F_{exp}/F_{Mander}$
V 1	1501	1253	1,20	1421	1,06	1587	0,93	1610	0,93
V 2	1699	1245	1,36	1463	1,16	1625	1,03	1641	1,04
V 3	1598	1256	1,27	1439	1,11	1606	0,98	1626	0,98
$\bar{x}$			1,28		1,11		1,00		0,99
VarK			$\pm 7,0 \%$		$\pm 5,0 \%$		$\pm 5,0 \%$		$\pm 5,0 \%$

**Tab. C.2:** Vergleich der Testlasten der Serie A mit Normwiderständen in kN

Versuchs-Nr.	$F_{exp}$	$F_{EC2}$	$F_{exp}/F_{EC2}$	$F_{SIA}$	$F_{exp}/F_{SIA}$	$F_{MC}$	$F_{exp}/F_{MC}$	$F_{Mander}$	$F_{exp}/F_{Mander}$
V1	1192	1092	1,09	999	1,19	1126	1,06	1178	1,01
V2	1347	1137	1,19	1151	1,17	1302	1,03	1343	1,00
V3	1335	1111	1,20	1054	1,27	1193	1,12	1241	1,08
$\bar{x}$			1,16		1,21		1,07		1,03
VarK			$\pm 5,0 \%$		$\pm 4,0 \%$		$\pm 4,0 \%$		$\pm 4,0 \%$

**Tab. C.3:** Vergleich der Testlasten der Serie B mit Normwiderständen in kN

Versuchs-Nr.	$F_{exp}$	$F_{EC2}$	$F_{exp}/F_{EC2}$	$F_{SIA}$	$F_{exp}/F_{SIA}$	$F_{MC}$	$F_{exp}/F_{MC}$	$F_{Mander}$	$F_{exp}/F_{Mander}$
V1	1173	1089	1,08	990	1,18	1115	1,05	1167	1,00
V2	1168	1165	1,00	1120	1,04	1269	0,92	1313	0,89
V3	1192	1165	1,02	1120	1,06	1269	0,94	1313	0,98
$\bar{x}$			1,03		1,10		0,97		0,93
VarK			$\pm 4,0 \%$		$\pm 7,0 \%$		$\pm 7,0 \%$		$\pm 7,0 \%$

**Tab. C.4:** Vergleich der Testlasten der Serie C mit Normwiderständen in kN

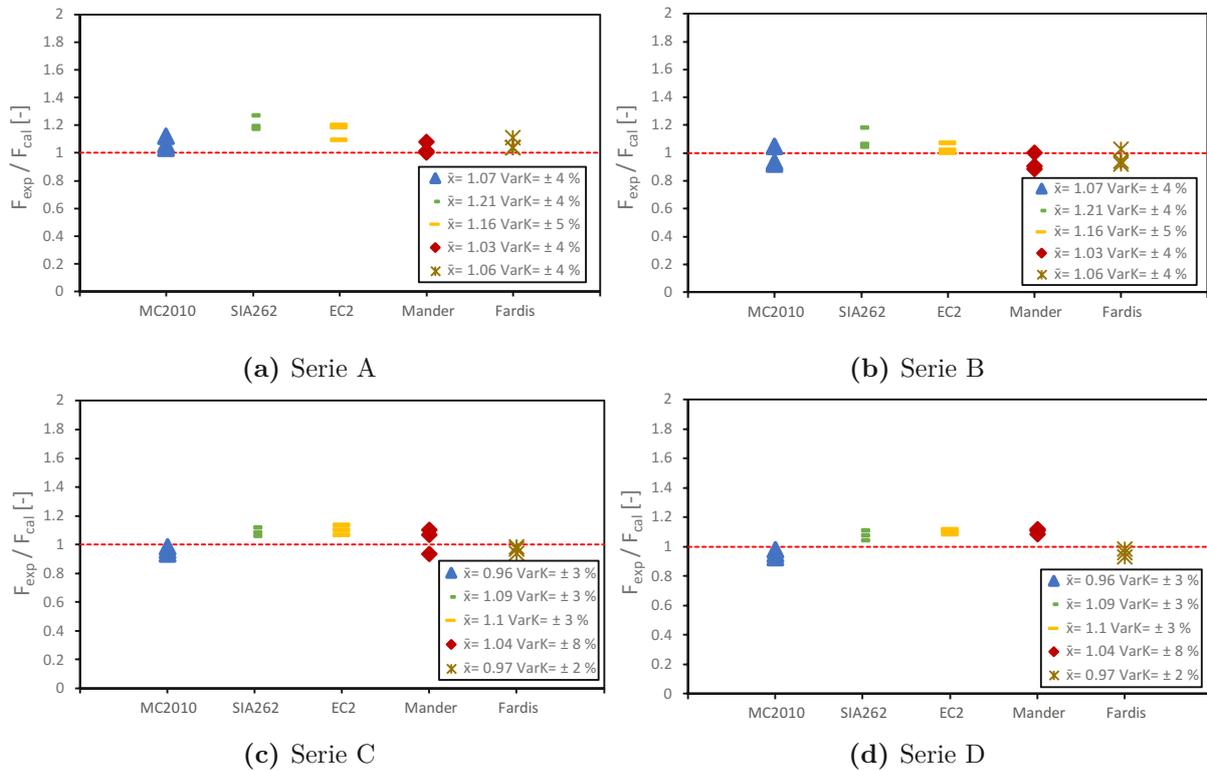
Versuchs-Nr.	$F_{exp}$	$F_{EC2}$	$F_{exp}/F_{EC2}$	$F_{SIA}$	$F_{exp}/F_{SIA}$	$F_{MC}$	$F_{exp}/F_{MC}$	$F_{Mander}$	$F_{exp}/F_{Mander}$
V1	1345	1181	1,214	1238	1,09	1396	0,96	1433	0,94
V2	1212	1069	1,11	1084	1,12	1227	0,99	1272	1,11
V3	1212	1134	1,07	1141	1,06	1291	0,94	1333	1,07
$\bar{x}$			1,10		1,09		0,96		1,04
VarK			$\pm 3,0 \%$		$\pm 3,0 \%$		$\pm 3,0 \%$		$\pm 8,0 \%$

**Tab. C.5:** Vergleich der Testlasten der Serie D mit Normwiderständen in kN

Versuchs-Nr.	$F_{exp}$	$F_{EC2}$	$F_{exp}/F_{EC2}$	$F_{SIA}$	$F_{exp}/F_{SIA}$	$F_{MC}$	$F_{exp}/F_{MC}$	$F_{Mander}$	$F_{exp}/F_{Mander}$
V1	1240	1120	1,11	1190	1,04	1340	0,93	1378	1,11
V2	1301	1162	1,12	1210	1,07	1366	0,95	1404	1,12
V3	1258	1156	1,09	1132	1,11	1282	0,98	1325	1,09
$\bar{x}$			1,10		1,08		0,95		1,10
VarK			$\pm 1,0 \%$		$\pm 3,0 \%$		$\pm 3,0 \%$		$\pm 1 \%$

**Tab. C.6:** Vergleich der Testlasten der Serie RF2 mit Normwiderständen in kN

Versuchs-Nr.	$F_{exp}$	$F_{EC2}$	$F_{exp}/F_{EC2}$	$F_{SIA}$	$F_{exp}/F_{SIA}$	$F_{MC}$	$F_{exp}/F_{MC}$	$F_{Mander}$	$F_{exp}/F_{Mander}$
V1	1289	1089	1,18	1153	1,12	1326	0,97	1349	0,96
V2	1178	1018	1,16	1067	1,10	1228	0,96	1256	0,94
V3	1286	1087	1,18	1140	1,13	1312	0,98	1336	0,96
$\mu$			1,17		1,12		0,97		0,95
VarK			$\pm 1,0 \%$		$\pm 1,0 \%$		$\pm 1,0 \%$		$\pm 1,0 \%$

**Abb. C.1:** Vergleich Bruchlasten mit den errechneten Normwiderständen



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Anhang D

## Berechnungsdaten

Tab. D.1: Berechnungsdaten der Serie RF1 und RF2

Versuchsserie	[-]	RF2			RF1		
		V1	V2	V3	V1	V2	V3
Versuchsnummer	[-]						
Bezeichnung	[-]	W10-V1	W10-V2	W10-V3	RW10S20-V1	RW10S20-V2	RW10S20-V3
Herstellungsdatum	[-]	28 Jul 2020					
Prüfdatum	[-]	25 Aug 2020	25 Aug 2020	25 Aug 2020	26 Aug 2020	26 Aug 2020	26 Aug 2020
Betonalter	[d]	28	28	28	29	29	29
$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	46.30	46.30	46.30	46.30	46.30	46.30
$f_{ym}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	580	580.0	580.0	580	580.0	580.0
<b>Wendelbewehrung</b>							
$d_c$	[mm]	139	135	139	138	137	138
$s_c$	[mm]	54	56	55	46	43	45
$\varnothing_{sw}$	[mm]	10	10	10	10	10	10
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	79	79	79	79	79	79
$\rho_s$	[-]	2.09	2.08	2.05	2.47	2.67	2.53
Mittelwerte	[-]	2.08			2.56		
<b>Längsbewehrung</b>							
$n_l$	[Stk]	0	0	0	1	1	1
$\varnothing_{sl}$	[mm]	20	20	20	20	20	20
$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	0	0	0	314	314	314
<b>Beton</b>							
$d$	[mm]	150	150	150	150	150	150
$A_e$	[mm <sup>2</sup> ]	17671	17671	17671	17671	17671	17671
$A_{cc}$	[mm <sup>2</sup> ]	15175	14314	15175	14957	14741	14957
<b>Experiment</b>							
Ver. Kombination							
$F_{exp}$	[kN]	1289	1178	1286	1501	1699	1598
$\varepsilon_{cc}$	[‰]	17.4830	15.5493	14.1383	20.5479	14.3298	16.5468
Mittelwerte	[kN]	1251.00			1599.33		
Standerabweichung $s$	[kN]	63.24			99.01		
VarK.	[-]	5.0%			0.06		
<b>Fcal - Fardis</b>							
$\sigma_l$	[N/mm <sup>2</sup> ]	12.14	12.05	11.92	14.35	15.47	14.67
$A_e$	[mm <sup>2</sup> ]	12370	11499	12321	12568	12519	12618
$\Delta f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	48.55	48.20	47.67	57.41	61.86	58.68
$f_{cc,m}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	94.85	94.50	93.97	103.71	108.16	104.98
$\varepsilon_{cc}$	[‰]	12.4862	12.4113	12.2955	14.3991	15.3610	14.6746
$\varepsilon_{cc,u}$	[‰]	55.9310	55.5565	54.9777	65.4955	70.3048	66.8731
$\varepsilon_{cc,exp} / \varepsilon_{cc,cal}$	[-]	1.4002	1.2528	1.1499	1.4270	0.9329	1.1276
Mittelwerte	[-]	1.27			1.16		
$F_{cal}$	[kN]	1303	1217	1290	1564	1605	1582
$F_{exp} / F_{cal}$	[-]	0.99	0.97	1.00	0.96	1.06	1.01
Mittelwerte	[-]	0.98			1.01		
VarK.	[-]	2.0%			5.0%		
<b>Fcal - MC2010</b>							
$\omega_w$	[-]	0.26	0.26	0.26	0.31	0.33	0.32
$\sigma'_l$	[N/mm <sup>2</sup> ]	7.42	7.05	7.20	9.57	10.61	9.89
$f_{cc,m}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	87.36	85.81	86.44	95.97	99.98	97.20
$\varepsilon_{cc}$	[‰]	10.867	10.533	10.669	12.727	13.593	12.995
$\varepsilon_{cc,u}$	[‰]	35.562	33.963	34.609	44.830	49.337	46.208
$F_{cal}$	[kN]	1326	1228	1312	1587	1625	1606
$F_{exp} / F_{cal}$	[-]	0.97	0.96	0.98	0.95	1.05	1.00
Mittelwerte	[-]	0.97			1.00		
VarK.	[-]	1.0%			5.0%		

Tab. D.1: Berechnungsdaten der Serie RF1 und RF2

Versuchsserie	[-]	RF2			RF1		
Versuchsnummer	[-]	V1	V2	V3	V1	V2	V3
Bezeichnung	[-]	W10-V1	W10-V2	W10-V3	RW10S20-V1	RW10S20-V2	RW10S20-V3
<b>Fcal - SIA262</b>							
$k_c$	[-]	1.64	1.61	1.62	1.83	1.92	1.85
$f_{cc,m}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	75.99	74.51	75.11	84.57	88.74	85.85
$\varepsilon_{cc}$	[‰]	8.412	8.093	8.222	10.266	11.167	10.542
$\varepsilon_{cc,u}$	[‰]	K.A.	K.A.	K.A.	K.A.	K.A.	K.A.
$F_{cal}$	[kN]	1153	1067	1140	1421	1463	1439
$F_{exp} / F_{cal}$	[-]	1.12	1.10	1.13	1.06	1.16	1.11
Mittelwerte	[-]	1.12			1.11		
VarK.	[-]	1.0%			5.0%		
<b>Fcal - EC2-2015</b>							
$f_{cc,m}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	71.79	71.15	71.61	73.16	73.66	73.34
$A$	[mm <sup>2</sup> ]	9852.03	8992.02	9764.27	10386.89	10477.41	10477.41
$\alpha_s$	[-]	0.65	0.63	0.64	0.69	0.71	0.70
$\sigma'_l$	[N/mm <sup>2</sup> ]	7.88	7.62	7.81	8.43	8.63	8.50
$\varepsilon_{cc}$	[‰]	4.8081	4.7230	4.7847	4.9936	5.0614	5.0187
$\varepsilon_{cc,u}$	[‰]	55.9310	55.5565	54.9777	65.4955	70.3048	66.8731
$F_{cal}$	[kN]	1089	1018	1087	1253	1245	1256
$F_{exp} / F_{cal}$	[-]	1.18	1.16	1.18	1.20	1.36	1.27
Mittelwerte	[-]	1.17			1.28		
VarK.	[-]	1.0%			7.0%		
<b>Fcal - Mander</b>							
$s'_c$	[mm]	44.00	46.00	45.00	36.00	33.00	35.00
$\rho_{cc}$	[-]	0.000	0.000	0.000	0.021	0.021	0.021
$A_e$	[mm <sup>2</sup> ]	10751	9852	10660	11310	11404	11404
$A_{cc,netto}$	[mm <sup>2</sup> ]	15175	14314	15175	14643	14427	14643
$k_e$	[-]	0.71	0.69	0.70	0.77	0.79	0.78
$\omega_w$	[-]	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05
$\sigma_l$	[N/mm <sup>2</sup> ]	12.14	12.05	11.92	14.35	15.47	14.67
$\sigma'_l$	[N/mm <sup>2</sup> ]	8.60	8.29	8.37	11.08	12.22	11.43
$f_{cc,m}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	88.91	87.78	88.07	97.52	101.13	98.62
$\varepsilon_{cc}$	[‰]	11.204	10.959	11.021	13.062	13.842	13.300
$F_{cal}$	[kN]	1349	1256	1336	1610	1641	1626
$F_{exp} / F_{cal}$	[-]	0.96	0.94	0.96	0.93	1.04	0.98
Mittelwerte	[-]	0.95			0.98		
VarK.	[-]	1.00			5.00		

Tab. D.2: Berechnungsdaten der Serien A und B

Versuchsserie	[-]	A			B		
		V1	V2	V3	V1	V2	V3
Versuchsnummer	[-]						
Bezeichnung	[-]	a0 W10 S20 e0-V1	a0 W10 S20 e0-V2	a0 W10 S20 e0-V3	a0 W10 S20 e30-V1	a0 W10 S20 e30-V2	a0 W10 S20 e30-V3
Herstellungsdatum	[-]	28 Jul 2020	28 Jul 2020	28 Jul 2020	28 Jul 2020	28 Jul 2020	28 Jul 2020
Prüfdatum	[-]	25 Aug 2020	25 Aug 2020	25 Aug 2020	25 Aug 2020	25 Aug 2020	25 Aug 2020
Betonalter	[d]	28	28	28	28	28	28
$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	46.30	46.30	46.30	46.30	46.30	46.30
$f_{ym}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	580	580.0	580.0	580	580.0	580.0
<b>Wendelbewehrung</b>							
$d_c$	[mm]	133	133	133	133	136	136
$s_c$	[mm]	80	60	71	81	68	68
$\varnothing_{sw}$	[mm]	10	10	10	10	10	10
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	79	79	79	79	79	79
$\rho_s$	[-]	1.49	1.97	1.66	1.46	1.70	1.70
Mittelwerte	[-]	1.71			1.62		
<b>Längsbewehrung</b>							
$n_l$	[Stk]	1	1	1	1	1	1
$\varnothing_{sl}$	[mm]	20	20	20	20	20	20
$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	314	314	314	314	314	314
<b>Beton</b>							
d	[mm]	150	150	150	150	150	150
$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	17671	17671	17671	17671	17671	17671
$A_{cc}$	[mm <sup>2</sup> ]	13893	13893	13893	13893	14527	14527
<b>Experiment</b>							
Ver. Kombination		VK 1+5	VK 3+6	VK 2+4	VK 1+3	VK 2+4	VK 5+6
$F_{exp}$	[kN]	1192	1347	1335	1173	1168	1192
$\varepsilon_{cc}$	[‰]	6.5393	8.4835	7.9394	6.3686	6.9171	6.9270
Mittelwerte	[kN]	1291.33			1177.67		
Standerabweichung s	[kN]	86.23			12.66		
VarK.	[-]	7.0%			1.0%		
<b>Fcal - Fardis</b>							
$\sigma_l$	[N/mm <sup>2</sup> ]	8.62	11.42	9.63	8.46	9.85	9.85
$A_e$	[mm <sup>2</sup> ]	10051	10936	10428	9984	11122	11122
$\Delta f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	34.47	45.67	38.54	33.83	39.41	39.41
$f_{cc,m}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	80.77	91.97	84.84	80.13	85.71	85.71
$\varepsilon_{cc}$	[‰]	9.4440	11.8633	10.3235	9.3062	10.5110	10.5110
$\varepsilon_{cc,u}$	[‰]	40.7201	52.8167	45.1175	40.0309	46.0548	46.0548
$\varepsilon_{cc,exp} / \varepsilon_{cc,cal.}$	[-]	0.6924	0.7151	0.7691	0.6843	0.6581	0.6590
Mittelwerte	[-]	0.73			0.67		
$F_{cal}$	[kN]	1146	1296	1201	1138	1266	1266
$F_{exp} / F_{cal}$	[-]	1.04	1.04	1.11	1.03	0.92	0.94
Mittelwerte	[-]	1.06			0.96		
VarK.	[-]	4.0%			6.0%		

Tab. D.3: Berechnungsdaten der Serien C und D

Versuchsserie	[-]	C			D		
		V1	V2	V3	V1	V2	V3
Versuchsnummer	[-]						
Bezeichnung	[-]	a50 W10 S20 e0-V1	a50 W10 S20 e0-V2	a50 W10 S20 e0-V3	a50 W10 S20 e30-V1	a50 W10 S20 e30-V2	a50 W10 S20 e30-V3
Herstellungsdatum	[-]	28 Jul 2020	28 Jul 2020	28 Jul 2020	28 Jul 2020	28 Jul 2020	28 Jul 2020
Prüfdatum	[-]	26 Aug 2020	26 Aug 2020	26 Aug 2020	26 Aug 2020	26 Aug 2020	26 Aug 2020
Betonalter	[d]	29	29	29	29	29	29
$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	46.30	46.30	46.30	46.30	46.30	46.30
$f_{ym}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	580	580.0	580.0	580	580.0	580.0
<b>Wendelbewehrung</b>							
$d_c$	[mm]	135	131	133	131	134	135
$s_c$	[mm]	55	64	61	54	56	65
$\varnothing_{sw}$	[mm]	10	10	10	10	10	10
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	79	79	79	79	79	79
$\rho_s$	[-]	2.12	1.87	1.94	2.22	2.09	1.79
Mittelwerte	[-]	1.98			2.03		
<b>Längsbewehrung</b>							
$n_l$	[Stk]	1	1	1	1	1	1
$\varnothing_{sl}$	[mm]	20	20	20	20	20	20
$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	314	314	314	314	314	314
<b>Beton</b>							
$d$	[mm]	150	150	150	150	150	150
$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	17671	17671	17671	17671	17671	17671
$A_{cc}$	[mm <sup>2</sup> ]	14314	13478	13893	13478	14103	14314
<b>Experiment</b>							
Ver. Kombination		VK 1+2	VK 3+4	VK 5+6	VK 1+2	VK 3+4	VK 5+6
$F_{exp}$	[kN]	1345	1212	1212	1240	1301	1258
$\varepsilon_{cc}$	[%]	9.1641	9.5436	7.5616	7.5230	8.4485	8.3515
Mittelwerte	[kN]	1256.33			1266.33		
Standerabweichung s	[kN]	76.79			31.34		
VarK.	[-]	6.0%			2.0%		
<b>Fcal - Fardis</b>							
$\sigma_l$	[N/mm <sup>2</sup> ]	12.27	10.87	11.23	12.88	12.14	10.38
$A_e$	[mm <sup>2</sup> ]	11547	10387	10890	10843	11310	11075
$\Delta f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	49.08	43.47	44.92	51.52	48.56	41.53
$f_{cc,m}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	95.38	89.77	91.22	97.82	94.86	87.83
$\varepsilon_{cc}$	[%]	12.6006	11.3881	11.7016	13.1266	12.4890	10.9697
$\varepsilon_{cc,u}$	[%]	56.5030	50.4403	52.0082	59.1329	55.9450	48.3487
$\varepsilon_{cc,exp} / \varepsilon_{cc,cal}$	[-]	0.7273	0.8380	0.6462	0.5731	0.6765	0.7613
Mittelwerte	[-]	0.74			0.67		
$F_{cal}$	[kN]	1382	1230	1286	1334	1355	1277
$F_{exp} / F_{cal}$	[-]	0.97	0.99	0.94	0.93	0.96	0.98
Mittelwerte	[-]	0.97			0.96		
VarK.	[-]	2.0%			3.0%		

Tab. D.4: Ermittlung der Versuchslasten nach der Bereinigung der Querbewehrungsgrade

Versuchsserie	[-]	RF1			A			B			C			D		
Versuchsnummer	[-]	V1	V2	V3	V1	V2	V3	V1	V2	V3	V1	V2	V3	V1	V2	V3
<b>Fcal - Fardis</b>																
$\sigma_l$	[N/mm <sup>2</sup> ]	14.35	15.47	14.67	8.62	11.42	9.63	8.46	9.85	9.85	12.27	10.87	11.23	12.88	12.14	10.38
$\sigma_{l,\rho_s=2.0}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	11.58	11.67	11.58	11.61	11.61	11.61	11.61	11.55	11.55	11.64	11.79	11.61	11.59	11.52	11.64
$f_{cc,m}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	103.71	108.16	104.98	80.77	91.97	84.84	80.13	85.71	85.71	95.38	89.77	91.22	97.82	94.86	87.83
$f_{cc,m,\rho_s=2.0}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	92.63	92.97	92.63	92.74	92.74	92.74	92.74	92.50	92.50	92.84	93.45	92.74	92.66	92.39	92.84
$F_{cal.}$	[kN]	848	838	848	798	798	798	798	828	828	818	779	798	626	655	665
$F_{cal.,\rho_s=2.0}$	[kN]	1403	1388	1403	1306	1306	1306	1306	1361	1361	1347	1277	1306	1267	1321	1347
$F_{cal.,\rho_s=2.0} / F_{cal.}$	[-]	0.90	0.86	0.89	1.14	1.01	1.09	1.15	1.08	1.08	0.97	1.04	1.02	0.95	0.98	1.05
<b>Experiment</b>																
$F_{exp.}$	[kN]	1501	1699	1598	1192	1347	1335	1173	1168	1192	1345	1212	1212	1240	1301	1258
$F_{exp.,\rho_s=2.0}$	[kN]	1347	1469	1417	1358	1358	1453	1346	1256	1282	1311	1259	1231	1178	1269	1326
Mittelwerte	[kN]	<b>1411</b>			<b>1390</b>			<b>1295</b>			<b>1267</b>			<b>1258</b>		
VarK.	[-]	4.0%			4.0%			4.0%			3.0%			6.0%		



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

## Anhang E

### FE-Simulation mittels ATENA

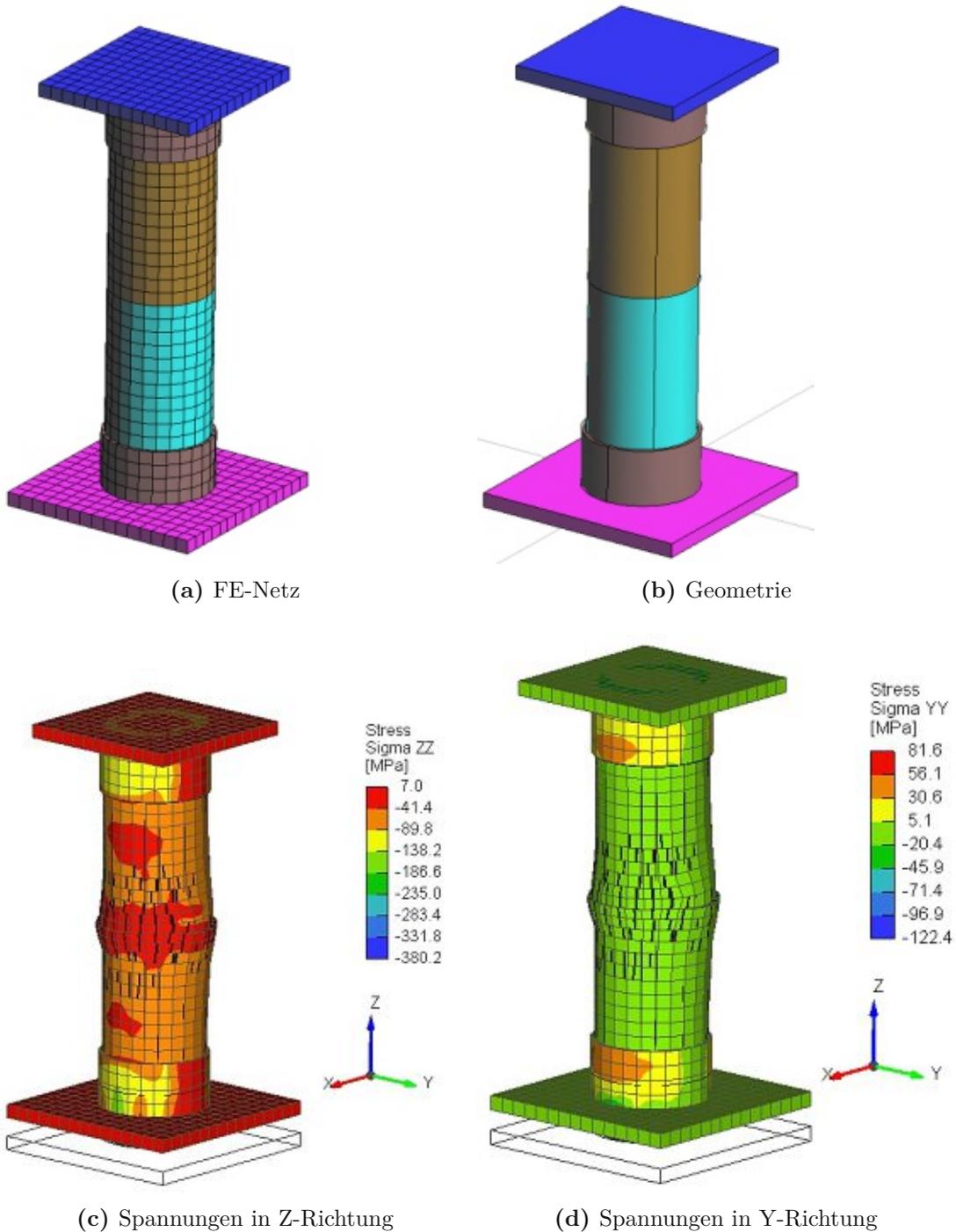


Abb. E.1: Modellbildung eines Versuches (Serie A-V1) mit dazugehörigen Lasteinleitungsplatten und Manschetten in ATENA

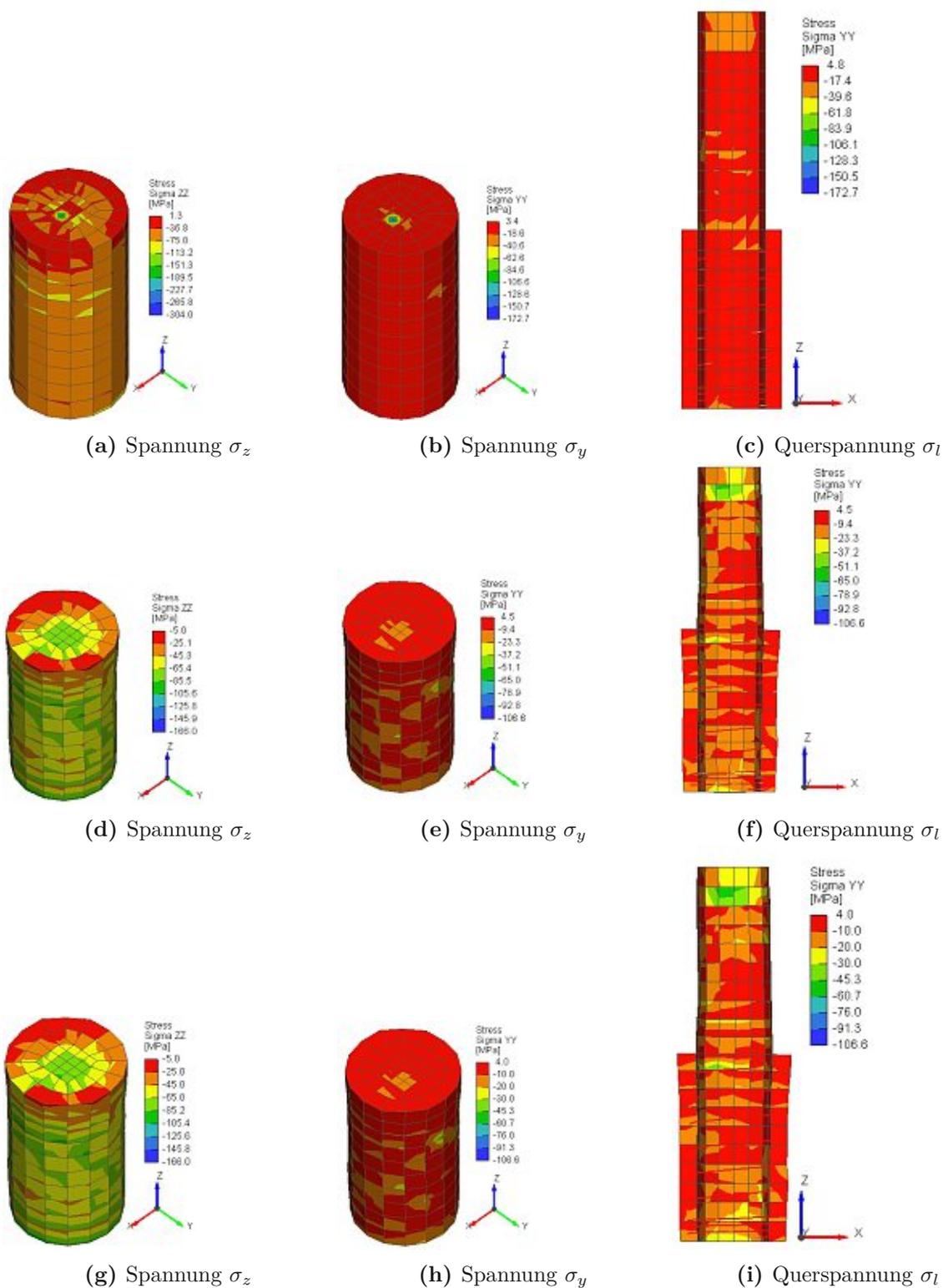


Abb. E.2: Visualisierung der Spannungen  $\sigma_z$ ,  $\sigma_y$  und  $\sigma_l$  der Serie A

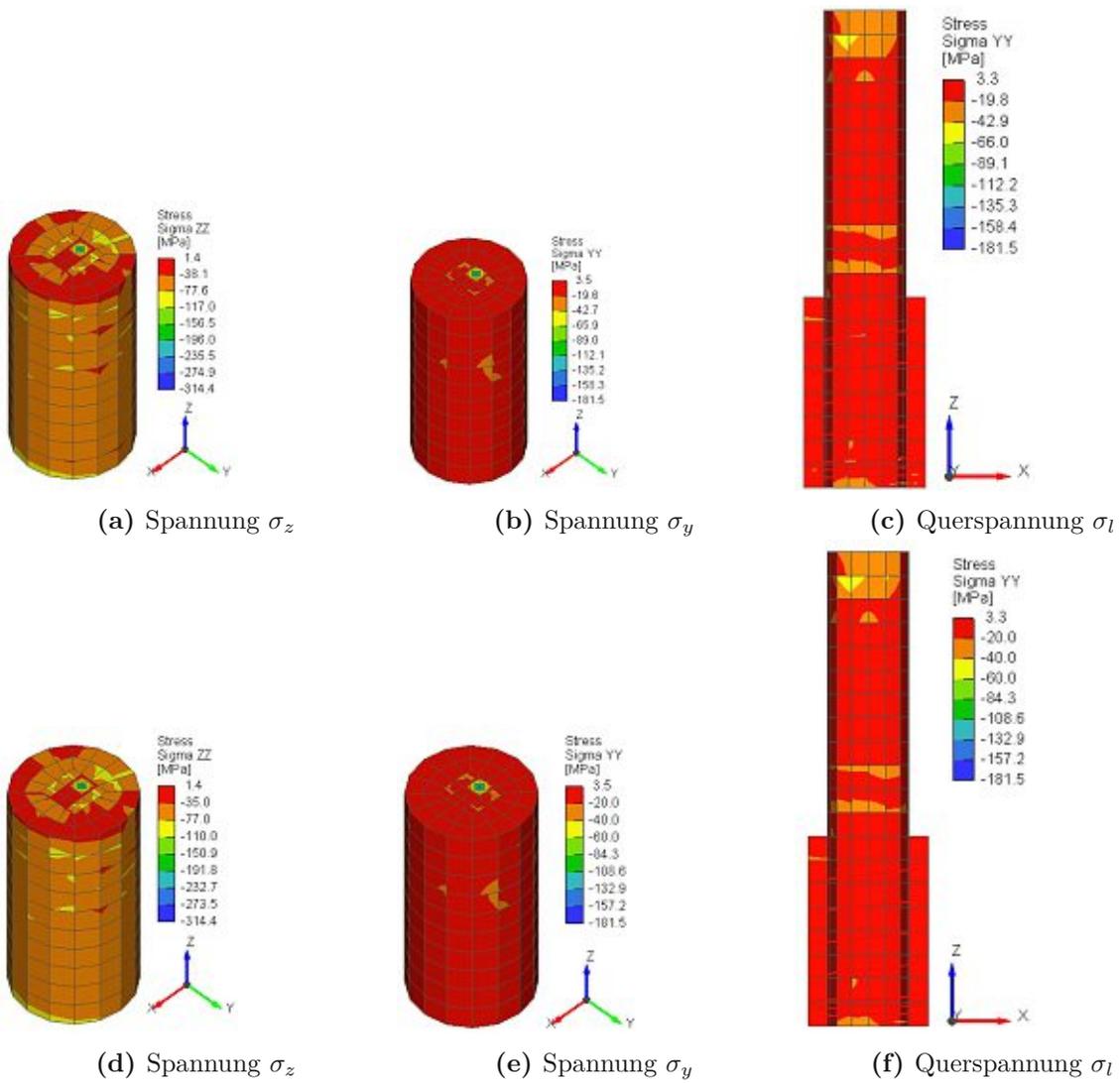


Abb. E.3: Visualisierung der Spannungen  $\sigma_z$ ,  $\sigma_y$  und  $\sigma_l$  der Serie B

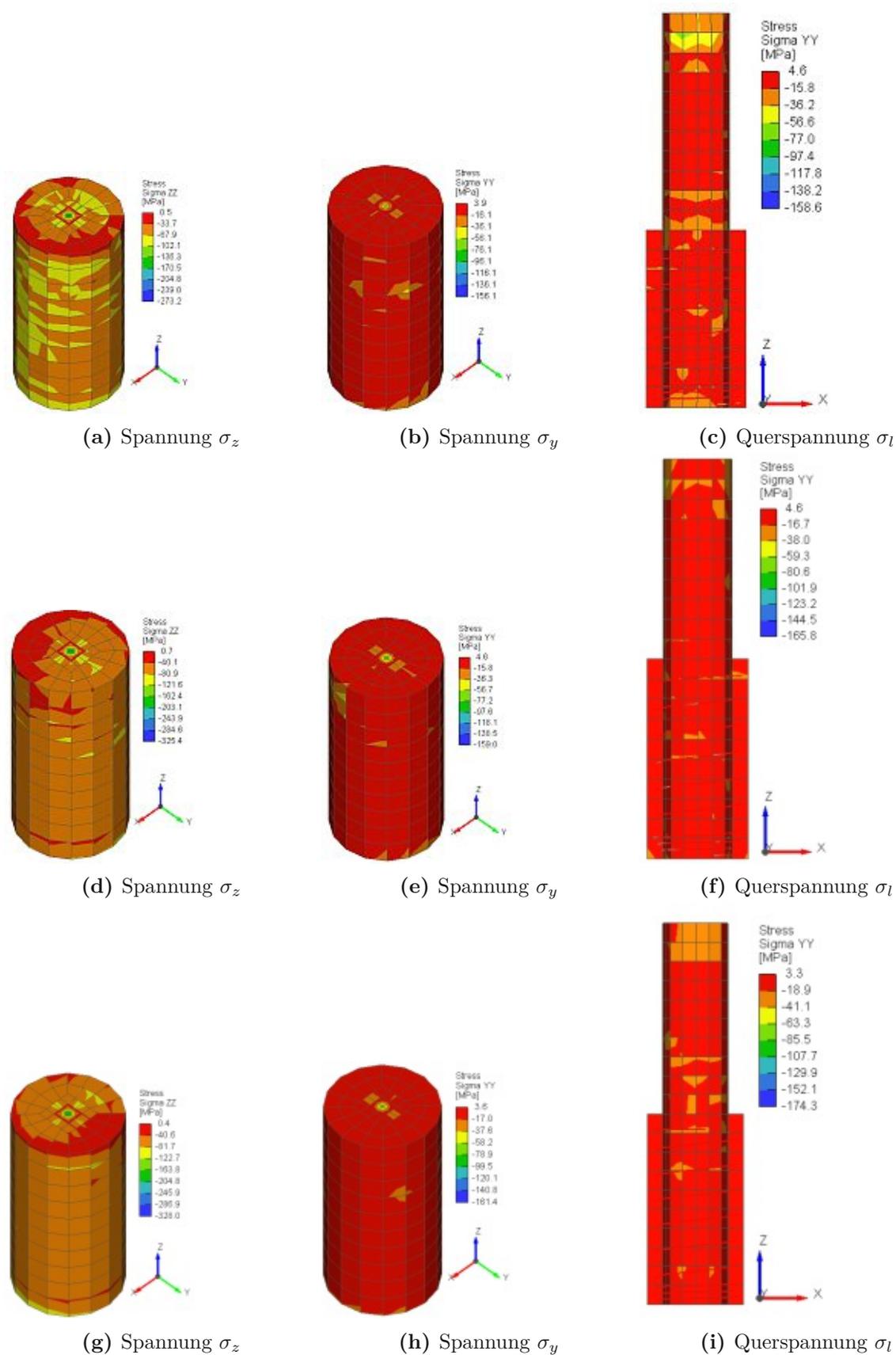


Abb. E.4: Visualisierung der Spannungen  $\sigma_z$ ,  $\sigma_y$  und  $\sigma_l$  der Serie C

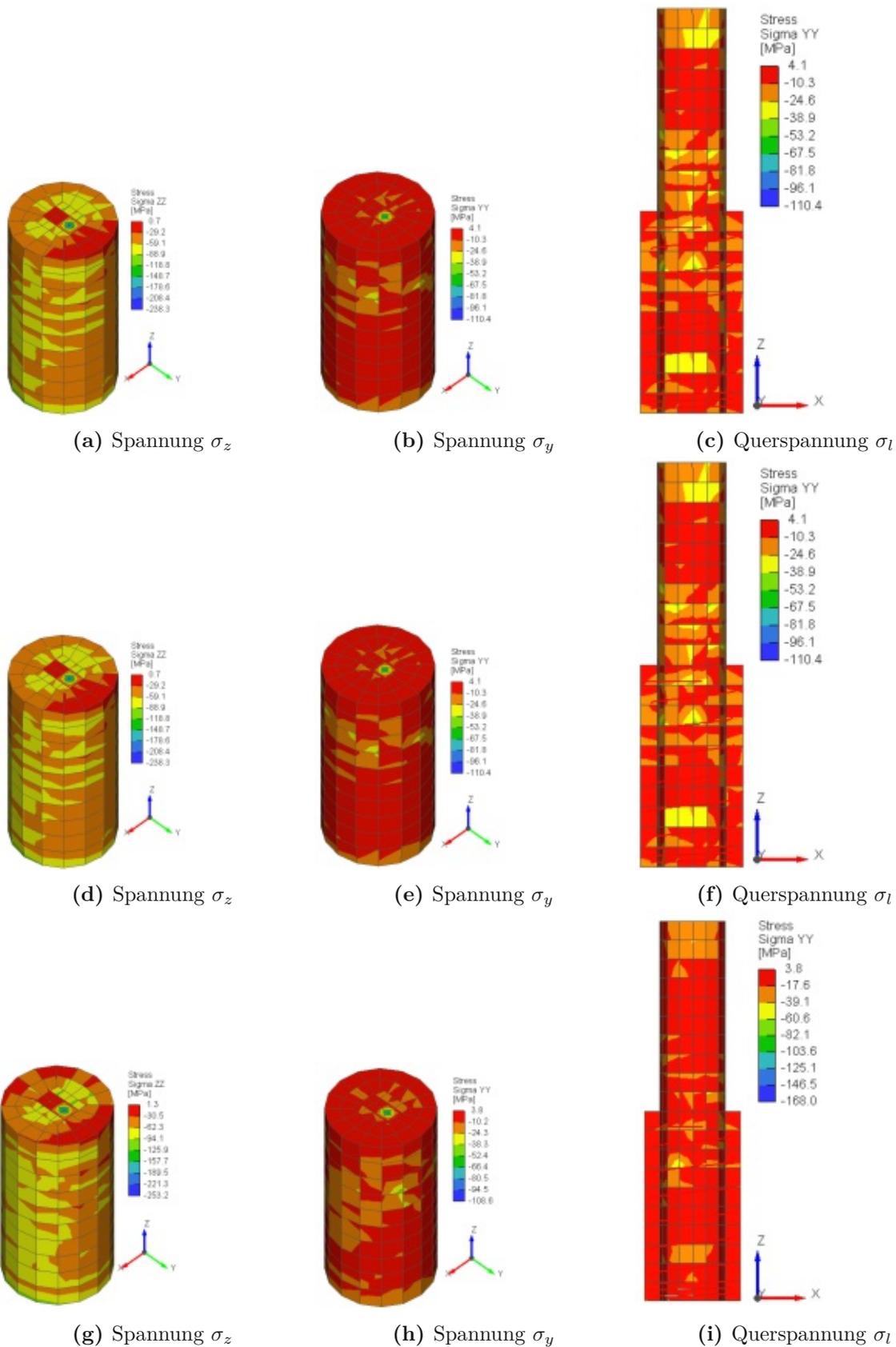


Abb. E.5: Visualisierung der Spannungen  $\sigma_z$ ,  $\sigma_y$  und  $\sigma_l$  der Serie C