

Masterarbeit

Einfluss der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades einer
Diplomingenieurin der Studienrichtung Bauingenieurwissenschaften

von

Lydia Kölbl, BSc

November, 2011

Hauptbetreuer: Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue
Institut für Betonbau
Technische Universität Graz

Zweitbetreuer: Dipl.-Ing. Dr. techn. Michael Reichel
KHP-ZERNA Planungsgesellschaft mbH
Leipzig

Erstellt am Institut für Betonbau
der Technischen Universität Graz

Vorstand: Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als angegebene Quellen nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ich versichere, dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland einem Beurteiler oder einer Beurteilerin in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Ort, Datum

Unterschrift

Danksagung

Diese Passage möchte ich nutzen, um mich bei meinen Studienkollegen zu bedanken, die mich während meines Studiums begleitet und mir die vielen Stunden des Lernens wesentlich erleichtert haben.

Ein besonderer Dank gilt meiner Familie und speziell dabei meinen Eltern Margarethe und Franz, die mir während meiner Studienzeit nicht nur finanziell geholfen haben, sondern auch mit vielen kleinen Gesten unter die Arme gegriffen haben und ebenfalls meine Entscheidung ein Studienjahr in Calgary zu absolvieren, zugestimmt haben. Sie sind mir in allen erdenklichen Situationen mit Rat und Tat zur Seite gestanden.

Ein außerordentlicher Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue und Herrn Dipl.-Ing. Dr. techn. Michael Reichel für die Betreuung dieser Arbeit. Ich möchte noch kurz anmerken, dass Herr Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue sich sehr viel Zeit für Diskussionen genommen hat und Herr Dipl.-Ing. Dr. techn. Michael Reichel durch seine wissenschaftlichen Anregungen mir das Schreiben dieser Arbeit erleichtert hat. Bei allen Mitarbeitern des Institutes für Betonbau möchte ich mich für die vielen Hilfestellungen und anregenden Gespräche bedanken.

Im letzten Abschnitt möchte ich mich herzlichst bei all jenen bedanken, die mich auf meinem Lebensweg und meiner Studiumszeit begleitet und auf welche Weise auch immer unterstützt haben. Vielen lieben Dank Verena, dass du dir die Zeit genommen hast, diese Arbeit gegenzulesen. Irene und Bianca, danke für euer stets offenes Ohr für mich und für die vielen abwechslungsreichen, amüsanten Stunden, die ich mit euch verbringen durfte. Franz Wolfgang, danke für deine Unterstützung, dein Verständnis und deine Geduld mit mir. Du hast mir in den herausfordernden Zeiten Rückhalt und Kraft gegeben.

Kurzfassung

Bei der Querkraftbemessung von Bauteilen sowie bei der Nachrechnung bereits bestehender Konstruktionen bezüglich des Querkraftwiderstandes wird der Einfluss der Schubslankheit vernachlässigt. Diese Masterarbeit befasst sich mit dem Einfluss der Schubslankheit auf das Tragverhalten von schubunbewehrten Stahlbetonträgern, die mittels Einzellast sowie auch Gleichlast belastet wurden.

Um die Hintergründe dieser Betrachtung aufzuzeigen, werden zunächst die Veränderungen in der DIN sowie Ansätze unterschiedlicher Normen dargestellt. Weiters wird ein Einblick in die bereits bestehende Datenbank von Biegeschubversuchen in Stahlbeton gegeben und diese Ergebnisse sodann genauer analysiert. Um einen besseren Überblick zur Thematik zu erhalten, werden auch die Versagensformen sowie die Mechanismen der Querkraftabtragung erklärt.

Zusätzlich wird für das Verständnis das Materialverhalten von Beton aufbereitet und die diversen Möglichkeiten des Programms ATENA bezüglich Handhabung beschrieben. Auf die Modellierung des Materials sowie auf die Geometrie des Trägers wird auch genauer eingegangen. Mit dem Programm ATENA findet eine nichtlineare Berechnung von Trägern mit veränderten Parametern statt, wobei deren Auswirkung betrachtet wird. Die Ergebnisse zeigen, dass bei geringen Schubslankheiten überwiegend ein Sprengwerkversagen auftritt und dass es bei größeren a/d -Verhältnissen zu einem Schrägrissversagen kommt.

Abschließend werden noch einige Überlegungen zur Bildung eines Sprengwerkes näher erklärt. Dabei wird auf die Spannung in der Druckstrebe, auf die Geometrie der Risse sowie auf das Verformungsverhalten des Trägers eingegangen. Diese Betrachtungen spielen eine wichtige Rolle für das Verständnis, ab welcher Schubslankheit eine Umlagerung der Kräfte in ein Sprengwerk möglich ist.

Abstract

The influence of shear slenderness on the shear force resistance is completely neglected in the shear force design of structural elements and the reanalysis of existing constructions. This master's thesis deals with the effect of shear slenderness on the structural behaviour of steel reinforced concrete members without stirrups. These beams are loaded by single and also uniformly distributed loads.

First, to show the reasons behind this analysis the change of the DIN standard is outlined and approaches to different standards are shown. Furthermore, an insight into the existing database of bending shear tests on reinforced concrete is given. The results of this database are analysed further. Moreover some theoretical models for the shear failure mechanism are explained.

In addition, the theoretical background of the material behaviour of concrete is described. Furthermore, the various capabilities for handling the program ATENA are shown. The modelling of the concrete and the geometry of the beam will also be discussed in more detail. The impact of different parameters is checked by a non-linear analysis of the beams with the program ATENA. The results showed an influence on the shear slenderness. At a low shear slenderness there appeared to be a failure of the strut frame structure. In contrast, a large shear slenderness caused a shear crack failure.

Finally, some considerations about the development of a strut frame structure will be explained in more detail. Therefore having a closer look at the stress in the compression strut, the crack pattern and the deformation of the beam. Those reflections are very important for understanding at which shear slenderness a redistribution of forces in a strut frame structure is possible.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Veranlassung und Zielsetzung	1
1.2	Aufbau der Arbeit	2
2	Grundlegende Beschreibung des Schubtragverhaltens und Nachweismodelle in verschiedenen Normen	4
2.1	Grundlagen	4
2.2	Deutschland	6
2.2.1	Frühere Norm: DIN 1045-alt [1943-03, 1952-07, 1972-01, 1978-12, 1988-07]	6
2.2.2	Aktuelle Norm: DIN EN 1992-1-1	12
2.3	Österreich	14
2.3.1	Aktuelle Norm: ON EN 1992-1-1	14
2.4	Schweiz	17
2.4.1	SIA 262: 2003-04	17
2.4.2	Ansatz nach Muttoni [20]	18
2.5	Interpretation	19
3	Datenbank Biegeschubversuche in Stahlbeton	21
3.1	Beschreibung der Datenbank	21
3.2	Auswertung der Datenbank	22
3.2.1	Momententragsfähigkeit	22
3.2.2	Querkrafttragsfähigkeit	25
3.2.3	Druckstrebenspannung	32
4	Numerische Untersuchung mittels Finiter Elemente	35
4.1	Grundlagen	35
4.1.1	Materialeigenschaften von normalfestem Beton	35
4.1.2	Verwendetes FE-Programm	37
4.2	Materialmodellierung	40
4.2.1	Materialparameter des Betons	40
4.2.2	Modellierung der Rissbildung	44
4.2.3	Modellierung der Arbeitslinie für die Auflagerplatten aus Stahl	44
4.2.4	Modellierung der Arbeitslinie für die Bewehrung	45
4.3	Modellierung des Trägers	45
4.4	FE-Simulationsparameter	51
4.5	FE-Simulationsergebnisse	54
4.5.1	Darstellung und Erklärung der FE-Ergebnisse bei Einzellast	54
4.5.2	Darstellung und Erklärung der FE-Ergebnisse bei Gleichstreckenlast	64
4.5.3	Vergleich der Schubdatenbank mit den FE-Ergebnissen	67
5	Überlegungen zur Bildung eines Sprengwerks	71
5.1	Ansätze zur Berechnung der Druckstrebenspannung	71
5.2	Rissgeometrie, Rissbildung	76
5.3	Vergleich der Durchbiegungen bei Ausbildung eines Sprengwerkes und eines Fachwerkes	78

6	Zusammenfassung und Ausblick	81
6.1	Zusammenfassung	81
6.2	Ausblick	82
A	Ergebnisse FE-Simulation	88
A.1	Tabellen	88
A.2	Last-Verformungsdiagramme bei gleicher Trägerhöhe	107
A.3	Last-Verformungsdiagramme bei gleicher Schubslankheit	109
A.4	Abbildungen	112
B	Datenbank von Biegeschubversuchen in Stahlbeton	120
B.1	Tabellen	120

1 Einleitung

Das Verhalten eines Stahlbetonträgers unter Schubbeanspruchung ohne Querkraftbewehrung wurde schon in einigen Forschungsarbeiten analysiert. Trotz dieser vorliegenden Betrachtungen existiert kein eindeutiger mechanischer Ansatz zur Berechnung solcher Balken.

Viele dieser bestehenden Gleichungen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit bauen auf einen semi-empirischen Ansatz auf. Daher sind weitere Untersuchungen notwendig.

In der Regel soll ein vorzeitiges Versagen auf Schub infolge geringem Ankündigungsverhalten, im Vergleich mit dem Biegeversagen, vermieden werden. Es gibt Fälle bei denen aufgrund der geringen Querkrafttragfähigkeit die rechnerische Biegetragfähigkeit nicht erreicht wird. Dieser Zustand wurde von [13] bereits genauer untersucht und als Schubtal bezeichnet.

Beim Versagen eines Trägers aufgrund Schubbeanspruchungen handelt es sich um ein komplexes Problem. Es können verschiedene Versagensmechanismen auftreten, wie z.B.: Biegeschubversagen, Schubzugbruch oder ein Druckstrebenversagen. (vgl. [27, S. 53 ff])

Beim Biegeschubversagen kann das Versagen des Bauteils aufgrund des Schrägrisses auftreten, wenn eine Umlagerung der Kräfte in ein Sprengwerk nicht mehr möglich ist oder die Tragkapazität des Sprengwerks erreicht wird. (vgl. [14, S. 71])

Die Abtragung der Querkraft erfolgt je nach Zustand I oder Zustand II über verschiedene Komponenten. Im reinen Zustand I trägt der Querschnitt die gesamte Querkraftbeanspruchung ab. Nach der Rissbildung wird die Querkraft über die Druckzone, die Rissuferverzahnung, die Rissprozesszone und die Dübelwirkung der Längsbewehrung aufgenommen. (vgl. [15, S. 179])

In der folgenden Arbeit soll das Schubtragverhalten von Bauteilen ohne Schubbewehrung näher analysiert werden.

1.1 Veranlassung und Zielsetzung

Bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen nach EN 1992-1-1 handelt es sich um eine Funktion $f(d, b_w, \rho_l, f_{ck})$. Es ist ersichtlich, dass bei dieser Berechnungsweise der Tragfähigkeit die Schubschlankheit (bei Einzellasten das Verhältnis a/d und bei Gleichlast $M/(V \cdot d)$) vollkommen vernachlässigt wird.

Des Weiteren bleibt auch die Dehnung der Bewehrung unberücksichtigt. Dadurch wird eine mögliche Reserve der Biegetragfähigkeit für den Aufbau des Sprengwerks vernachlässigt.

Die Höhe in der Zugzone, über die noch Zugspannungen in den Beton eingeleitet werden können, hängt von der Dehnungsebene ab. Bei Auftreten von großen Dehnungen in der Bewehrungslage ist der gerissene Bereich in der Zugzone höher, da f_{ct} wesentlich früher überschritten ist. Außerdem

ist bei höheren Querschnitten diese Höhe der mittragenden Zugzone zwischen den Rissufern im Vergleich zur Druckzone klein. Im Gegenteil dazu hat der Bereich der mitwirkenden Zugzone bei kleinen Querschnittshöhen einen maßgeblichen Einfluss. Diese zwei genannten Maßstabeffekte spielen jedoch eine wichtige Rolle für den Querkraftwiderstand des Querschnitts. Deshalb wird die tatsächliche Tragfähigkeit der Bauwerke bei der Nachrechnung zum Teil deutlich unterschätzt.

Zusätzlich wird die maßgebende Querkraftbeanspruchung für die Nachweisführung an einer anderen Stelle ermittelt als für die Biegebeanspruchung. Beide werden separat voneinander behandelt. Ein kombinierter Nachweis an einer Stelle, an der beide Einwirkungen zusammen maßgebend werden, schätzt die Tragfähigkeit realistischer ein.

Die Ermittlung des Querkraftwiderstandes $V_{Rd,c}$ nach EN 1992-1-1 liegt auf der sicheren Seite für die Bemessung zukünftiger Bauwerke. Bei der Nachrechnung bereits bestehender Bauten könnte diese Unterschätzung der Tragfähigkeit zu unnötigen Verstärkungsmaßnahmen führen. Wie in den Tabellen im Kapitel 2 erkennbar ist, haben sich die Werte für die zulässigen Schubspannungen τ_0 in der DIN 1045 über die Jahre hinweg vermindert. Jene Bauwerke, die im Jahre 1960 noch alle Bestimmungen bezüglich erlaubten Spannungen τ_0 erfüllten, werden den jetzigen Sicherheitsnachweisen nicht mehr gerecht.

Ebenfalls zu berücksichtigen ist, dass z.B. bei Brückentragwerken die Verkehrszahlen sowie der LKW-Verkehr ansteigen und die Lastansätze modifiziert werden müssen. Diese zukünftigen Anforderungen werden von den aktuellen Bemessungsansätzen bezüglich Querkraft nicht erfüllt. Anhand verbesserter Berechnungsmodelle ist zu beurteilen, ob eine Brücke schubsaniert werden soll und vielleicht durch weitere Bohrungen zur Einbringung von Bewehrung geschädigt wird oder ob noch eine ausreichende Tragfähigkeit ausgewiesen werden kann.

1.2 Aufbau der Arbeit

Zu Beginn werden die Versagensarten bei Schubversagen beschrieben, um einen kurzen Überblick bezüglich des Tragverhaltens eines Trägers unter Schubbeanspruchung zu geben. Des Weiteren wird die DIN 1045-alt genauer betrachtet, da sich die zulässigen Schubspannungen τ_0 mit den Jahren verändert haben. Ebenso werden jene Auswirkungen, die diese Veränderungen zu Folge haben, skizziert. Ergänzend werden auch noch andere Bemessungsansätze nach EN 1992-1-1 [1], Muttoni [20] und SIA 262: 2003-04 [23] vorgestellt und näher erläutert.

Anschließend beschreibt diese Arbeit die vorhandene Schubdatenbank mit ihren umfangreichen Versuchsdaten. Es folgt eine Auseinandersetzung mit wesentlichen Parametern, welche ausführlicher erklärt werden.

Des Weiteren werden einige Ergebnisse der Auswertung der Datenbank im Detail dargestellt. Im Zuge dessen werden auch verschiedene Mechanismen zur Querkraftabtragung behandelt, jedoch wird kein vollständiges Kapitel zu dieser Materie angeführt. Im Abs. 3.2.2 wird zum Teil auf für diese Arbeit relevante Tragmechanismen eingegangen. Detailliertere Informationen zu dieser Thematik sowie zu den Versagensformen und bestehenden Modellen beschreiben [27] und [14].

Das Kapitel 4 der Arbeit behandelt die Modellierung eines Schubalkens für eine nichtlineare Analyse.

Es wird die Modellierung des Schubalkens im Programm ATENA 2D beschrieben und auf die veränderlichen Eingangsgrößen eingegangen, um deren Einfluss feststellen zu können. Es werden die Ergebnisse ausgewertet und auf ihre Plausibilität überprüft. Zusätzlich werden Vergleiche mit Versuchsbeobachtungen angestellt. Dabei wird auf die Versagensmechanismen eingegangen und auf die Rissbildung sowie deren Verlauf geachtet. Durch die verformungsgesteuerte Lastaufbringung kann anhand der Last-Verformungskurve, der Dehnungen, der Spannungen und der Rissbildung die Versagensform festgestellt werden, d.h. Versagen durch Schrägrissbildung oder Umlagerung in ein Sprengwerk mit anschließendem Versagen der Druck- oder Zugstrebe.

Die beiden Auswertungen werden miteinander verglichen und auf zentrale Erkenntnisse näher eingegangen.

Im Anschluss werden noch Überlegungen zur Bildung eines Sprengwerks näher erläutert, da verschiedene Parameter die Umlagerungsmöglichkeiten bei einem schubbeanspruchten Träger beeinflussen.

2 Grundlegende Beschreibung des Schubtragverhaltens und Nachweismodelle in verschiedenen Normen

2.1 Grundlagen

Versagensarten

Ein Versagen auf Schub in Stahlbeton erkennt man daran, dass die maßgebenden Risse eine bestimmte Neigung gegenüber der Balkenlängsachse aufweisen. Diese Neigung lässt sich durch die schiefen Hauptzugspannungen σ_1 des Zustandes I erklären, siehe Abb. 2.1.

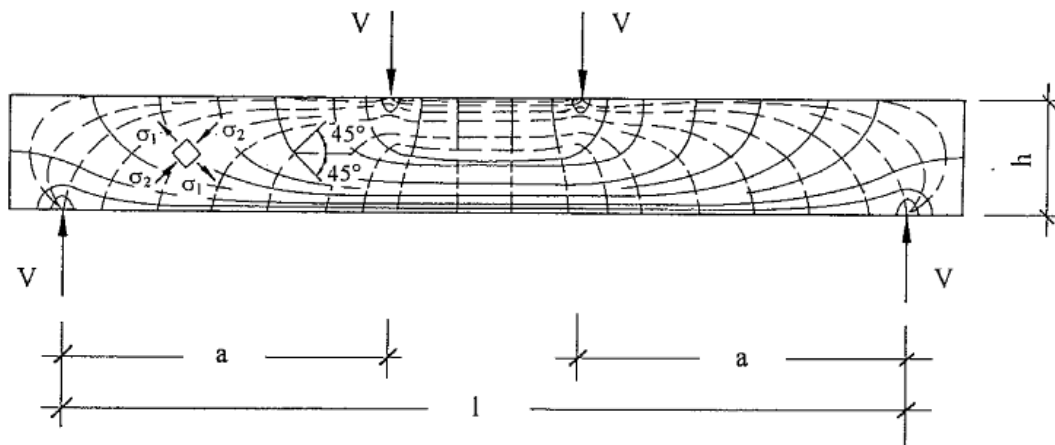


Abbildung 2.1: Spannungstrajektorien im Zustand I

Die Richtung der Hauptspannungstrajektorien lassen sich aus dem Rissbild lesen. In Balkenmitte breiten sich die Risse nahezu senkrecht aus. Dies lässt darauf schließen, dass Hauptzugspannungen nahezu waagrecht verlaufen. In Bereichen, in denen die Querkräfte zunehmen, neigen sich die Hauptzugspannungen. Die Hauptspannungen und deren Richtung können bei Balken aus homogenem Material im Zustand I mittels Normalspannungen σ_x infolge des Biegemomentes M und der Längsnormalkraft N sowie den Schubspannungen τ aufgrund der Querkraft ermittelt werden. (vgl. [25, S. 124 f])

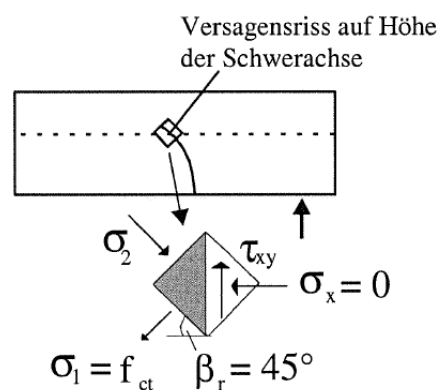
$$\sigma_x = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot z \quad (2.1)$$

$$\tau = \tau_{xz} = \tau_{zx} = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b} \quad (2.2)$$

Aus den Glg. (2.1) und Glg. (2.2) ergeben sich die Hauptspannungen zu

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (2.3)$$

Die Spannungen σ_z sind meist im Verhältnis zu den Normalspannungen σ_x zu vernachlässigen, außer in Bereichen mit Einzellasten. Die Risse neigen sich schlussendlich unter einem Winkel der annähernd 45° beträgt, vorausgesetzt dass keine Längsbeanspruchung vorhanden ist. Dementsprechend ergibt sich die schiefe Hauptzugspannung am Beginn des Risses zu $\sigma_1 = f_{ct}$, da im Bereich der Spannungsnulllinie die zugehörige Längsspannung $\sigma_x = 0$ beträgt, siehe Abb. 2.2. Setzt man diese Werte in die Glg. (2.3) ein, ergibt sich, dass die maximalen Schubspannungen τ_{xz} in Höhe der Nulllinie der zentrischen Zugfestigkeit des Betons entsprechen. Wird diese Festigkeit überschritten, wird ein Riss initiiert. (vgl. [27, S. 110])



Maximale Schubspannung:

$$\sigma_x = 0 \Rightarrow \beta_r = 45^\circ, \sigma_1 = \sigma_2 = f_{ct}$$

Abbildung 2.2: Maximale Schubspannung bei dem Modell nach [27]

$$\sigma_I = \tau_{xz} = f_{ct} \quad (2.4)$$

Die am häufigsten aufgetretene Versagensart, die festgestellt werden konnte, war das Biegeschubversagen. Bei diesem Versagen bildet sich zuerst ein Biegeriss, da die Betonzugfestigkeit am Zugrand des Balkens überschritten wird. Dieser Riss verläuft senkrecht zum Querschnittsrand und mit zunehmender Belastung pflanzt er sich im Querschnitt fort. Beim Erreichen einer bestimmten Last drehen die Rissspitzen in Richtung der Lasteinleitung ab. Dabei handelt es sich noch um ein stabiles Risswachstum. Am Ende davon weisen die Risse einen Winkel von 45° auf. Durch die Öffnung dieser geneigten Risse (=Schrägrisse) kann es zu einem Durchtrennen der Druckzone durch einen Schrägriss kommen und der Balken kann eine Systemumlagerung in ein Sprengwerk vollziehen. Aufgrund der Separation von Druck- und Zuggurt durch die Schrägrissbildung kann die Querkraftabtragung nur mehr über die Neigung der Druckgurte stattfinden, siehe Abb. 3.3. Es

herrscht kein Verbund mehr zwischen Beton und Bewehrung und somit ist die Kraft im Zugband konstant. Die Entwicklung des Schrägrisses wird unter anderem durch die Längsbewehrung bzw. durch die Dehnsteifigkeit des Zuggurtes beeinflusst.

Das Sprengwerkmodell besteht aus einem Zugband und einer Druckstrebe, die von der Lasteinleitung bis zum Auflager reicht. Die Sprengwerkwirkung ist umso günstiger, je steiler die Neigung der Druckstrebe ist, jedoch ist eine gute Verankerung der Zugsbewehrung zu gewährleisten, die die horizontalen Kräfte der Druckstrebe aufnimmt, damit ein Verankerungsbruch ausgeschlossen werden kann. Bei Balken aus Stahlbeton ist die von der Zugfestigkeit des Betons abhängige Schrägrisslast meist größer als die Sprengwerklast bei hohen Schubslankheiten und daher kommt es selten zu einer Laststeigerung durch die Umlagerung in ein Sprengwerk. Das Versagen nach Schrägrissbildung ist ein plötzliches Versagen, wenn die Belastung kraftgesteuert aufgebracht wird. Bei der Umlagerung in ein Sprengwerk erfahren sowohl die Druckstrebe als auch der Zuggurt, in Abhängigkeit der Schubslankheit, eine deutliche Beanspruchungszunahme. Aufgrund der zuvor benannten Faktoren tritt diese Systemumlagerung in ein Sprengwerk meist nur bei kleineren Schubslankheiten auf.

Das Biegeschubversagen splittet sich in die zwei Versagsarten auf (vgl. [27, S. 53 f] und [14, S. 28 f]):

- nach Schrägrissbildung
- nach der Umlagerung in ein Sprengwerk

2.2 Deutschland

2.2.1 Frühere Norm: DIN 1045-alt [1943-03, 1952-07, 1972-01, 1978-12, 1988-07]

Im Folgenden wird auf das Nachweisformat der DIN 1045 näher eingegangen und die Veränderungen über die Jahre von 1943 bis 1988 dargestellt. Wie bereits zuvor erwähnt, verminderten sich die Werte für die zulässigen Spannungen. Deshalb erfüllen Konstruktionen, die vor vielen Jahren errichtet wurden, die heutigen Sicherheitsbestimmungen nicht mehr, wenn die Nachrechnung nach aktueller Norm erfolgt.

Bei Betrachtung der früheren Bemessungsnormen wird ersichtlich, dass damals ein Grundwert der Schubspannung τ_0 unter Gebrauchslast nicht überschritten werden durfte. Alle Nachweise erfolgten auf einem Spannungsniveau. Um genügend Sicherheit gegen einen Druckstrebenbruch (schiefen Druck) zu gewährleisten, wurden die Schubspannungen τ_0 beschränkt.

Die Schubbemessung nach DIN 1045-alt [1943-03, 1952-07, 1972-01, 1978-12, 1988-07] läuft in folgenden Schritten ab: (vgl. [16, S. 207 ff])

- Ermittlung der maßgebenden Querkraft für die Schubbemessung
 - im Allgemeinen größte Querkraft am Auflagerrand

- bei direkter Stützung der Querkraft im Abstand von $0,5 \cdot h$ vom Auflagertrand (bei kurzen Balken kann Querkraft womöglich reduziert werden)
- bei einer geringen Schubschlankheit bei Einzellasten, $a \leq 2 \cdot h$, wird die einwirkende Querkraft mit dem Faktor $a/2 \cdot h$ abgemindert
- Ermittlung des Rechenwertes τ_0 unter Gebrauchslast [16]
 - bei Nulllinie innerhalb des Querschnitts ergibt sich die Schubspannung im Zustand II aus $\tau_0 = Q/b_0 \cdot z$, b_0 entspricht der kleinsten Querschnittsbreite in der Zugzone
 - im Falle von Nulllinie außerhalb des Querschnitts entspricht τ_0 der größten Hauptzugspannung σ_1 im Zustand I in der Betondruckzone

„Querschnittsänderungen müssen bei der Ermittlung des Rechenwertes τ_0 bei ungünstiger Wirkung bzw. dürfen bei günstiger Wirkung berücksichtigt werden.“ [16]

Bereiche für die Schubmessung

In den Abb. 2.3 bis Abb. 2.8 ist ersichtlich, dass die Grundwerte der Schubspannung in der DIN 1045-alt [1943-03, 1952-07, 1972-01, 1978-12, 1988-07] in drei Bereiche aufgeteilt sind.

Diese Bereiche sind laut DIN 1045: 1972-01 [16, S. 208 ff] wie folgt definiert:

Bereich 1	$\tau_0 \leq \tau_{011}$	bei Platten
	$\tau_0 \leq \tau_{012}$	bei Balken

Eine Schubbewehrung bei Platten ist nicht erforderlich, wenn

$$\tau_0 \leq k_1 \cdot \tau_{011}$$

wobei $1 \geq k_1 = 0,5 \leq \frac{0,20}{d} + 0,33 \leq 1,0$ d = Plattendicke in [m]

Weiters ist keine Schubbewehrung bei Platten mit einer ständig vorhandener Gleichlast ohne maßgebenden Einzellasten notwendig, wenn

$$\tau_0 \leq k_2 \cdot \tau_{011}$$

wobei $1 \geq k_2 = 0,7 \leq \frac{0,12}{d} + 0,60 \leq 1,0$ d = Plattendicke in [m]

„Die Beiwerte k_1 und k_2 berücksichtigen die abnehmende Schubtragfähigkeit dicker Platten. Der Beiwert k_2 darf in Bereichen angewendet werden, in denen die Höchstwerte des Biegemomentes und der Querkraft nicht zusammentreffen.“ [25]

„Wird in Platten eine konstruktive Mindestschubbewehrung nach DIN 1045 angeordnet, so dürfen die Werte τ_{012} ausgenutzt werden. Breite Balken ($b_0 > 5 \cdot d$) dürfen wie Platten behandelt werden. Bei Balken ist im Bereich 1 kein Nachweis der Schubdeckung erforderlich, doch ist stets eine Mindestschubbewehrung anzuordnen.“ [16]

Diese Mindestschubbewehrung ermittelt sich aus dem Bemessungswert $\tau = 0,4 \cdot \tau_0$. Diese Bewehrung dient zur Aufnahme der schrägen Hauptzugkräfte welche durch die Querkraftbeanspruchung verursacht werden, unter Annahme einer flachen Druckstrebenneigung im Steg. Weiters dient sie dazu, einen Schubbiegebruch zu vermeiden. (vgl. [25, S. 149])

Bereich 2	$\tau_{011} < \tau_0 \leq \tau_{02}$	bei Platten
	$\tau_{012} < \tau_0 \leq \tau_{02}$	bei Balken

In diesem Bereich darf mit einer Druckstrebenneigung von $\alpha < 45^\circ$ gerechnet werden. (vgl. [25, S. 151])

„Der Rechenwert τ_0 darf in jedem Querschnitt des Trägerbereiches mit gleichem Vorzeichen der Querkraft auf den Bemessungswert τ abgemindert werden (verminderte Schubdeckung):“ [16]

Dabei ist meinem Schubdeckungsgrad η von $\eta = \tau_0/\tau_{02} \geq 0,4$ zu rechnen. Deshalb ergibt sich

$$\tau = \eta \cdot \tau_0 = \tau_0^2/\tau_{02} \geq 0,4 \cdot \tau_0$$

Der Schubdeckungsgrad η ergibt sich zu $\eta = \tau_0/\tau_{02}$

„Die Abminderung ist in folgenden Fällen nicht erlaubt:

- bei nicht vorwiegend ruhender Belastung nach DIN 1055, Bl. 3,
- bei Biegung mit Längszugkraft und Nulllinie außerhalb des Querschnitts.“

[16]

Bereich 3	$\tau_{02} < \tau_0 \leq \tau_{03}$
-----------	-------------------------------------

„In diesem Bereich wird volle Schubdeckung verlangt, d.h. der Schubdeckungsgrad beträgt $\eta = 1,0$ und der Bemessungswert im ganzen zugehörigen Trägerbereich mit gleichem Vorzeichen der Querkraft ist $\tau = \tau_0$.

Rechenwerte $\tau_0 > \tau_{03}$ sind nicht zugelassen.

Bei Biegung mit Längszugkraft und Nulllinie außerhalb des Querschnitts sind Rechenwerte $\tau_0 > \tau_{02}$ nicht zugelassen.“ [16]

Die Unterteilung des Bereiches 1 bedeutet folgendes:

- 1a gestaffelte Bewehrung
- 1b ungestaffelte bis zum Endauflager durchlaufende Bewehrung

DIN 1045: 1943-03

	Bauteil	Bereich	Schubspannung max t0	Grenzen der Schubspannung τ_0 für Festigkeitsklasse Betons				Nachweis der Schubdeckung
				B 120 \triangleq C8/10	B 160 \triangleq C8/10	B 225 \triangleq C12/15	B300 \triangleq C20/25	
1	Platten	1	τ_{011}	0,60	0,80	0,90	1,00	nicht erforderlich
2		2	τ_{02}	1,40	1,60	1,80	2,00	erforderlich
3	Balken	1	τ_{012}	0,40	0,60	0,70	0,80	nicht erforderlich
4		2	τ_{02} (aus Torsion)	0,40	0,50	0,60	0,70	
5		3	τ_{03}	1,40	1,60	1,80	2,00	erforderlich

Abbildung 2.3: Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] unter Gebrauchslast nach [5, S. 538] DIN 1045: 1943-03

DIN 1045: 1952-07

	Bauteil	Bereich	Schubspannung max t0	Grenzen der Schubspannung τ_0 für Festigkeitsklasse Betons				Nachweis der Schubdeckung
				B 120 \triangleq C8/10	B 160 \triangleq C8/10	B 225 \triangleq C12/15	B300 \triangleq C20/25	
1	Platten	1	τ_{011}	0,60	0,80	0,90	1,00	nicht erforderlich
2		2	τ_{02}	1,40	1,60	1,80	2,00	erforderlich
3	Balken	1	τ_{012}	0,40	0,60	0,70	0,80	nicht erforderlich
4		2	τ_{02} (aus Torsion)	0,40	0,50	0,60	0,70	
5		3	τ_{03}	1,40	1,60	1,80	2,00	erforderlich

Abbildung 2.4: Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] unter Gebrauchslast nach [6, S. 671] DIN 1045: 1952-07

DIN 1045: 1959-11

	Bauteil	Bereich	Schubspannung max t_0	Grenzen der Schubspannung τ_0 für Festigkeitsklasse Betons				Nachweis der Schubdeckung
				B 120 \triangleq C8/10	B 160 \triangleq C8/10	B 225 \triangleq C12/15	B300 \triangleq C20/25	
1a	Platten	1	τ_{011}		0,80	0,90	1,00	nicht erforderlich
2		2	τ_{02}	1,40	1,60	1,80	2,00	erforderlich
3	Balken	1	τ_{012}	0,40	0,60	0,70	0,80	nicht erforderlich
4		2	τ_{02} (aus Torsion)	0,40	0,50	0,60	0,70	
5		3	τ_{03}	1,40	1,60	1,80	2,00	erforderlich

Abbildung 2.5: Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] unter Gebrauchslast nach [7, S. 600] DIN 1045: 1959-11

DIN 1045: 1972-01

	Bauteil	Bereich	Schubspannung max t_0	Grenzen der Schubspannung τ_0 für Festigkeitsklasse Betons					Nachweis der Schubdeckung	Schubdeckung
				B 15 \triangleq C12/15	B 25 \triangleq C20/25	B 35 \triangleq C30/37	B 45 \triangleq C35/45	B 55 \triangleq C45/55		
1a	Platten	1	τ_{011}	0,25	0,35	0,40	0,50	0,55	nicht erforderlich	keine (siehe aber Abschn. 17.5.5)
1b				0,35	0,50	0,60	0,70	0,80		
2	2	2	τ_{02}	1,20	1,80	2,40	2,70	3,00	erforderlich	verminderte Schubdeckung nach Gleichung (20) zulässig
3	Balken	1	τ_{012}	0,50	0,75	1,00	1,10	1,25	nicht erforderlich	(siehe Abschn. 17.5.5)
4		2	τ_{02}	1,20	1,80	2,40	2,70	3,00	erforderlich	verminderte Schubdeckung nach Gleichung (20) zulässig
5		3	τ_{03}	2,00	3,00	4,00	4,50	5,00	erforderlich	volle Schubdeckung

Abbildung 2.6: Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] unter Gebrauchslast nach [8, S. 989] DIN 1045: 1972-01

DIN 1045: 1978-12

	Bauteil	Bereich	Schubspannung max t_0	Grenzen der Schubspannung τ_0 für Festigkeitsklasse Betons					Nachweis der Schubdeckung	Schubdeckung
				B 15 \triangleq C12/15	B 25 \triangleq C20/25	B 35 \triangleq C30/37	B 45 \triangleq C35/45	B 55 \triangleq C45/55		
1a	Platten	1	τ_{011}	0,25	0,35	0,40	0,50	0,55	nicht erforderlich	keine (siehe aber Abschn. 17.5.5)
1b				0,35	0,50	0,60	0,70	0,80		
2	2	2	τ_{02}	1,20	1,80	2,40	2,70	3,00	erforderlich	verminderte Schubdeckung nach Gleichung (17) zulässig
3	Balken	1	τ_{012}	0,50	0,75	1,00	1,10	1,25	nicht erforderlich	(siehe Abschn. 17.5.5)
4		2	τ_{02}	1,20	1,80	2,40	2,70	3,00	erforderlich	verminderte Schubdeckung nach Gleichung (17) zulässig
5		3	τ_{03}	2,00	3,00	4,00	4,50	5,00	erforderlich	volle Schubdeckung

Abbildung 2.7: Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] unter Gebrauchslast nach [9, S. 174] DIN 1045: 1978-12

DIN 1045: 1988-07

	Bauteil	Bereich	Schubspannung max τ_0	Grenzen der Schubspannung τ_0 für Festigkeitsklasse Betons					Schubdeckung
				B 15 \triangleq C12/15	B 25 \triangleq C20/25	B 35 \triangleq C30/37	B 45 \triangleq C35/45	B 55 \triangleq C45/55	
1a	Platten	1	τ_{011}	0,25	0,35	0,40	0,50	0,55	(siehe aber Abschn. 17.5.5)
1b				0,35	0,50	0,60	0,70	0,80	
2	Platten	2	τ_{02}	1,20	1,80	2,40	2,70	3,00	verminderte Schubdeckung nach Gleichung (17) zulässig
3	Balken	1	τ_{012}	0,50	0,75	1,00	1,10	1,25	(siehe Abschn. 17.5.5)
4		2	τ_{02}	1,20	1,80	2,40	2,70	3,00	verminderte Schubdeckung nach Gleichung (17) zulässig
5		3	τ_{03}	2,00	3,00	4,00	4,50	5,00	volle Schubdeckung

Abbildung 2.8: Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] unter Gebrauchslast nach [10, S. 146] DIN 1045: 1988-07

Die Abb. 2.9 zeigt die zeitliche Veränderung der Grundwerte der Schubspannung τ_{011} für Platten. Die Abnahme der zulässigen Spannungswerte ist zweifelslos sichtbar.

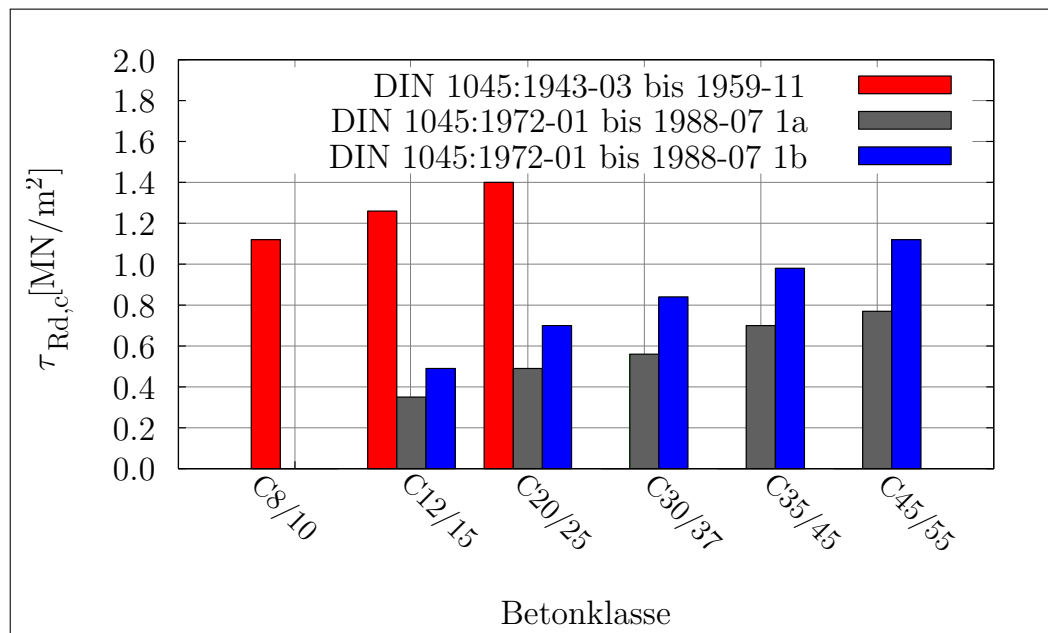


Abbildung 2.9: Zeitliche Veränderung der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] für Platten

Die selbe Entwicklung ist auch bei Balken in Abb. 2.10 zu sehen, jedoch ist die Abnahme der Grenzspannungen weniger ausgeprägt wie bei Plattentragwerken.

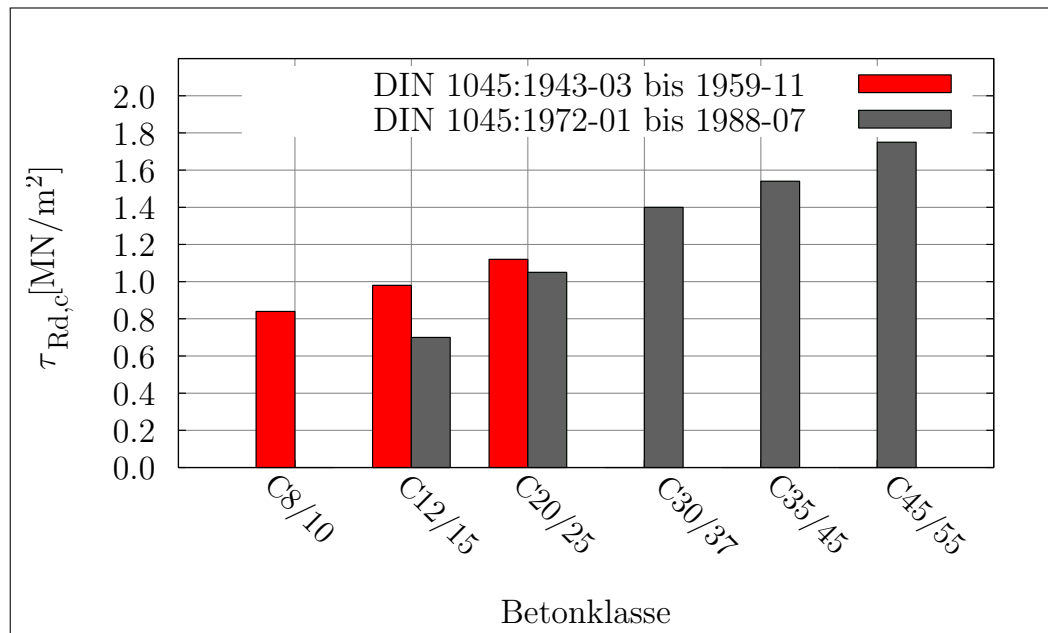


Abbildung 2.10: Zeitliche Veränderung der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m²] für Balken

2.2.2 Aktuelle Norm: DIN EN 1992-1-1

Nach der heutigen Bemessungsnorm DIN EN 1992-1-1 bzw. dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) der Bemessungswert des Bauteilwiderstandes dem Bemessungswert der einwirkenden Querkraft gegenübergestellt, siehe Glg. (2.5).

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \quad (2.5)$$

Die maßgebenden Parameter für die Berechnung des Querkraftwiderstandes nach EN 1992-1-1 sind

- die Betonzugfestigkeit (Rissbildung)
- der Längsbewehrungsgrad ρ_l
- Statische Nutzhöhe d
- Längskraftbeanspruchung

Diese Parameter erfassen sehr gut die Schräglast eines Bauwerks. Die Zugfestigkeit des Betons wird über die einachsiale Betondruckfestigkeit erfasst, da $f_{ct} \approx f_{ck}^{1/3}$ ist. Da die Querkrafttragfähigkeit auch vom Längsbewehrungsgrad abhängig ist, ergibt sich für niedrige Bewehrungsgrade ein geringerer Querkraftwiderstand. Für sehr geringe Bewehrungsgrade liegt dieser Ansatz zu sehr auf der sicheren Seite. Aufgrunddessen ergibt sich ein Mindestquerkraftwiderstand laut Glg. (2.7). Durch Steigerung des Längsbewehrungsgrades nimmt die Querkrafttragfähigkeit zu, jedoch die Verformungsfähigkeit ab, daher ist ρ_l auf 2,0% beschränkt, da solche Bauteile ein sprödes Versagen

aufweisen. (vgl. [27, S. 244])

Die Ermittlung des Querkraftwiderstands nach DIN EN 1992-1-1 erfolgt nach Glg. (2.6).

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{(1/3)} - k_1 \cdot \sigma_{cd} \right] b_w \cdot d \quad (2.6)$$

$$V_{Rd,c} \geq [v_{min} - k_1 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (2.7)$$

wobei	$C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c}$	Kalibrierfaktor
	$\eta_1 = 1,0$ für Normalbeton	Beiwert zur Berücksichtigung der Festbetonrohddichte
	b_w	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone
	d	statische Nutzhöhe
	$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$, mit d in mm	Einfluss der Bauteilhöhe (Maßstabsfaktor)
	$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} < 0,02$	Längsbewehrungsgrad
	$\sigma_{cd} = \frac{N_{ED}}{A_c}$	Bemessungswert der Betonspannungen in Höhe des Schwerpunktes
	N_{ED}	Längskraft im Querschnitt, Druckspannungen negativ
	κ_1	Beiwert zur Berechnung der Mindest- querkrafttragfähigkeit
	$= 0,0525$	für $d \leq 600 \text{ mm}$
	$= 0,0375$	für $d \geq 800 \text{ mm}$
	$k_1 = 0,12$	Beiwert zur Anrechnung der Normalspannung
	$v_{min} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}^{1/2}}$	Mindestwert der bezogenen Querkrafttragfähigkeit

Für einen Balken der Betonklasse C30/37 mit einer Höhe d von 60 cm kann mit einem zulässigen Bewehrungsgrad ρ_1 von 2,0 % die zulässige Spannung τ_{012} nach DIN 1045: 1972-01 nicht erreicht werden. Die maximale Schubspannung $\tau_{Rd,c}$ mit diesem Bewehrungsgrad beträgt 0,74 MN/m². Bei einer Platte mit einer Höhe d von 20 cm muss ein Bewehrungsgrad ρ_1 von 1,25 % vorhanden sein, um die zulässigen Spannungen τ_{012} zu erreichen. Dieser Längsbewehrungsgrad für Platten ist jedoch relativ hoch. Diese Zahlenwerte verdeutlichen den Unterschied zwischen den Normengenerationen.

2.3 Österreich

2.3.1 Aktuelle Norm: ON EN 1992-1-1

Die neue Normenregelung nach ON EN 1992-1-1 ist ähnlich zur Festlegung der DIN EN 1992-1-1. Beide Nachweise beruhen auf dem im ModelCode 90 angegebenen semi-empirischen Ansatz und berücksichtigen die selben Parameter zur Bestimmung des Querkraftwiderstandes.

Der einzige Unterschied zwischen DIN und ON besteht in den Nationalen Anhängen der beiden Länder. Das beeinflusst den Kalibrierfaktor $C_{Rd,c}$, den Beiwert zur Anrechnung der Normalspannung k_1 sowie den Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit v_{min} . Der Kalibrierfaktor unterscheidet sich aufgrund der Auswertung unterschiedlicher Versuchsergebnisse und dem zugrunde gelegten Sicherheitskonzept. Des Weiteren wird in der ON EN 1992-1-1 vernachlässigt, dass für Träger mit einer Höhe > 600 mm die Mindestquerkrafttragfähigkeit von $v_{min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$ nicht mehr das geforderte Sicherheitsniveau einhält. (vgl. [26, S. 224])

Die Auswertung der Glg. (4.8) liefert den Bemessungswert des Querkraftwiderstandes für ein Bauteil.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{(1/3)} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \quad (2.8)$$

$$V_{Rd,c} \geq (v_{min} \cdot \eta_1 + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (2.9)$$

wobei	$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$	Kalibrierfaktor
	$\eta_1 = 1,0$ für Normalbeton	Beiwert zur Berücksichtigung der Festbetonrohddichte
	b_w	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone
	d	statische Nutzhöhe
	$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$, mit d in mm	Einfluss der Bauteilhöhe (Maßstabsfaktor)
	$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} < 0,02$	Längsbewehrungsgrad
	$\sigma_{cp} = \frac{N_{ED}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$	Bemessungswert der Betonspannungen
	N_{ED}	Längskraft im Querschnitt, Druckspannungen positiv
	$k_1 = 0,15$	Beiwert zur Anrechnung der Normalspannung
	$v_{min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$	Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit

Anmerkung: Auf die Abminderung bei Einzellasten wird in dieser Arbeit verzichtet, da ein Vorschlag für eine allgemeine Belastungssituation getroffen werden soll.

Beispiel

Annahme: Beton C30/37

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ für Normalbeton}$$

$$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0,30 \text{ m}$$

$$d = 0,60 \text{ m}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, \text{ mit } d \text{ in mm} \quad k = 1,183 < 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} < 0,02 \quad \rho_1 = 0,15 \%$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ED}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0,0$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= [C_{Rd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{(1/3)} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d \\ &= [0,12 \cdot 1,0 \cdot 1,183 \cdot (100 \cdot 0,0015 \cdot 30,0)^{(1/3)} + 0,0] \cdot 0,30 \cdot 0,60 \quad (2.10) \\ &= 0,04219 \text{ MN} = 42,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\tau_{Rd,c} = \frac{V_{Rd,c}}{b_w \cdot d} = \frac{0,04219}{0,3 \cdot 0,6} = 0,23 \text{ MN/m}^2 \quad (2.11)$$

In Abb. 2.10 ist ersichtlich, dass alle Werte für τ_{012} für einen Balken der Betonklasse C30/37 weit höher sind als $\tau_{Rd,c}$. Die Grenzwerte der Spannungen sind wesentlich konservativer geworden und daher ist es möglich, dass bei Nachrechnungen älterer Bauwerke der Sicherheitsnachweis nicht mehr erfüllt wird.

Eine Parameterstudie der Glg. (2.8) ergab, dass durch die Zunahme der statischen Nutzhöhe die Grenzwerte der Schubspannungen abnehmen, siehe Abb. 2.11. Zusätzlich ist in Abb. 2.12 feststellbar, dass bei größeren statischen Nutzhöhen, die Steigung zwischen $V_{Rd,c}$ und $\tau_{Rd,c}$ abnimmt. Bei einer kleineren Nutzhöhe d nimmt die Schubspannung bei einem Anstieg des Querkraftwiderstandes stärker zu als bei einer größeren Nutzhöhe.

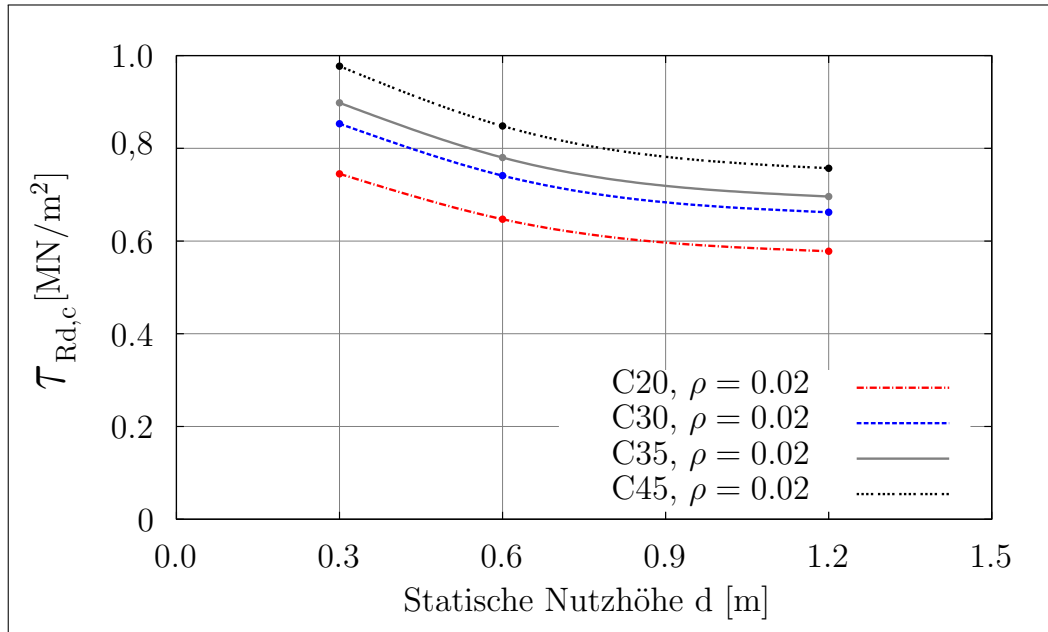


Abbildung 2.11: Schubspannungen $\tau_{Rd,c}$ bei dem Bewehrungsgraden $\rho_l = 2,0\%$, $b = 0,30\text{ m}$, $\sigma_{cp} = 0,0\text{ MPa}$ und unterschiedlichen statischen Nutzhöhen d [m]

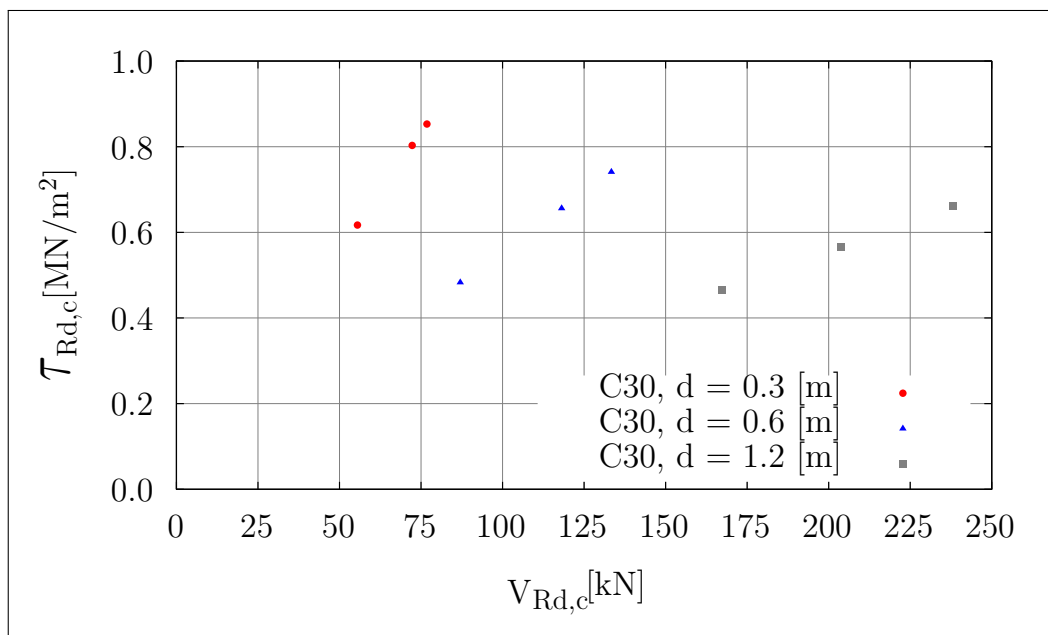


Abbildung 2.12: Gegenüberstellung der Schubspannungen $\tau_{Rd,c}$ und des Querkraftwiderstandes $V_{Rd,c}$ bei verschiedenen Bewehrungsgraden ρ_l

2.4 Schweiz

2.4.1 SIA 262: 2003-04

Zur Berechnung des Querkraftwiderstandes in der SIA 262: 2003-04 wird der Ansatz von Muttoni herangezogen der nachfolgend, in Abs. 2.4.2, näher erklärt wird. Durch weitere Vereinfachungen bzw. Annahmen ergab sich Glg. (2.12).

$$V_{Rd,c} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot b \cdot d \quad (2.12)$$

wobei	$k_d = \frac{1}{1+k_v \cdot d}$	d in [m]
	$\tau_{cd} = 0,3 \cdot \sqrt{f_{ck}}$	Schubspannungsgrenze
	b_w	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone
	d	statische Nutzhöhe
	$k_v = 2,2 \cdot \frac{m_d}{m_{Rd}}$	Biegebewehrung im elastischen Zustand
	$k_v = 3,0$	Biegebewehrung im plastischen Zustand

Für die Berechnung der Schubtragfähigkeit laut SIA 262: 2003-04 sind weitere Punkte zu beachten:

- Ist die Längsbewehrung im Bereich $\leq d$ vom Nachweisschnitt abgestuft, ist der Beiwert k_v um 50% zu vergrössern.
- Wird Betonstahl mit $f_{sd} \geq 435,0$ MPa verwendet, ist der Beiwert k_v mit dem Faktor $f_{sd}/435,0$ zu vergrössern.
- Falls Beton mit einem Grösstkorn $D_{max} < 32$ mm verwendet wird, ist der Beiwert k_v mit dem Faktor $48/(D_{max} + 16)$ zu vergrössern. Bei Leichtbeton ist $D_{max} = 0$ zu setzen.
- Wenn die Hauptrichtung der Querkraft deutlich von der Richtung der Hauptbewehrung abweicht, ist der Beiwert k_v mit dem Faktor $1/(\sin^4 \vartheta + \cos^4 \vartheta)$ zu vergrössern.
- Einzellasten, deren Einleitstellen im Abstand $a \leq 2 \cdot d$ vom Auflagerrand entfernt sind, dürfen für die Ermittlung des zugehörigen Bemessungswertes der Querkraft mit dem Faktor $a/(2 \cdot d)$ abgemindert werden.

Anmerkung: Auf die Abminderung bei Einzellasten wird in dieser Arbeit verzichtet, da ein Vorschlag für eine allgemeine Belastungssituation getroffen werden soll.

2.4.2 Ansatz nach Muttoni [20]

Muttoni hat sich mit der Schubtragfähigkeit von Trägern ohne Schubbewehrung beschäftigt, da hierfür nur empirische oder halb-empirische Ansätze vorhanden sind, bei denen wichtige Parameter vernachlässigt werden. Seine Untersuchungen befassten sich mit den Mechanismen der Querkraftabtragung nach Entstehen des Schubrisses. (vgl. [20, S. 163])

Anhand von verschiedenen Versuchen von Leonhardt, Walther, Muttoni und Thürlimann konnte festgestellt werden, dass die Plastizitätstheorie bei schubunbewehrten Bauteilen nicht anwendbar ist, da die volle Biegetragfähigkeit nicht erreicht wird. Die Tragfähigkeit, die in den Versuchen erreicht wurde, liegt unterhalb der Tragfähigkeit nach der Plastizitätstheorie, da die Druckstrebe von einem Schrägriss durchkreuzt und somit die Steifigkeit verringert wird. Muttoni hat weiters festgestellt, dass bei niedrigen Schubslankheiten die Druckstrebe sehr selten von Schubrisen durchquert wird. Ebenfalls bei großen Schubslankheiten hat die Schubrisenentwicklung weniger Einfluss auf die Biegesteifigkeit.

Die Schubrisenentwicklung muss nicht das Versagen des Trägers einleiten, es kann zu einer Umlagerung der Kräfte in ein Sprengwerk kommen. Die Ausbildung der Druckstrebe ist vom Rissbild des Balkens abhängig. (vgl. [20, S. 164 ff])

Nach der Schubrisstheorie und der Arbeit von Moody [19] ergibt sich die Glg. (2.13).

$$\frac{V_{Rd,c}}{b \cdot d} = \sqrt{f_c} \cdot f(w, d_g) \quad (2.13)$$

wobei f_c Betondruckfestigkeit
 w Schubrisbreite
 d_g Größtkorndurchmesser, bei Hochleistungsbeton und Leichtbeton $d_g = 0$

Die Schubtragfähigkeit wird je nach Belastungsart an der Stelle $0,6 \cdot d$ von der Druckspannungsfläche ermittelt. Die Rissbreite an dieser Stelle ist proportional zur Längsdehnung ϵ · statischen Nutzhöhe d . Für die Berechnung von ϵ wird die Bernoulli Hypothese vorausgesetzt. Wenn keine Längsnormalkraft vorhanden ist, berechnet sich die Dehnung laut Glg. (2.14) und die Druckzonenhöhe nach Glg. (2.15).

$$\epsilon = \frac{M}{b \cdot d \cdot \rho \cdot E_s \cdot (d - c/3)} \cdot \frac{0,6 \cdot d - c}{d - c} \quad (2.14)$$

$$c = d \cdot \rho \frac{E_s}{E_c} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_c}{\rho \cdot E_s}} - 1 \right) \quad (2.15)$$

Aus Muttoni's Überlegungen folgt Glg. (2.16), welche die Parameter Schubrisbreite, Korngröße und Betondruckfestigkeit berücksichtigt.

$$\frac{V_{Rd,c}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{1}{6} \cdot \frac{2}{1 + 120 \cdot \frac{\varepsilon_s \cdot d}{16 + d_g}} \quad (2.16)$$

Es folgt eine weitere Vereinfachung der Glg. (2.16) für die praxisnahe Anwendung und dazu werde verschiedene Annahmen getroffen.

Annahme: Druckzonenhöhe $c = 0,35 \cdot d$

daraus folgt $\varepsilon = \varepsilon_s \cdot \frac{0,6 \cdot d - c}{d - c} \cong 0,41 \cdot \varepsilon_s$

Annahme: ε_s ist proportional zum Biegemoment m_{Ed}

daraus folgt bei Fließen der Bewehrung ist $m_{Ed} = m_{Rd}$ und $\varepsilon_s = \frac{f_{yd}}{E_s}$

Annahme: Biegesteifigkeit wird aus Plastizitätstheorie ermittelt

daraus folgt $m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{yd} \cdot (1 - \rho \cdot f_{yd} / (2 \cdot f_{cd}))$

Aus den zuvor genannten Annahmen folgt Glg. (2.17) mit dem Sicherheitsfaktor γ_c und γ_s auf der Materialseite und den Bezug zur 5 % Fraktile für die Schubfestigkeit.

$$\frac{V_{Rd,c}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{0,3 / \gamma_c}{1 + \frac{50}{16 + d_g} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \cdot d \cdot \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}}} \quad (2.17)$$

Glg. (2.17) wurde in die SIA 262:2003 Bauwesen aufgenommen.

Die maßgebende Querkraft bei einer Belastung aus Einzellast wird an der Stelle $d/2$ von der Lasteinleitung entfernt ermittelt, da die Querkraft über das Schubfeld konstant ist und die Momentenbelastung in Feldmitte am größten ist. Bei einer Gleichlast ist die Festlegung der Stelle nicht mehr so einfach, da die Querkraft am Auflager das Maximum erreicht und das Biegemoment in Feldmitte. Muttoni schlägt vor, den Querkraftwiderstand in solchen Fällen an der Stelle $d/2$ und $L_0/6$ des Trägers zu ermitteln. Der kleinere Widerstand der beiden Betrachtungen ist maßgebend. (vgl. [20, S. 169])

2.5 Interpretation

Die weiteren Betrachtungen dieser Masterarbeit konzentrieren sich auf das europäische Normungskonzept nach der ON EN 1992-1-1. Einige Gegenüberstellungen der Ergebnisse erfolgen auch mit der SIA 262: 2003-04 und dem Ansatz von Muttoni, um den Unterschied der Ansätze zu erkennen. Außerdem ist es wichtig festzustellen, wie gut die jeweiligen Ansätze die tatsächliche

Querkrafttragfähigkeit erfassen.

Da der nationale Anhang der ON EN 1992-1-1 nur sehr geringfügig von dem der DIN EN 1992-1-1 abweicht, differieren die Querkraftwiderstände nur minimal voneinander. Daher ist es ausreichend, nur eine der beiden Normen näher zu betrachten und die Vergleiche darauf aufzubauen.

3 Datenbank Biegeschubversuche in Stahlbeton

In dieser Datenbank befinden sich sämtliche über die Jahre hinweg durchgeführten Biegeschubversuche. Bei den Versuchen wurden einige Parameter variiert, um den Einfluss dieser feststellen zu können. Des Weiteren wurden die verschiedenen Versagensformen dokumentiert. Es soll hier noch kurz erwähnt werden, dass der Längsbewehrungsgrad der Versuche oft sehr hoch ist, um ein Querkraftversagen zu erwirken. Um ein zukünftiges, neues Bemessungsmodell zu erstellen, ist eine Auswertung dieser Versuchsergebnisse bedeutend, da es das mechanisches Verständnis fördert.

3.1 Beschreibung der Datenbank

- Anzahl der Versuche

Die Datenbank umfasst 454 Versuche, die jeweils in verschiedenen Ländern durchgeführt wurden.

- Bereich der Schubtragfähigkeit

Es wurden 4 Versagensformen aufgezeichnet: Schubriss, Sprengwerkversagen, Biegebruch und Verankerungsbruch. Die ermittelten Tragfähigkeiten bewegen sich im Bereich von 6,9 kN bis 1413,0 kN. Wobei bei 41 % der Versuche ein Versagen aufgrund eines Schubrisses festgestellt wurde, bei 40 % ein Sprengwerkversagen, bei 2,2 % ein Biegebruch und bei 2,0 % ein Verankerungsbruch. Bei den restlichen Versuchen fehlte die Aufzeichnung der Versagensform.

- Bereich des Bewehrungsgrades

Der Bewehrungsgrad variiert von 0,4 % bis 6,62 %, wobei bei allen Versuchen mehr als die erforderliche Mindestbewehrungsmenge vorhanden ist. Diese Werte differieren von der 1,6-fachen Menge der Mindestbewehrung bis zum 32-fachen. Diese Größen sind höchstwahrscheinlich darauf rückzuführen, dass man ein Biegeversagen vermeiden wollte.

- Bereich der Bauteilhöhen

Die Höhen der Querschnitte reichen von 80 mm bis 3140 mm, wobei die statische Nutzhöhe d zwischen 70 mm und 3000 mm schwankt. Die Betondeckung beträgt 10 mm bis 200 mm.

- Betonfestigkeiten

Die Zylinderdruckfestigkeiten f_c haben eine Größenordnung von 11,3 MPa bis 114,0 MPa. Der E-Modul E_c erreicht Werte von 21.323 MPa bis 46.064 MPa.

- Stahlfestigkeiten

Die Fließgrenze f_y der Bewehrung variiert zwischen 266,9 MPa und 800 MPa. Weiters

reichen die E-Moduli des Stahls von 189.950 MPa bis 235.000 MPa.

- Schubschlankheit

Für das Verhältnis a/d ergaben sich Werte zwischen 0,95 bis 8,47. Wobei aus der Datenbank ersichtlich ist, dass bei höheren Schlankheiten eher ein Versagen aufgrund eines Schrägrisses auftritt. Im Gegensatz zu kleineren Schlankheiten, bei denen ein Sprengwerkversagen maßgebend wird.

3.2 Auswertung der Datenbank

3.2.1 Momententragsfähigkeit

Um die Versuche besser verstehen zu können, wurde mit dem Programm INCA das Tragmoment ermittelt. Die richtige Modellierung des Materials für die Nachrechnung war relevant, um aussagekräftige Ergebnisse zu bekommen. Für den Beton wurde für den Druckbereich die Arbeitslinie nach Ma [17] herangezogen. Der Zugbereich wurde bis zum Erreichen der Dehnung ϵ_{ct} linear elastisch und danach linear auf $f_{ct} = 0$ abfallend mit einer Dehnung von $\epsilon_{ct} + 5\text{‰}$ modelliert, siehe Abb. 3.1.

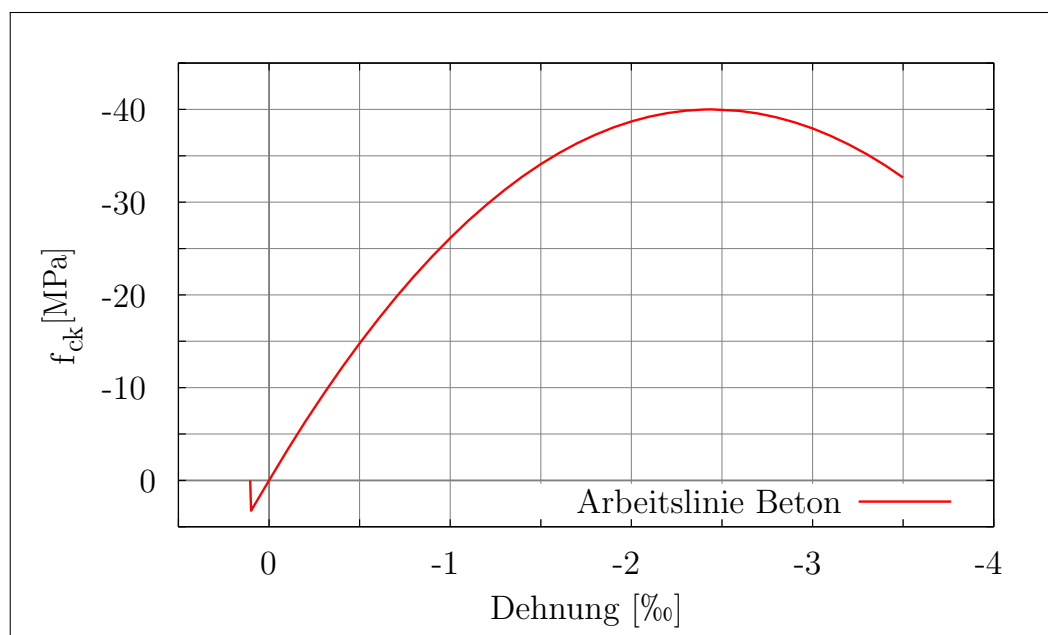


Abbildung 3.1: Arbeitslinie von Normalbeton mit $f_{ck} = 40$ MPa nach Ma

Da zum Teil nicht alle Parameter des Versuchsaufbaus genau bekannt sind, wie z.B. die Auflagerbedingungen oder Verankerung der Bewehrungslage, war bei einigen Nachrechnungen die errechnete Momententragsfähigkeit geringer als das beim Versuch ermittelte Biegemoment. Weiters wurden auch die Dehnungen an den Betonrändern sowie die Stahldehnung an der Stelle $x = a$ und an der Stelle $x = a/2$ infolge der die jeweils zugehörige Momentenbeanspruchung berechnet.

Dies soll zeigen, ob eine Querkraftabtragung durch eine Druckgurtneigung stattfindet, da sich der

innere Hebelsarm ändert, siehe Abb. 3.3. Aufgrund der ausgefallenen Verbundwirkung kann keine Normalkraft mehr in den Stahl eingeleitet werden und die Querkraftabtragung kann nur durch die Neigung des Druckgurtes erfolgen. (vgl. [27, S. 108 f]).

Aus der Baustatik ist bekannt, dass die Ableitung des Momentenverlaufs die Querkraft ergibt. Der erste Teil der Glg. (3.1) beschreibt die Verbundkraft zwischen Beton und Bewehrung, der zweite Teil berücksichtigt die Druckgurtneigung.

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d(F_{s,x} \cdot z)}{dx} = \frac{dF_{s,x}}{dx} \cdot z(x) + F_{s,x}(x) \cdot \frac{dz}{dx} \quad (3.1)$$

Nachträglich stellte sich heraus, dass der Bereich der Zugarbeitslinie nicht genau genug modelliert wurde. Deshalb verlief die Druckgurtneigung bei ca. 76 % der Versuche in die entgegengesetzte Richtung. Bei 65 % dieser Versuche mit entgegengesetzter Druckgurtneigung ist die Druckzonenhöhe an der Stelle $x = a$ größer als bei $x = a/2$. Somit findet kein Einschnüren der Druckgurtzone statt und die Betondruckkraft in Feldmitte befindet sich weiter vom Rand entfernt als im Viertelpunkt des Trägers. Weiters tritt bei 71 % dieser Versuche kein Fließen der Stahldehnung ein. Die Dehnungen am Betondruckrand aufgrund des maximalen Biegemomentes in Feldmitte sind bei 94 % aller Versuche unter 2,0 ‰. Folglich ist die Betontragfähigkeit noch lange nicht ausgenutzt. Zusätzlich spielt auch die nichtlineare Modellierung des Druckbereichs der Arbeitslinie eine wichtige Rolle, da die Spannungen unterproportional mit den Dehnungen zunehmen.

Die Zugarbeitslinie des Betons wurde nochmals mit dem Ansatz nach Duda [4, S. 19] modelliert, die die Parameter Bruchenergie G_f , Rissöffnung w_c sowie Rissabstandes s_{rm} berücksichtigt, siehe Abb. 3.2. Dabei wird eine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung beschrieben, siehe Glg. (3.2) bis Glg. (3.8).

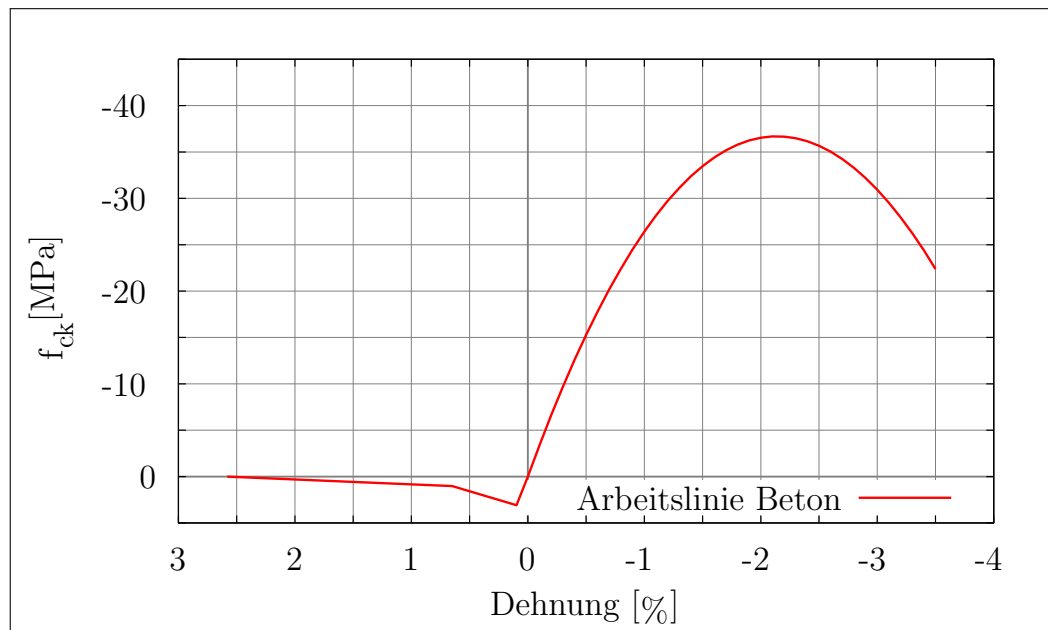


Abbildung 3.2: Arbeitslinie von Normalbeton mit $f_{ck} = 36,69 \text{ MPa}$

$$\varepsilon_c(w) \cong \frac{w_c}{s_{rm}} \quad (3.2)$$

wobei s_{rm} mittlerer Rissabstand
 w_c Rissöffnung

$$w_c = \alpha_F \cdot \frac{G_f}{f_{ctm}} \quad (3.3)$$

wobei α_F Beiwert zur Berücksichtigung des Größtkorns des Zuschlags

$$G_f = G_{f0} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \quad (3.4)$$

wobei G_{f0} Grundwert der Bruchenergie
 f_{cm} mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons
 f_{cm0} Bezugsspannung = 10 N/mm^2

$$s_{rm} = 1,443 \cdot l_{es} = 1,443 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot d_s}{4 \cdot \tau_{sm} \cdot \rho_{s,eff}} \quad (3.5)$$

wobei l_{es} Einleitungslänge beim Einzelriss
 f_{ctm} Mittlere Betonzugfestigkeit
 d_s Stabdurchmesser
 τ_{sm} Mittlere Verbundspannung
 $\rho_{s,eff}$ Effektiver Bewehrungsgrad

$$\rho_{s,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (3.6)$$

$$A_{c,eff} = b \cdot 2,5 \cdot (h - d) \quad (3.7)$$

$$\tau_{sm} = 1,8 \cdot f_{ctm} \quad (3.8)$$

Dieser veränderte Ansatz brachte erneut keine zufriedenstellenden Ergebnisse, da wie bereits zuvor die Bewehrung nicht ins Fließen geriet und der Beton noch nicht ausgenutzt war, daher kam es zu keiner Einschnürung der Druckzone.

In Tab. A.6 im Anhang ist ersichtlich, dass bei der Nachrechnung der FE-Simulation mit INCA2 eine Druckzoneneinschnürung stattfindet, da die Druckzonenhöhe abnimmt. Die Berechnungen mittels INCA2 sind linear und finden nur am Querschnitt statt und sind somit systemunabhängig. Aufgrund der linearen Berechnung weicht der Dehnungs- und Spannungsverlauf somit von den Ergebnissen mit ATENA 2D ab. Weiters nimmt die Höhe des gerissenen Bereichs vom Viertelpunkt des Trägers bis zur Trägermitte hin zu. In diesem Fall ändert sich der innere Hebelarm, da die resultierende Betondruckkraft näher am gedrückten Betonrand liegt und deshalb eine Neigung des Druckgurtes naheliegend ist. Weitere Ergebnisse werden in Abs. 4.5.3 näher beschrieben.

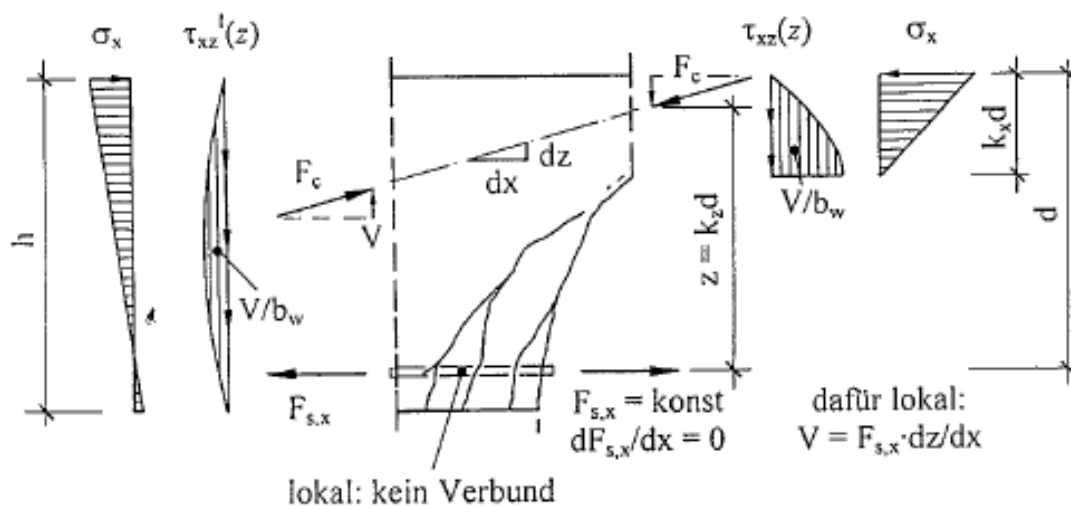


Abbildung 3.3: Querkraftabtragung bei ausgefallener Verbundwirkung

3.2.2 Querkrafttragfähigkeit

Für ein besseres Verständnis werden in wenigen Worten im Folgenden die auftretenden Mechanismen der Querkraftabtragung erläutert, siehe Abb. 3.7. (vgl. [15, S. 180 ff])

Eine umfassende Erklärung der abtragenden Mechanismen findet in [15], [27] und [14] statt.

Ungerissene Druckzone

Der größte Anteil der Querkraftabtragung erfolgt über die ungerissene Druckzone. Die Schubspannungsverteilung lässt sich durch die Änderung Normalspannungen ermitteln. Durch die Integration der Schubspannungen in der Druckzone kann der Traganteil errechnet werden.

Rissuferverzahnung und Reibung

Bei Normalbeton kommt es bei der Entstehung eines Risses zu einer Kornverzahnung, da die

Rissufer Unebenheiten aufweisen, weil die Zementmatrix entlang eines Zuschlagkornes aufreißt. Bei einer Parallelverschiebung der Rissufer wird ein Widerstand mobilisiert und somit Kraft abgetragen, siehe Abb. 3.4. Bei hohen Belastungen und einem Steifigkeitsverlust nach Bildung des Schubrisses können die Risse eine Rissbreite von mehreren Millimetern aufweisen. In diesem Fall können keine Kräfte mehr über Rissreibung abgetragen werden, da die Rissufer zu weit voneinander separiert sind.

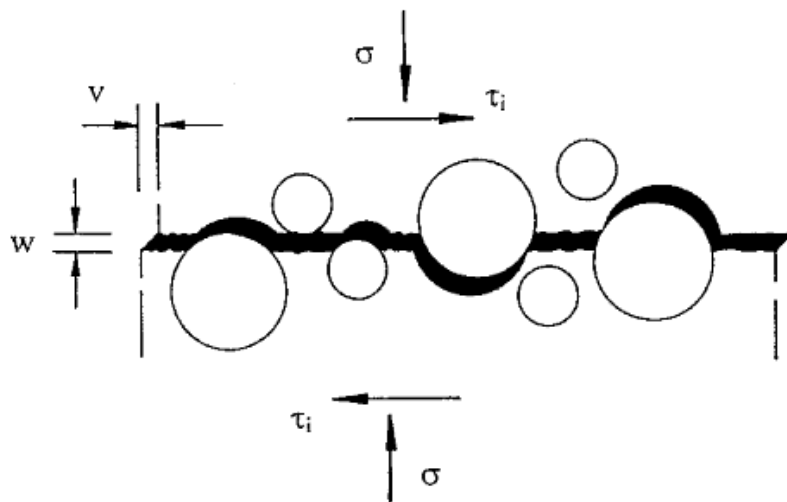


Abbildung 3.4: Rissreibung nach [27]

Maßstabseinfluss

Bei Versuchen zum Schubtragverhalten hat sich herausgestellt, dass die Bruchspannung durch die Querschnittshöhe des Probekörpers beeinflusst wird. Dies hat zur Folge, dass bei kleinen Rissbreiten im Bereich der Risspitze - Rissprozesszone - trotzdem eine Zugspannung abgebaut werden kann, siehe Abb. 3.5. Die Länge dieser Zone ist von den Materialeigenschaften abhängig.

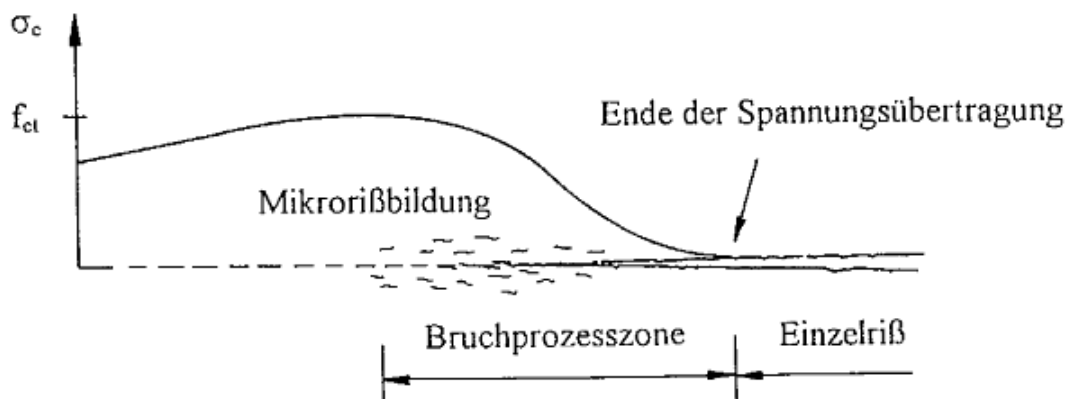


Abbildung 3.5: Rissprozesszone nach [27]

Bei der Berechnung des Querkraftwiderstandes $V_{Rd,c}$ nach EN 1992-1-1 wird der Maßstabseffekt bereits berücksichtigt.

Dübelwirkung der Längsbewehrung

Durch das Abdrehen der Risse und Aufreißen dieser am Querschnittsrand wird in der Längsbewehrung die Dübelkraft aktiviert. Durch die vorhandene Betondeckung wird diese Kraft in den Querschnitt eingeleitet. Kommt es zu einem Abplatzen dieser Deckung aufgrund von Längsrissbildung, liefert dieser Mechanismus keinen Beitrag mehr zur Querkraftabtragung.

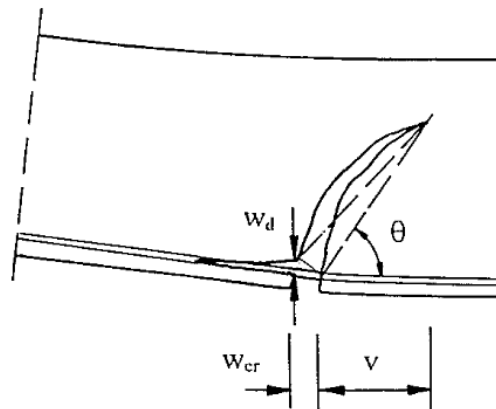


Abbildung 3.6: Dübelkinematik nach [27]

- (1) Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone $V_{c,comp}$
- (2) Rissverzahnung $V_{c,r}$
- (3) Dübelwirkung der Längsbewehrung $V_{c,Dü}$

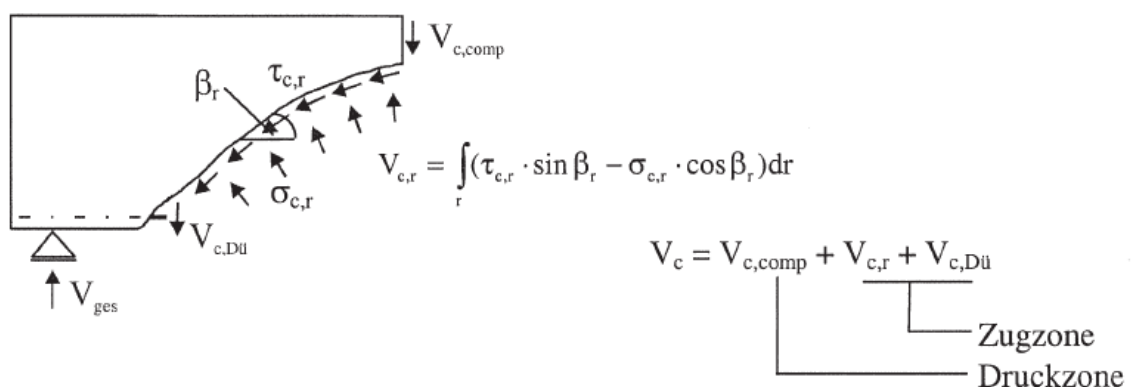


Abbildung 3.7: Komponenten der Querkraftabtragung bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung [11]

Mit den Querschnittsabmessungen und dem vorhandenen Längsbewehrungsgrad wurde auch der Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ nach EN 1992-1-1 ermittelt. Dieser berechnete Wert wurde anschließend der bei den Versuchen aufgetretenen Versagenslast V_u gegenübergestellt. In Abb. 3.8 ist erkennbar,

dass sich mit zunehmender Schlankheit der berechnete Querkraftwiderstand der bei den Versuchen ermittelten Querkraft annähert. Weiters kann man feststellen, dass bei großen Schlankheiten die rechnerische Querkrafttragfähigkeit teilweise auf der unsicheren Seite liegt. Bei kleinen a/d -Verhältnissen ist ersichtlich, dass die Bruchlast wesentlich höher war, als die Tragfähigkeit laut EN 1992-1-1.

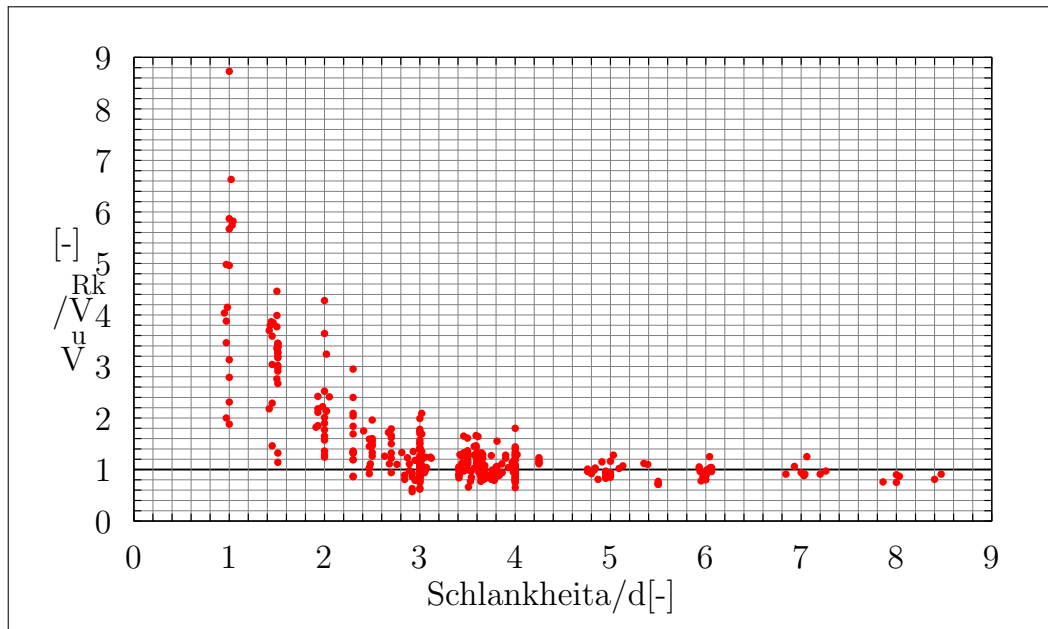


Abbildung 3.8: Gegenüberstellung der rechnerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeit laut EN 1992-1-1 mit den experimentellen Ergebnissen aus der Schubdatenbank

Es folgte ein weiterer Vergleich des Querkraftwiderstandes nach der Schweizer Norm SIA 262: 2003-04, siehe Abb. 3.9. Auch dieser Ansatz liefert für niedrige Schubschlankheiten konservative Werte. Bei größeren Schubschlankheiten ist ersichtlich, dass die Werte vermehrt über 1,0 liegen. Jedoch weist auch diese Auswertung eine große Streuung der Ergebnisse im Bereich einer Schubschlankheit von $a/d = 3,0 - 4,0$ auf.

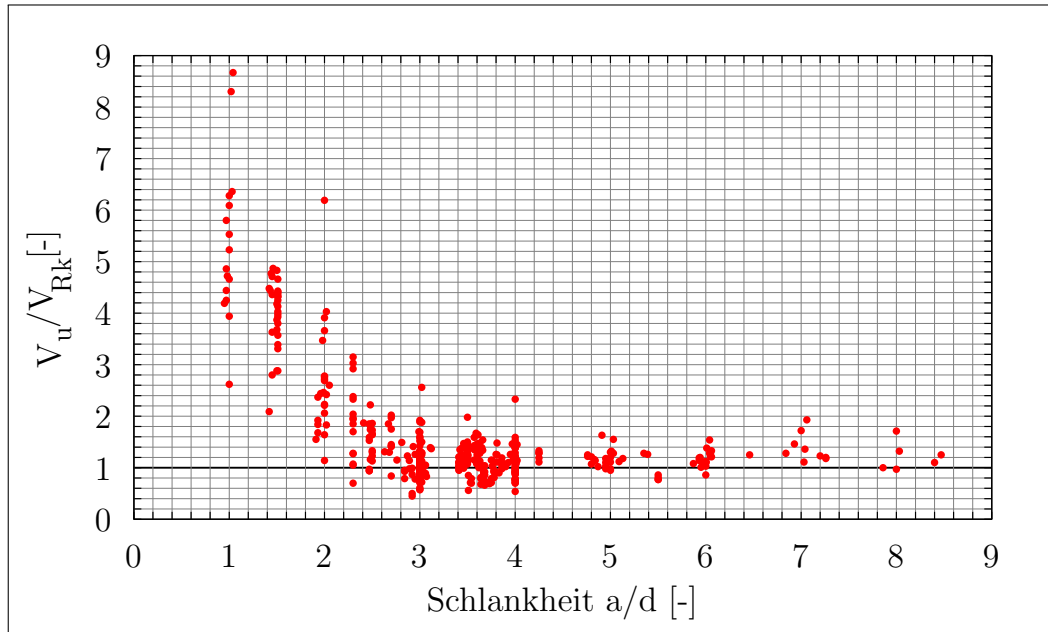


Abbildung 3.9: Gegenüberstellung der rechnerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeit laut SIA 262:2003-04 mit den experimentellen Ergebnissen aus der Schubdatenbank

Die Gegenüberstellung des Querkraftwiderstandes nach Muttoni, siehe Abb. 3.10, mit den experimentellen Ergebnissen ergab annähernd die gleiche Verteilung der Ergebnisse wie im Falle der EN 1992-1-1. Bei kleinen a/d -Verhältnissen liegen die Widerstände merklich auf der konservativen Seite, die Streuung der Ergebnisse im Bereich von $a/d = 3,0 - 4,0$ ist auch hier ersichtlich.

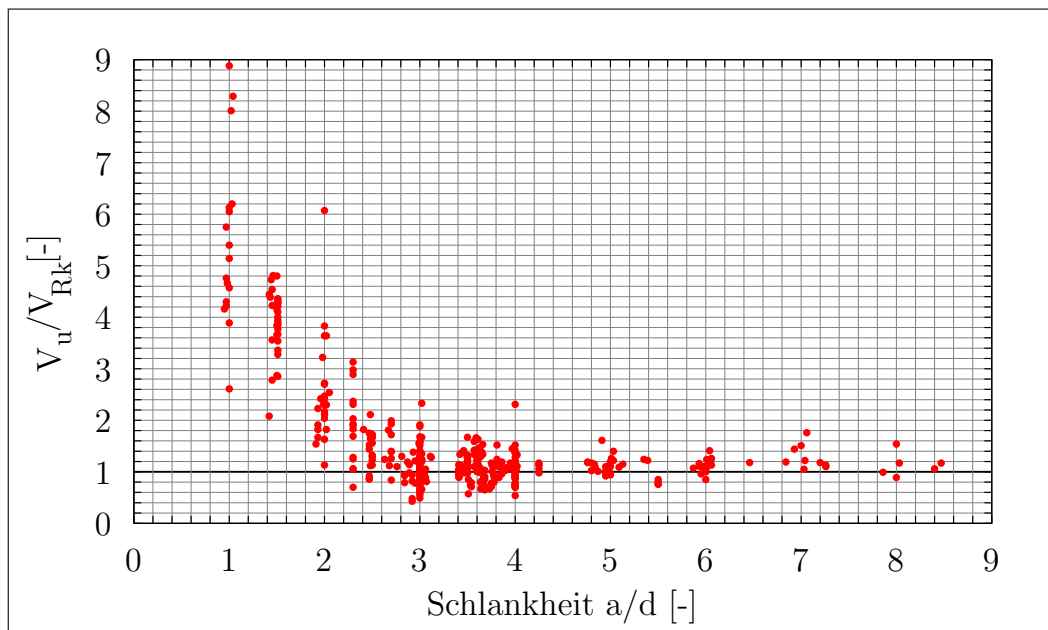


Abbildung 3.10: Gegenüberstellung der rechnerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeit laut Muttoni mit den experimentellen Ergebnissen aus der Schubdatenbank

Die Tab. 3.1 zeigt, dass alle drei Ansätze ungefähr einen ähnlichen Mittelwert aufweisen, da bei allen die Abminderung zufolge auflagernahen Einzellasten nicht berücksichtigt wurde. Die Standardabweichung und der Variationskoeffizient nehmen mit ansteigender Schubslankheit ab, denn bei niedrigen a/d -Verhältnissen weist die Standardabweichung hohe Werte auf. Da der Variationskoeffizient immer unter 0,5 liegt, kann der Mittelwert als geeigneter Repräsentant für die Datenauswahl betrachtet werden. Bei den Ansätzen nach SIA und Muttoni ist der Mittelwert für alle Schlankheiten $\geq 1,0$, der Ansatz nach Eurocode liegt ab einer Schubslankheit von 5,0 auf der unsicheren Seite. Der Ansatz der SIA 262 ist aus dem Berechnungsmodell von Muttoni hergeleitet, jedoch ergibt die Berechnung nach SIA 262 jeweils höhere Mittelwerte und größere Streuungen als der Ansatz nach Muttoni. Laut statistischer Aufwertung war die Streuung der Mittelwerte bei allen Schubslankheiten bei dem Ansatz nach EN 1992-1-1 am geringsten. Bei einer Schubslankheit zwischen $a/d = 2,5 - 4,0$ ergab das Berechnungsmodell nach Muttoni einen besseren Mittelwert als nach Eurocode 2.

Der Mittelwert nach EN 1992-1-1 nimmt mit Zunahme der Schubslankheit ab und dies zeigt, wie schon zuvor erwähnt, dass bei der Bemessungsgleichung des Eurocodes die Parameter zur Berechnung der Schrägrisslast angesetzt werden und diese die Querkrafttragfähigkeiten bei größeren Schubslankheiten besser erfassen, da in diesen Fällen das Schrägrissversagen maßgebend ist.

Tabelle 3.1: Statistische Auswertung der Schubdatenbank

	EN	SIA	Muttoni
Schubslankheit	1,0		
Anzahl der Versuche	18		
Mittelwert von $V_{u,exp}/V_{u,calc}$	5,10	5,87	5,71
Standardabweichung	1,34	2,05	1,91
Variationskoeffizient	0,26	0,35	0,33
Schubslankheit	1,5		
Anzahl der Versuche	26		
Mittelwert von $V_{u,exp}/V_{u,calc}$	3,31	3,98	3,88
Standardabweichung	0,45	0,59	0,55
Variationskoeffizient	0,14	0,15	0,14
Schubslankheit	2,0		
Anzahl der Versuche	18		
Mittelwert von $V_{u,exp}/V_{u,calc}$	2,56	2,81	2,70
Standardabweichung	1,08	1,14	1,10
Variationskoeffizient	0,42	0,41	0,41
Schubslankheit	2,5		

Tabelle 3.1: Statistische Auswertung der Schubdatenbank

	EN	SIA	Muttoni
Anzahl der Versuche	18		
Mittelwert von $V_{u,exp}/V_{u,calc}$	1,47	1,48	1,42
Standardabweichung	0,34	0,37	0,35
Variationskoeffizient	0,23	0,25	0,25
Schub schlankheit	3,0		
Anzahl der Versuche	78		
Mittelwert von $V_{u,exp}/V_{u,calc}$	1,10	1,10	1,06
Standardabweichung	0,30	0,34	0,32
Variationskoeffizient	0,27	0,31	0,30
Schub schlankheit	3,5		
Anzahl der Versuche	33		
Mittelwert von $V_{u,exp}/V_{u,calc}$	1,16	1,19	1,09
Standardabweichung	0,20	0,27	0,21
Variationskoeffizient	0,17	0,23	0,19
Schub schlankheit	4,0		
Anzahl der Versuche	45		
Mittelwert von $V_{u,exp}/V_{u,calc}$	1,05	1,09	1,06
Standardabweichung	0,21	0,31	0,30
Variationskoeffizient	0,20	0,28	0,28
Schub schlankheit	4,5		
Anzahl der Versuche	12		
Mittelwert von $V_{u,exp}/V_{u,calc}$	0,99	1,17	1,11
Standardabweichung	0,14	0,18	0,15
Variationskoeffizient	0,14	0,15	0,14
Schub schlankheit	6,0		
Anzahl der Versuche	12		
Mittelwert von $V_{u,exp}/V_{u,calc}$	0,93	1,15	1,10
Standardabweichung	0,12	0,18	0,14
Variationskoeffizient	0,13	0,16	0,13

3.2.3 Druckstreben­spannung

In Abs. 5.1 wird die Herleitung zur Ermittlung der Druckstreben­spannung erläutert. Es werden zwei verschiedene Ansätze näher betrachtet, wobei jeweils die Schrägrisslast V_{sr} den Ausgangswert bildet.

Variante 1

Der Erste beruht auf dem Momentengleichgewicht am Querschnitt. Die Momentenbeanspruchung wird nach Glg. (5.1) ermittelt. Dabei erfolgte die Bestimmung der Druckzonenhöhe in INCA2 anhand der Versagenslast V_u . Die Schrägrisslast wird nach Glg. (5.4) ermittelt, wobei es sich bei κ , nach Glg. (5.6), um den Maßstabsfaktor handelt. Die Momentenbeanspruchung verursacht Längsspannungen σ_x nach Glg. (5.5) in der Druckzone. Um die Längsspannungen ins Auflager ableiten zu können, müssen diese Längsspannungen in Druckstreben­spannungen umgelagert werden, siehe Abb. 5.3.

Die Auswertung dieser Berechnungen ergaben keine zufriedenstellenden Übereinstimmungen, da die Druckstreben­spannung infolge der berechneten Schrägrisslast größtenteils höher war als die tatsächlich vorhandene Druckstreben­spannung. Bei 58,0% der Versuche war die berechnete Schrägrisslast höher als die Versagenslast. Daraus folgt, dass die Schrägrisslast nach Glg. (5.4) die Versuchsergebnisse in der Datenbank schlecht abbildet. Die Schrägrisskraft in den Versuchen müsste vorwiegend höher sein als die rechnerisch ermittelte um die Tragkapazität des schubbeanspruchten Bauteils gut erfassen und eine ausreichende Sicherheit in den Nachweisen gewährleisten zu können.

Variante 2

Nach den Überlegungen in Abs. 5.1 erfolgte eine weitere Ermittlung der Schrägrisslast, dieses Mal nach [27]. Dabei wird die Druckzonenhöhe belastungsunabhängig nach Glg. (5.14) ermittelt und der Faktor $k\left(\frac{d}{l_{ch}}\right)$ zur Berücksichtigung des Steifigkeitszunahme bei einer geringen Schubschlankheit vernachlässigt. Es wird der Einfluss der Rissprozesszone mittels $k\left(\frac{l_{ch}}{d}\right) = \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d}\right)^{0,25}$ berücksichtigt.

Diese zweite Auswertung der Versuche ergab eine bessere Übereinstimmung zwischen den tatsächlich auftretenden Druckstreben­spannungen und der Druckstreben­spannung infolge der Schrägrisslast. Bei 55,0% der Versuche war die tatsächliche Druckstreben­spannung höher als die aufgrund der Schrägrisslast ermittelte und ca. 1/6 der Versuche weisen um max. 10,0% niedrigere tatsächliche Druckstreben­spannungen auf.

Bei 7 von 454 Versuchen tritt ein Zugstrebenversagen auf. Die restlichen Versuchen weisen eine Tragfähigkeitsreserve der Zugstrebe zwischen 1,0% bis 80,0% auf.

Die tatsächliche Druckzonenspannung erreicht zwischen 100,0% und 17,0% der Druckfestigkeit des Betons, das heißt manche Versuche weisen eine geringe Reserve der Biegetragfähigkeit auf. Bei der Gegenüberstellung der tatsächlichen Druckstreben­spannungen mit der Druckfestigkeit des Betons fiel auf, dass die Werte sehr stark streuen und bei einer Schubschlankheit von 3 bzw. 4 die niedrigsten Werte auftraten, siehe Abb. 3.11.

Es ist zu beachten, dass die Zugfestigkeit des Betons zwischen $0,7 \cdot f_{ctm}$ und $1,3 \cdot f_{ctm}$ schwankt und die Schrägrisslast und die Schrägrissgeometrie direkt von der Zugfestigkeit abhängig ist. Daher ist die experimentell ermittelte Schrägrisslast oft nur schwer rechnerisch erfassbar. (vgl. [14, S. 101])

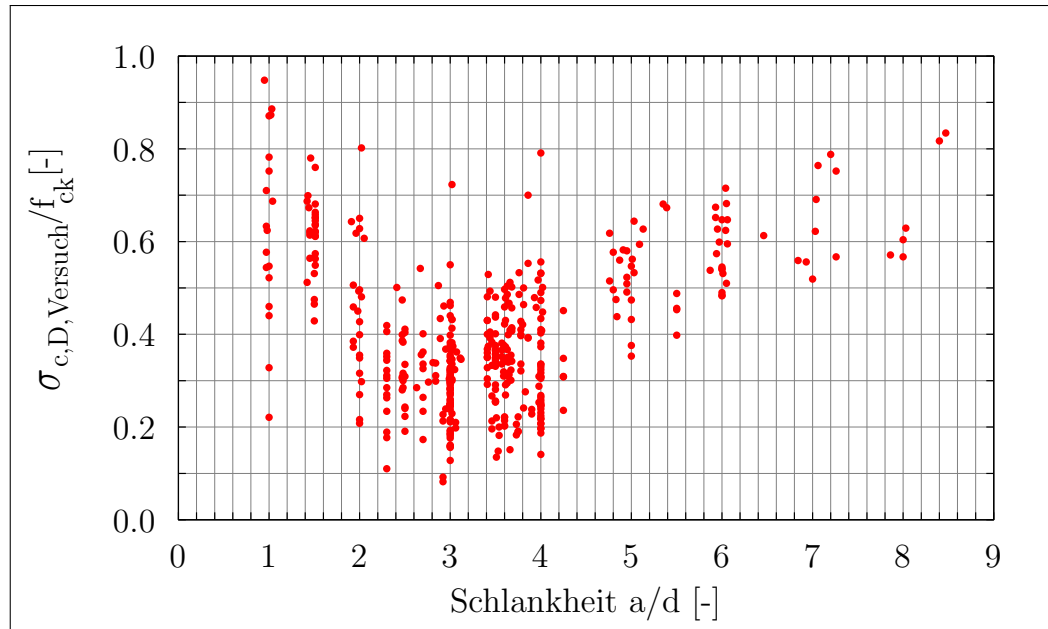


Abbildung 3.11: Gegenüberstellung der tatsächlichen Druckstrebenspannung $\sigma_{c,Strebe,u}$ mit der Druckfestigkeit f_{ck} des Betons in Bezug auf die Schubschlankheit a/d

Bei einer näheren Untersuchung der einzelnen Schubschlankheiten konnte festgestellt werden, dass bei $a/d = 2,0$ die tatsächlichen Druckstrebenspannungen $\sigma_{c,Strebe,u}$ immer größer waren als $\sigma_{c,Strebe,sr}$ und die Schrägrisslast V_{sr} nach [27] immer kleiner als die Versagenslast, weswegen es zu keiner Überschätzung der Tragfähigkeit kam. Weiters war auch die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,k}$ nach EN 1992-1-1 um einen Faktor 1,24 bis 5,81 geringer als die Versagenslast V_u , was auf ein Unterschätzen der Tragfähigkeit schließen lässt.

Die meisten Versuche wurden für eine Schubschlankheit von 3,0 durchgeführt und in diesem Fall zeigen sich auch eine große Streuungen der Ergebnisse, siehe Abb. 3.11. 64,0% der Versuche wiesen eine höhere tatsächliche Druckstrebenspannung auf als $\sigma_{c,Strebe,sr}$. Des Weiteren war bei 14 von 75 Versuchen die Schrägrisslast nach [27] höher als die Versagenslast. Die Querkrafttragfähigkeit nach Eurocode war ebenfalls bei 31 Versuchen größer als die Bruchlast. Hauptsächlich traten diese Ereignisse bei hochfesten Betonen oder sehr hohen Querschnitten auf. Zusätzlich trat bei den selben Versuchen ein kleines Verhältnis von $\sigma_{c,Strebe,u}/f_{ck}$ auf. Dieses kleine Verhältnis lässt auf eine große Reserve der Druckfestigkeit schließen und somit müsste eine Umlagerung in ein Sprengwerk möglich sein, jedoch trat nahezu immer ein Schrägrissversagen auf. Hinzufügend muss erwähnt werden, dass die Einschnürung der Höhe der Druckstrebe noch nicht berücksichtigt wurde, da dies einen Spannungsanstieg zur Folge hätte. Daraus ist zu schließen, dass das Spannungs-kriterium alleine für eine analytische Betrachtungsweise nicht ausreichend ist.

Die Betrachtung von $a/d = 4,0$ ergab annähernd ähnliche Ergebnisse wie bei $a/d = 3,0$. Bei 1/4 der Versuche ist die Druckstrebenspannung zufolge der Schrägrisslast kleiner als die tatsächliche. Außerdem ist bei der Hälfte der Versuche die Versagenslast V_u kleiner als die Schrägrisslast. Weiters tritt das selbe Phänomen auf wie zuvor erwähnt, dass bei hochfesten Betonen das Verhältnis $\sigma_{c,Strebe,u}/f_{ck}$ relativ klein ist.

Bei höheren Schlankheiten wurden wesentlich weniger Versuche durchgeführt. Bei einer Schlankheit von $a/d = 5,0$ stehen nur mehr 7 Versuche zur Verfügung, bei denen die Schrägrisslast immer niedriger als die Bruchlast ist. Aufgrund der geringen Anzahl der Versuchsdaten nimmt auch die Streuung ab. Diese Tendenz ist auch bei $a/d = 6,0$ zu erkennen.

4 Numerische Untersuchung mittels Finiter Elemente

4.1 Grundlagen

Um das Tragverhalten eines Bauteils anhand nichtlinearer FE-Berechnung korrekt zu simulieren, ist es wichtig, das Materialverhalten unter bestimmten Lastzuständen zu kennen. Deshalb werden in diesem Abschnitt kurz das Materialverhalten des Betons sowie das Programm ATENA 2D kurz beschrieben.

4.1.1 Materialeigenschaften von normalfestem Beton

Beton weist je nach Spannungszustand ein linear elastisches oder ein nichtlineares Materialverhalten auf. (vgl. [24, S. 584])

Bei anwachsender Beanspruchung wird die Last-Verformungsbeziehung zunehmend nichtlinear.

Einaxiales Betonverhalten

In der Praxis tritt der Fall, dass Beton nur in eine Richtung beansprucht wird, selten auf.

Abb. 4.1 zeigt verschiedene Spannungs-Dehnungslinien für diverse Druckfestigkeiten des Betons. In Abb. 4.1 ist erkenntlich, dass bei einer konstanten Zunahme der Druckbeanspruchung, der Beton bei einer niedrigen Spannung, bis ca. 30% von f_c , annähernd ein linear elastisches Verhalten besitzt. Die zunehmende Mikrorissbildung verursacht eine Verringerung der Steigung der Arbeitslinie. Durch das Anwachsen der Dehnung nimmt die Krümmung langsam bis 90% der Druckfestigkeit zu. Nach diesem Punkt erfolgt eine starke Zunahme der Krümmung bis zur maximalen Druckfestigkeit. Im Anschluss fällt die Arbeitslinie stark ab, jedoch hängt dieser abfallende Ast von der Betonfestigkeit ab. (vgl. [24, S. 584])

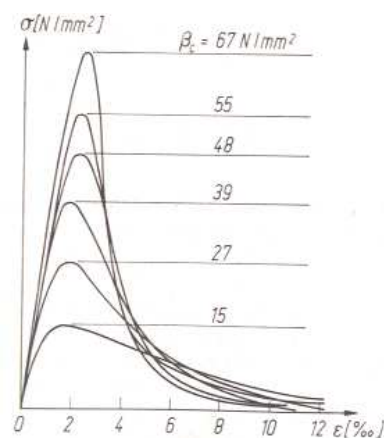


Abbildung 4.1: Spannungs-Dehnungslinie von Beton unter einaxialem Druck [24]

Der Zugbereich weist beinahe eine lineare Kurve bis zum Erreichen der Zugfestigkeit auf. Dieser Bereich wird in einem Spannungs-Dehnungs-Diagramm dargestellt. Der anschließende Bereich wird über eine Spannungs-Rissöffnungsbeziehung angegeben. Die Fläche unter diesem abnehmenden Ast kann auch mittels der Bruchenergie beschrieben werden, siehe Abb. 4.4. (vgl. [24, S. 584])

Zweiaxiales Betonverhalten

Bei den meisten Bauteilen, sowie auch bei den hier betrachteten Balken, tritt ein zweiaxialer Spannungszustand auf. Dabei wird die Zug- und Druckfestigkeit des Betons beeinflusst. Der Unterschied zum Verhalten des Betons im einaxialen Zustand ist von den Verhältnissen der beiden Hauptspannungen abhängig. Zur Analyse des zweiaxialen Zustandes werden zum einen Versagenskurven und zum anderen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen verwendet. (vgl. [24, S. 588])

Das zweiaxiale Betonverhalten wird gut durch die in Abb. 4.2 dargestellte Versagenskurve nach Kupfer/Hilsdorf/Rüsch erfasst.

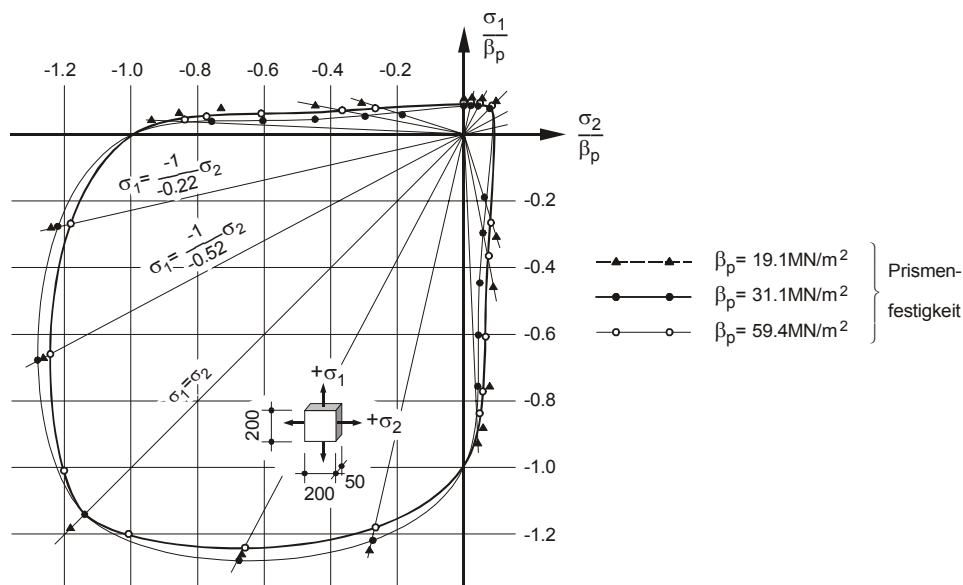


Abbildung 4.2: Biaxiale Versagenskurve von Kupfer/Hilsdorf/Rüsch

Bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_2 : \sigma_1 \approx 0,5$ im Druckbereich nimmt die einaxiale Druckfestigkeit um das 1,25 bis 1,4fache zu und bei gleich großen Hauptdruckspannungen um das 1,15 bis 1,25fache. (vgl. [12, S. 338])

Der Druck-Zug-Bereich weist mit ansteigender Zugspannung eine geringere aufnehmbare Druckspannung auf. Der Zug-Zug-Bereich verhält sich ähnlich zum einaxialen Spannungszustand. (vgl. [24, S. 588]) Somit kann zusammenfassend gesagt werden, dass eine mehrachsige Druckbeanspruchung die Zugdehnungen behindert und infolgedessen steigt die Druckfestigkeit an. Jedoch nimmt die Druckfestigkeit bei einer zusätzlichen Zugbeanspruchung ab. (vgl. [18, S. 11])

Dateneingabe

Die Dateneingabe erfolgt entweder über einen so genannten „Data-Access Tree“ oder es besteht auch die Möglichkeit, Daten mit anderen Formaten (SBD, CCT, DXF oder IFC) zu importieren, jedoch sollte danach die Geometrie des Bauteils kontrolliert werden. Die klare Gliederung des „Data Tree“ ermöglicht eine einfache Eingabe der Systemstruktur mit all den benötigten Parametern. Eine gute Beschreibung der Eingabeschritte liefert [2].

Zuerst werden die Materialeigenschaften festgelegt. ATENA 2D bietet die Möglichkeit, das Material durch Eingabe bestimmter Parameter und der Arbeitslinie vollständig selbst zu definieren oder es kann ein vordefiniertes Materialmodell gewählt werden. Diese vorgegebenen Modelle können auch durch Variation gewisser Kennwerte auf das gewünschte Materialverhalten angepasst werden. Jedem dieser vordefinierten Materialien sind bruchmechanische Eigenschaften zugewiesen.

Anschließend wird durch die Koordinateneingabe von Knoten die Geometrie des Bauteils festgelegt. Nach der Definition der Knoten werden diese mit Linien zu einer geschlossenen Geometrie verbunden. Den dadurch entstehenden Bereichen folgt die Zuweisung von Makroelemente. Diese Makroelemente ordnen den Bereichen die jeweiligen Material- als auch die FE-Netzeigenschaften zu, welche zuvor festgelegt werden.

Bei der Festlegung der Bewehrung kann man zwischen interner und externer Bewehrung unterscheiden. Diese Eingabe erfolgt nach der selben Systematik wie zuvor schon beschrieben.

Der nächste Schritt betrifft die Festlegung der Auflagerbedingungen sowie der Beanspruchungsart. Zuerst werden die Lastfälle, wie z.B. Auflager, weggesteuerte Verschiebung, Vorspannung, erstellt. Den einzelnen Geometrielementen wie Knoten, Linie oder Makroelement werden diese Lastfälle anschließend zugewiesen.

Weiters bietet das Programm die Möglichkeit die Lastgeschichte bzw. die Lastschritte festzulegen. Dabei kann ausgewählt werden, welcher der zuvor definierten Lastfälle in Kombination mit anderen Fällen auftritt. Ebenso kann die Häufigkeit ausgewählt werden.

Darauf folgt die Definition von Überwachungspunkten. Diese sogenannten „Monitoring points“ zeichnen je nach Festlegung Spannungen, Reaktionskräfte, Verschiebungen udgl. auf. Nach jedem Iterationsschritt wird der berechnete Wert aufgezeichnet und gespeichert. Mit diesen kann im Anschluss z.B. eine Last-Verformungskurve erstellt werden. Beispielsweise kann durch dieses Diagramm festgestellt werden, ob ein sprödes oder duktiles Versagen aufgetreten ist.

Des Weiteren besteht die Möglichkeit Schnitte einzugeben. Diese „Cuts“ ermöglichen es, sich z.B. Spannungen oder Dehnungen entlang eines Schnittes ausgeben zu lassen. Dadurch kann eine Spannungsverteilung über einen Querschnitt betrachtet werden. Dies ist wichtig für die Nachbearbeitung und den Vergleich der Spannungs- und Dehnungsebenen mit anderen Programmen. Weiters kann bei der Nachbearbeitung durch das Anzeigen von Höhenlinien eine Plausibilitätskontrolle der Spannungen durchgeführt werden, z.B. in einem Riss sollten die Spannungen klein oder Null sein und die Dehnungen größer als im restlichen Querschnitt.

Schnittkräfte können über die Momentenlinien dargestellt werden.

Zum Abschluss kann noch das Lösungsverfahren festgelegt werden. Das Programm ATENA 2D verfügt über zwei vordefinierte Verfahren: das Newton-Raphson-Verfahren und das Bogenlängen-

Verfahren. Hierdurch können die Abbruchkriterien sowie die Konvergenzeigenschaften und Iterationsschritte festgelegt werden. Diese Verfahren können auch auf eigene Anforderungen angepasst werden.

Als letzter Schritt erfolgt die Generierung des FE-Netzes. Das Netz wird durch die in den Makroelementen definierten Elementeigenschaften erstellt. Die Regelmäßigkeit des Netzes ist abhängig von der Bauteilgeometrie. Dabei ist es wichtig, dass bei Viereckelementen ein rechteckiger Winkel, aufgrund der günstigeren Konvergenzeigenschaften, auftritt. Eine Netzverfeinerung wird über die Elementgröße gesteuert. Zu feine Netze erhöhen jedoch nur den Rechenaufwand und liefern keine genaueren Ergebnisse mehr.

Berechnung und Nachbearbeitung

Nach der Eingabe aller Systemdaten kann die Berechnung direkt aus dem Preprocessor gestartet werden. Für die Berechnung öffnet sich ein eigenes Fenster, in dem alle Rechenschritte beobachtet werden können. Weiters stellt das Fenster die Systemgeometrie, die Iterationsschritte und Messwerte der Überwachungspunkte dar. Es kann verfolgt werden, wie viele Iterationsschritte pro Belastungsschritt nötig waren, um die Konvergenzkriterien einzuhalten. Die errechneten Daten der Überwachungspunkte werden alle gespeichert und sind im Anschluss abrufbar. Bei komplizierten Geometrien oder großen Systemen entsteht so eine beträchtliche Datenmenge.

Ein großer Vorteil von ATENA ist, dass die Risse grafisch dargestellt werden und man somit sofort erkennen kann, wann ein Riss auftritt. Weiters kann man dadurch den Rissfortschritt verfolgen und die Art der Risse feststellen (Biegerisse, Schubrisse etc.). Findet eine Rissaufweitung statt, werden die Linien in ATENA dicker dargestellt. Die auftretenden Risse werden über das Element verschmiert. Es sind somit keine Übergangsbedingungen zwischen den Elementen notwendig.

ATENA 2D bietet die Möglichkeit sich für alle durchgeführten Lastschritte an Knoten, Elementen und Elementknoten verschiedene, berechnete Werte als Textdatei ausgeben zu lassen, beispielsweise Verschiebungen, Spannungen, Dehnungen und dergleichen. Das gleiche Schema ist mit den Werten der Überwachungspunkte anwendbar.

4.2 Materialmodellierung

Um das Tragverhalten des Betons in einem FE-Programm exakt abbilden zu können, benötigt es Kenntnisse von den Materialkennwerten, die oft über das übliche Maß hinausgehen. Auch in ATENA 2D werden Werte vorgeschlagen, jedoch muss die Plausibilität für die jeweilige spezielle Anwendung überprüft werden. Weiters ist die genaue Kenntnis von Materialparametern bei der Auswertung der Ergebnisse vorteilhaft.

4.2.1 Materialparameter des Betons

Für die Berechnungen in ATENA 2D wurde das im Programm enthaltene Materialmodell SBETA (StahlBETonAnalyse) gewählt. Dieses Modell gibt das nichtlineare Materialverhalten von Beton sehr gut wieder. Es beinhaltet auch eine Reduzierung der Druckfestigkeit nach der Rissbildung sowie das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen. Weiters wird der abfallende Ast der Zugarbeitslinie über die Bruchenergie G_F beschreiben. Diese Energie entspricht der Fläche unter dem abfallenden Ast der Arbeitslinie, siehe Abb. 4.4 und ist wichtig für den Widerstand des Betonquerschnitts gegen Zugbeanspruchung. Genauere Informationen zur Thematik der Bruchmechanik in Betonbau liefert [27], S. 43 ff.

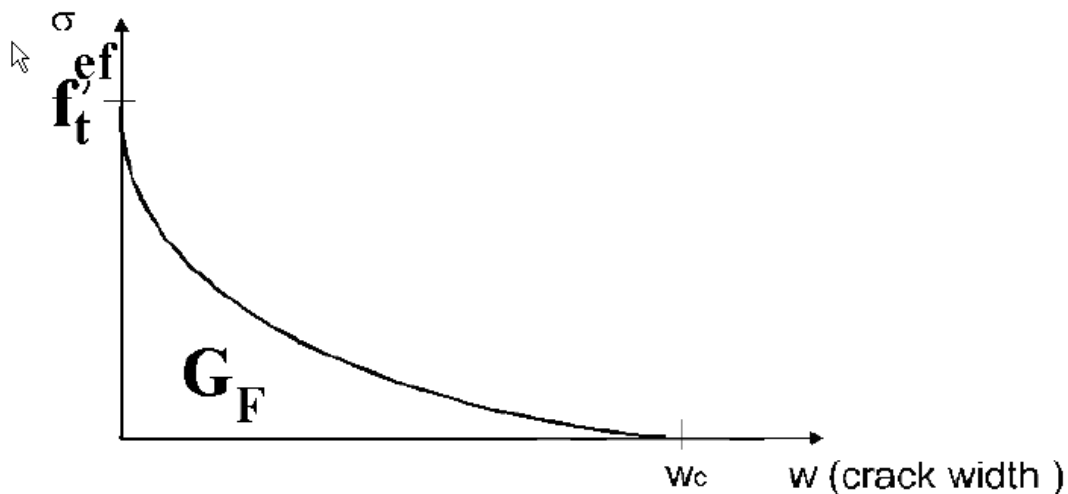


Abbildung 4.4: Exponentielle Riss-Öffnungsbeziehung in [3] laut Hordijk (1991)

In [3] erfolgt eine gründliche Erklärung zu den getroffenen Annahmen für das Materialmodell SBETA wie auch weitere Überlegungen zur Modellierung der Arbeitslinien sowie dem Materialverhalten. Zusätzlich findet ebenso eine genauere Beschreibung der Zugarbeitslinie für den Zustand I und II statt. Außerdem wird auch das zweiachsiges Betonverhalten behandelt.

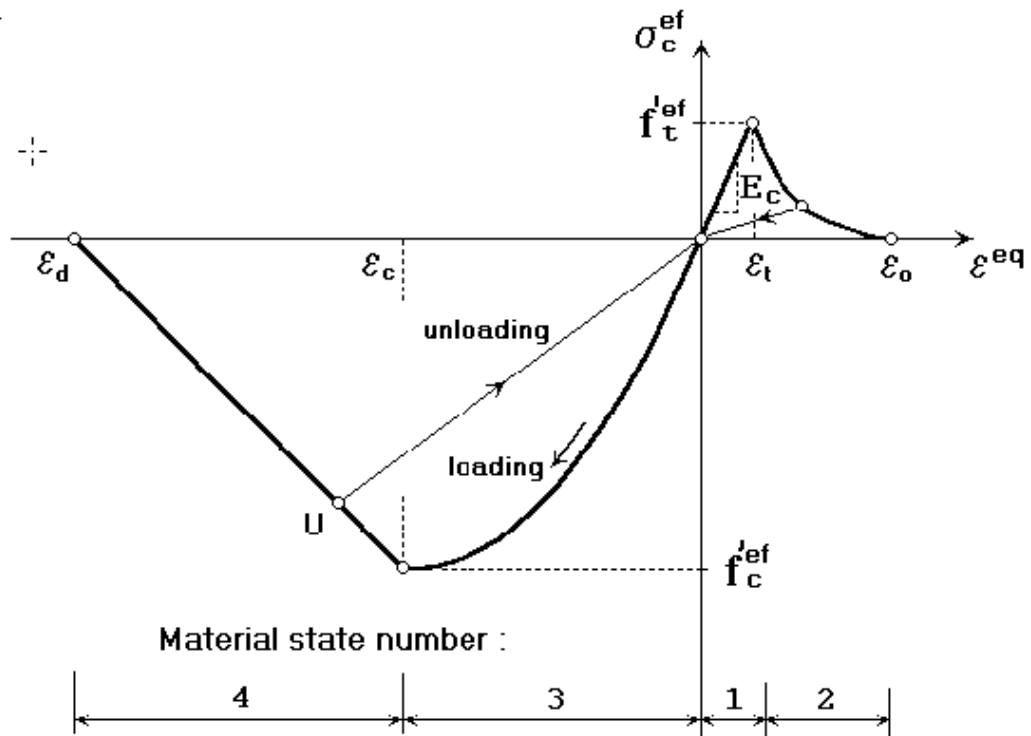


Abbildung 4.5: Arbeitslinie Beton laut ([3], S. 24)

Nachfolgend werden die Eingabewerte für das Material C20/25 und C30/37 dargestellt. Bei den Parametern handelt es sich um die Bezeichnungen laut ATENA 2D.

Tabelle 4.1: Materialparameter für C20/25 zur Eingabe im Programm ATENA 2D

Parameter	Wert	Beschreibung
Basics		
Elastic Modulus E_c	28.800 MPa	entspricht Sekantenmodul
Poisson's ration μ	0,2	0,20
Tensile strength f_t	2,20 MPa	$0,3 \cdot f_c^{(1/3)}$ entspricht f_{ctm}
Compressions strength f_c	-20 MPa	f_{cm} oder f_{ck} (je nach Aufgabe charakteristisch oder Mittelwert)
Tensile		
Type of tension softening	exponential	Nach Hordijk (siehe auch Atena Theory S. 26)
Specific fracture energy G_f	$7,813e - 05 MN/m$	Nach Gröbl/Weigler/Karl-Ernst und Sohn S. 388, 2. Auflage, $G_f = G_{f0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7}$ G_{f0} für Größtkorn 32 mm
Crack Model	fixed	keine Rotation, da das Modell sonst zu weich ist und keine Schubübertragung im Riss stattfindet
Compressive		
Compressive strain at compressive strength in the uniaxial compressive test ϵ_c	$-1,514e - 03$	Beziehung aus Model code 90 - kann über Eingabe von Würfeldruckfestigkeit Cubic f_{cu} als Voreinstellung in ATENA 2D bestimmt werden
Reduction of compressive strength due to cracks	0,80	Voreinstellung ATENA 2D übernommen (siehe auch Atena Theory S. 36)
Type of compression softening	crush band	
Critical compressive displacement w_d	$-5,0e - 04 mm$	Voreinstellung ATENA 2D übernommen (da bei unseren Untersuchungen Druckversagen bzw. Plastizieren nicht zu erwarten ist, sollte w_d keinen Einfluss haben)
Shear		
Shear retention factor	variable	Nach Kolmar (siehe auch Atena Theory S. 35)
Tension-compression-interaction	linear	Kupferbirne (siehe auch Atena Theory S. 33)

Tabelle 4.2: Materialparameter für C30/37 zur Eingabe im Programm ATENA 2D

Parameter	Wert	Beschreibung
Basics		
Elastic Modulus E_c	33.000 MPa	entspricht Sekantenmodul
Poisson's ration μ	0,2	0,20
Tensile strength f_t	2,90 MPa	$0,3 \cdot f_c^{(1/3)}$ entspricht f_{ctm}
Compressions strength f_c	-38 MPa	f_{cm} oder f_{ck} (je nach Aufgabe charakteristisch oder Mittelwert)
Tensile		
Type of tension softening	exponential	Nach Hordijk (siehe auch Atena Theory S. 26)
Specific fracture energy G_f	$9,675e - 05$ MN/m	Nach Gröbl/Weigler/Karl-Ernst und Sohn S. 388, 2. Auflage, $G_f = G_{f0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7}$ G_{f0} für Größtkorn 32 mm
Crack Model	fixed	keine Rotation, da das Modell sonst zu weich ist und keine Schubübertragung im Riss stattfindet
Compressive		
Compressive strain at compressive strength in the uniaxial compressive test ϵ_c	$-1,906e - 03$	Beziehung aus Model code 90 - kann über Eingabe von Würfeldruckfestigkeit Cubic f_{cu} als Voreinstellung in ATENA 2D bestimmt werden
Reduction of compressive strength due to cracks	0,80	Voreinstellung ATENA 2D übernommen (siehe auch Atena Theory S. 36)
Type of compression softening	crush band	
Critical compressive displacement w_d	$-5,0e - 04$ mm	Voreinstellung ATENA 2D übernommen (da bei unseren Untersuchungen Druckversagen bzw. Plastizieren nicht zu erwarten ist, sollte w_d keinen Einfluss haben)
Shear		
Shear retention factor	variable	Nach Kolmar (siehe auch Atena Theory S. 35)
Tension-compression-interaction	linear	Kupferbirne (siehe auch Atena Theory S. 33)

4.2.2 Modellierung der Rissbildung

Es bestehen zwei Möglichkeiten Risse in der FE-Modellierung abzubilden: das diskrete und das verschmierte Modell. Bei den folgenden Berechnungen wurde das verschmierte Rissmodell angewandt, welches das in der Praxis öfter angewandte Modell darstellt. In diesem Fall werden die Risse fiktiv über das Finite Element verschmiert. Beim diskreten Rissmodell wird ständig das FE-Netz angepasst. Dies führt zu einem hohen Rechenaufwand und ist in diesem Fall nicht zielführend. (vgl. [24])

Beim verschmierten Rissmodell wird zwischen Bewehrung und Beton ein starrer Verbund angenommen. In Wirklichkeit tritt in der Umgebung von Rissen ein Schlupf zwischen Bewehrung und Beton auf und ein Verbundversagen kann nicht ausgeschlossen werden.

Zudem besteht die Wahl zwischen einem fixen und einem rotierenden Rissmodell. Eine Beschreibung dieser Modelle findet in [3] und [22] statt.

4.2.3 Modellierung der Arbeitslinie für die Auflagerplatten aus Stahl

Die Lasteinleitung sowie die Aufnahme der Auflagerkräfte erfolgt über Stahlplatten um ein lokales Bruchversagen des Betons zu vermeiden. Die Modellierung der Platten erfolgte über ein linear elastisches Materialgesetz für einen ebenen Spannungszustand. Der E-Modul des Stahls beträgt 200.000MPa und die Querdehnungszahl 0,3. Nähere Informationen zur Geometrie dieser Platten werden in Kapitel 4.3 erläutert.

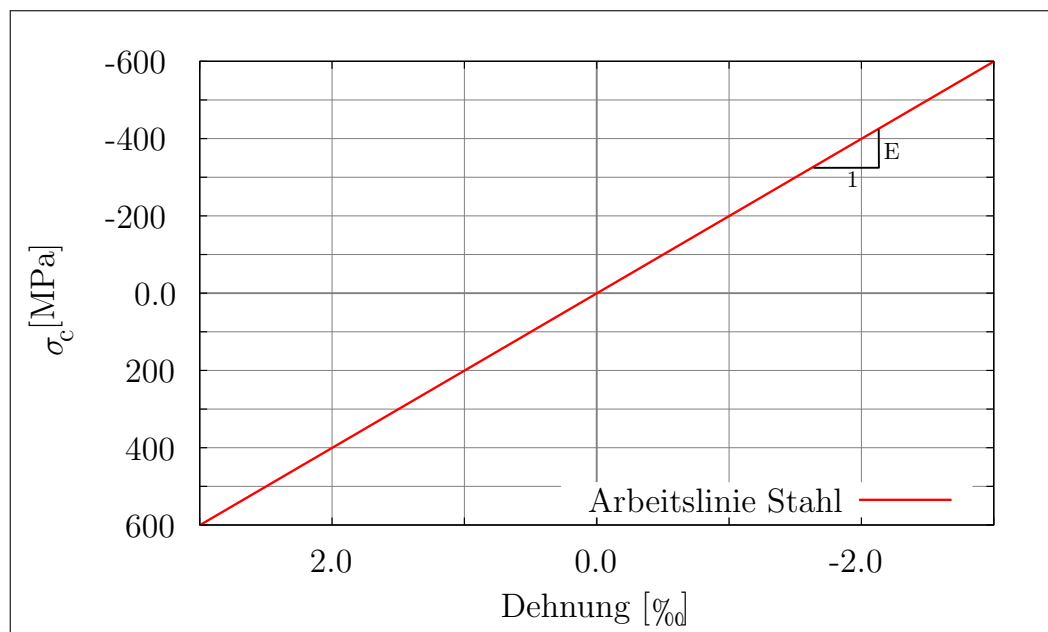


Abbildung 4.6: Arbeitslinie der Stahlplatten

4.2.4 Modellierung der Arbeitslinie für die Bewehrung

Der Stahl wurde als diskrete Bewehrung mittels Fachwerkelementen modelliert. Dabei erfolgt eine Überlagerung mit dem FE-Netz des Betons. Für die Berechnung wurde ein perfekter Verbund zwischen Bewehrung und Beton angenommen. Es besteht die Möglichkeit auch andere Verbundbeziehung zu modellieren. Die Arbeitslinie ist bilinear und weist einen Bereich der Verfestigung bis 50% auf. Der E-Modul beträgt 200.000 MPa und die Fließspannung σ_y 500 MPa.

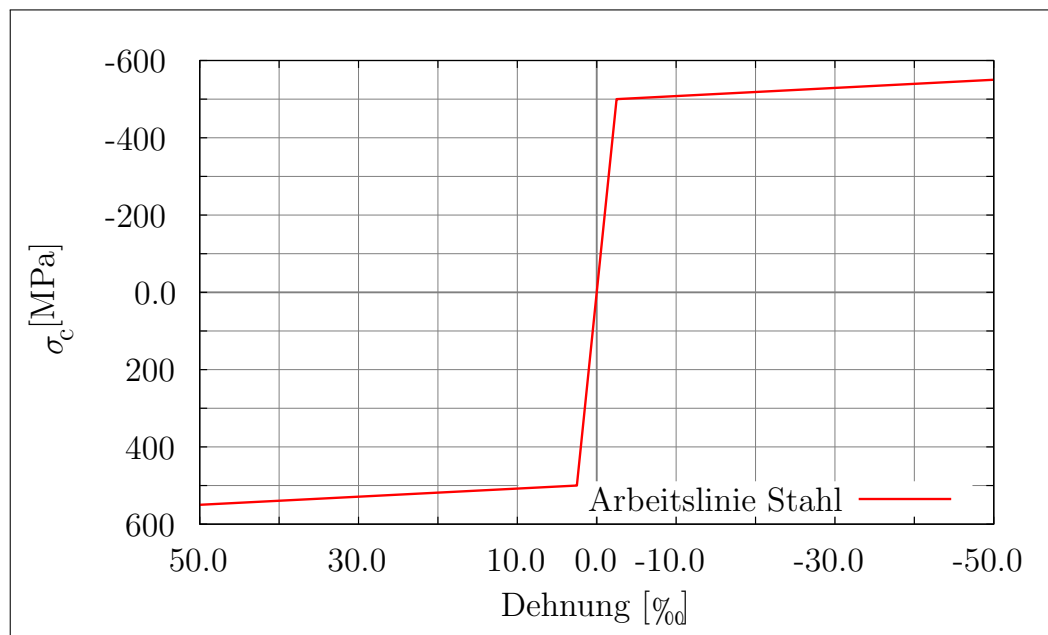


Abbildung 4.7: Arbeitslinie des Bewehrungsstahls

4.3 Modellierung des Trägers

Geometrie des Trägers bei 4-Punkt-Biegeversuchen

Die Versuchssimulation wurde als 4-Punkt-Biegeversuch mit den in Abb. 4.8 ersichtlichen Abmessungen modelliert. Da es sich hierbei um ein symmetrisches Bauteil handelt, war es ausreichend, nur den halben Träger in ATENA 2D abzubilden. Die erforderlichen Symmetriebedingungen in x-Richtung in Feldmitte mussten eingehalten werden. Dadurch konnte die erforderliche Rechenzeit und der Speicherbedarf reduziert werden. Es wurde ein 4-Punkt-Versuch gewählt, da dieser einen konstanten Momentenbereich zwischen den zwei Lasteinleitungsplatten aufweist. Unter den Lasteinleitungsplatten bilden sich Diskontinuitätsbereiche aus und deshalb ist ein Vergleich der Dehnungsebenen an dieser Stelle mit einer analytischen Querschnittsberechnung schwer möglich. Weiters wurde die Bewehrung 30cm über den Auflagerbereich hinaus verlängert, um einen Verankerungsbruch zu vermeiden und den Aufbau eines Sprengwerkes zu ermöglichen. Die gesetzten Überwachungspunkte zeichneten die vertikale Verschiebung in Feldmitte sowie die Reaktionskraft am Auflager auf. Diese Werte dienten zur Erstellung eines Last-Verformungsdiagramms.

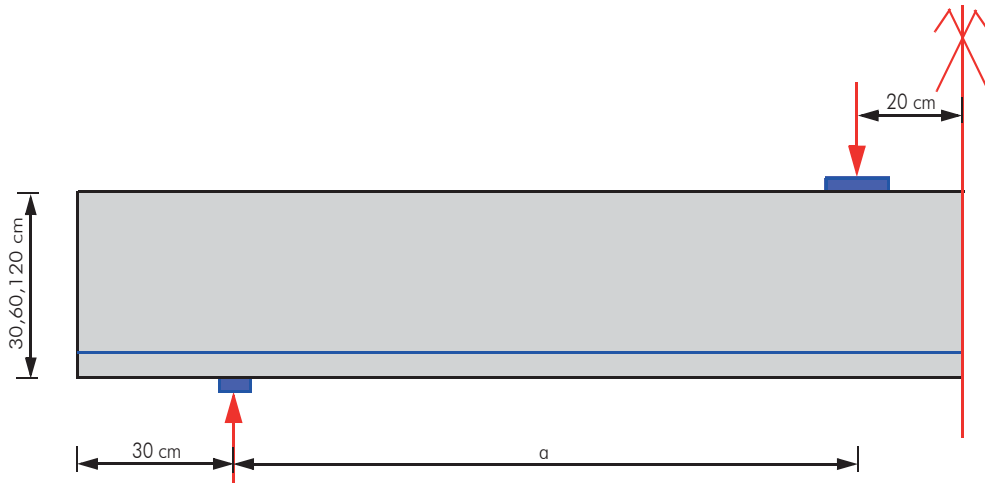


Abbildung 4.8: Geometrie des Trägers bei Einzellast

Die Lagerung und die Lasteinleitung in den Träger erfolgten über Stahlplatten, welche zu einer besseren Spannungsverteilung im Träger führen und Spannungsspitzen vermeiden. Die Ermittlung der Auflagerplattengeometrie fand über die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ mittels Glg. (4.2) und den zulässigen Spannungen im Bereich der konzentrischen Lasteinleitung statt. Der Querkraftwiderstand multipliziert mit 1,5 ergibt den charakteristischen Wert. Dieser Wert wurde ein weiteres Mal mit 1,5 multipliziert um sicherzustellen, dass die Bewehrung bei Erreichen der Bruchlast nicht ins Fließen kommt.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{(1/3)} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d \quad (4.2)$$

wobei	$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$	Kalibrierfaktor
	$\eta_1 = 1,0$ für Normalbeton	Beiwert zur Berücksichtigung der Festbetonrohddichte
	b_w	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone
	d	statische Nutzhöhe
	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$, mit d in mm	Einfluss der Bauteilhöhe (Maßstabsfaktor)
	$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$	Längsbewehrungsgrad
	$\sigma_{cp} = \frac{N_{ED}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$	Bemessungswert der Betonspannungen
	N_{ED}	Längskraft im Querschnitt ($N_{ED} < 0$ für Druckkräfte)
	$k_1 = 0,15$	Beiwert zur Anrechnung der Normalspannung

$$V_{Rk} = V_{Rd,c} \cdot 1,5 \quad (4.3)$$

Zusätzlich war ein weiterer Faktor wichtig, der die Schubslankheit und das Verhältnis V_u/V_{Rk} berücksichtigte. In Abb. 4.9 ist erkenntlich, dass bei Zunahme der Schubslankheit das Verhältnis V_u/V_{Rk} sich dem Wert 1,0 annähert. Infolgedessen fand eine weitere Multiplikation des Wertes V_{Rk} statt, nämlich mit dem Beiwert ξ , der abhängig von der Schubslankheit ist, siehe Tab. 4.3. Der Wert ξ entspricht dem Verhältnis V_u/V_{Rk} , siehe Abb. 4.9. Die Werte für ξ werden durch die hinzugefügte Trendlinie ermittelt.

 Tabelle 4.3: Wert ξ zur Berechnung von F_k

a/d	ξ
2	2,0
3	1,4
4	1,0
6	0,8

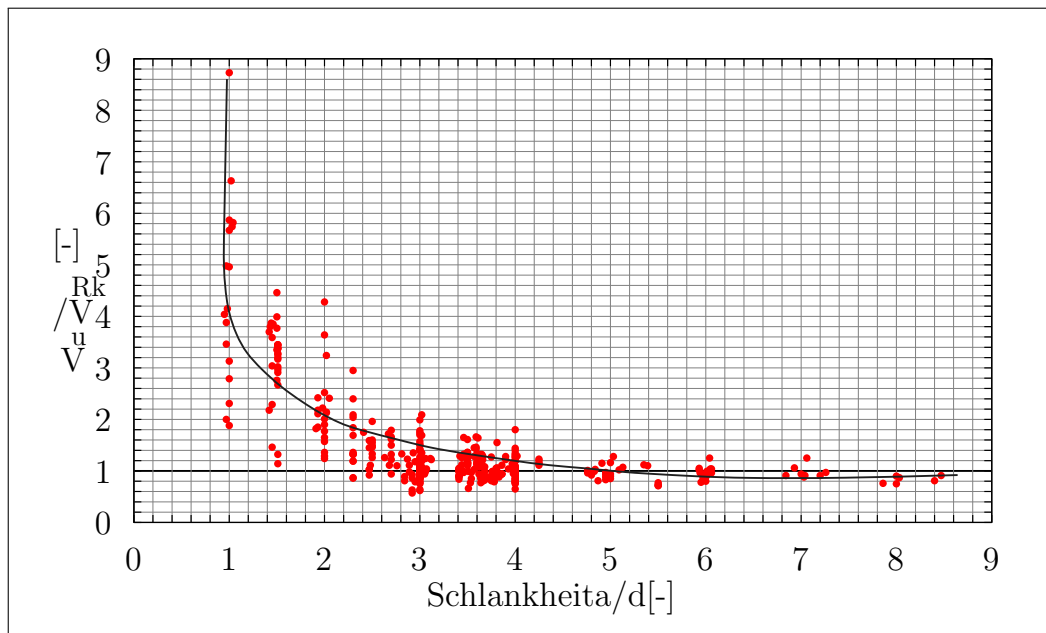


Abbildung 4.9: Versagenslast

Ermittlung der Lastplattengeometrie

Da die angreifende Last zuerst für einen 3-Punkt-Biegeversuch berechnet wurde, ergab sich die Einzellast laut Glg. (4.4).

$$F_k = 2 \cdot V_{Rk} \cdot \xi \quad (4.4)$$

Mittels Glg. (4.5) erfolgte schlussendlich die Ermittlung der Plattenlänge der Lasteinleitungsplatte. Der Wert 0,7 soll sicherstellen, dass die Spannungen im Lasteinleitungsbereich keinesfalls

überschritten werden.

$$l_{\text{Platte}} = \frac{F_k}{0,7 \cdot b \cdot f_{ck}} \quad (4.5)$$

Die Höhe der Lasteinleitungsplatte ergibt sich aus dem Lastverteilungsverhältnis aus Stahlbau, siehe Abb. 4.10, wie folgt

$$h_{\text{Platte}} \cdot 2,5 = 0,5 \cdot l_{\text{Platte}} \quad (4.6)$$

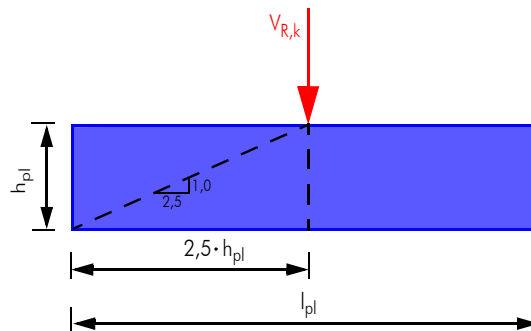


Abbildung 4.10: Lastverteilungsverhältnis

Geometrie des Trägers bei Gleichstreckenlast

Bei den Untersuchungen mit Gleichstreckenlast hat sich nur die Geometrie der Lasteinleitungsplatte geändert, alle anderen Parameter blieben unverändert. Der Lasteinleitungsplatte bei Gleichlast wurden die gleichen Verbundeigenschaften zugewiesen über welche die Platte bei Einzellast verfügt. Da rechnerische Instabilitäten und Konvergenzprobleme bei der FE-Simulation auftraten, wurden keine Kontaktelemente definiert. Wie in Abb. 4.11 erkennbar ist, reicht die Streckenlast bis zur Symmetrieebene, da bei einer parabelförmigen Momentenbelastung die Zunahme des Momentes in Feldmitte nur mehr gering ist. Im Auflagerbereich reicht die Lasteinleitungsplatte aufgrund der besseren Spannungsverteilung ein wenig über die Auflagerplatte hinaus, jedoch schließt die Belastung mit der Auflagerkraft einheitlich ab.

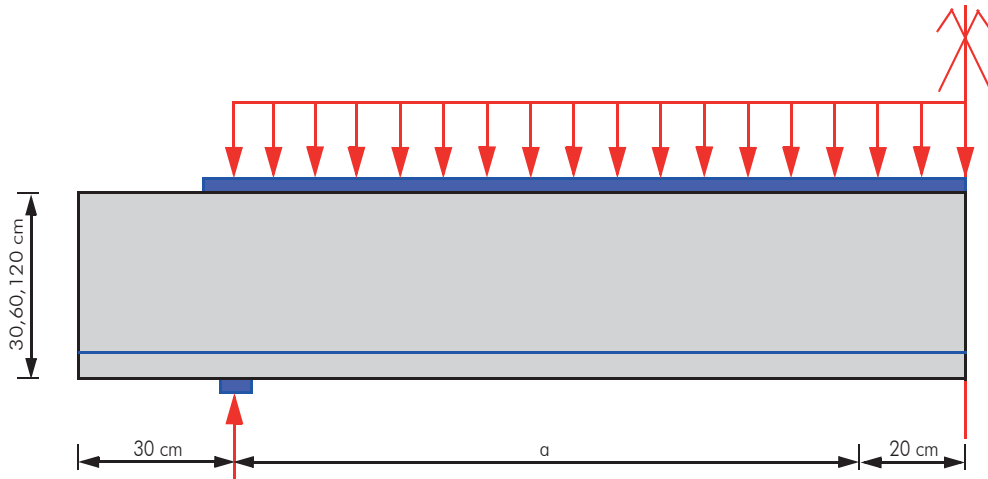
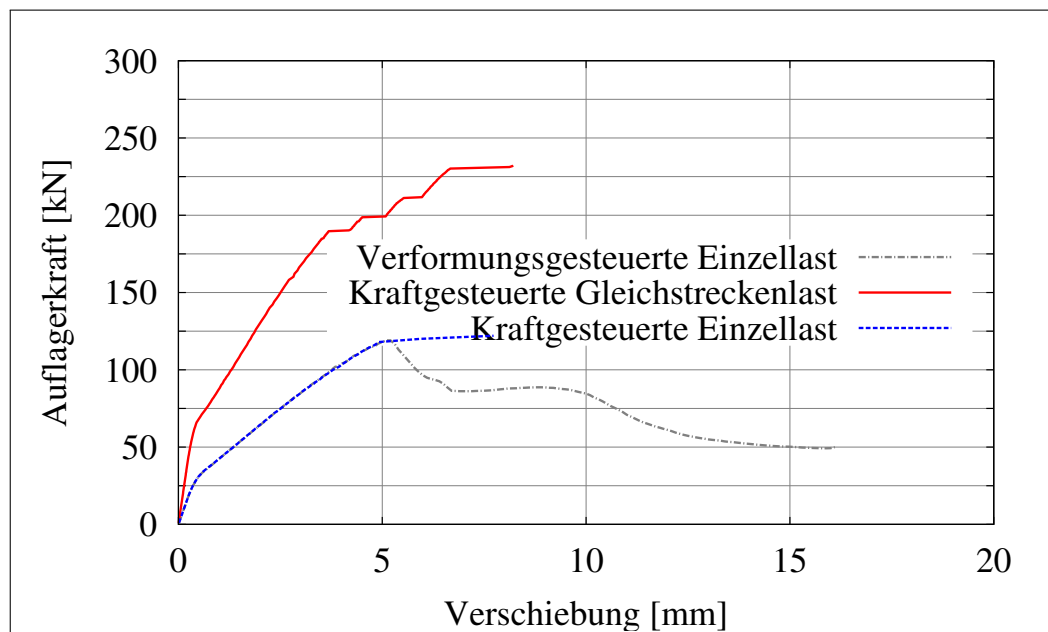


Abbildung 4.11: Geometrie des Trägers bei Gleichstreckenlast

Belastungsart

Es ist zu erwähnen, dass die Belastung bei dem 4-Punkt-Biegeversuch verformungsgesteuert aufgebracht wurde, da sich ein Sprengwerk erst nach dem Lastabfall nach Entstehen des Schrägrisses einstellt und dieser Mechanismus bei kraftgesteuerten Versuchen nicht ersichtlich wäre. Bei der Gleichstreckenlast konnte die Belastung nicht verformungsgesteuert aufgebracht werden. Aus diesem Grund erfolgte die Belastung bei Gleichstreckenlast kraftgesteuert, um zumindest den Spannungs- und Dehnungszustand erfassen zu können. Um einen Vergleich zwischen Gleichstreckenlast und Einzellast herstellen zu können, wurden einige 4-Punkt-Biegeversuche ebenfalls kraftgesteuert nachgerechnet, siehe Abb. 4.12.


 Abbildung 4.12: Vergleich der unterschiedlichen Belastungsarten C20/25, $d = 0,3$ m und $a/d = 3$

Variation der Elementgröße und der Laststeigerung

Zusätzlich untersucht wurden verschiedene Elementgrößen bei viereckigen Flächenelementen. Ein linearer Ansatz erwies sich für die Berechnungen als genau genug. Durch die Abbildung des Bauteils mit diesem Elementtyp entsteht ein regelmäßiges FE-Netz und dies wirkt sich positiv auf die Konvergenzeigenschaften aus. Viereck-Elemente weisen aufgrund ihrer Freiheitsgrade ein besseres Konvergenzverhalten auf als Tetraeder-Elemente. Somit können Bauteile gröber modelliert werden und dies führt zu kürzeren Rechenzeiten.

Die Intention dieser Netzverfeinerung war, den Einfluss der Elementgröße auf die FE-Ergebnisse zu ermitteln, da wie schon zuvor erwähnt, die Elementanzahl mit der Rechenzeit in Verbindung steht. Diese Netzverfeinerung in ATENA 2D hatte nur Einfluss auf die Elementanzahl in x- und y-Richtung. Die Untersuchung unterschiedlicher Elementgrößen wird in Abb. 4.13 dargestellt. Es ist erkennbar, dass am ansteigenden Ast die Kurven sehr gut korrelieren. Ist jedoch die Schräggrisslast erreicht, wird die Konvergenz nicht mehr bei allen Iterationen erreicht und dieser kleine Fehler fließt in die nächsten Lastschritte ein. Dadurch vergrößert sich dieser Fehler bei den weiteren Berechnungen. Folglich differieren die einzelnen Kurven voneinander. Für die weiteren Berechnungen wurde eine Elementgröße von 0,03 m herangezogen, da bei weiteren Vergleichen diese Elementgröße sehr zufriedenstellende Ergebnisse lieferte.

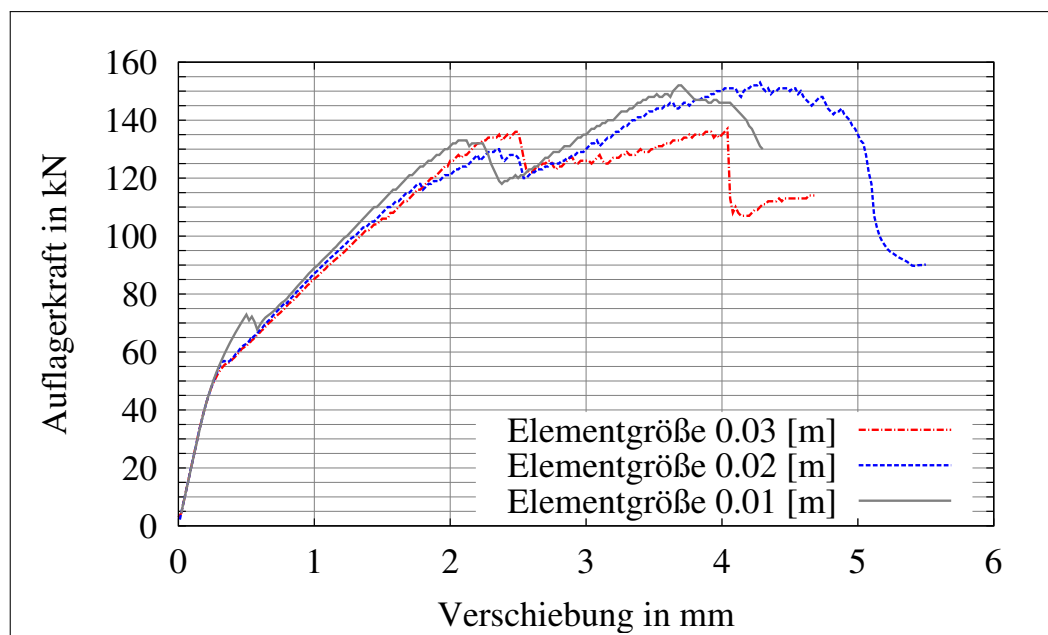


Abbildung 4.13: Vergleich der unterschiedlichen Elementgrößen C30/37, $d = 0,3$ m und $a/d = 2$

Weiters wurde der Einfluss der Größe der Lastschritte betrachtet, siehe Abb. 4.14. Hierbei kann das gleiche Phänomen festgestellt werden wie bei der Elementgröße. Die Kurven stimmen am ansteigenden Ast der Last-Verformungskurve sehr gut überein und am abfallenden Ast heben sich die Kurven aufgrund der Konvergenzeigenschaften voneinander ab. Für die Simulation lag bei den niedrigeren Trägern die Blastungsgröße bei $-1,0e^{-05}$, wobei sie mit zunehmenden Lastschritt größer wurde und bei dem Träger mit einer Höhe von 124 cm betrug die Belastung $-1,0e^{-04}$, wobei

auch diese mit höheren Lastschritten bis auf $-5,0e^{-04}$ stieg, um die Rechenzeiten zu verkürzen und die Dateigröße geringer zu halten.

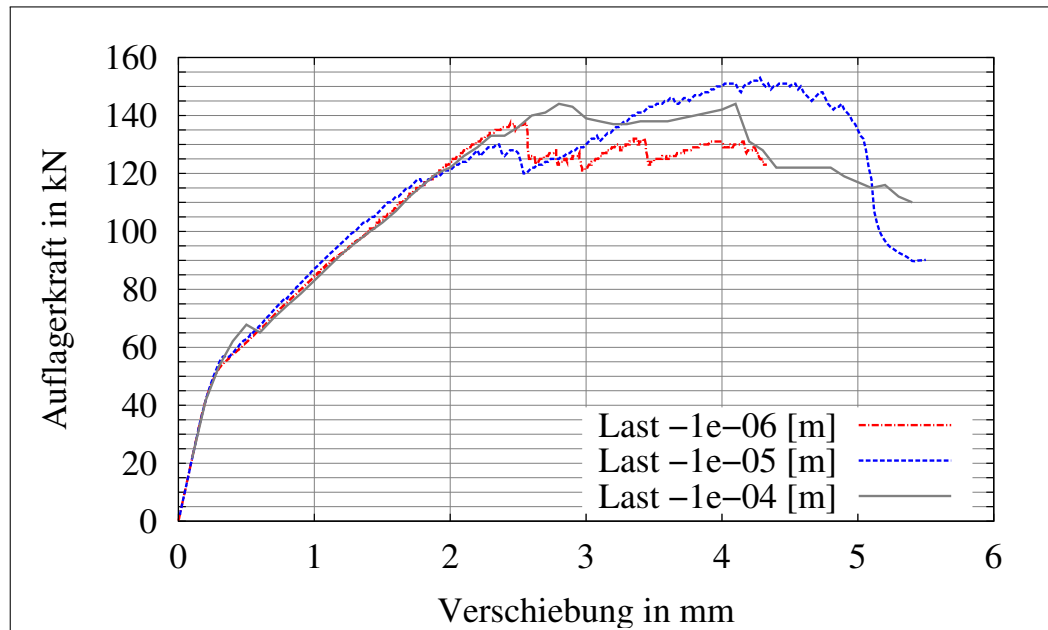


Abbildung 4.14: Vergleich der unterschiedlichen Belastungsgrößen bei C30/37, $d = 0,3$ m und $a/d = 2$

4.4 FE-Simulationsparameter

Die Tab. 4.4 zeigt die veränderten Faktoren für die Simulation. Wie bereits zuvor in Abs. 4.2.1 erwähnt, werden zwei Betonsorten für diese Studie herangezogen. Zudem werden für beide Belastungsarten die gleichen Parameter verwendet. Bei den veränderlichen Größen handelt es sich um die Trägerhöhe sowie die Schubslankheit und den Bewehrungsgrad. Um den Einfluss der Schubslankheit untersuchen zu können, fiel die Wahl auf vier verschiedene a/d -Verhältnisse, wie in Tab. 4.3 zu sehen ist, da, wie bereits zuvor erwähnt, sich bei der jeweiligen Slankheit eine bestimmte Versagensart einstellt. Außerdem variiert die Höhe des Träger zwischen 34 cm und 124 cm um dem Maßstabeffekt besser abbilden zu können. Der Bewehrungsgrad wurde um 30% reduziert, um seinen Einfluss auf die Dehnungen und Spannungen im Schubfeld festzustellen. Bei einer weiteren Reduzierung auf 50% der ursprünglichen Bewehrungsmenge kam bei allen Trägern die Bewehrung ins Fließen und es trat ein Biegeversagen auf. Durch die unterschiedlichen Versagensmechanismen waren die Dehnungs- und Spannungszustände nicht vergleichbar. Da das Biegeversagen nicht Thematik dieser Arbeit ist, werden diese Träger nicht genauer analysiert. Die Breite der Träger beträgt bei allen Berechnungen 0,30 m. Bei allen Belastungsarten, Einzellast kraft- und verformungsgesteuert sowie Gleichstreckenlast kraftgesteuert, wurden die selben Parameter betrachtet.

Tabelle 4.4: Parameter der Versuchssimulation

Nr.	f_{cm} [MPa]	d [m]	b [m]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	ρ_1 [%]
1	-28,0	0,30	0,30	2,0	500,0	0,75
2	-28,0	0,30	0,30	3,0	500,0	1,12
3	-28,0	0,30	0,30	4,0	500,0	1,56
4	-28,0	0,30	0,30	6,0	500,0	2,36
5	-28,0	0,60	0,30	2,0	500,0	0,56
6	-28,0	0,60	0,30	3,0	500,0	0,87
7	-28,0	0,60	0,30	4,0	500,0	1,18
8	-28,0	0,60	0,30	6,0	500,0	1,77
9	-28,0	1,20	0,30	2,0	500,0	0,44
10	-28,0	1,20	0,30	3,0	500,0	0,70
11	-28,0	1,20	0,30	4,0	500,0	0,98
12	-28,0	1,20	0,30	6,0	500,0	1,41
13	-28,0	0,30	0,30	2,0	500,0	0,52
14	-28,0	0,30	0,30	3,0	500,0	0,78
15	-28,0	0,30	0,30	4,0	500,0	1,09
16	-28,0	0,30	0,30	6,0	500,0	1,65
17	-28,0	0,60	0,30	2,0	500,0	0,39
18	-28,0	0,60	0,30	3,0	500,0	0,61
19	-28,0	0,60	0,30	4,0	500,0	0,83
20	-28,0	0,60	0,30	6,0	500,0	1,24
21	-28,0	1,20	0,30	2,0	500,0	0,31
22	-28,0	1,20	0,30	3,0	500,0	0,49
23	-28,0	1,20	0,30	4,0	500,0	0,68
24	-28,0	1,20	0,30	6,0	500,0	0,99
25	-38,0	0,30	0,30	2,0	500,0	0,86
26	-38,0	0,30	0,30	3,0	500,0	1,34
27	-38,0	0,30	0,30	4,0	500,0	1,75
28	-38,0	0,30	0,30	6,0	500,0	2,95
29	-38,0	0,60	0,30	2,0	500,0	0,70

Tabelle 4.4: Parameter der Versuchssimulation

Nr.	f_{cm} [MPa]	d [m]	b [m]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	ρ_1 [%]
30	-38,0	0,60	0,30	3,0	500,0	1,05
31	-38,0	0,60	0,30	4,0	500,0	1,40
32	-38,0	0,60	0,30	6,0	500,0	2,26
33	-38,0	1,20	0,30	2,0	500,0	0,52
34	-38,0	1,20	0,30	3,0	500,0	0,89
35	-38,0	1,20	0,30	4,0	500,0	1,18
36	-38,0	1,20	0,30	6,0	500,0	1,77
37	-38,0	0,30	0,30	2,0	500,0	0,60
38	-38,0	0,30	0,30	3,0	500,0	0,94
39	-38,0	0,30	0,30	4,0	500,0	1,22
40	-38,0	0,30	0,30	6,0	500,0	2,07
41	-38,0	0,60	0,30	2,0	500,0	0,49
42	-38,0	0,60	0,30	3,0	500,0	0,73
43	-38,0	0,60	0,30	4,0	500,0	0,98
44	-38,0	0,60	0,30	6,0	500,0	1,58
45	-38,0	1,20	0,30	2,0	500,0	0,37
46	-38,0	1,20	0,30	3,0	500,0	0,62
47	-38,0	1,20	0,30	4,0	500,0	0,82
48	-38,0	1,20	0,30	6,0	500,0	1,24

4.5 FE-Simulationsergebnisse

4.5.1 Darstellung und Erklärung der FE-Ergebnisse bei Einzellast

Dieser Abschnitt dient dazu, die wichtigsten Ergebnisse der Berechnung darzustellen und zu erläutern. Für die komplette Darstellung wird auf Anhang A verwiesen. Es folgte ein Plausibilitätsvergleich der FE-Berechnungen mit dem Programm INCA2, welchem die Bernoulli-Hypothese zugrunde liegt. Dabei war ersichtlich, dass die Ergebnisse bei einem höheren Lastniveau gut übereinstimmen. Dies dient weiters auch als Kontrolle der Materialmodellierung.

Die Ergebnisse zeigen, dass sich bei einer geringen Schubslankheit meistens ein Sprengwerk ausbildet und es somit zu einer Umlagerung der Lasten im System kommt. In diesem Fällen ist das Versagen durch die Kapazität des Sprengwerkes bestimmt. Ein Schrägrissversagen kann bei größeren Schubslankheiten festgestellt werden. Die Träger mit einer geringeren Slankheit a/d weisen in den meisten Fällen eine höhere Versagenslast V_u als jene mit einer größeren Schubslankheit, die aufgrund eines Schrägrisses versagen. Durch die Auswertung ist erkennbar, dass die Bemessungsgleichung nach Eurocode die Querkrafttragfähigkeit für größere Schubslankheiten besser erfasst.

$$V_u = \max \{ V_{sr}; V_{sp} \} \quad (4.7)$$

Versagenslasten der Versuchssimulation

In der Tab. A.1 und im Ausschnitt dieser, siehe Tab. 4.5, ist ersichtlich, dass bei gleicher Schubslankheit a/d und einem um 30% verringerten Längsbewehrungsgrad ρ_l das Verhältnis $V_u/V_{Rk,c}$ zunimmt, jedoch meistens nur bei geringen Schubslankheiten. Der Bewehrungsgrad wird bei der Bemessungsgleichung bereits berücksichtigt. Aufgründdessen muss es noch andere Parameter geben, wieso dieser Wert zunimmt. Bei größeren Schubslankheiten ist ersichtlich, dass dieses Verhältnis auch abnehmen kann. Weiters konnte festgestellt werden, dass wenn der Bewehrungsgrad nochmals verringert wird, jedoch ein Biegeversagen auftritt, das Verhältnis $V_u/V_{Rk,c}$ wieder abnimmt. Bei der Ermittlung von $V_{Rk,c}$ laut Glg. (4.8) fließt der Längsbewehrungsgrad bereits mit ein. Daher muss die Erhöhung des Verhältnisses von $V_u/V_{Rk,c}$ einen anderen Einfluss haben, der durch die Glg. (4.8) bislang unberücksichtigt blieb. Zusätzlich ist, wie schon zuvor erwähnt, feststellbar, dass die Glg. (4.8) höhere Schubslankheiten besser erfasst als geringe.

$$V_{Rk,c} = 1,5 \cdot [C_{Rd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{(1/3)} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d \quad (4.8)$$

wobei	$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$	Kalibrierfaktor
	$\eta_1 = 1,0$ für Normalbeton	Beiwert zur Berücksichtigung der Festbetonrohichte
	b_w	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone
	d	statische Nutzhöhe

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$, mit d in mm	Einfluss der Bauteilhöhe (Maßstabsfaktor)
$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$	Längsbewehrungsgrad
$\sigma_{cp} = \frac{N_{ED}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$	Bemessungswert der Betonspannungen
N_{ED}	Längskraft im Querschnitt ($N_{ED} < 0$ für Druckkräfte)
$k_1 = 0,15$	Beiwert zur Anrechnung der Normalspannung

Tabelle 4.5: Parameter und Versagenslasten der Versuchssimulation

Nr.	f_{cm} [MPa]	d [m]	b [m]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	ρ_1 [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]	$V_u/V_{Rk,c}$ [-]
1	-28,0	0,30	0,30	2,0	500,0	0,75	121,6	122,2	1,68
13	-28,0	0,30	0,30	2,0	500,0	0,52	110,3	111,6	1,73
10	-28,0	1,20	0,30	3,0	500,0	0,70	-	254,9	1,16
22	-28,0	1,20	0,30	3,0	500,0	0,49	-	243,0	1,25
34	-38,0	1,20	0,30	3,0	500,0	0,89	-	306,2	1,12
46	-38,0	1,20	0,30	3,0	500,0	0,62	-	273,5	1,13

Spannungs-Dehnungs-Linie nach EN 1992-1-1:2004 (D)

Für den in Tab. A.2 und Tab. A.3 dargestellten Vergleich der Ergebnisse für die Dehnungen und Spannungen in der Bewehrung mit dem Programmen ATENA 2D und INCA2 wurden für die Berechnungen in INCA2 die Arbeitslinien laut Abb. 4.15 verwendet, da die Arbeitslinie nach [17] den Ansteigenden Ast der Arbeitslinie zu weich modelliert und die Spannungen bei einer Dehnung von 3,5 ‰ zu hoch sind. Der Ansatz nach EN 1992-1-1:2004 wird für die Modellierung des normalfesten Betons als besser erachtet. Die Berechnung der Spannungen für die Arbeitslinie erfolgt durch Glg. (4.9).

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (4.9)$$

wobei

$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}$	
$\epsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31}$ [‰] < 2,8	Stauchung bei Höchstwert der Betondruckspannung
$f_{cm} = f_{ck} + 8$ [MPa]	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone
$k = 1,1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{ \epsilon_{c1} }{f_{cm}}$	

Laut EN 1992-1-1:2004 gilt die Glg. (4.9) für $0 < |\epsilon_{c1}| < |\epsilon_{cu1}|$, wobei ϵ_{cu1} die rechnerische Bruchdehnung ist.

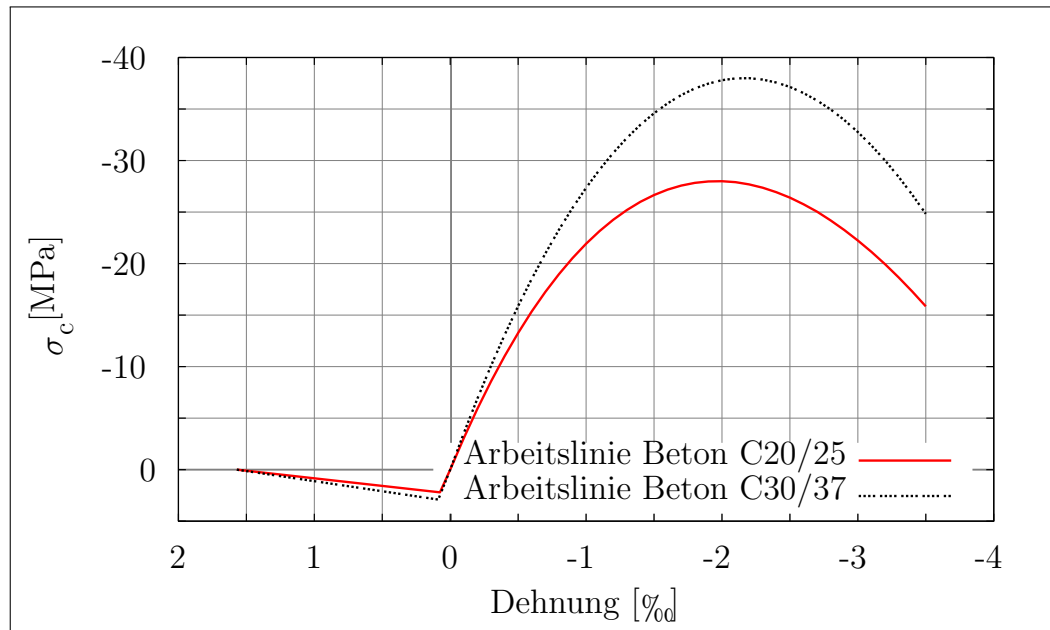


Abbildung 4.15: Spannungs-Dehnungs-Linie nach EN1992-1-1:2004 (D)

Die Arbeitslinie des Stahl wurde in INCA2 gleich modelliert wie im Programm ATENA 2D, siehe Abb. 4.7.

Vergleich der Dehnungen und Spannungen in der Bewehrung mit ATENA 2D und INCA2

In den beiden Tabellen Tab. A.2 und Tab. A.2 im Anhang und im anschließenden Ausschnitt, siehe Tab. 4.6, ist erkennbar, dass die Ergebnisse gut übereinstimmen und die Dehnungen und Spannungen keine großen Abweichungen aufweisen. Die Dehnungen und Spannungen wurden bei 2/3 und 3/3 der Lastschritte bis zum Erreichen der Versagenslast ermittelt. Bei geringeren Lastschritten weichen die Werte der beiden Programme größer voneinander ab als bei hohen. Ein weiterer Vergleich zwischen den Betondehnungen und -spannungen am oberen und unteren Querschnittsrand hat ergeben, dass auch diese Ergebnisse gut übereinstimmen. Deshalb erscheinen die Ergebnisse der Berechnung mit ATENA 2D plausibel.

Tabelle 4.6: Vergleich der Dehnungen und Spannungen in der Bewehrung mit ATENA 2D und INCA2 für C20/25

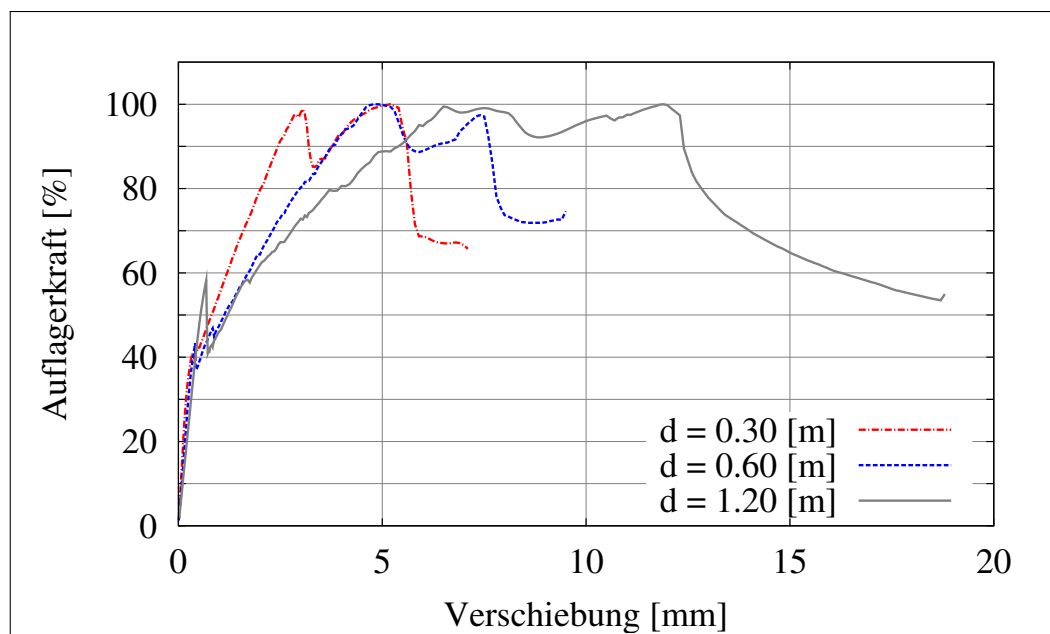
d	a/d	ρ_l	ATENA ϵ_s	ATENA σ_s	INCA ϵ_s	INCA σ_s	M_{zug}
[mm]	[-]	[%]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	[kNm]
0,3	6	2,36	7,542E-04	150,80	7,542E-04	150,84	92,25
0,3	6	2,36	1,794E-03	358,90	1,837E-03	367,42	193,10

Tabelle 4.6: Vergleich der Dehnungen und Spannungen in der Bewehrung mit ATENA 2D und INCA2 für C20/25

d [mm]	a/d	ρ_l [%]	ATENA	ATENA	INCA	INCA	M_{zug} [kNm]
			ϵ_s [-]	σ_s [MPa]	ϵ_s [-]	σ_s [MPa]	
0,6	6	1,77	1,010E-03	202,10	1,004E-03	200,74	361,10
1,2	2	0,44	1,618E-03	323,50	1,702E-03	340,39	652,50
1,2	6	1,41	8,882E-04	177,60	8,656E-04	173,11	1072,00
0,3	4	1,09	2,474E-03	494,90	1,001E-02	507,90	134,80

Last-Verformungskurven

Die Last-Verformungskurven in Abb. 4.16 und Abb. 4.17 zeigen einen zu Beginn linearen ansteigenden Bereich. Je nach Schubslankheit und Trägerhöhe nimmt die Steifigkeit bei Erreichen von 20% bei $a/d = 6$ bzw. 60% bei $a/d = 2$ der Versagenslast ab. Die Kurve weist jedoch auch nach Abnahme der Steifigkeit einen linearen Verlauf auf. Bei einer kleineren Schubslankheit kommt es nach dem Auftreten der Schrägrisslast zu einem Abfall der Kurve und danach zu einer weiteren Zunahme der Last, die bei Ausbildung eines Sprengwerkes höher als die zuvor erreichte Schrägrisslast sein kann, siehe Abb. 4.16. Zusätzlich ist erkennbar, dass die Verformung bei kleineren Schubslankheiten wesentlich geringer ist als bei großen.


 Abbildung 4.16: Vergleich der unterschiedlichen Last-Verformungskurven für einen C20/25 bei $a/d = 2$, ρ um 30% reduziert

Ab einer Slankheit von $a/d = 4$ versagt der Träger nach Erreichen der maximalen Last abrupt

und es findet ein kompletter Lastabfall statt, siehe Abb. 4.17. Die vertikale Verschiebung ist in diesem Fall größer als in Abb. 4.16.

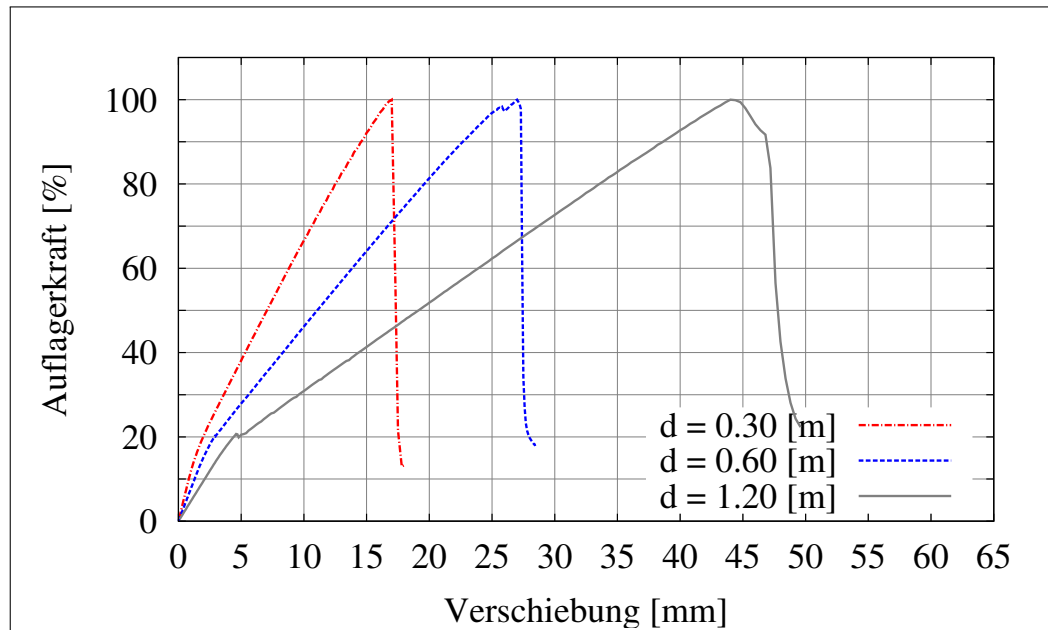
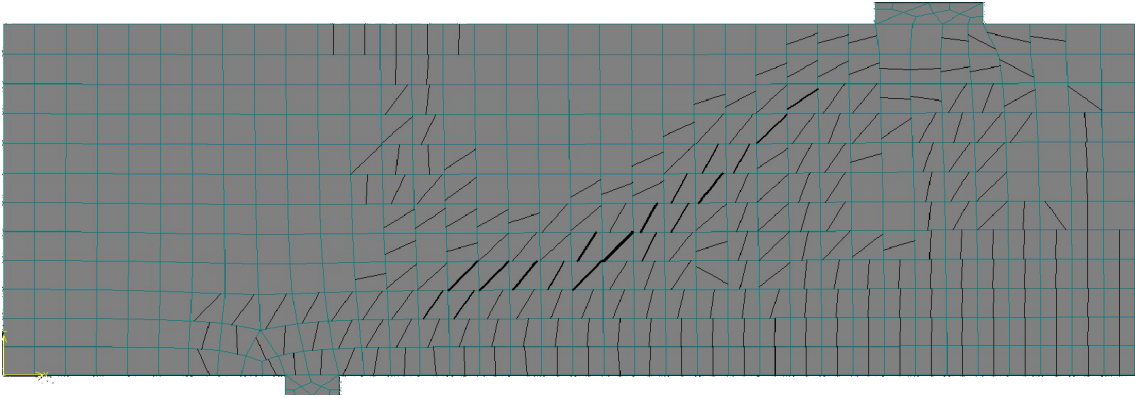


Abbildung 4.17: Vergleich der unterschiedlichen Last-Verformungskurven für einen C20/25 bei $a/d = 6$

Rissbild bei Biegeschubversagen

Die Risse beginnen in Feldmitte im Bereich des konstanten, maximalen Moments nach Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons. Dieses Verhalten ist typisch für ein Biegeschubversagen. Bei einer geringen Querschnittshöhe entstehen die ersten Risse bereits bei einer niedrigen Laststufe. Diese vertikalen Risse breiten sich über den Querschnitt aus und ragen immer weiter in den Querschnitt hinein. Durch Zunahme der Momentenbelastung tritt auch eine Erhöhung der Rissanzahl auf. Die Risse verteilen sich über die Länge des Trägers. Danach findet ein Abdrehen der Risse statt, wobei die Neigung dieser „Schubrisse“ von der schiefen Hauptzugspannung σ_1 des Zustand I abhängen. (vgl. [27, S. 52])

Bei höheren Laststufen neigen sich diese Risse weiter in Richtung der Lasteinleitung. Durch das Vordringen dieser Schubrisse wird die Höhe der Druckzone erschöpft und somit das Versagen des Trägers eingeleitet. Zusätzlich entstehen bei einem Sprengwerkversagen auch an der Oberkante des Trägers, rechts neben dem Auflager, vertikale Risse, siehe Abb. 4.18. Diese Risse sind durch die Starrkörperrotation und durch die Sperrung der Verformungen am Auflager in vertikaler Richtung erklärbar.


 Abbildung 4.18: Rissbild bei einem Biegeschubversagen, Schubslankheit $a/d = 2$, $d = 0,30 \text{ m}$

Außerdem war bei allen FE-Berechnungen das Rissmoment $M_{\text{cr, Versuchssimulation}}$ höher als das analytisch ermittelte Rissmoment $M_{\text{cr, calc}}$. Des Weiteren nimmt das Verhältnis $M_{\text{cr, Versuchssimulation}}/M_{\text{cr, calc}}$ mit steigender Schubslankheit zu, bis zu einem Wert von 2,10. Die Ermittlung des Rissmomentes $M_{\text{cr, calc}}$ erfolgt über die Glg. (4.10) und den 5% Fraktilwert der Zugfestigkeit laut Tab. 4.7 für die jeweilige Betonsorte.

$$M_{\text{cr}} = f_{\text{ctk},0,05} \cdot \frac{I_{y,\text{id}}}{z_{\text{id},\text{S,unten}}} \quad (4.10)$$

 Tabelle 4.7: Kennwerte der Zugfestigkeit $f_{\text{ctk},0,05}$ laut EN 1992-1-1:2004

	$f_{\text{ctk},0,05}$
C20/25	1,5
C30/37	2,0

Die ideellen Querschnittswerte berechnen sich gemäß Glg. (4.11) bis Glg. (4.15).

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (4.11)$$

$$A_{\text{Stahl}} = A_s \cdot (\alpha_e - 1) \quad (4.12)$$

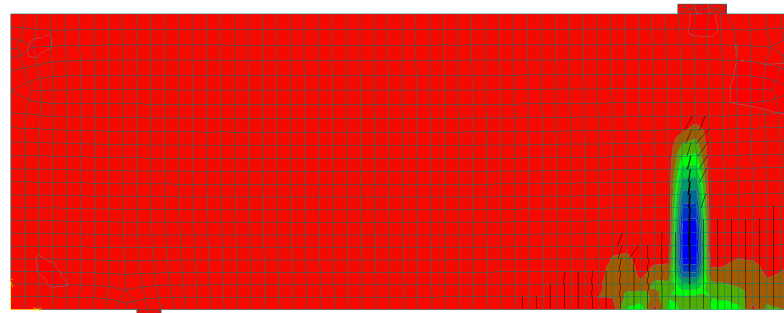
$$z_{\text{id},\text{S,oben}} = \frac{\sum A \cdot z}{\sum A} \quad (4.13)$$

$$z_{\text{id},\text{S,unten}} = h - z_{\text{id},\text{S,oben}} \quad (4.14)$$

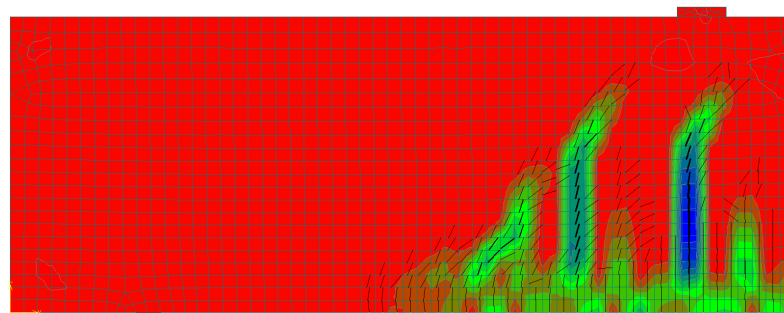
$$I_{y,\text{id}} = \sum A \cdot z^2 + \sum I_{y,\text{eig.}} - \sum (A \cdot z_{\text{id},\text{S,oben}}^2) \quad (4.15)$$

Rissentwicklung bei Sprengwerkversagen

Bei einem Drittel der Lastschritte bis zum Erreichen der Versagenslast sind die in Abb. 4.19(a) sichtbaren Risse noch weitgehend normal zur Trägerunterkante. Unter dem Bereich der Lasteinleitung befindet sich ein Riss mit größerer Rissöffnung, die restlichen Risse weisen eine annähernd gleichmäßige Rissöffnung auf. Die Risse haben sich noch nicht über das Schubfeld ausgedehnt. Bei weiterer Laststeigerung, siehe Abb. 4.19(b), breiten sich die Biegerisse am unteren Querschnittsrand aus und im oberen Bereich neigen sich die Rissspitzen Richtung Lasteinleitung. Die größten Rissöffnungen beschränken sich auf den Bereich unterhalb der Lasteinleitung. Abb. 4.19(c) zeigt das Rissbild bei Erreichen der maximalen Traglast, in diesem Fall vor dem Versagen des Sprengwerkes. Der Schrägriss, der sich vom Auflager bis zur Lasteinleitungsplatte ausbildet, ist schön erkennbar. Der Träger weist in diesem Bereich die größte Rissöffnungen auf. Die Risse reichen über den ganzen Träger und es entstehen auch an der Oberkante des Trägers Risse.



(a) bei Lastschritt 60



(b) bei Lastschritt 120

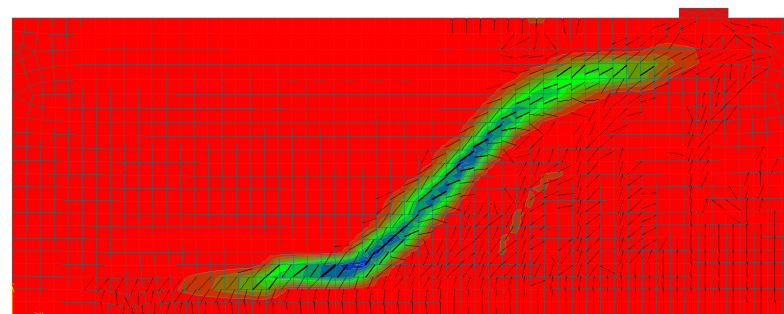
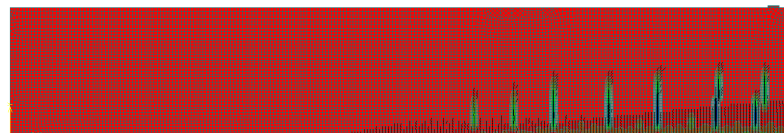

 (c) bei Lastschritt 180; V_u erreicht

 Abbildung 4.19: Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} bei C30/37, $a/d = 2$, $d = 0,60 \text{ m}$, ρ um 30 % reduziert

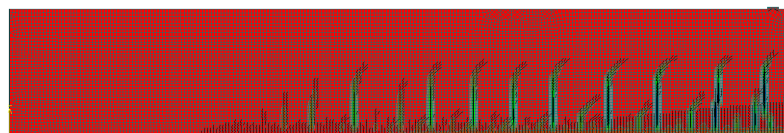
Rissentwicklung bei Schubrissversagen

Bei einem größeren Schubfeld reichen die Biegerisse bereits bei einer niedrigeren Laststufe, Abb. 4.20(a), in die Hälfte des Schubfeldes hinein. Dabei ist zu erkennen, dass schon einige Risse weit in den Querschnitt hinein ragen und über eine größere Rissöffnung verfügen. Der große Unterschied zur Abb. 4.19(a) ist, dass sich im Schubfeld nur ein größerer Riss gebildet hat. In Abb. 4.20(b) ist das Abdrehen der Risspitzen Richtung Lasteinleitung erkennbar. Die Risse haben sich über das Schubfeld ein wenig weiter ausgebreitet. Bei Erreichen der Schrägrisslast in Abb. 4.20(c) kann kaum ein merklicher Unterschied zu Abb. 4.20(b) erkannt werden. Die Ausbreitung der Risse über das Schubfeld hat nur geringfügig zugenommen. Die größten Rissöffnungen können im rechten unteren Drittel des Trägers festgestellt werden. Im Vergleich zu Abb. 4.19(c)

reicht keiner der Risse nahezu über den ganzen Querschnitt und es entstehen auch keine Risse an der Oberseite des Bauteils. Alle Risse reichen circa gleich weit in den Querschnitt hinein und somit ist die Höhe des ungerissenen Bereiches bei $2/3$ des Trägers annähernd gleich groß. Bei einer weiteren weggesteuerten Belastung fällt die Last auf ca. $1/7$ der maximal erreichten Last ab und der Schrägriss stellt sich wie in Abb. 4.20(d) ein. Auch am oberen Rand des Trägers, in der Nähe des Lasteinleitungsbereiches, treten Risse auf. Aufgrund des wesentlich größeren Schubfeldes als in Abb. 4.19 reicht der Schrägriss nicht mehr bis zum Auflager.



(a) bei Lastschritt 53



(b) bei Lastschritt 106

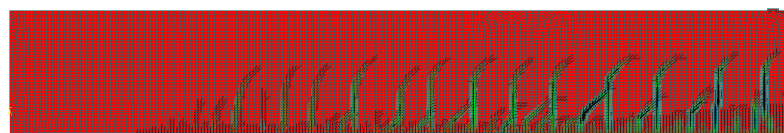
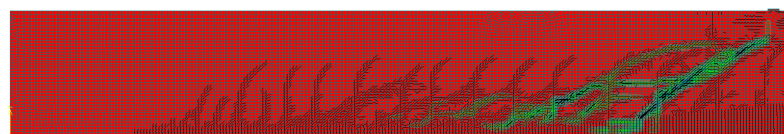

 (c) bei Lastschritt 159; V_u erreicht

 (d) bei Lastschritt 200; bei einen Abfalls auf ca. 13,8 % von V_u

 Abbildung 4.20: Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} bei C30/37, $a/d = 6$, $d = 1,20$ m

Weitere Rissbilder sowie die Entstehung dieser sind in Kapitel A im Abs. A.4 dargestellt. Dabei muss darauf hingewiesen werden, dass die größten Unterschiede der Rissbilder zwischen den jeweiligen Schubslankheiten auftreten. Der Einfluss der Trägerhöhe ist bei den Simulationsergebnissen bei einer Höhe von 0,30 m und 1,20 m deutlich erkennbar und sollte auch erwähnt werden. Im Abs. A.4 werden charakteristische Bilder der Entstehung der Risse für unterschiedliche Schubslankheiten und Trägerhöhen gezeigt, jedoch wird auf die Darstellung aller Ergebnisse verzichtet, da dies zu detailreich wäre. Die Rissbilder bei gleicher Schubslankheit und einer Trägerhöhe von 0,60 m und 1,20 m sind überwiegend ähnlich.

Hauptspannungen und -dehnungen bei Sprengwerkversagen

Die Abb. 4.21 zeigt für ein Sprengwerkversagen die charakteristischen minimalen Hauptspannungen. Ergänzend zu den Höhenschichtenlinien sind auch noch die sogenannten vertikalen „cuts“ qualitativ dargestellt, die den Verlauf der minimalen Hauptspannungen an bestimmten Querschnittsstellen angeben. Dabei ist erkennbar, dass die minimalen Hauptspannungen in der Nähe des Auflagers zum unteren Querschnittsrand hin wandern und der obere Bereich des Trägers annähernd spannungsfrei ist. Dies spricht für die Ausbildung einer Druckstrebe mit Druckgurtneigung wie bereits in Abs. 3.2.1 angeführt, siehe Abb. 3.3. Weiters ist ersichtlich, dass die Spannungen in der Bewehrung über dem Auflagerbereich qualitativ gleich groß sind wie im restlichen Träger. Das ist ein weiteres charakteristisches Merkmal für die Ausbildung eines Sprengwerks. Die Bewehrung dient als Zugband in diesem Modell und im Beton baut sich eine Druckstrebe auf.

In Abb. 4.22 sind die maximalen Hauptdehnungen sowie das Rissbild dargestellt. Wie bereits zuvor erwähnt, entstehen auch an der Trägeroberkante Risse.

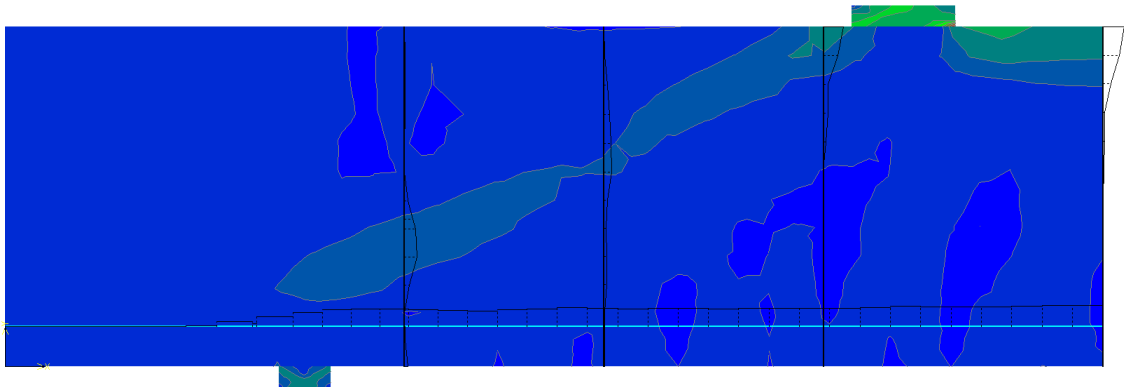


Abbildung 4.21: Min. Hauptspannungen bei Sprengwerkversagen des C20/25, $a/d = 2$, $d = 0,30\text{ m}$

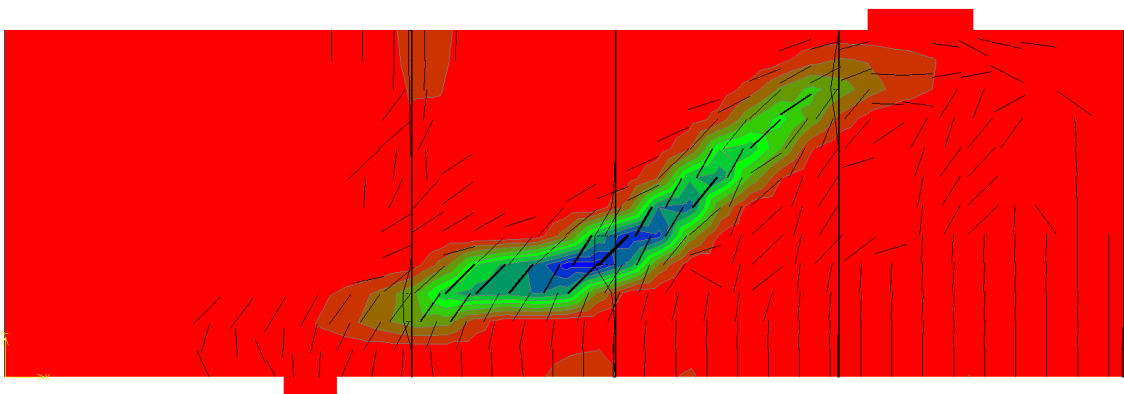


Abbildung 4.22: Max. Hauptdehnungen bei Sprengwerkversagen des C20/25, $a/d = 2$, $d = 0,30\text{ m}$

Hauptspannungen und -dehnungen bei Schubrissversagen

Im Unterschied zur Abb. 4.21 zeigt nachstehende Abb. 4.23 die Hauptspannungen bei Schubrissversagen. Es bildet sich im Unterschied zu vorhin keine Druckstrebe aus und auch die Spannung in

der Bewehrung im Bereich des Auflagers ist minimal klein. Dies lässt darauf schließen, dass sich kein Sprengwerk ausgebildet hat. Jedoch ist wieder erkennbar, dass die Hauptspannungen in der Nähe des Auflagers zum unteren Querschnittsrand wandern.

Durch das wesentlich größere Schubfeld in Abb. 4.24 kann die Last nicht mehr direkt über eine Druckstrebe in das Auflager eingeleitet werden. Es entstehen wesentlich mehr Schrägrisse. Diese Risse reichen vom Lasteinleitungspunkt bis zur Hälfte des Schubfeldes gleich weit in den Querschnitt hinein, somit ist die Höhe des gerissenen Bereiches ähnlich. Erst bis zum Auflager hin nimmt die Höhe des ungerissenen Bereichs zu. Da die Risse annähernd gleich weit in den Querschnitt hineinragen, muss die Druckstrebe über diesen Bereich annähernd horizontal verlaufen und kann sich nicht zum Auflager neigen, da ansonsten die Risse die Strebe durchqueren und zerstören würden. In Auflagernähe kann sich schlussendlich die Druckstrebe nach unten neigen.

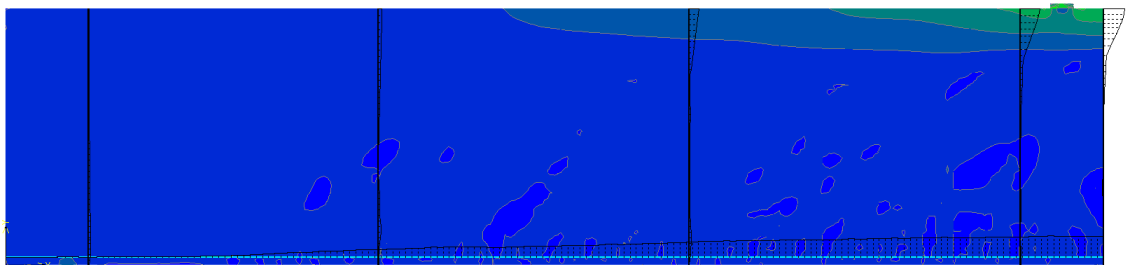


Abbildung 4.23: Min. Hauptspannungen bei Schubrissversagen des C30/37, $a/d = 4$, $d = 1,20\text{ m}$, ρ um 30 % reduziert

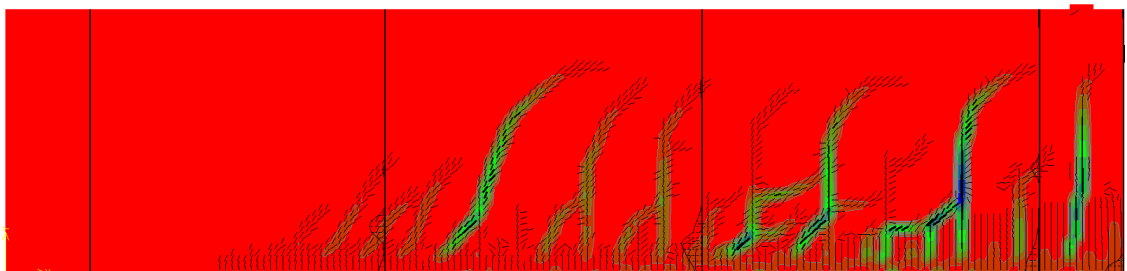


Abbildung 4.24: Max. Hauptdehnungen bei Schubrissversagen des C30/37, $a/d = 4$, $d = 1,20\text{ m}$, ρ um 30 % reduziert

4.5.2 Darstellung und Erklärung der FE-Ergebnisse bei Gleichstreckenlast

Die Untersuchung der Versagensart sowie die maximale Versagenslast gestaltete sich bei Gleichlast sehr schwierig. Die Iterationsschritte im Programm ATENA 2D spielten eine wichtige Rolle, da zum Teil bei wenigen Iterationsschritten die Ergebnisse nicht plausibel waren, siehe Abb. 4.25. Bei allen Trägern, die kraftgesteuert belastet wurden, kam die Bewehrung ins Fließen und somit konnte ein Querkraftversagen ausgeschlossen werden, obwohl der Querschnitt und die Bewehrungsmenge

im Vergleich zu dem verformungsgesteuerten Simulationen nicht verändert wurden.

Ursache hierfür ist die starre Kopplung der Lastplatte mit dem Bauteil.

Dies führt zu den Ergebnissen, dass die Bewehrung ins Fließen kommt und die Stahlplatte die Druckzone bildet, welche nicht Versagen kann, da sie ein linear-elastisches Materialverhalten aufweist, siehe Abb. 4.6. Da die Druckzone in der Lasteinleitungsplatte liegt, wird der innere Hebelarm vergrößert und die Momententragfähigkeit zusätzlich gesteigert. Ebenfalls trägt der Stahlquerschnitt auf Schub mit. Daher wurde eine deutlich höhere Traglast erreicht als erwartet. Wegen dieser Ergebnisse wurden nur ein paar FE-Simulationen durchgeführt, um die Rissbilder und die Rissverläufe zu studieren. Die Kopplung der Lastplatte mit dem Bauteil hat darauf keinen nennenswerten Einfluss.

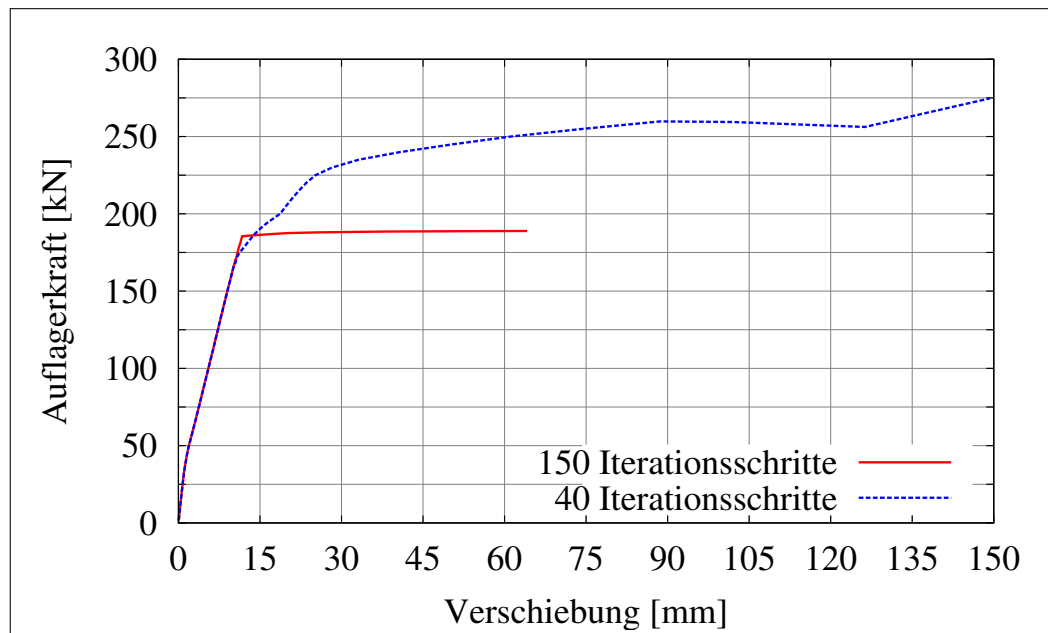


Abbildung 4.25: Vergleich der Last-Verformungskurven bei Gleichstreckenlast bei unterschiedlicher Anzahl an Iterationsschritten

Die Rissentwicklung sowie die dazugehörigen Dehnungen bei einer kleinen Schubschlankheit und bei einem großen a/d -Verhältnis sind in Abs. A.4 dargestellt.

Hauptspannungen und -dehnungen bei kleiner Schubschlankheit

Die Abbildungen zeigen die Hauptspannungen und -dehnungen für den Lastschritt, bei dem die maximale Last aufgetreten ist.

In Abb. 4.26 sind die minimalen Hauptspannungen dargestellt, wobei auf diesem Bild keine Ausbildung einer Druckstrebe erkennbar ist. Die vertikalen „cuts“ zeigen den qualitativen Verlauf der minimalen Hauptspannungen am Querschnitt an verschiedenen Stellen am Träger. Dabei ist ersichtlich, dass die Spannungen in der Nähe des Auflagers zum unteren Querschnittsrand wandern und die obere Kante annähernd spannungsfrei ist. Die Spannungen in der Bewehrung sind über das ganze Schubfeld annähernd gleich und die Bewehrung fließt bei diesem Lastschritt noch nicht.

Die Abb. 4.27 zeigt die maximalen Hauptdehnungen sowie das Rissbild beim Erreichen der maximalen Last. Darauf ist gut zu erkennen, dass sich nur ein markanter Riss ausgebildet hat. Dieser Riss reicht etwa von der Resultierenden der Gleichlast bis zum Auflager. Auch in diesem Fall entstehen an der Trägeroberkante, neben der Lasteinleitungsplatte, vertikale Risse.

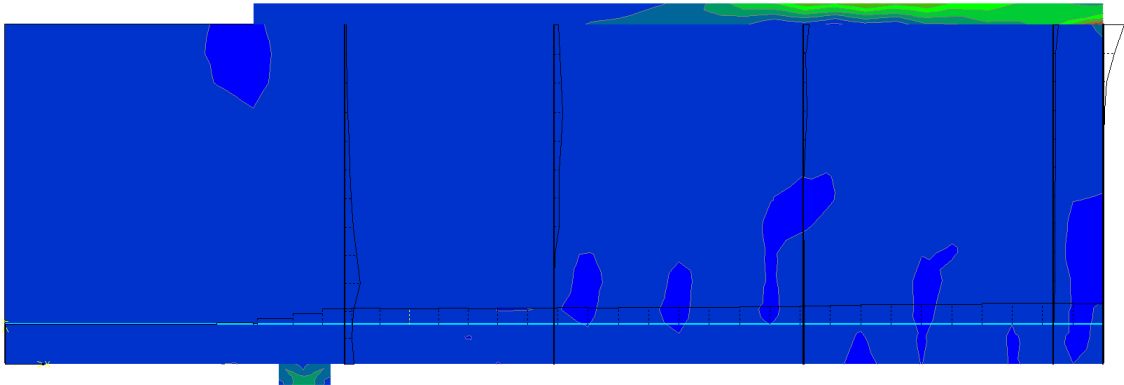


Abbildung 4.26: Min. Hauptspannungen des C20/25, $a/d = 2,0$, $d = 0,30\text{ m}$

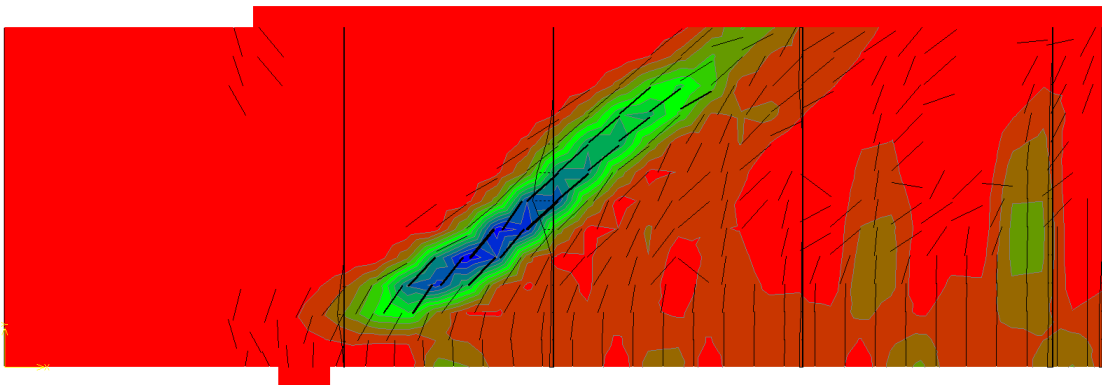


Abbildung 4.27: Max. Hauptdehnungen des C20/25, $a/d = 2,0$, $d = 0,30\text{ m}$

Hauptspannungen und -dehnungen bei großer Schubschlankheit

Aufgrund des größeren Schubfeldes wandern die Hauptspannungen nur langsam zum unteren Querschnittsrand hin. Dies ist durch die vertikalen „cuts“ in Abb. 4.28 ersichtlich. Daraus kann man schließen, dass aufgrund der Risse die Druckstrebe zu Beginn annähernd horizontal verläuft. Die Spannungen in der Bewehrungslage nehmen vom Auflager weg zur Feldmitte hin zu.

Das Rissbild in Abb. 4.29 zeigt, dass fast alle Risse beinahe gleich weit in den Querschnitt ragen. Deshalb ergibt sich eine Neigung der Druckstrebe erst in Auflagernähe, da ansonsten die Risse den Druckgurt durchqueren. Die Risse in Feldmitte verlaufen annähernd vertikal, da in diesem Bereich die Querkraft sehr gering ist. In Auflagernähe ist die Querkraft größer und man kann eine

größere Neigung der Risse feststellen. Die Neigung der Risse hängt vom Verhältnis der Querkraft zum Moment ab.

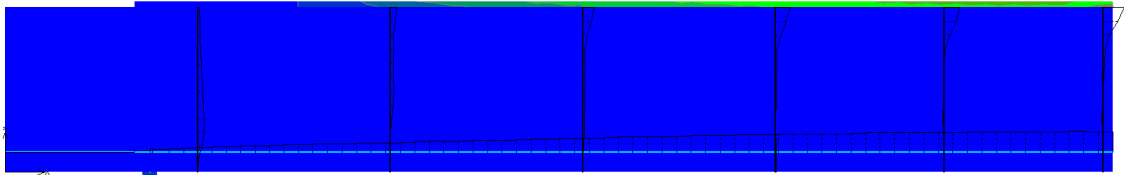


Abbildung 4.28: Min. Hauptspannungen des C20/25, $a/d = 6,0$, $d = 0,30\text{ m}$

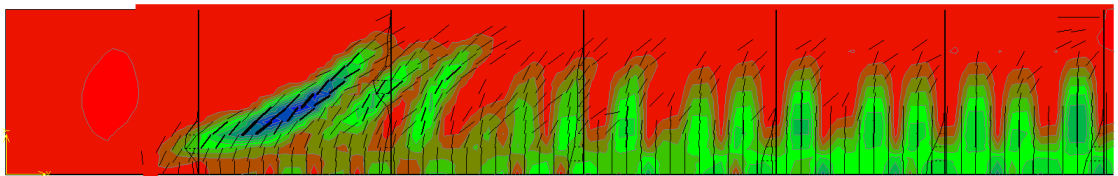


Abbildung 4.29: Max. Hauptdehnungen des C20/25, $a/d = 6,0$, $d = 0,30\text{ m}$

4.5.3 Vergleich der Schubdatenbank mit den FE-Ergebnissen

Die Auswertung der Ergebnisse der FE-Simulation erfolgte für die verformungsgesteuerte Einzellast, da für die Gleichlast keine Vergleichswerte vorhanden sind bzw. auch keine plausiblen Ergebnisse zu verzeichnen waren. Die Ergebnisse der Schubdatenbank und die Ergebnisse der FE-Simulation weisen die gleiche Tendenz auf. Ein Vergleich von Abb. 4.30(a) mit Abb. 4.30(b) nach Eurocodeauswertung zeigt, dass bei einer zunehmenden Schubschlankheit das Verhältnis $V_u/V_{Rd,c}$ abnimmt und sich dem Wert 1,0 annähert. Dies bestätigt die Aussage, dass die Gleichung zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit nach EN 1992-1-1 eine bessere Übereinstimmung bei höheren Schubschlankheiten bringt. Die Abweichungen der FE-Ergebnisse sind aufgrund der nicht vorhandenen Streuung des Materials wesentlich geringer als bei den Ergebnissen der Datenbank. Man muss berücksichtigen, dass eine bedeutend größere Anzahl an Versuchen in der Datenbank vorhanden ist und die Zugfestigkeit in der Praxis zwischen den Werten $0,7 \cdot f_{ctm}$ und $1,3 \cdot f_{ctm}$ streuen kann. Die Schwankung der Zugfestigkeit hat Einfluss auf die Schrägrisslast und somit auch auf die Querkrafttragfähigkeit.

Jedoch weicht die Auswertung der FE-Simulation mit den Ansätzen der SIA 262: 2003-04 und Muttoni geringfügig vom Trend ab, dass mit größerer Schubschlankheit das Verhältnis $V_u/V_{Rd,c}$ abnimmt. Im Gegensatz dazu weist die Auswertung der Datenbank, wie in Abb. 4.30(d) und Abb. 4.30(f) erkennbar ist, diese Tendenz schon auf. In diesem Fall liefert die Auswertung der FE-Simulation nach SIA 262: 2003-04 und Muttoni keine zufriedenstellenden Übereinstimmung, da bei diesen Ansätzen der Einfluss der Schubschlankheit schlecht bis zu überhaupt nicht erfasst wird und in Tab. 4.8 ist dargestellt, dass nahezu alle Schlankheiten den selben Mittelwert aufweisen.

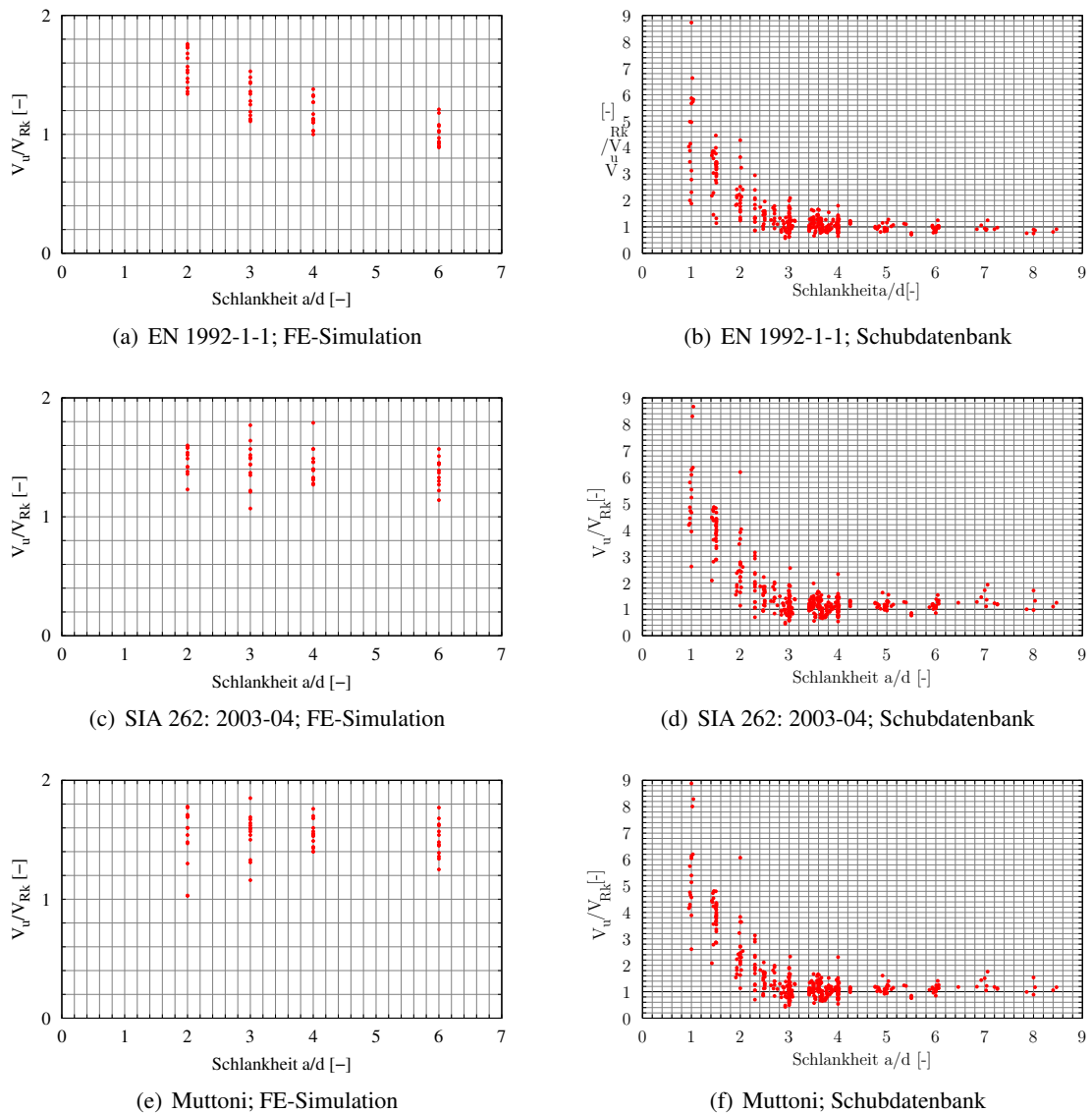


Abbildung 4.30: Vergleich der Gegenüberstellung der rechnerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeit mit den Ergebnissen der FE-Berechnung und der Schubdatenbank

Zusätzlich muss nochmal erwähnt werden, dass bei der Berechnung des Querkraftwiderstandes auf die Abminderung von auflagnahen Lasten verzichtet wurde, um den Einfluss von kleinen Schubschlankheiten besser erkennen zu können.

Der Vergleich der Tab. 3.1 mit der Tab. 4.8 zeigt ab einer Schubschlankheit von 3,0 eine gute Übereinstimmung der Werte. Die Mittelwerte der Datenbank sind auch geringer als bei der FE-Simulation. Das a/d -Verhältnis von 2,0 unterscheidet sich dahingehend. Durch die Auswertung der Datenbank kommt klar zum Ausdruck, dass eine kleine Schubschlankheit durch die Bemessungsformeln nicht richtig erfasst wird und zu konservative Ergebnisse liefert. Dieser Trend stimmt mit den FE-Ergebnissen überein und stützt nur die bereits vorhandenen Überlegungen.

Tabelle 4.8: Statistische Auswertung der FE-Simulationsergebnisse

	EN	SIA	Muttoni	EN	SIA	Muttoni
Schub schlankheit	2,0			3,0		
Anzahl der Versuche	14			13		
Mittelwert von $V_{u,exp}/V_{u,calc}$	1,57	1,49	1,53	1,29	1,43	1,54
Standardabweichung	0,15	0,11	0,25	0,15	0,19	0,18
Variationskoeffizient	0,10	0,08	0,16	0,11	0,13	0,12
Schub schlankheit	4,0			6,0		
Anzahl der Versuche	14			13		
Mittelwert von $V_{u,exp}/V_{u,calc}$	1,17	1,43	1,55	1,00	1,38	1,50
Standardabweichung	0,12	0,14	0,11	0,11	0,12	0,15
Variationskoeffizient	0,11	0,10	0,07	0,11	0,09	0,10

Die Datenbank bestätigt auch, dass bei einer kleineren Schub schlankheit höchstwahrscheinlich ein Sprengwerkversagen auftritt und somit eine Laststeigerung nach Schrägrissbildung möglich ist. Bei 98 Versuchen bei einer Schub schlankheit von $a/d = 0,95 - 2,48$ wiesen ca. 84 % ein Sprengwerkversagen auf.

Bei der Bildung eines Sprengwerks wird die Querkraft durch die Neigung der Druckstrebe ins Auflager abgeleitet. Die Nachrechnung der Versuche aus der Schubdatenbank ergab keine Änderung des inneren Hebelarms. Dies ist auf die geringe Dehnung des Betondruckrandes zufolge des maximalen Biegemomentes in Feldmitte zurückzuführen. Bei 94 % der Versuche lag die Randdehnung unter 2,0 ‰ und in 74 % der Fälle tritt ein Fließen der Bewehrung auch nicht auf, weswegen kein Einschnüren der Druckzone stattfindet, siehe Abs. 3.2.1.

In Abb. 4.31 ist ersichtlich, dass sich die minimalen Hauptspannungen am Auflager am unteren Betonrand befinden. Der Verlauf der minimalen Hauptspannungen sowie auch die Druckstrebe sind deutlich erkennbar und zeigen deutlich eine Druckgurtneigung. Daher müsste sich auch bei den Versuchen aus der Datenbank bei einem Sprengwerkversagen eine Druckgurtneigung einstellen.

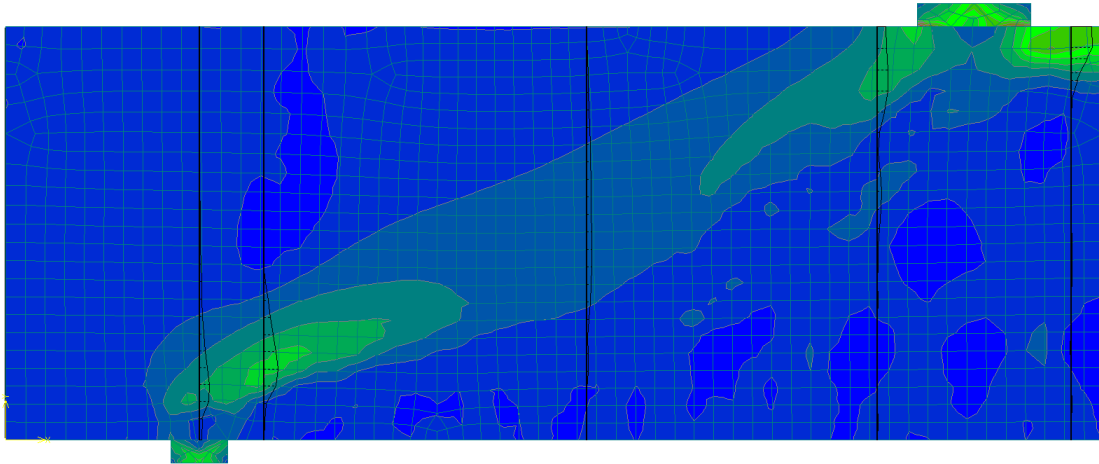


Abbildung 4.31: Min. Hauptspannungen σ_x bei Sprengwerkversagen

Bei einer größeren Schubschlankheit ähnelt der Druckspannungsverlauf dem einer kleineren Schlankheit, jedoch ist in Abb. 4.32 erkennbar, dass sich keine Druckstrebe ausbildet und erst in der Nähe des Auflagers die Druckspannungen zum unteren Betonrand hin wandern. Dies bestätigt die Überlegungen in Abs. 5.2, dass durch die annähernd gleich in den Querschnitt hineinragenden Risse die Druckstrebe zuerst horizontal verlaufen muss und erst im Bereich des Auflagers eine Neigung des Druckgurtes auftritt.

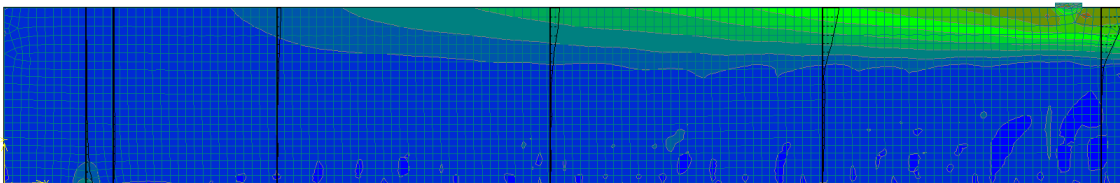


Abbildung 4.32: Min. Hauptspannungen σ_x bei Schrägrissversagen

5 Überlegungen zur Bildung eines Sprengwerks

Vor der Bildung eines Sprengwerks besteht am System das Gleichgewicht durch die vorhandenen Längs- und Schubspannungen, siehe Abb. 5.1. Durch die Entstehung von Schrägrissen wird die Druckzone von der Zugzone separiert und eine Abtragung der Querkraft durch die Rissreibung aufgrund der großen Rissbreiten oder durch den Ausfall des Verbundes ist nicht mehr möglich. Dies führt zu einer Umlagerung der Kräfte in ein Sprengwerk, wobei die Querkraft durch die Neigung der Druckstrebe abgetragen wird, siehe Abb. 5.3. Bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit wurde diese Umlagerungsmöglichkeit bisher nicht berücksichtigt.

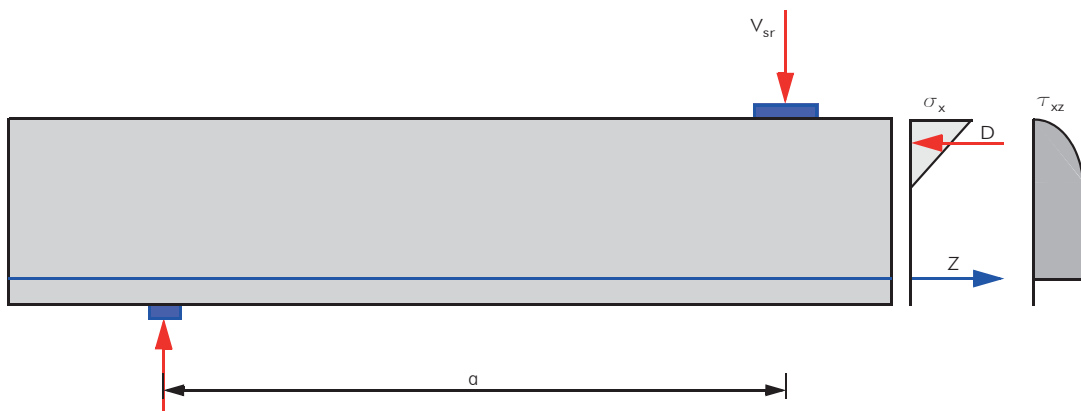


Abbildung 5.1: Systemgleichgewicht vor Schrägrissbildung

5.1 Ansätze zur Berechnung der Druckstrebenspannung

Der erste Ansatz zur Berechnung der Druckstrebenspannung infolge V_{sr} erfolgt über die Momentenbeanspruchung am Querschnitt. Die Ermittlung der Druckstrebenspannung infolge der Schrägrisslast dient zum Vergleich mit den tatsächlich auftretenden Druckstrebenspannungen. Die Momentenbelastung ergibt sich nach Glg. (5.1), wobei a der Abstand zwischen Lastenleitungs- und Auflagerpunkt ist. In Abb. 5.2 ist ersichtlich, dass die horizontale Druckkraft D der Quotient aus Moment und inneren Hebelsarm z ist. Aus diesem Zusammenhang resultiert Glg. (5.2) und die Ermittlung der Randspannung σ_x des Querschnitts erfolgt durch Glg. (5.3).

$$M_{sr} = V_{sr} \cdot a \quad (5.1)$$

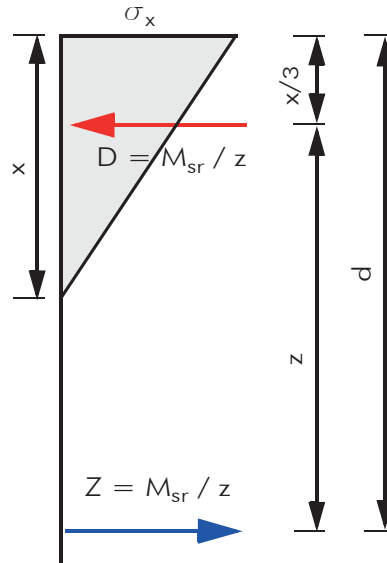


Abbildung 5.2: Einfache Darstellung der Längsspannungen σ_x zufolge einer Momentenbeanspruchung

$$D_{sr} = \frac{V_{sr} \cdot a}{z} \quad (5.2)$$

$$\sigma_x = \frac{2 \cdot D_{sr}}{x \cdot b} = \frac{2 \cdot V_{sr} \cdot a}{x \cdot b \cdot z} \quad (5.3)$$

Der innere Hebelarm z wurde vereinfachend mit $z = 0,9 \cdot d$ angenommen und die Schräggrisslast V_{sr} wird mittels Glg. (5.4) ermittelt.

$$V_{sr} = \frac{2}{3} \cdot x \cdot b \cdot f_{ct} \cdot \kappa \quad (5.4)$$

Durch Einsetzen der Glg. (5.4) in Glg. (5.3) ergibt sich Glg. (5.5).

$$\sigma_x = \frac{2 \cdot \frac{2}{3} \cdot x \cdot b \cdot f_{ct} \cdot \kappa \cdot a}{x \cdot b \cdot 0,9 \cdot d} = 1,5 \cdot \frac{a}{d} \cdot f_{ct} \cdot \kappa \quad (5.5)$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (5.6)$$

wobei κ Maßstabsfaktor

Die Umlagerung der Längsspannungen σ_x in die Druckstrebenspannungen $\sigma_{c,Strebe,sr}$, siehe Abb. 5.3, findet mittels des Winkels ϑ statt. Die Druckstrebenspannung $\sigma_{c,Strebe,sr}$ wird mit Glg. (5.7)

ermittelt.

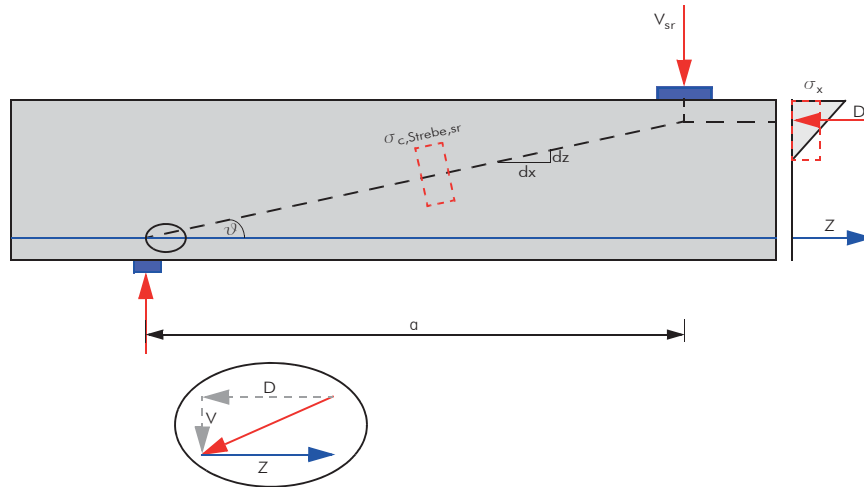


Abbildung 5.3: Einfache Darstellung der Umlagerung der Längsspannungen σ_x in die Druckstreben­spannungen $\sigma_{c,Strebe,sr}$

$$\sigma_{c,Strebe,sr} = \frac{\sigma_x}{2 \cdot \cos(\vartheta)} = \frac{1,5 \cdot \frac{a}{d} \cdot f_{ct} \cdot \kappa}{2 \cdot \cos(\vartheta)} \quad (5.7)$$

wobei x = Druckzonenhöhe bei Erreichen von V_u

Die Größen der Druckstrebenkraft und der maximalen Zugkraft in der Bewehrung ergeben sich durch Glg. (5.8) und Glg. (5.9).

$$D_{sr} = \sigma_{c,Strebe,sr} \cdot x \cdot b \quad (5.8)$$

$$Z_{max} = f_{yd} \cdot A_s \quad (5.9)$$

Die tatsächlich in der Druckstrebe wirkenden Spannungen werden mittels des Sprengwerkansatzes ermittelt.

$$D_u = \frac{V_u}{\sin(\vartheta)} \quad (5.10)$$

$$Z_u = \frac{V_u}{\tan(\vartheta)} \quad (5.11)$$

$$\sigma_{c,Strebe,u} = \frac{D_u}{x \cdot b} = \frac{\frac{V_u}{\sin(\vartheta)}}{x \cdot b} \quad (5.12)$$

Dieser erste Ansatz brachte keine zufriedenstellenden Ergebnisse, da die Druckstreben­spannungen infolge der berechneten Schrägrisslast meist höher als die tatsächlich vorhandene Druckstreben­spannung war. Dies führte zur Erkenntnis, dass die Schrägrisslast meistens überschätzt wird, da die tatsächliche Druckstreben­spannung höher oder zumindest im Bereich der Druckstreben­spannung infolge der Schrägrisslast sein sollte. Der angenommene Maßstabsfaktor hatte auch einen Einfluss auf die Überschätzung der Schrägrisslast. Aus diesen Überlegungen heraus wurde die Schrägrisslast mit dem Ansatz nach [27] berechnet und die Druckzonenhöhe x belastungsunabhängig ermittelt. Daraus folgen nachstehende Gleichungen:

- Von der Druckzone aufnehmbare Querkraft V_0

$$V_0 = \frac{2}{3} \cdot \xi \cdot d \cdot b_n \cdot f_{ct} \quad (5.13)$$

- Bezogene Druckzonenhöhe ξ

$$\xi = \frac{x}{d} = \sqrt{\rho^2 \cdot n^2 + 2 \cdot \rho \cdot n} - \rho \cdot n \quad (5.14)$$

wobei $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$
 $n = \frac{E_s}{E_c}$

- Schrägrisslast nach [27]

$$V_{sr} = \frac{2}{3} \cdot \xi \cdot d \cdot b_n \cdot f_{ct} \cdot k \left(\frac{a}{d} \right) \cdot k \left(\frac{l_{ch}}{d} \right) \quad (5.15)$$

wobei	$k \left(\frac{a}{d} \right) = \left(\frac{4-d}{a} \right)^{0,25}$	Einfluss der Schubschlankheit
	$k \left(\frac{l_{ch}}{d} \right) = \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d} \right)^{0,25}$	Berücksichtigung der Rissprozesszone
	$l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2}$	charakteristische Länge
	$G_f = 0,0307 \cdot f_{ct}$	für $f_c \leq 80 \text{ MPa}$
	$G_f = 0,143 \text{ N/mm}^2$	für $f_c > 80 \text{ MPa}$

Mittels des Faktors $k \left(\frac{a}{d} \right)$ wird beachtet, dass im Zustand II ein Mitwirken des Betons zwischen den Rissen statt findet. Deshalb ist der Träger bei kleinen Schubschlankheiten steifer und dies führt zu einer Erhöhung der Druckzone mittels diesen Faktors.

Der Maßstabeffekt wird durch den Faktor $k \left(\frac{l_{ch}}{d} \right)$ einbezogen. An den Riss­spitzen treten nur geringe Separationen der Risse auf. Im Bereich dieser Mikrorisse können noch Zugspannungen übertragen werden. Dies führt zu einer Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit.

Anmerkung: Der Faktor $k\left(\frac{a}{d}\right) = \left(\frac{4 \cdot d}{a}\right)^{0,25}$ wird bei der Ermittlung von V_{sr} vernachlässigt, da er ansonsten doppelt berücksichtigt wird.

- Druckstrebenwinkel ϑ

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{d - x/3}{a}\right) \quad (5.16)$$

- Druckstrebenkraft D_{Strebe}

$$D_{sr} = \frac{V_{sr}}{\sin(\vartheta)} \quad (5.17)$$

- Druckstreben­spannung σ_{Strebe}

$$\sigma_{c,Strebe,sr} = \frac{D_{sr}}{\xi \cdot d \cdot b} \quad (5.18)$$

Die Druckzonenrandspannung σ_x wird gleich ermittelt wie in Glg. (5.3), jedoch mit einer anderen Druckzonenhöhe z und einem andren inneren Hebelsarm z , siehe Glg. (5.19)

$$\sigma_x = \frac{2 \cdot V_{sr} \cdot a}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \cdot V_{sr} \cdot a}{b \cdot \xi \cdot d \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} \quad (5.19)$$

Um ein Zugstrebenversagen ausschließen zu können, wird auch die tatsächliche Zugzonenkraft Z_s anhand Glg. (5.20) mit der maximal möglichen Zugstrebenkraft verglichen.

$$Z_s = D_{sr} \cdot \cos(\vartheta) \quad (5.20)$$

Die Auswertung dieser Berechnungen ergab, dass bei nahezu allen Versuchen ein Zugstrebenversagen sowie auch ein Druckzonenversagen ausgeschlossen werden kann. Die Druckstreben­spannung besitzt auch noch Reserven und ist nicht ausgenutzt. Demzufolge müsste die Bildung eines Sprengwerks möglich sein, jedoch versagt der Träger bei großer Schubschlankheit vor der Umlagerung der Kräfte in ein Sprengwerk. Deshalb muss die Druckstrebe durch die Bildung der Risse eingeschnürt werden, was ein Ansteigen der Spannung zur Folge hätte. Dies wird näher in Abs. 5.2 betrachtet.

Die Berechnung der Druckzonen­spannung nach Glg. (5.5) für eine Schubschlankheit $a/d \geq 7,0$ zeigt auf, dass ab dieser Schlankheit ein Versagen der Druckzone maßgebend wird, da die Zugfestigkeit ca. $0,1 \cdot f_{ck}$ entspricht.

5.2 Rissgeometrie, Rissbildung

Wegen der zum Teil großen Reserve der Druckstrebe wurden Überlegungen angestellt, dass die Druckstrebe aufgrund der Risse eingeschnürt wird und somit die Druckstrebenspannung anwächst. Es wurde die Höhe des gerissenen Bereichs an verschiedenen Stellen am Träger für die Datenbank bei verschiedenen Schubschlankheiten a/d sowie für die FE-Simulationen ausgewertet. Es wurde mittels INCA2 für verschiedene Momentenbeanspruchungen die Dehnungsebene sowie die Höhe des gerissenen Bereichs ermittelt. Beide Auswertungen ergaben die gleichen Ergebnisse. Es ist erkennbar, dass bei einer niedrigen Schubschlankheit die Risse nicht in die Druckstrebe hineinreichen und bei ansteigender Schubschlankheit die Risse immer weiter in den Querschnitt hinein ragen und über einen Teil des Trägers sind die Risse gleich lang. Weiters ergibt eine hohe Schubschlankheit einen geringen Neigungswinkel der Druckstrebe und die Risse durchqueren diese Druckstrebe und dadurch kann keine Kraft mehr abgetragen werden, was zum Versagen des Balkens führt. Zusätzlich ist ersichtlich, dass aufgrund der Rissgeometrie die Druckstrebe über einen Bereich horizontal verläuft, wie in Abb. 5.4 ersichtlich ist. Aufgrund der Risse kann die Druckstrebenkraft nicht direkt ins Auflager eingeleitet werden, sondern muss zuerst über ein Fachwerkmodell mittels eines horizontalen Druckgurtes und anschließend über eine geneigte Druckstrebe abgeleitet werden.

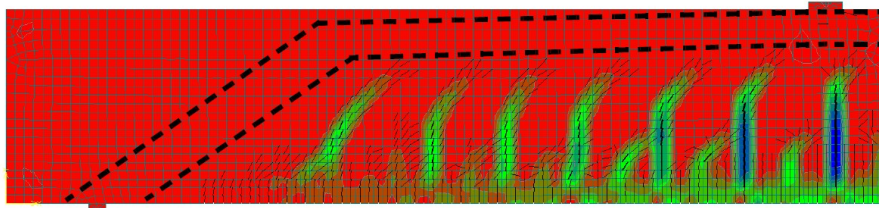


Abbildung 5.4: Rissbild und Verlauf der Druckstrebe bei einer großen Schubschlankheit

Die Auswertung einiger Versuche der Schubdatenbank zu verschiedenen Schubschlankheiten ergab die selben Ergebnisse wie die FE-Simulation. In Abb. 5.5 und Abb. 5.6 ist erkennbar, dass bei einer kleinen Schubschlankheit der gerissene Bereich, welcher als dunkel schraffierte Fläche dargestellt wird, überhaupt nicht oder nur minimal in die Druckstrebe hinein reicht und somit die Möglichkeit besteht, dass sich ein Sprengwerk ausbildet. Zudem weist die Druckstrebe bei einer kleinen Schubschlankheit einen steileren Winkel auf, der für die Bildung eines Sprengwerks von Vorteil ist.

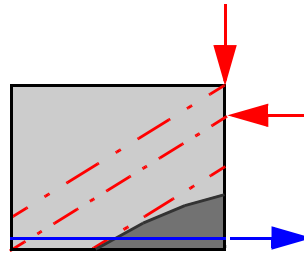


Abbildung 5.5: Gerissener Bereich bei einer Schubslankheit von $a/d = 1,5$ und $f_{ck} = 45,3$, Versuch Nr. 335

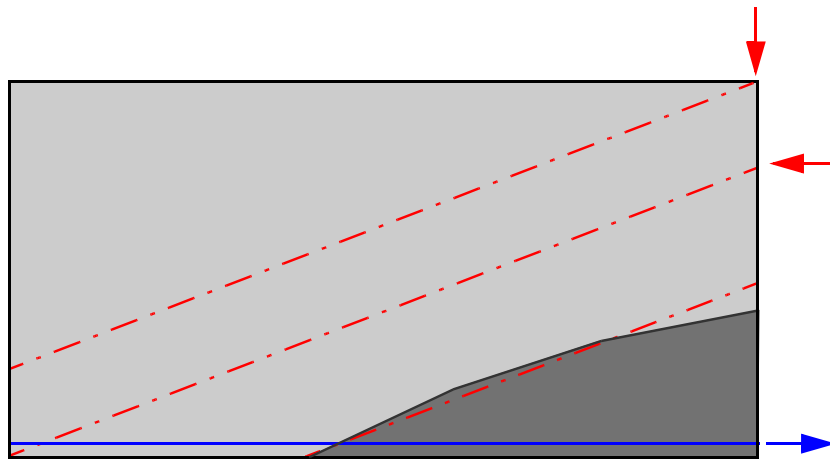


Abbildung 5.6: Gerissener Bereich bei einer Schubslankheit von $a/d = 2,0$ und $f_{ck} = 26,9$, Versuch Nr. 202

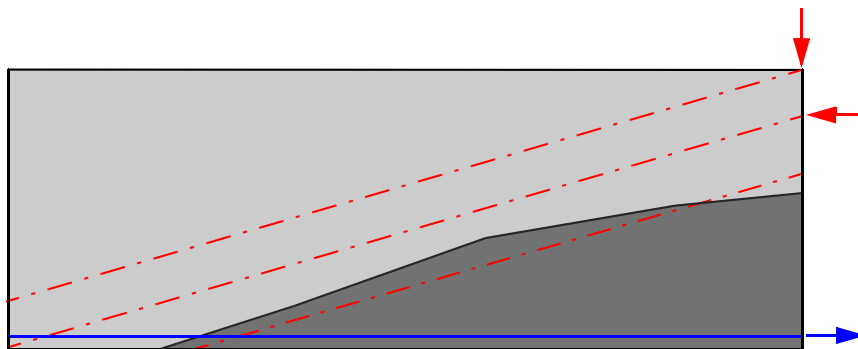


Abbildung 5.7: Gerissener Bereich bei einer Schubslankheit von $a/d = 3,0$ und $f_{ck} = 28,6$, Versuch Nr. 66

Bei einer größeren Schubslankheit ragen die Risse annähernd gleich weit in den Querschnitt hinein, siehe Abb. 5.8 und Abb. 5.9. Der gerissene Bereich verläuft zu Beginn annähernd horizontal und erst zum Auflager hin nimmt die Höhe ab. Die Druckstrebe wird eingeschnürt und die

Druckstreben­spannung steigt an. Aufgrund der Risse bzw. der Einschnürung der Druckstrebe muss die Druckstrebenkraft umgelenkt werden und es kommt zu keiner Ausbildung eines Sprengwerks.

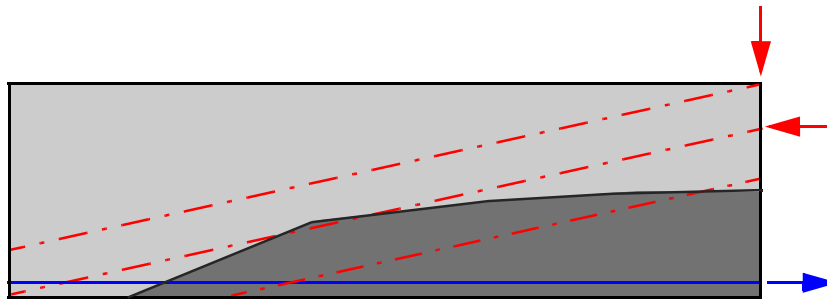


Abbildung 5.8: Gerissener Bereich bei einer Schub­schlankheit von $a/d = 4,0$ und $f_{ck} = 26,2$, Versuch Nr. 190

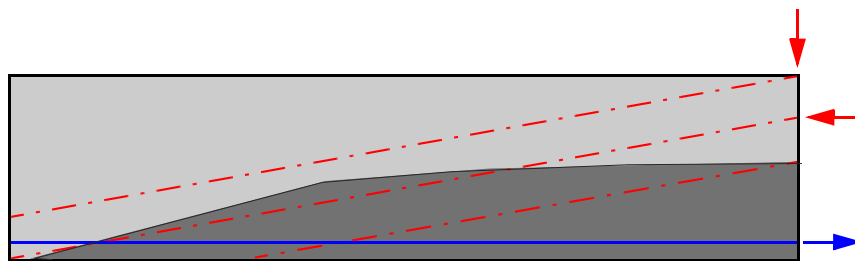


Abbildung 5.9: Gerissener Bereich bei einer Schub­schlankheit von $a/d = 5,0$ und $f_{ck} = 45,0$, Versuch Nr. 354

Die Risse verursachen eine Abnahme der Steifigkeit des Trägers und somit ein Ansteigen der Verformung. Des Weiteren wurde festgestellt, dass bei der FE-Simulation das Rissmoment sehr klein war im Vergleich zum Versagensmoment. Dies hat zur Folge, dass der gerissene Bereich im Schubfeld größer ist. Diese Überlegung blieb bisher unberücksichtigt. Jedoch wurde festgestellt, dass eine Beschreibung des Problems alleine durch Spannungskriterien nicht zielführend ist und keine zufriedenstellende Lösung bringt. Eine weitere Betrachtung dazu folgt im Abs. 5.3

5.3 Vergleich der Durchbiegungen bei Ausbildung eines Sprengwerkes und eines Fachwerkes

Aus dem Prinzip der virtuellen Weggrößen ergibt sich, dass bei einem System, das sich mit der Belastung im Gleichgewicht befindet, die potentielle Energie ein Minimum ist. Aus dieser Überlegung heraus wurde die Durchbiegung für jeweils ein Fachwerk und ein Sprengwerk mit verschiedenen Schub­schlankheiten berechnet. Bei dem Fachwerkmodell wurde die Neigung der Druckstreben variiert, um feststellen zu können, ab welcher Schlankheit eine bestimmte Neigung

weniger Verformung aufweist. Die Parameter in der Tab. 5.1 blieben unverändert und beruhen nur auf einer Annahme, um einen qualitativen Verlauf der Durchbiegung für unterschiedliche Schubschlankheiten zu erhalten. Wie bereits zuvor erwähnt, wurde das Verformungsverhalten des Trägers bis jetzt außer Acht gelassen, jedoch spielt es eine wichtige Rolle für die Überlegung, ab welchem a/d -Verhältnis sich ein Sprengwerk ausbilden kann.

Tabelle 5.1: Konstante Berechnungsparameter für Durchbiegung

d [m]	E_c [MPa]	A_c [m ²]	E_s [MPa]	A_s [m ²]
0,30	28.800	$3,60 \cdot 10^{-2}$	200.000	$1,50 \cdot 10^{-3}$

Die Ergebnisse in Abb. 5.10 und Abb. 5.11 stützen die FE-Simulationsergebnisse, dass sich ab einer bestimmten Schubschlankheit und Druckstrebenneigung sich tendenziell ein Fachwerk einstellt, da in diesem System weniger Arbeit aufgewendet werden muss. Da die Steifigkeiten der Zug- und Druckstreben auf Annahmen beruhen, kann die Schubschlankheit, bei der sich ein Fachwerk ausbildet, geringfügig variieren.

Wie bereits in Abs. 4.5 durch die Last-Verformungskurven gezeigt, nimmt die Durchbiegung mit zunehmender Schlankheit ebenfalls zu. Die Träger werden somit weicher, da die Größe des Schubfeldes und folglich auch die des gerissenen Bereiches zunimmt. Dies bestätigt wieder den Ansatz des Faktors $k\left(\frac{a}{d}\right)$, der bei Ermittlung der Schrägrisslast die Steifigkeit bei geringen Schubschlankheiten berücksichtigt. Für einen Vergleich wurde die Durchbiegung der FE-Simulation für den Zustand 1 nachgerechnet, wobei bei der Nachrechnung das System der Lastabtragung keine Rolle spielt. Die Ergebnisse dieser Berechnungen waren, dass bei einem Sprengwerkversagen die Durchbiegung des Trägers wesentlich höher war als bei einem Schrägrissversagen.

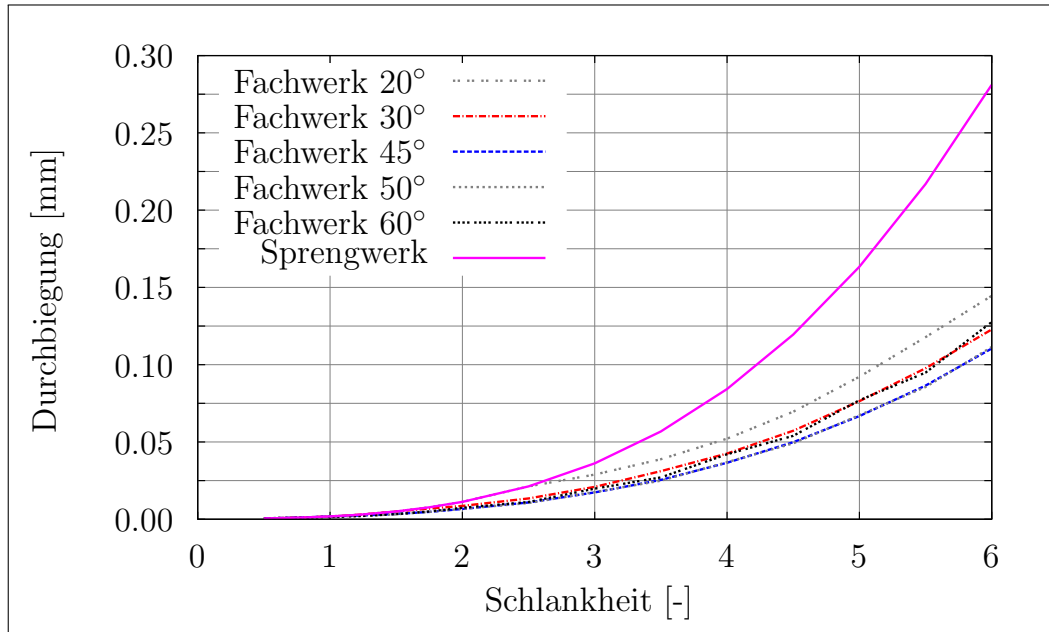


Abbildung 5.10: Vergleich der Durchbiegung der einzelnen Systeme bei verschiedener Druckstrebenneigung

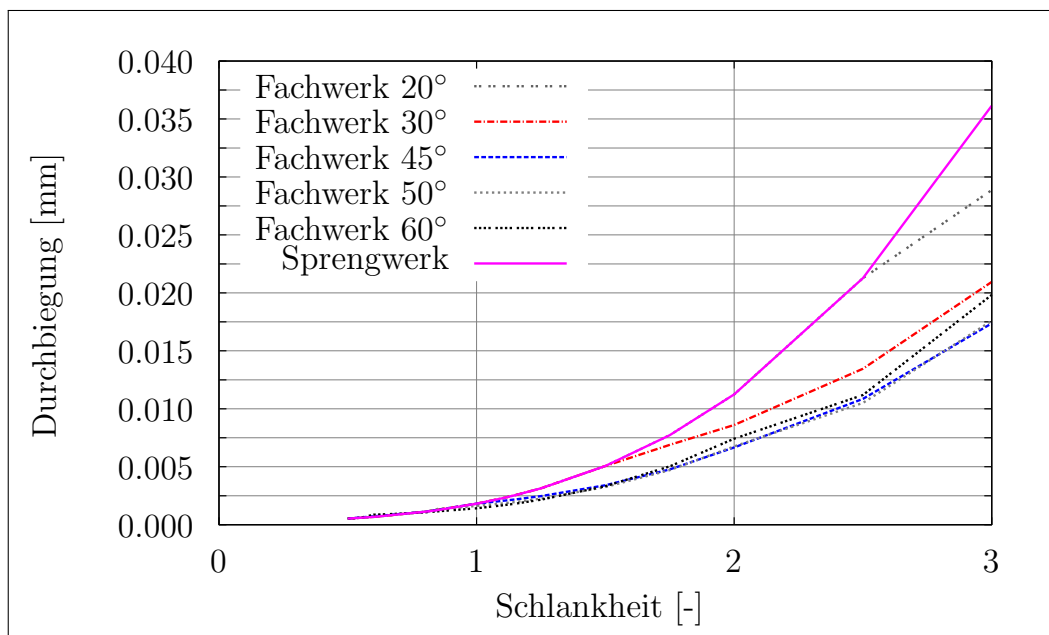


Abbildung 5.11: Vergleich der Durchbiegung der einzelnen Systeme bei verschiedener Druckstrebenneigung

Bei diesen Betrachtungen wird klar, dass das Verformungsverhalten einen wichtigen Einfluss darauf hat, ob sich ein Sprengwerk einstellen kann oder nicht.

6 Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Masterarbeit wurde der Einfluss der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit von schubunbewehrten Bauteilen untersucht, da dieser bei der Ermittlung des Widerstandes momentan unberücksichtigt bleibt, sowie auch andere Parameter wie z.B. die Dehnung der Bewehrung.

Die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit geringer Schubslankheit wird meistens unterschätzt, da bei den verschiedenen untersuchten Normenwerken dieser Einfluss bei der rechnerischen Tragfähigkeit vernachlässigt wird. Bei geringen Schubslankheiten wird durch die Bildung eines Sprengwerks eine weitaus höhere Traglast erreicht. Das aktuelle Modell nach EN 1992-1-1 ist für die Bemessung von neuen Konstruktionen auf der sicheren Seite, jedoch für bereits bestehende Tragwerke zu wenig geeignet. Für die Nachrechnung sollte überprüft werden, ob die Schubbrisslast V_{sr} oder die Sprengwerktragfähigkeit V_{sp} den Grenzwert darstellt.

Zuerst wurde die bestehende Datenbank von Biegeschubversuchen in Stahlbeton nach verschiedenen Parametern ausgewertet. Es wurde die Druckzonenhöhe in Feldmitte sowie im Viertelpunkt des Feldes ermittelt, um feststellen zu können, ob sich eine Druckstrebenneigung zur Abtragung der Querkraft einstellt. Dazu war die richtige Modellierung des Materials wesentlich. Diese Untersuchung hat gezeigt, dass sich die Druckzone nur in seltenen Fällen einschnürt, da die Betonranddehnungen bei Erreichen der Schubtragfähigkeit eher gering sind.

Die Auswertung der Datenbank bezüglich der vorhandenen Druckstrebenspannungen hat ergeben, dass zum Teil sehr hohe Tragreserven vorhanden sind und die Betondruckfestigkeit bei weitem noch nicht erreicht wurde. Jedoch ist trotz dieser Reserve keine Umlagerung in ein Sprengwerk möglich. Daraus ist zu schließen, dass eine Betrachtung auf Spannungsniveau keine zufriedenstellenden Ergebnisse liefert. Weiters wurde bei einigen Versuchen festgestellt, dass die Schrägrisslast V_{sr} nach Zink größer als die Versagenslast V_u war. Überwiegend konnte dies bei hochfesten Betonen bemerkt werden.

Die FE-Modellierung hat ergeben, dass bei großen Schubslankheiten keine Bildung eines Sprengwerkes mehr möglich ist und beim Erreichen der Schubbrisslast der Träger versagt. Zudem ergab sich für gleiche Schubslankheiten und unterschiedlicher Trägerhöhe eine gleiche Last-Verformungskurve. Der einzige Unterschied ergibt sich durch die größere Durchbiegung bei höheren Trägern, da die Höhe des Trägers einen Einfluss auf die Länge des Bauteils hat und somit die Steifigkeit beeinflusst. Die Rissbilder der FE-Simulation zeigen, dass bei einer größeren Schubslankheit und Schrägrissversagen die Risse ca. über 2/3 des Trägers verteilt sind und annähernd gleich weit in den Träger hinein reichen. Aufgrund dieses Rissbildes muss die Druckstrebe über den Bereich mit gleich weit hineinreichenden Rissen annähernd horizontal verlaufen und erst in Auflagernähe neigt

sich die Druckstrebe in Richtung Auflager, was einem Fachwerkmodell entspricht. Weiters weist die Druckstrebe bei einer großen Schlankheit einen flache Neigung auf, daher wird die Druckstrebe von den Rissen durchquert. Hingegen stellt sich bei kleinen Schubschlankheiten ein steilerer Winkel ein, der für die Bildung eines Sprengwerks einen positiven Einfluss hat.

Das Resultat aus der Betrachtung der Durchbiegung mittels des Prinzips der virtuellen Weggrößen war, dass sich ab einer bestimmten Schubschlankheit und Druckstrebenneigung leichter ein Fachwerk einstellt, da dadurch weniger Arbeit im Bauteil aufgewendet werden muss. Dieses Ergebnis bestärkt die Resultate der FE-Simulation.

6.2 Ausblick

Um die wesentlichen Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen mechanisch und analytisch richtig zu erfassen, besteht noch beträchtlicher Forschungsbedarf. Momentan sind nur empirische oder halb-empirische Ansätze zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorhanden. Ziel sollte sein, ein mechanisch begründetes Berechnungsmodell auszuarbeiten und zu formulieren.

Hierbei sollte die Wechselwirkung zwischen dem Verformungsverhalten des Trägers und der Bildung eines Sprengwerks genauer studiert werden, denn aufgrund des Steifigkeitsverlustes durch die Risse nimmt die Durchbiegung des Trägers zu. Ab einer bestimmten Schlankheit weist das Fachwerkmodell eine niedrigere Verformung auf als das Sprengwerk und dieser Einfluss sollte genauer betrachtet werden.

Weitere wichtige Überlegungen die angestellt werden müssen sind wie stark die Druckstrebe umgelenkt werden muss, damit Schrägriss entsteht und wodurch es genau zur Schrägrissbildung kommt. In vielen Arbeiten wird die Rissbildung genauer beschrieben, jedoch fehlt noch die Untersuchung, wieso es zu einem Abdrehen der Schrägrisse kommt.

Eine der wichtigsten Fragen ist, ab welcher Schubschlankheit schlussendlich eine Umlagerung in ein Sprengwerk möglich ist und ab wann sie ausgeschlossen ist, damit ein Vorschlag für ein Berechnungsmodell erstellt werden kann.

Diese Arbeit hat sich nur mit Rechteckquerschnitten befasst und gegliederte Querschnitte blieben unberücksichtigt. Daher sollten profilierte Bauteile auch noch näher betrachtet werden, um den Einfluss der Querschnittsform feststellen zu können.

Literaturverzeichnis

- [1] ASI Austrian Standards Institute. *EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1*, July 2009. 2
 - [2] V. Cervenka and J. Cervenka. *ATENA Program Documentation, Users manual for ATENA 2D*. Cervenka Consulting, 2006. 38
 - [3] V. Cervenka, L. Jendele, and J. Cervenka. *ATENA Program Documentation, Part 1, Theory*. Cervenka Consulting, 2007. 40, 41, 44, 85
 - [4] H. Duda. Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung. Technical Report 419, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1991. 23
 - [5] G. Ehlers, editor. *Beton-Kalender 1952*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1952. 9, 85
 - [6] G. Ehlers, editor. *Beton-Kalender 1960*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1960. 9, 85
 - [7] G. Ehlers, editor. *Beton-Kalender 1962*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1962. 10, 85
 - [8] G. Franz, editor. *Beton-Kalender 1973, Teil I*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1973. 10, 85
 - [9] G. Franz, editor. *Beton-Kalender 1980, Teil II*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1980. 10, 85
 - [10] G. Franz, editor. *Beton-Kalender 1989, Teil II*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1989. 11, 85
 - [11] S. Görtz. *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton*. PhD thesis, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Aachen, 2004. 27, 85
 - [12] P. Grübl, H. Weigler, and S. Karl. *Beton*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2001. 36
 - [13] G. N. J. Kani. Basic facts concerning shear failure. *Journal of the American Concrete Institute*, pages S. 675–692, June 1964. 1
 - [14] C. Keller. *Ein Beitrag zum Querkrafttragverhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen*. PhD thesis, Univ. Leipzig, Leipzig, 2007. 1, 2, 6, 25, 33
 - [15] G. König, N. V. Tue, and G. Schenk. *Grundlagen des Stahlbetonbaus*. Vieweg+Teubner Verlag | GWV Fachverlage GmbH, Wiesbaden, 2008. 1, 25
 - [16] F. Leonhardt, editor. *Vorlesungen über Massivbau, Erster Teil*. Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York, 1973. 6, 7, 8
 - [17] J. Ma. *Faserfreier Ultrahochfester Beton - Entwicklung und Materialeigenschaften*. PhD thesis, Univ. Leipzig, Leipzig, 2010. 22, 55
 - [18] J. Möller. *Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken*. PhD thesis, Univ. Fridericiana zu Karlsruhe, Karlsruhe, 2006. 36
 - [19] K. G. Moody, M. Viest, R. C. Elstner, and E. Hognestad. Shear Strength of Reinforced Concrete Beams - Part 1: Tests of Simple Beams. *Journal of the American Concrete Institute*, pages S. 317–332, April 1954. 18
-

- [20] A. Muttoni and M. F. Ruiz. Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. *Journal of the American Concrete Institute*, pages S. 163–172, March-April 2008. vi, 2, 18, 19
- [21] R. Rowe and E. Walther, editors. *CEB-FIP Model code 1990, Bulletin d'information*. Thomas Telford Services Ltd., London, 1991. 37, 85
- [22] G. Santner. FE-Modellierung von unbewehrtem gefasertem UHFB im Programm Atena. Master's thesis, Techn. Univ. Graz, Graz, 2000. 44
- [23] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein Zürich. *SIA 262:2003-04, Betonbau*, January 2003. 2
- [24] L. Stempniewski and J. Eibel. Finite Elemente im Stahlbeton. In *Beton-Kalender 1996, Teil II*, pages S.577–648. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1996. 35, 36, 37, 44, 85
- [25] O. Wommelsdorff, editor. *Stahlbetonbau, Teil 1, Biegebeanspruchte Bauteile*. Werner-Verlag, 1989. 4, 7, 8
- [26] K. Zilch and G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2009. 14
- [27] M. Zink. *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*. PhD thesis, Univ. Leipzig, Leipzig, 2000. 1, 2, 5, 6, 13, 23, 25, 26, 27, 32, 33, 40, 58, 74, 85

Abbildungsverzeichnis

2.1	Spannungstrajektorien im Zustand 1	4
2.2	Maximale Schubspannung bei dem Modell nach [27]	5
2.3	Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] unter Gebrauchslast nach [5, S. 538] DIN 1045: 1943-03	9
2.4	Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] unter Gebrauchslast nach [6, S. 671] DIN 1045: 1952-07	9
2.5	Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] unter Gebrauchslast nach [7, S. 600] DIN 1045: 1959-11	10
2.6	Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] unter Gebrauchslast nach [8, S. 989] DIN 1045: 1972-01	10
2.7	Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] unter Gebrauchslast nach [9, S. 174] DIN 1045: 1978-12	10
2.8	Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] unter Gebrauchslast nach [10, S. 146] DIN 1045: 1988-07	11
2.9	Zeitliche Veränderung der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] für Platten	11
2.10	Zeitliche Veränderung der Grundwerte der Schubspannung τ_0 [MN/m^2] für Balken	12
2.11	Schubspannungen $\tau_{Rd,c}$ bei dem Bewehrungsgraden $\rho_l = 2,0\%$, $b = 0,30$ m, $\sigma_{cp} = 0,0$ MPa und unterschiedlichen statischen Nutzhöhen d [m]	16
2.12	Gegenüberstellung der Schubspannungen $\tau_{Rd,c}$ und des Querkraftwiderstandes $V_{Rd,c}$ bei verschiedenen Bewehrungsgraden ρ_l	16
3.1	Arbeitslinie von Normalbeton mit $f_{ck} = 40$ MPa nach Ma	22
3.2	Arbeitslinie von Normalbeton mit $f_{ck} = 36,69$ MPa	23
3.3	Querkraftabtragung bei ausgefallener Verbundwirkung	25
3.4	Rissreibung nach [27]	26
3.5	Rissprozesszone nach [27]	26
3.6	Dübelkinematik nach [27]	27
3.7	Komponenten der Querkraftabtragung bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung [11]	27
3.8	Gegenüberstellung der rechnerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeit laut EN 1992-1-1 mit den experimentellen Ergebnissen aus der Schubdatenbank	28
3.9	Gegenüberstellung der rechnerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeit laut SIA 262: 2003-04 mit den experimentellen Ergebnissen aus der Schubdatenbank	29
3.10	Gegenüberstellung der rechnerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeit laut Muttoni mit den experimentellen Ergebnissen aus der Schubdatenbank	29
3.11	Gegenüberstellung der tatsächlichen Druckstrebenspannung $\sigma_{c,Strebe,u}$ mit der Druckfestigkeit f_{ck} des Betons in Bezug auf die Schubslankheit a/d	33
4.1	Spannungs-Dehnungslinie von Beton unter einaxialem Druck [24]	35
4.2	Biaxiale Versagenskurve von Kupfer/Hilsdorf/Rüsch	36
4.3	Versagensfläche von Beton im dreidimensionalen Hauptspannungsraum [21]	37
4.4	Exponentielle Riss-Öffnungsbeziehung in [3] laut Hordijk (1991)	40
4.5	Arbeitslinie Beton laut ([3], S. 24)	41
4.6	Arbeitslinie der Stahlplatten	44
4.7	Arbeitslinie des Bewehrungsstahls	45
4.8	Geometrie des Trägers bei Einzellast	46

4.9	Versagenslast	47
4.10	Lastverteilungsverhältnis	48
4.11	Geometrie des Trägers bei Gleichstreckenlast	49
4.12	Vergleich der unterschiedlichen Belastungsarten C20/25, $d = 0,3\text{ m}$ und $a/d = 3$	49
4.13	Vergleich der unterschiedlichen Elementgrößen C30/37, $d = 0,3\text{ m}$ und $a/d = 2$	50
4.14	Vergleich der unterschiedlichen Belastungsgrößen bei C30/37, $d = 0,3\text{ m}$ und $a/d = 2$	51
4.15	Spannungs-Dehnungs-Linie nach EN1992-1-1:2004 (D)	56
4.16	Vergleich der unterschiedlichen Last-Verformungskurven für einen C20/25 bei $a/d = 2$, ρ um 30% reduziert	57
4.17	Vergleich der unterschiedlichen Last-Verformungskurven für einen C20/25 bei $a/d = 6$	58
4.18	Rissbild bei einem Biegeschubversagen, Schubschlankheit $a/d = 2$, $d = 0,30\text{ m}$	59
4.19	Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} bei C30/37, $a/d = 2$, $d = 0,60\text{ m}$, ρ um 30 % reduziert	61
4.20	Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} bei C30/37, $a/d = 6$, $d = 1,20\text{ m}$	62
4.21	Min. Hauptspannungen bei Sprengwerkversagen des C20/25, $a/d = 2$, $d = 0,30\text{ m}$	63
4.22	Max. Hauptdehnungen bei Sprengwerkversagen des C20/25, $a/d = 2$, $d = 0,30\text{ m}$	63
4.23	Min. Hauptspannungen bei Schubrissversagen des C30/37, $a/d = 4$, $d = 1,20\text{ m}$, ρ um 30 % reduziert	64
4.24	Max. Hauptdehnungen bei Schubrissversagen des C30/37, $a/d = 4$, $d = 1,20\text{ m}$, ρ um 30 % reduziert	64
4.25	Vergleich der Last-Verformungskurven bei Gleichstreckenlast bei unterschiedlicher Anzahl an Iterationsschritten	65
4.26	Min. Hauptspannungen des C20/25, $a/d = 2,0$, $d = 0,30\text{ m}$	66
4.27	Max. Hauptdehnungen des C20/25, $a/d = 2,0$, $d = 0,30\text{ m}$	66
4.28	Min. Hauptspannungen des C20/25, $a/d = 6,0$, $d = 0,30\text{ m}$	67
4.29	Max. Hauptdehnungen des C20/25, $a/d = 6,0$, $d = 0,30\text{ m}$	67
4.30	Vergleich der Gegenüberstellung der rechnerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeit mit den Ergebnissen der FE-Berechnung und der Schubdatenbank	68
4.31	Min. Hauptspannungen σ_x bei Sprengwerkversagen	70
4.32	Min. Hauptspannungen σ_x bei Schrägrissversagen	70
5.1	Systemgleichgewicht vor Schrägrissbildung	71
5.2	Einfache Darstellung der Längsspannungen σ_x zufolge einer Momentenbeanspruchung	72
5.3	Einfache Darstellung der Umlagerung der Längsspannungen σ_x in die Druckstreben spannungen $\sigma_{c,Strebe,sr}$	73
5.4	Rissbild und Verlauf der Druckstrebe bei einer großen Schubschlankheit	76
5.5	Gerissener Bereich bei einer Schubschlankheit von $a/d = 1,5$ und $f_{ck} = 45,3$, Versuch Nr. 335	77
5.6	Gerissener Bereich bei einer Schubschlankheit von $a/d = 2,0$ und $f_{ck} = 26,9$, Versuch Nr. 202	77
5.7	Gerissener Bereich bei einer Schubschlankheit von $a/d = 3,0$ und $f_{ck} = 28,6$, Versuch Nr. 66	77
5.8	Gerissener Bereich bei einer Schubschlankheit von $a/d = 4,0$ und $f_{ck} = 26,2$, Versuch Nr. 190	78
5.9	Gerissener Bereich bei einer Schubschlankheit von $a/d = 5,0$ und $f_{ck} = 45,0$, Versuch Nr. 354	78
5.10	Vergleich der Durchbiegung der einzelnen Systeme bei verschiedener Druckstrebenneigung	80

5.11 Vergleich der Durchbiegung der einzelnen Systeme bei verschiedener Druckstrebenneigung	80
A.1 Last-Verformungskurven bei einer Trägerhöhe von 0,34 m und unterschiedlichen Schubschlankheiten	107
A.2 Last-Verformungskurven bei einer Trägerhöhe von 0,64 m und unterschiedlichen Schubschlankheiten	108
A.3 Last-Verformungskurven bei einer Trägerhöhe von 1,24 m und unterschiedlichen Schubschlankheiten	108
A.4 Last-Verformungskurven bei einer Schubschlankheit von $a/d = 2$ und unterschiedlichen Trägerhöhe	109
A.5 Last-Verformungskurven bei einer Schubschlankheit von $a/d = 3$ und unterschiedlichen Trägerhöhe	110
A.6 Last-Verformungskurven bei einer Schubschlankheit von $a/d = 4$ und unterschiedlichen Trägerhöhe	110
A.7 Last-Verformungskurven bei einer Schubschlankheit von $a/d = 4$ und unterschiedlichen Trägerhöhe	111
A.8 Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 2$, bei niedriger Trägerhöhe	112
A.9 Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 2$, bei großer Trägerhöhe	113
A.10 Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 3$, bei mittlerer Trägerhöhe	114
A.11 Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 4$, bei mittlerer Trägerhöhe	115
A.12 Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 6$, bei niedriger Trägerhöhe	116
A.13 Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 6$, bei mittlerer Trägerhöhe	117
A.14 Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 2$, bei niedriger Trägerhöhe	118
A.15 Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 6$, bei niedriger Trägerhöhe	119

A Ergebnisse FE-Simulation

A.1 Tabellen

Parameter und Versagenslasten der Versuchssimulation

Nachfolgend sind tabellarisch angeführt:

f_{cm}	[MPa]	mittlere Betondruckfestigkeit
d	[mm]	statische Nutzhöhe
b	[mm]	Trägerbreite
a/d	[-]	Schubslankheit
f_{sy}	[MPa]	Fließspannung der Bewehrung
ρ_l	[%]	Längsbewehrungsgrad
V_{sr}	[kNm]	Schrägrisslast
V_u	[kNm]	Versagenslast
$V_{Rk,c}$	[kNm]	Querkraftwiderstand nach Glg. (4.8)
$V_{Rk,c,SIA}$	[kNm]	Querkraftwiderstand nach Glg. (2.12)
$V_{Rk,c,Muttoni}$	[kNm]	Querkraftwiderstand nach Glg. (2.17)
w	[mm]	vertikale Durchbiegung bei V_u

Tabelle A.1: Parameter und Versagenslasten der Versuchssimulation

Nr.	f_{cm} [MPa]	d [m]	b [m]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	ρ_1 [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]	$V_u/V_{Rk,c}$ [-]	$V_u/V_{Rk,c,SIA}$ [-]	$V_u/V_{Rk,c,Muttoni}$ [-]	w [mm]
1	-28,0	0,30	0,30	2,0	500,0	0,75	121,6	122,2	1,68	1,59	1,69	3,98
2	-28,0	0,30	0,30	3,0	500,0	1,12	-	119,4	1,44	1,52	1,62	5,10
3	-28,0	0,30	0,30	4,0	500,0	1,56	-	122,6	1,32	1,57	1,68	8,70
4	-28,0	0,30	0,30	6,0	500,0	2,36	-	108,3	1,08	1,37	1,46	17,00
5	-28,0	0,60	0,30	2,0	500,0	0,56	167,9	175,7	1,54	1,42	1,54	6,30
6	-28,0	0,60	0,30	3,0	500,0	0,87	-	180,1	1,36	1,50	1,64	8,70
7	-28,0	0,60	0,30	4,0	500,0	1,18	-	171,7	1,17	1,40	1,53	13,60
8	-28,0	0,60	0,30	6,0	500,0	1,77	-	162,5	0,97	1,33	1,45	27,00
9	-28,0	1,20	0,30	2,0	500,0	0,44	252,9	270,2	1,44	1,59	1,78	9,30
10	-28,0	1,20	0,30	3,0	500,0	0,70	-	254,9	1,16	1,44	1,60	10,80
11	-28,0	1,20	0,30	4,0	500,0	0,98	-	252,6	1,03	1,39	1,54	17,80
12	-28,0	1,20	0,30	6,0	500,0	1,41	-	256,2	0,92	1,51	1,68	44,00
13	-28,0	0,30	0,30	2,0	500,0	0,52	110,3	111,6	1,73	1,58	1,70	5,20
14	-28,0	0,30	0,30	3,0	500,0	0,78	-	112,4	1,53	1,77	1,69	6,60
15	-28,0	0,30	0,30	4,0	500,0	1,09	-	113,6	1,38	1,79	1,70	12,00
16	-28,0	0,30	0,30	6,0	500,0	1,65	-	97,0	1,03	1,30	1,39	19,30
17	-28,0	0,60	0,30	2,0	500,0	0,39	-	166,1	1,64	1,54	1,70	4,90

Tabelle A.1: Parameter und Versagenslasten der Versuchssimulation

Nr.	f_{cm} [MPa]	d [m]	b [m]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	ρ_1 [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]	$V_u/V_{Rk,c}$ [-]	$V_u/V_{Rk,c,SIA}$ [-]	$V_u/V_{Rk,c,Muttoni}$ [-]	w [mm]
18	-28,0	0,60	0,30	3,0	500,0	0,61	-	140,4	1,19	1,21	1,33	7,00
19	-28,0	0,60	0,30	4,0	500,0	0,83	-	143,8	1,10	1,28	1,40	12,40
20	-28,0	0,60	0,30	6,0	500,0	1,24	-	133,1	0,89	1,14	1,25	26,70
21	-28,0	1,20	0,30	2,0	500,0	0,31	220,8	222,8	1,34	1,42	1,60	11,90
22	-28,0	1,20	0,30	3,0	500,0	0,49	-	243,0	1,25	1,64	1,85	13,50
23	-28,0	1,20	0,30	4,0	500,0	0,68	-	224,3	1,03	1,40	1,57	25,00
24	-28,0	1,20	0,30	6,0	500,0	0,99	-	231,0	0,94	1,57	1,77	52,60
25	-38,0	0,30	0,30	2,0	500,0	0,86	136,2	136,7	1,57	1,38	1,47	4,04
26	-38,0	0,30	0,30	3,0	500,0	1,34	-	149,5	1,48	1,57	1,67	5,32
27	-38,0	0,30	0,30	4,0	500,0	1,75	-	139,8	1,27	1,46	1,55	9,40
28	-38,0	0,30	0,30	6,0	500,0	2,95	-	135,6	1,18	1,39	1,48	18,20
29	-38,0	0,60	0,30	2,0	500,0	0,70	-	207,0	1,47	1,36	1,48	3,36
30	-38,0	0,60	0,30	3,0	500,0	1,05	-	215,4	1,34	1,44	1,57	7,88
31	-38,0	0,60	0,30	4,0	500,0	1,40	-	200,3	1,13	1,31	1,43	12,00
32	-38,0	0,60	0,30	6,0	500,0	2,26	-	213,5	1,07	1,44	1,57	30,80
33	-38,0	1,20	0,30	2,0	500,0	0,52	326,8	348,5	1,52	1,59	1,77	10,10
34	-38,0	1,20	0,30	3,0	500,0	0,89	-	306,2	1,12	1,35	1,50	11,80

Tabelle A.1: Parameter und Versagenslasten der Versuchssimulation

Nr.	f_{cm} [MPa]	d [m]	b [m]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	ρ_1 [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]	$V_u/V_{Rk,c}$ [-]	$V_u/V_{Rk,c,SIA}$ [-]	$V_u/V_{Rk,c,Muttoni}$ [-]	w [mm]
35	-38,0	1,20	0,30	4,0	500,0	1,18	-	299,2	1,0	1,33	1,49	18,40
36	-38,0	1,20	0,30	6,0	500,0	1,77	-	309,8	0,90	1,45	1,62	43,60
37	-38,0	0,30	0,30	2,0	500,0	0,60	127,7	133,1	1,73	1,49	1,60	5,20
38	-38,0	0,30	0,30	3,0	500,0	0,94	-	114,5	1,28	1,22	1,31	5,00
39	-38,0	0,30	0,30	4,0	500,0	1,22	-	130,5	1,33	1,49	1,60	14,10
40	-38,0	0,30	0,30	6,0	500,0	2,07	-	118,0	1,02	1,27	1,36	19,00
41	-38,0	0,60	0,30	2,0	500,0	0,49	167,8	170,7	1,36	1,23	1,30	7,00
42	-38,0	0,60	0,30	3,0	500,0	0,73	-	158,4	1,11	1,07	1,16	6,60
43	-38,0	0,60	0,30	4,0	500,0	0,98	-	176,2	1,12	1,27	1,40	13,10
44	-38,0	0,60	0,30	6,0	500,0	1,58	-	172,8	0,93	1,22	1,34	28,20
45	-38,0	1,20	0,30	2,0	500,0	0,37	-	282,3	1,39	1,52	1,71	7,60
46	-38,0	1,20	0,30	3,0	500,0	0,62	-	273,5	1,13	1,37	1,54	12,10
47	-38,0	1,20	0,30	4,0	500,0	0,82	-	293,1	1,10	1,57	1,76	24,00
48	-38,0	1,20	0,30	6,0	500,0	1,24	-	274,3	0,90	1,45	1,63	50,40

Vergleich der Dehnungen und Spannungen in der Bewehrung mit ATENA 2D und INCA2

Nachfolgend sind tabellarisch angeführt:

d	[mm]	statische Nutzhöhe
a/d	[-]	Schubslankheit
ρ_1	[%]	Längsbewehrungsgrad
ϵ_s	[-]	Dehnung der Bewehrung
σ_s	[MPa]	Spannung in der Bewehrung
M_{zug}	[kNm]	zugehörige Moment zur Dehnungsebene

Tabelle A.2: Vergleich der Dehnungen und Spannungen in der Bewehrung mit ATENA 2D und INCA2 für C20/25

Nr.	d [mm]	a/d [-]	ρ_1 [%]	ATENA		INCA		M_{zug} [kNm]	ATENA		INCA		M_{zug} [kNm]
				ϵ_s [-]	σ_s [MPa]	ϵ_s [-]	σ_s [MPa]		ϵ_s [-]	σ_s [MPa]			
1	0,3	2	0,75	1,705E-03	341,00	1,825E-03	364,91	68,86	1,797E-03	359,40	1,932E-03	386,37	72,31
2	0,3	3	1,12	7,504E-04	150,10	7,791E-04	155,82	53,99	1,840E-03	368,10	1,982E-03	396,31	106,10
3	0,3	4	1,56	7,600E-04	152,00	7,745E-04	154,89	68,57	1,910E-03	382,10	2,007E-03	401,40	145,60
4	0,3	6	2,36	7,542E-04	150,80	7,542E-04	150,84	92,25	1,794E-03	358,90	1,837E-03	367,42	193,10
5	0,6	2	0,56	1,199E-03	239,70	1,301E-03	260,26	167,10	1,631E-03	326,20	1,849E-03	369,71	211,20

Tabelle A.2: Vergleich der Dehnungen und Spannungen in der Bewehrung mit ATENA 2D und INCA2 für C20/25

Nr.	d [mm]	a/d [-]	ρ_1 [%]	ATENA		INCA		M_{zug} [kNm]	ATENA		INCA		M_{zug} [kNm]
				ε_s [-]	σ_s [MPa]	ε_s [-]	σ_s [MPa]		ε_s [-]	σ_s [MPa]	ε_s [-]	σ_s [MPa]	
6	0,6	3	0,87	8,608E-04	172,20	8,034E-04	160,67	181,10	1,767E-03	353,30	1,897E-03	379,39	325,80
7	0,6	4	1,18	8,265E-04	165,30	8,340E-04	166,80	229,50	1,666E-03	333,20	1,819E-03	363,85	413,50
8	0,6	6	1,77	1,010E-03	202,10	1,004E-03	200,74	361,10	1,710E-03	341,90	1,777E-03	355,41	583,30
9	1,2	2	0,44	1,194E-03	238,80	6,200E-04	124,00	505,70	1,618E-03	323,50	1,702E-03	340,39	652,50
10	1,2	3	0,70	7,498E-04	150,00	6,525E-04	130,49	561,70	1,425E-03	284,90	1,587E-03	317,47	918,70
11	1,2	4	0,98	9,601E-04	192,00	9,382E-04	187,65	854,10	1,440E-03	287,90	1,537E-03	307,32	1214,00
12	1,2	6	1,41	8,882E-04	177,60	8,656E-04	173,11	1072,00	1,629E-03	325,70	1,712E-03	342,37	1846,00
13	0,3	2	0,52	1,687E-03	337,30	1,903E-03	380,57	50,92	2,376E-03	475,20	4,681E-03	502,30	66,10
14	0,3	3	0,78	1,052E-03	210,40	1,182E-03	236,48	52,21	2,460E-03	492,00	1,520E-02	513,37	99,83
15	0,3	4	1,09	1,176E-03	235,30	1,265E-03	253,05	72,04	2,474E-03	494,90	1,001E-02	507,90	134,80
16	0,3	6	1,65	9,416E-04	188,30	9,310E-04	186,20	81,12	2,243E-03	448,70	2,298E-03	459,65	172,80
17	0,6	2	0,39	1,110E-03	221,90	1,205E-03	240,97	123,00	2,278E-03	455,60	4,043E-03	501,62	198,90
18	0,6	3	0,61	8,492E-04	169,80	6,629E-04	132,58	134,30	1,894E-03	378,80	2,081E-03	416,16	253,70
19	0,6	4	0,83	7,598E-04	152,00	7,484E-04	149,68	168,50	1,938E-03	387,70	2,149E-03	429,87	345,90
20	0,6	6	1,24	1,045E-03	209,00	1,101E-03	220,18	288,20	1,903E-03	380,70	2,040E-03	407,95	479,00
21	1,2	2	0,31	1,591E-03	318,20	1,973E-03	394,67	509,70	1,774E-03	354,80	2,114E-03	422,78	536,70

Tabelle A.2: Vergleich der Dehnungen und Spannungen in der Bewehrung mit ATENA 2D und INCA2 für C20/25

Nr.	d [mm]	a/d [-]	ρ_1 [%]	ATENA		INCA		M_{zug} [kNm]	ATENA		INCA		M_{zug} [kNm]
				ϵ_s [-]	σ_s [MPa]	ϵ_s [-]	σ_s [MPa]		ϵ_s [-]	σ_s [MPa]	ϵ_s [-]	σ_s [MPa]	
22	1,2	3	0,49	1,135E-03	226,90	1,144E-03	228,74	563,80	2,064E-03	412,80	2,246E-03	449,14	879,30
23	1,2	4	0,69	9,875E-04	197,50	8,724E-04	174,48	633,70	1,821E-03	364,10	1,971E-03	394,27	1080,00
24	1,2	6	0,99	1,214E-03	242,90	1,217E-03	243,45	1025,00	2,107E-03	421,30	2,235E-03	446,94	1695,00

Tabelle A.3: Vergleich der Dehnungen und Spannungen in der Bewehrung mit ATENA 2D und INCA2 für C30/37

Nr.	d [mm]	a/d [-]	ρ_1 [%]	ATENA		INCA		M_{zug} [kNm]	ATENA		INCA		M_{zug} [kNm]
				ϵ_s [-]	σ_s [MPa]	ϵ_s [-]	σ_s [MPa]		ϵ_s [-]	σ_s [MPa]	ϵ_s [-]	σ_s [MPa]	
25	0,3	2	0,86	1,534E-03	306,70	1,442E-03	288,40	65,96	1,654E-03	330,80	1,880E-03	376,06	80,66
26	0,3	3	1,34	1,203E-03	234,20	1,161E-03	232,20	83,50	1,944E-03	388,80	2,064E-03	412,71	132,50
27	0,3	4	1,75	1,313E-03	262,60	1,248E-03	249,60	109,80	1,890E-03	378,00	2,020E-03	404,08	165,60
28	0,3	6	2,95	1,202E-03	240,30	1,241E-03	248,13	171,90	1,776E-03	355,10	1,826E-03	365,26	241,50
29	0,6	2	0,70	1,066E-03	213,20	7,293E-04	145,85	166,80	1,591E-03	318,20	1,689E-03	337,85	246,40
30	0,6	3	1,05	1,124E-03	224,80	1,070E-03	213,94	258,70	1,702E-03	340,40	1,924E-03	384,69	396,40
31	0,6	4	1,40	1,041E-03	208,20	9,088E+00	181,75	291,50	1,727E-03	345,30	1,762E-03	352,31	477,80
32	0,6	6	2,26	9,665E-04	193,30	9,154E-04	183,07	427,80	1,789E-03	357,70	1,836E-03	367,29	767,20
33	1,2	2	0,52	1,488E-03	297,60	1,403E-03	280,66	689,20	1,807E-03	361,50	1,923E-03	384,53	835,70
34	1,2	3	0,89	9,077E-04	181,50	7,378E-04	147,57	752,30	1,403E-03	280,60	1,474E-03	294,87	1103,00
35	1,2	4	1,18	6,842E-04	136,80	5,500E-04	110,00	774,10	1,428E-03	285,70	1,502E-03	300,32	1437,00
36	1,2	6	1,77	1,001E-03	200,30	9,923E-04	198,47	1482,00	1,571E-03	314,20	1,647E-03	329,40	2231,00
37	0,3	2	0,60	1,692E-03	338,40	1,898E-03	379,52	58,51	2,426E-03	485,20	1,092E-02	508,86	78,20
38	0,3	3	0,94	1,318E-03	263,60	1,492E-03	298,40	73,12	2,016E-03	403,30	2,217E-03	443,32	101,50
39	0,3	4	1,22	1,630E-03	326,00	1,763E-03	352,63	105,90	2,483E-03	496,60	1,287E-02	510,92	154,10
40	0,3	6	2,07	1,070E-03	215,60	1,117E-03	223,45	116,40	2,130E-03	427,50	2,220E-03	443,98	210,20

Tabelle A.3: Vergleich der Dehnungen und Spannungen in der Bewehrung mit ATENA 2D und INCA2 für C30/37

Nr.	d [mm]	a/d [-]	ρ_1 [%]	ATENA		INCA		M_{zug} [kNm]	ATENA		INCA		M_{zug} [kNm]
				ε_s [-]	σ_s [MPa]	ε_s [-]	σ_s [MPa]		ε_s [-]	σ_s [MPa]	ε_s [-]	σ_s [MPa]	
41	0,6	2	0,49	1,160E-03	231,90	1,740E-03	358,67	175,50	1,500E-03	300,10	2,085E-03	417,06	203,90
42	0,6	3	0,73	6,959E-04	139,20	1,076E-03	215,09	155,70	1,747E-03	349,40	1,988E-03	397,65	286,70
43	0,6	4	0,98	9,429E-04	188,60	1,114E-03	222,82	212,10	2,130E-03	425,90	2,248E-03	449,64	424,90
44	0,6	6	1,58	1,266E-03	253,10	1,352E-03	270,42	405,10	2,008E-03	401,50	2,094E-03	418,73	621,60
45	1,2	2	0,37	1,193E-03	238,60	5,510E-04	110,19	470,70	1,966E-03	393,20	2,267E-03	453,29	681,50
46	1,2	3	0,62	7,945E-04	158,90	3,892E-04	77,83	516,40	1,775E-03	355,10	1,951E-03	390,14	987,20
47	1,2	4	0,82	1,150E-03	230,10	1,100E-03	220,05	870,20	2,008E-03	401,60	2,166E-03	433,13	1410,00
48	1,2	6	1,24	1,247E-03	249,50	1,259E-03	251,80	1314,00	1,959E-03	391,90	1,718E-03	343,69	1976,00

Vergleich der Betonranddehnungen und -spannungen mit ATENA 2D und INCA2

Nachfolgend sind tabellarisch angeführt:

d	[mm]	statische Nutzhöhe
a/d	[-]	Schubslankheit
ρ_l	[%]	Längsbewehrungsgrad
$\epsilon_{c,oben}$	[-]	Betonstauchung am oberen Rand
$\sigma_{c,oben}$	[MPa]	Betonspannung am oberen Rand
$\epsilon_{c,unten}$	[-]	Betondehnung am unteren Rand
$\sigma_{c,unten}$	[MPa]	Betonspannung am unteren Rand
M_{zug}	[kNm]	zugehörige Moment zur Dehnungsebene

Tabelle A.4: Vergleich der Betonranddehnungen und -spannungen mit ATENA 2D und INCA2 für C20/25

Nr.	d [mm]	a/d [-]	ρ_l [%]	ATENA				INCA				M_{zug} [kNm]
				$\epsilon_{c,oben}$ [-]	$\sigma_{c,oben}$ [MPa]	$\epsilon_{c,unten}$ [-]	$\sigma_{c,unten}$ [MPa]	$\epsilon_{c,oben}$ [-]	$\sigma_{c,oben}$ [MPa]	$\epsilon_{c,unten}$ [-]	$\sigma_{c,unten}$ [MPa]	
1	0,3	2	0,75	-7,83E-04	-19,63	3,06E-03	0,24	-8,00E-04	-18,97	2,30E-03	0,00	72,3
2	0,3	3	1,12	-9,93E-04	-23,44	1,53E-03	0,53	-1,05E+00	-22,73	2,39E-03	0,00	106,1
3	0,3	4	1,56	-1,26E-03	-26,85	1,75E-03	0,46	-1,36E-03	-25,82	2,46E-03	0,00	145,6
4	0,3	6	2,36	-1,53E-03	-27,29	4,38E-04	1,54	-1,17E-02	-27,68	2,31E-03	0,00	193,1

Tabelle A.4: Vergleich der Betonranddehnungen und -spannungen mit ATENA 2D und INCA2 für C20/25

Nr.	d [mm]	a/d [-]	ρ_1 [%]	ATENA				INCA				M_{zug} [kNm]
				$\epsilon_{c,oben}$ [-]	$\sigma_{c,oben}$ [MPa]	$\epsilon_{c,unten}$ [-]	$\sigma_{c,unten}$ [MPa]	$\epsilon_{c,oben}$ [-]	$\sigma_{c,oben}$ [MPa]	$\epsilon_{c,unten}$ [-]	$\sigma_{c,unten}$ [MPa]	
5	0,6	2	0,56	-8,36E-04	-20,25	2,70E-03	0,31	-6,32E-04	-16,27	2,01E-03	0,00	211,2
6	0,6	3	0,87	-1,00E-03	-23,57	1,83E-03	0,45	-8,48E-04	-20,01	2,08E-03	0,00	325,6
7	0,6	4	1,18	-1,05E-03	-23,32	2,95E-04	1,64	-9,92E-04	-22,07	2,01E-03	0,00	413,5
8	0,6	6	1,77	-1,37E-03	-27,75	2,69E-04	1,66	-1,30E-03	-25,34	1,98E-03	0,00	583,3
9	1,2	2	0,44	-9,38E-04	-22,87	2,82E-03	0,29	-4,93E-04	-15,63	1,78E-03	0,00	652,5
10	1,2	3	0,70	-8,86E-04	-21,60	2,17E-03	0,39	-6,31E-04	-16,25	1,66E-03	0,00	918,7
11	1,2	4	0,98	-9,74E-04	-23,12	1,63E-03	0,51	-7,47E-04	-18,37	1,61E-03	0,00	1214,0
12	1,2	6	1,41	-1,18E-03	-25,84	2,48E-03	0,34	-1,05E-03	-22,83	1,80E-03	0,00	1846,0
13	0,3	2	0,52	-7,39E-04	-18,63	4,01E-03	0,13	-1,11E-03	-23,47	5,453E-03	0,00	66,10
14	0,3	3	0,78	1,06E-03	-24,53	2,26E-03	0,37	-3,50E-03	-17,09	1,761E-02	0,00	99,83
15	0,3	4	1,09	-1,45E-03	-28,07	2,12E-03	0,37	-3,50E-03	-17,09	1,18E-02	0,00	134,8
16	0,3	6	1,65	-1,51E-03	-27,77	3,98E-03	0,14	-1,70E-03	-27,59	2,83E-03	0,00	172,8
17	0,6	2	0,39	-8,77E-04	-21,55	2,32E-03	0,36	-8,52E-04	-20,07	4,37E-03	0,00	198,9
18	0,6	3	0,61	-8,80E-04	-21,51	1,80E-03	0,46	-7,41E-04	-18,267	2,27E-03	0,00	253,7
19	0,6	4	0,83	-9,63E-04	-22,95	3,01E-04	1,49	-9,29E-04	-21,19	2,35E-03	0,00	345,9
20	0,6	6	1,24	-1,16E-03	-25,75	3,03E-04	1,48	-1,16E-03	-24,05	2,2533	0,00	479,0

Tabelle A.4: Vergleich der Betonranddehnungen und -spannungen mit ATENA 2D und INCA2 für C20/25

Nr.	d [mm]	a/d [-]	ρ_1 [%]	ATENA				INCA				M_{zug} [kNm]
				$\varepsilon_{c,oben}$ [-]	$\sigma_{c,oben}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,unten}$ [-]	$\sigma_{c,unten}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,oben}$ [-]	$\sigma_{c,oben}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,unten}$ [-]	$\sigma_{c,unten}$ [MPa]	
21	1,2	2	0,31	-8,21E-04	-20,17	1,16E-03	0,70	-5,03E-04	-13,65	2,20E-03	0,00	536,7
22	1,2	3	0,49	-1,02E-03	-23,79	2,19E-03	0,38	-6,94E-04	-17,45	2,34E-03	0,00	879,3
23	1,2	4	0,69	-1,06E-03	-24,42	3,27E-04	1,62	-7,57E-04	-18,54	2,06E-03	0,00	1080,0
24	1,2	6	0,99	-1,25E-03	-26,49	3,10E-03	0,26	-1,10E-03	-23,34	2,35E-03	0,00	1695,0

Tabelle A.5: Vergleich der Betonranddehnungen und -spannungen mit ATENA 2D und INCA2 für C30/37

Nr.	d [mm]	a/d [-]	ρ_1 [%]	ATENA				INCA				M_{Zug} [kNm]
				$\varepsilon_{c,\text{oben}}$ [-]	$\sigma_{c,\text{oben}}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,\text{unten}}$ [-]	$\sigma_{c,\text{unten}}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,\text{oben}}$ [-]	$\sigma_{c,\text{oben}}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,\text{unten}}$ [-]	$\sigma_{c,\text{unten}}$ [MPa]	
25	0,3	2	0,86	-7,094E-04	-20,79	2,738E-04	1,52	-7,053E-04	-21,05	2,052E-03	0,00	75,3
26	0,3	3	1,34	-1,038E-03	-28,44	1,802E-03	0,57	-1,104E-03	-29,15	2,494E-03	0,00	132,9
27	0,3	4	1,75	-1,238E-03	-32,11	1,692E-03	0,60	-1,298E-03	-32,11	2,469E-03	0,00	166,0
28	0,3	6	2,95	-1,656E-03	-37,33	1,519E-03	0,66	-1,735E-03	-36,57	2,304E-03	0,00	241,8
29	0,6	2	0,70	-6,701E-04	-19,90	2,188E-03	0,36	-6,277E-04	-19,15	1,874E+00	0,00	249,4
30	0,6	3	1,05	-9,465E-04	-26,47	1,985E-03	0,52	-8,565E-04	-24,42	2,063E-03	0,00	388,7
31	0,6	4	1,40	-1,047E-03	-28,56	1,583E-03	0,64	-9,699E-04	-26,71	1,956E-03	0,00	480,5
32	0,6	6	2,26	-1,702E-03	-37,14	1,396E-03	0,31	-1,354E-03	-32,85	1,983E-03	0,00	743,8
33	1,2	2	0,52	-9,46E-04	-26,57	2,63E-03	0,3933	-5,90E-04	-18,19	2,02E-03	0,00	840,3
34	1,2	3	0,89	-8,67E-04	-24,71	2,10E-03	0,4984	-6,33E-04	-19,28	1,54E-03	0,02	1103,0
35	1,2	4	1,18	-8,96E-04	-25,33	1,91E-03	0,5441	-7,51E-04	-22,10	1,58E-03	0,00	1437,0
36	1,2	6	1,77	-1,23E-03	-31,82	2,33E-03	0,4485	-1,05E-03	-28,22	1,74E-03	0,00	2231,0
37	0,3	2	0,60	-8,82E-04	-25,03	9,79E-04	0,82	-1,72E-03	-36,46	1,260E-02	0,00	78,2
38	0,3	3	0,94	-8,44E-04	-24,21	3,50E-04	1,86	-9,36E-04	-26,04	2,637E-03	0,00	101,5
39	0,3	4	1,22	-1,84E-03	-37,29	1,95E-03	0,46	-3,41E-03	-37,47	1,50E-02	0,00	154,1
40	0,3	6	2,07	-1,56E-03	-36,38	1,84E-03	0,56	-1,64E-03	-35,86	2,73E-03	0,00	210,2

Tabelle A.5: Vergleich der Betonranddehnungen und -spannungen mit ATENA 2D und INCA2 für C30/37

Nr.	d [mm]	a/d [-]	ρ_1 [%]	ATENA				INCA				M_{zug} [kNm]
				$\epsilon_{c,oben}$ [-]	$\sigma_{c,oben}$ [MPa]	$\epsilon_{c,unten}$ [-]	$\sigma_{c,unten}$ [MPa]	$\epsilon_{c,oben}$ [-]	$\sigma_{c,oben}$ [MPa]	$\epsilon_{c,unten}$ [-]	$\sigma_{c,unten}$ [MPa]	
41	0,6	2	0,49	-7,37E-04	-21,82	3,42E-04	1,98	-5,77E-04	-17,85	2,26E-03	0,00	203,9
42	0,6	3	0,73	-7,63E-04	-22,20	1,65E-03	0,62	-7,01E-04	-20,96	2,17E-03	0,00	286,7
43	0,6	4	0,98	-1,05E-03	-28,60	1,94E-04	1,16	-9,64E-04	-26,59	2,46E-03	0,00	424,9
44	0,6	6	1,58	-1,35E-03	-33,76	3,36E-03	0,26	-1,24E-03	-31,26	2,32E-03	0,00	621,6
45	1,2	2	0,37	-8,50E-04	-24,40	2,87E-03	0,35	-5,47E-04	-17,05	2,36E-03	0,00	681,5
46	1,2	3	0,62	-8,31E-04	-23,87	2,61E-03	0,40	-6,50E-04	-19,70	2,04E-03	0,00	987,2
47	1,2	4	0,82	-1,11E-03	-29,88	2,83E-03	0,36	-8,44E-04	-24,16	2,27E-03	0,00	1410,0
48	1,2	6	1,24	-1,25E-03	-32,24	2,85E-03	0,35	-1,05E-03	-28,15	2,18E-03	0,00	1976,0

Berechnung der Druckzonenhöhe und die Höhe des gerissenen Bereiches mit INCA2

Nachfolgend sind tabellarisch angeführt:

$\epsilon_{c,o}$	[-]	Betonstauchung am oberen Rand
$\sigma_{c,o}$	[MPa]	Betonspannung am oberen Rand
$\epsilon_{c,u}$	[-]	Betondehnung am unteren Rand
$\sigma_{c,u}$	[MPa]	Betonspannung am unteren Rand
M_{zug}	[kNm]	zugehörige Moment zur Dehnungsebene
x	[m]	Druckzonenhöhe
ζ	[m]	Höhe des gerissenen Bereiches

Tabelle A.6: Berechnung der Druckzonenhöhe und Höhe des gerissenen Bereichs mit INCA2 für C20/25

Nr.	Stelle $x = a/2$							Stelle $x = a$						
	$\epsilon_{c,o}$ [-]	$\sigma_{c,o}$ [MPa]	$\epsilon_{c,u}$ [-]	$\sigma_{c,u}$ [MPa]	M_{zug} [kNm]	x [m]	ζ [m]	$\epsilon_{c,o}$ [-]	$\sigma_{c,o}$ [MPa]	$\epsilon_{c,u}$ [-]	$\sigma_{c,u}$ [MPa]	M_{zug} [kNm]	x [m]	ζ [m]
1	-3,28E-04	-9,25	6,42E-04	1,13	36,2	0,115	0,198	-8,00E-04	-18,97	2,299E-03	0,00	72,3	0,088	0,244
2	-4,68E-04	-12,54	9,221E-04	0,70	53,1	0,114	0,207	-1,06E-03	-22,69	2,389E-03	0,00	106,1	0,105	0,228
3	-5,95E-04	-15,25	1,04E-03	0,54	72,8	0,124	0,201	-1,38E-03	-25,84	2,46E-03	0,00	145,6	0,122	0,211
4	-7,11E-04	-17,44	1,00E-03	0,59	96,6	0,141	0,184	-1,75E-03	-27,70	2,32E-03	0,00	193,1	0,146	0,187
5	-2,33E-04	-6,79	3,72E-04	1,60	105,6	0,247	0,312	-6,43E-04	-16,16	2,02E-03	0,00	211,2	0,155	0,467

Tabelle A.6: Berechnung der Druckzonenhöhe und Höhe des gerissenen Bereichs mit INCA2 für C20/25

Nr.	Stelle $x = a/2$							Stelle $x = a$						
	$\epsilon_{c,o}$ [-]	$\sigma_{c,o}$ [MPa]	$\epsilon_{c,u}$ [-]	$\sigma_{c,u}$ [MPa]	M_{zug} [kNm]	x [m]	ζ [m]	$\epsilon_{c,o}$ [-]	$\sigma_{c,o}$ [MPa]	$\epsilon_{c,u}$ [-]	$\sigma_{c,u}$ [MPa]	M_{zug} [kNm]	x [m]	ζ [m]
6	-3,81E-04	-10,54	7,22E-04	0,96	162,8	0,221	0,375	-8,61E-04	-19,93	2,08E-03	0,00	325,6	0,187	0,436
7	-4,49E-04	-12,13	7,85E-04	0,87	206,8	0,233	0,367	-1,01E-03	-22,02	2,01E-03	0,00	413,5	0,214	0,410
8	-5,73E-04	-14,78	8,48E-04	0,77	291,7	0,258	0,348	-1,32E-03	-25,33	1,98E-03	0,00	583,3	0,255	0,370
9	-1,65E-04	-4,90	2,10E-04	1,93	326,3	0,545	0,441	-5,20E-04	-13,68	1,74E-03	0,00	652,5	0,285	0,913
10	-2,60E-04	-7,50	4,14E-04	1,50	459,4	0,479	0,621	-6,42E-04	-16,15	1,66E-03	0,00	918,7	0,345	0,854
11	-3,35E-04	-9,41	5,43E-04	1,26	607,0	0,473	0,659	-7,60E-04	-18,28	1,62E-03	0,00	1214,0	0,397	0,804
12	-4,79E-04	-12,79	7,40E-04	0,92	923,0	0,487	0,675	-1,07E-03	-22,80	1,81E-03	0,00	1846,0	0,461	0,746
13	-3,55E-04	-9,91	8,72E-04	0,76	33,1	0,0984	0,220	-1,13E-03	-23,49	5,521E-03	0,00	66,10	0,058	0,278
14	-5,17E-04	-13,61	1,310E-03	0,23	49,9	0,096	0,230	-3,50E-03	-15,85	1,743E-02	0,00	99,8	0,057	0,282
15	-6,32E-04	-15,96	1,39E-03	0,15	67,4	0,106	0,221	-3,50E-03	-15,85	1,16E-02	0,00	134,8	0,079	0,260
16	-7,13E-04	-17,47	1,25E-03	0,30	86,4	0,124	0,203	-1,72E-03	-27,61	2,83E-03	0,00	172,8	0,128	0,206
17	-2,43E-04	-7,05	4,36E-04	1,47	99,5	0,229	0,339	-8,71E-04	-20,07	4,44E-03	0,00	198,9	0,105	0,526
18	-3,16E-04	-8,95	6,23E-04	1,13	126,9	0,215	0,372	-7,53E-04	-18,17	2,27E-03	0,00	253,7	0,159	0,464
19	-4,24E-04	-11,54	8,75E-04	0,73	173,0	0,209	0,394	-9,42E-04	-21,12	2,36E-03	0,00	345,9	0,183	0,442
20	-5,24E-04	-13,78	9,37E-04	0,65	239,5	0,230	0,377	-1,18E-03	-24,04	2,26E-03	0,00	479,0	0,220	0,406
21	-1,23E-04	-3,72	1,37E-04	2,09	268,4	0,587	0,288	-5,12E-04	-13,52	2,20E-03	0,00	536,7	0,234	0,971

Tabelle A.6: Berechnung der Druckzonenhöhe und Höhe des gerissenen Bereichs mit INCA2 für C20/25

Nr.	Stelle $x = a/2$							Stelle $x = a$						
	$\varepsilon_{c,0}$ [-]	$\sigma_{c,0}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,u}$ [-]	$\sigma_{c,u}$ [MPa]	M_{zug} [kNm]	x [m]	ζ [m]	$\varepsilon_{c,0}$ [-]	$\sigma_{c,0}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,u}$ [-]	$\sigma_{c,u}$ [MPa]	M_{zug} [kNm]	x [m]	ζ [m]
22	-2,89E-04	-8,28	5,65E-04	1,22	439,7	0,420	0,709	-7,05E-04	-17,34	2,35E-03	0,00	879,3	0,287	0,922
23	-3,37E-04	-9,46	6,43E-04	1,08	540,0	0,426	0,717	-7,70E-04	-18,45	2,06E-03	0,00	1080,0	0,337	0,870
24	-5,03E-04	-13,33	9,69E-04	0,58	847,5	0,424	0,752	-1,11E-03	-23,30	2,35E-03	0,00	1695,0	0,398	0,814

Tabelle A.7: Berechnung der Druckzonenhöhe und Höhe des gerissenen Bereichs mit INCA2 für C30/37

Nr.	Stelle $x = a/2$							Stelle $x = a$						
	$\varepsilon_{c,o}$ [-]	$\sigma_{c,o}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,u}$ [-]	$\sigma_{c,u}$ [MPa]	M_{zug} [kNm]	x [m]	ζ [m]	$\varepsilon_{c,o}$ [-]	$\sigma_{c,o}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,u}$ [-]	$\sigma_{c,u}$ [MPa]	M_{zug} [kNm]	x [m]	ζ [m]
25	-2,48E-04	-8,42	3,70E-04	2,16	37,6	0,136	0,155	-1,13E-03	-23,49	5,521E-03	0,00	75,3	0,058	0,278
26	-4,95E-04	-15,75	9,62E-04	0,85	66,5	0,116	0,204	-1,10E-03	-29,16	2,493E-03	0,00	132,9	0,104	0,227
27	-5,79E-04	-17,97	1,02E-03	0,74	83,0	0,123	0,199	-1,30E-03	-32,12	2,47E-03	0,00	166,0	0,117	0,215
28	-7,37E-04	-21,83	1,01E-03	0,78	120,9	0,144	0,179	-1,73E-03	-36,56	2,30E-03	0,00	241,8	0,146	0,187
29	-2,14E-04	-7,32	2,90E-04	2,35	124,7	0,271	0,257	-6,26E-04	-19,17	1,87E-03	0,00	249,4	0,160	0,457
30	-3,78E-04	-12,39	6,73E-04	1,39	194,4	0,230	0,356	-8,55E-04	-24,44	2,06E-03	0,00	388,7	0,187	0,433
31	-4,37E-04	-14,11	7,30E-04	1,27	240,3	0,240	0,352	-9,68E-04	-26,72	1,96E-03	0,00	480,5	0,212	0,409
32	-6,03E-04	-18,60	8,50E-04	1,03	371,9	0,266	0,336	-1,35E-03	-32,85	1,98E-03	0,00	743,8	0,259	0,364
33	1,81E-04	-6,27	2,28E-04	2,51	420,2	0,549	0,425	-5,88E-04	-18,21	2,02E-03	0,00	840,3	0,280	0,919
34	-2,50E-04	-8,48	3,53E-04	2,16	551,5	0,514	0,545	-6,32E-04	-19,30	1,54E-03	0,00	1103,0	0,360	-0,830
35	3,29E-04	-10,93	4,98E-04	1,78	718,5	0,493	0,615	-7,50E-04	-22,12	1,58E-03	0,00	1437,0	0,400	0,794
36	-4,79E-04	-15,29	7,00E-04	1,31	1115,5	0,504	0,644	-1,05E-03	-28,23	1,74E-03	0,00	2231,0	0,467	0,734
37	-3,37E-04	-11,16	7,31E-04	1,30	39,1	0,107	0,205	-1,72E-03	-36,46	1,259E-02	0,00	78,2	0,041	0,297
38	-4,13E-04	-13,35	8,667E-04	1,03	50,8	0,110	0,207	-9,34E-04	-26,06	2,636E-03	0,00	101,5	0,089	0,243
39	-6,20E-04	-19,00	1,39E-03	0,20	77,1	0,105	0,220	-3,50E-03	-24,83	1,47E-02	0,00	154,1	0,065	0,273
40	-7,14E-04	-21,30	1,20E-03	0,46	105,1	0,127	0,198	-1,64E-03	-35,85	2,73E-03	0,00	210,2	0,127	0,206

Tabelle A.7: Berechnung der Druckzonenhöhe und Höhe des gerissenen Bereichs mit INCA2 für C30/37

Nr.	Stelle $x = a/2$							Stelle $x = a$						
	$\varepsilon_{c,o}$ [-]	$\sigma_{c,o}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,u}$ [-]	$\sigma_{c,u}$ [MPa]	M_{zug} [kNm]	x [m]	ζ [m]	$\varepsilon_{c,o}$ [-]	$\sigma_{c,o}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,u}$ [-]	$\sigma_{c,u}$ [MPa]	M_{zug} [kNm]	x [m]	ζ [m]
41	-1,59E-04	-5,51	1,87E-04	2,64	102,0	0,294	0,183	-5,86E-04	-18,15	2,20E-03	0,00	203,9	0,135	0,485
42	-2,74E-04	-9,25	4,45E-04	1,93	143,4	0,244	0,318	-7,10E-04	-21,20	2,11E-03	0,00	286,7	0,161	0,459
43	-4,41E-04	-14,21	8,93E-04	0,94	212,5	0,211	0,386	-9,66E-04	-26,69	2,45E-03	0,00	424,9	0,181	0,442
44	-5,63E-04	-17,55	9,62E-04	0,81	310,8	0,236	0,367	-1,24E-03	-31,34	2,30E-03	0,00	621,6	0,224	0,400
45	-1,33E-04	-4,66	1,46E-04	2,75	340,8	0,592	0,258	-5,45E-04	-17,07	2,36E-03	0,00	681,5	0,233	0,970
46	-2,36E-04	-8,02	3,48E-04	2,17	493,6	0,500	0,553	-6,49E-04	-19,72	2,04E-03	0,00	987,2	0,300	0,900
47	-3,78E-04	-12,41	7,34E-04	1,23	705,0	0,422	0,720	-8,42E-04	-24,18	2,27E-03	0,00	1410,0	0,336	0,869
48	-4,81E-04	-15,34	8,58E-04	0,98	988,0	0,445	0,713	-1,05E-03	-28,15	2,18E-03	0,00	1976,0	0,402	0,804

A.2 Last-Verformungsdiagramme bei gleicher Trägerhöhe

Durch die Variation der Betonklasse, der Trägerhöhe, des Bewehrungsgrades und der Schubschlankheit ergaben sich die Last-Verformungskurven laut Abb. A.1, Abb. A.2 und Abb. A.3. Beim Betrachten der Abbildungen ist zu erwähnen, dass jede Trägerhöhe eine eigene Skalierung aufweist, damit die Versagenslast und die dazugehörige Dehnung erkennbar ist. Jedoch ist ersichtlich, dass alle Kurven einen sehr ähnlichen Verlauf besitzen. Es ist erkennbar, dass bei einer höheren Schubschlankheit ein plötzliches Versagen nach Erreichen der Schrägrisslast auftritt. Bei niedrigeren Schubschlankheiten hingegen ist festzustellen, dass nach einem Abfall der Traglast ein erneutes Ansteigen dieser stattfindet und es somit zu einer Umlagerung der Kräfte im System kommt.

Durch die Reduzierung des Bewehrungsgrades ρ um 30% nimmt die maximale aufnehmbare Querkraft ab. Die Druckfestigkeit bzw. die Betonsorte hat auch einen merklichen Einfluß auf die maximale Traglast. Sie wird durch eine höhere Betonklasse gesteigert. Außerdem ist ersichtlich, dass Träger mit einer höheren Schubschlankheit weniger steif sind als jene mit einer geringern, da die Länge des Trägers mit einer höheren Potenz einfließt als die Höhe.

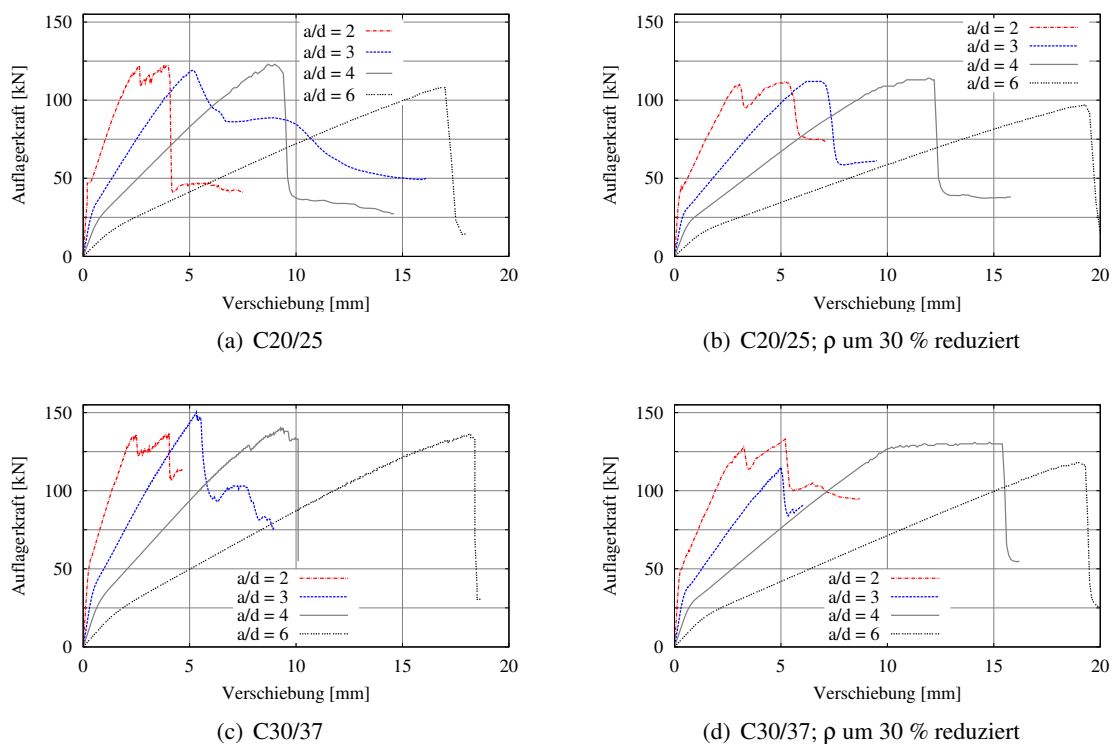


Abbildung A.1: Last-Verformungskurven bei einer Trägerhöhe von 0,34 m und unterschiedlichen Schubschlankheiten

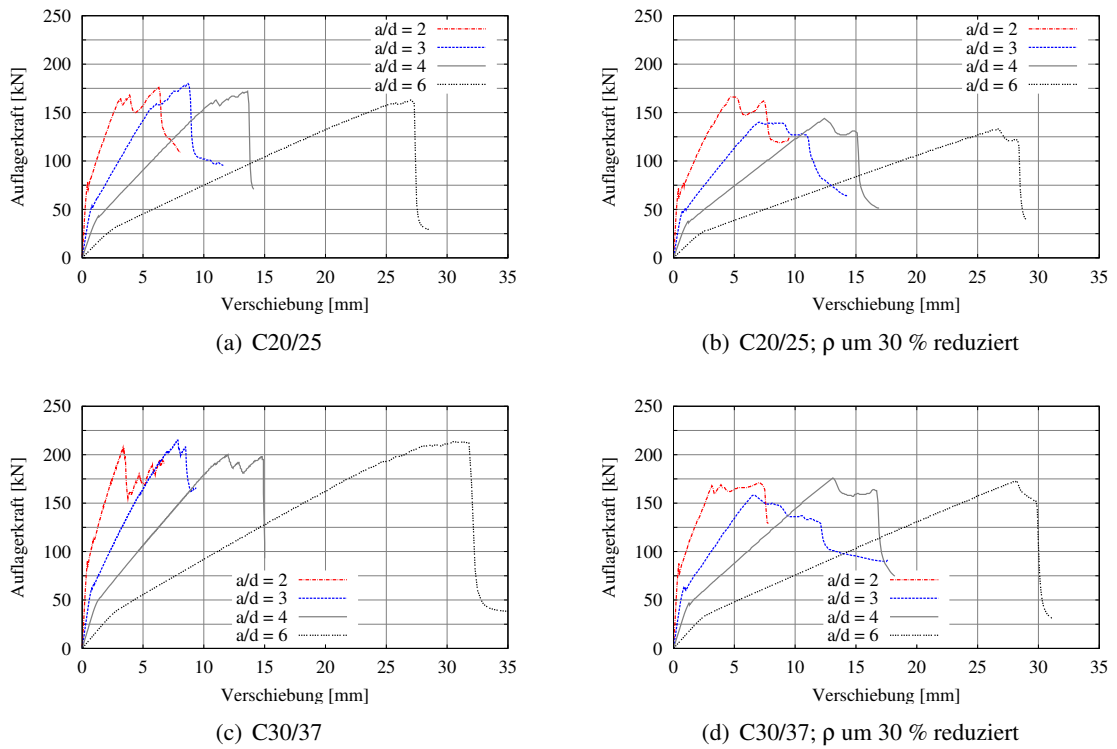


Abbildung A.2: Last-Verformungskurven bei einer Trägerhöhe von 0,64 m und unterschiedlichen Schubschlankheiten

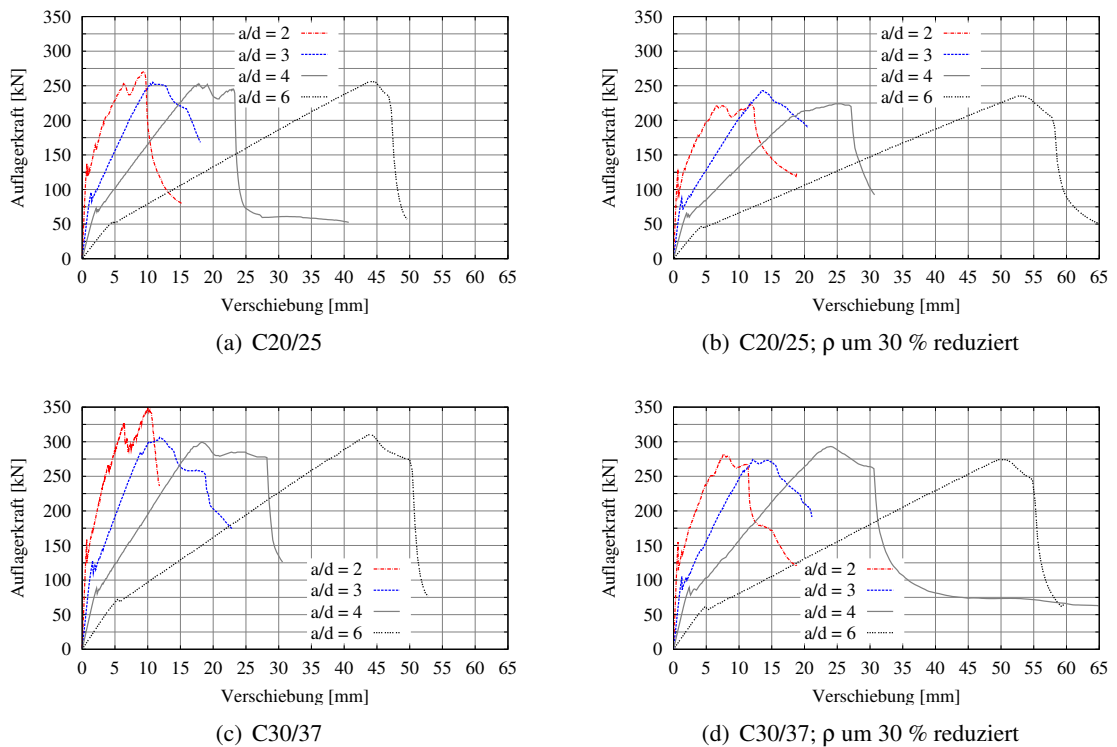


Abbildung A.3: Last-Verformungskurven bei einer Trägerhöhe von 1,24 m und unterschiedlichen Schubschlankheiten

A.3 Last-Verformungsdiagramme bei gleicher Schubschlankheit

Um einen Vergleich verschiedener Trägerhöhen mit gleicher Schubschlankheit zu ermöglichen, wurde die maximale erreichte Traglast als 100% angenommen, siehe Abb. A.4, Abb. A.5, Abb. A.6 und Abb. A.7. Auch hier ist erkennbar, dass die Kurven mit gleicher Schubschlankheit einen annähernd ähnlichen Verlauf aufweisen. Die Länge des Trägers wird durch die Trägerhöhe beeinflusst, da sich diese über das Verhältnis der Schubschlankheit berechnet. Wie schon vorher thematisiert, hat die Länge einen Einfluß auf das Steifigkeitsverhalten und somit auf die Durchbiegung des Bauteils. Wie bereits in Abs. 4.5 erwähnt, nimmt die Steifigkeit des Trägers, je nach Schubschlankheit, ab Erreichen eines bestimmten Prozentsatzes der maximalen Traglast ab. Abb. A.4(a) bis Abb. A.4(d) zeigen, dass sich bei einer geringen Schlankheit bei Erreichen der Schrägrisslast die Last auf ca. 80% bis 90% der maximalen Belastung abfällt und danach erneut ansteigt und teilweise eine höhere Last erreicht als zuvor.

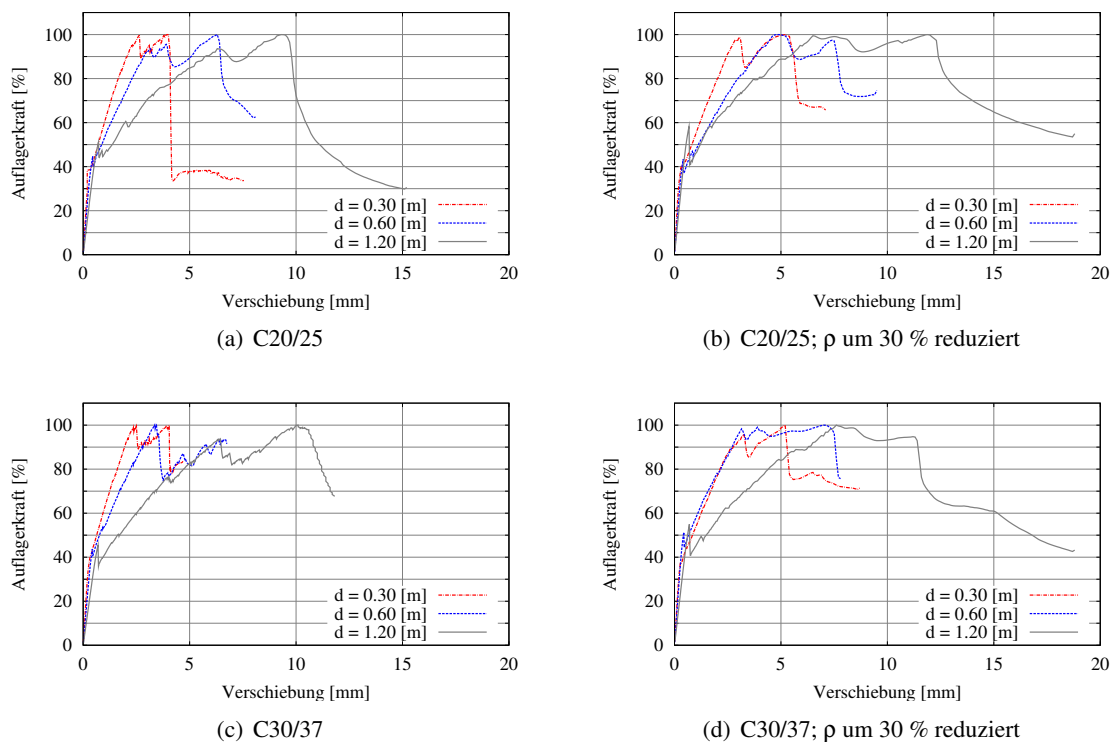


Abbildung A.4: Last-Verformungskurven bei einer Schubschlankheit von $a/d = 2$ und unterschiedlichen Trägerhöhe

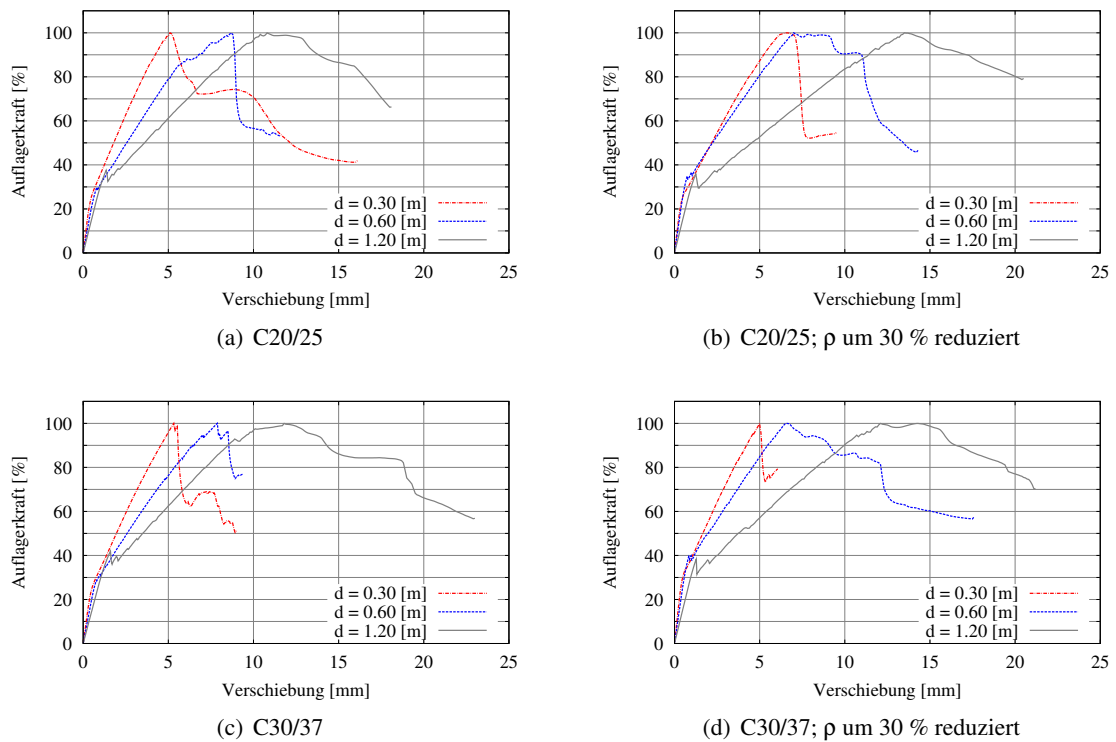


Abbildung A.5: Last-Verformungskurven bei einer Schubslankheit von $a/d = 3$ und unterschiedlichen Trägerhöhe

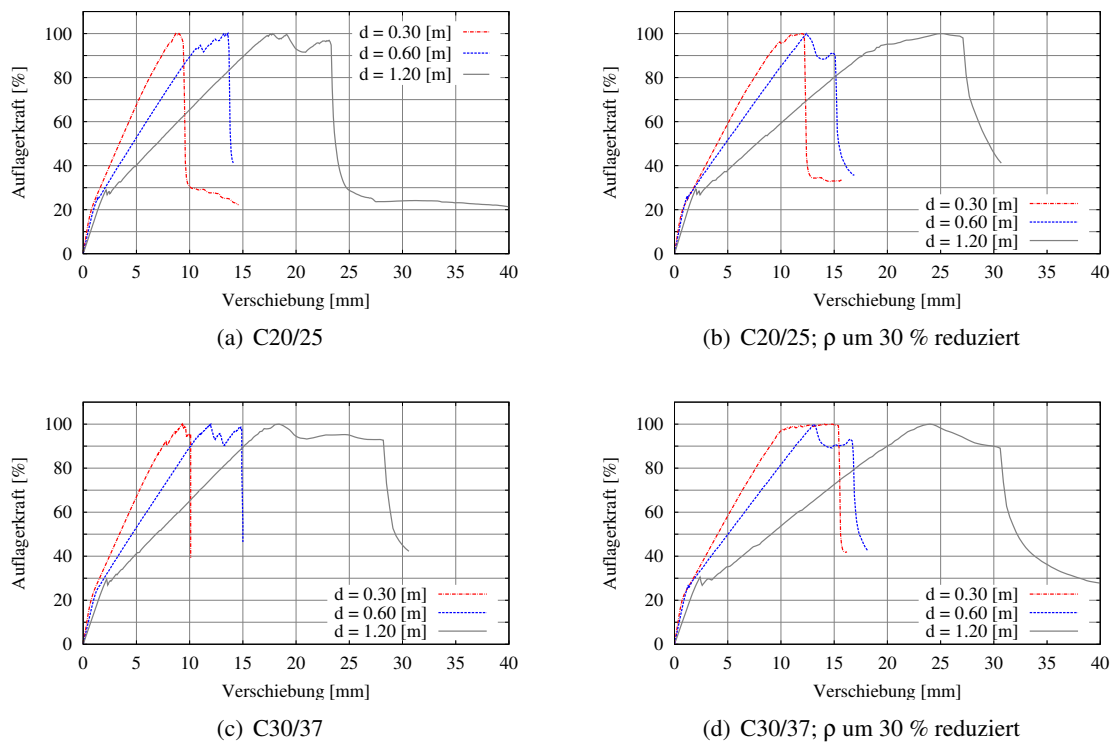


Abbildung A.6: Last-Verformungskurven bei einer Schubslankheit von $a/d = 4$ und unterschiedlichen Trägerhöhe

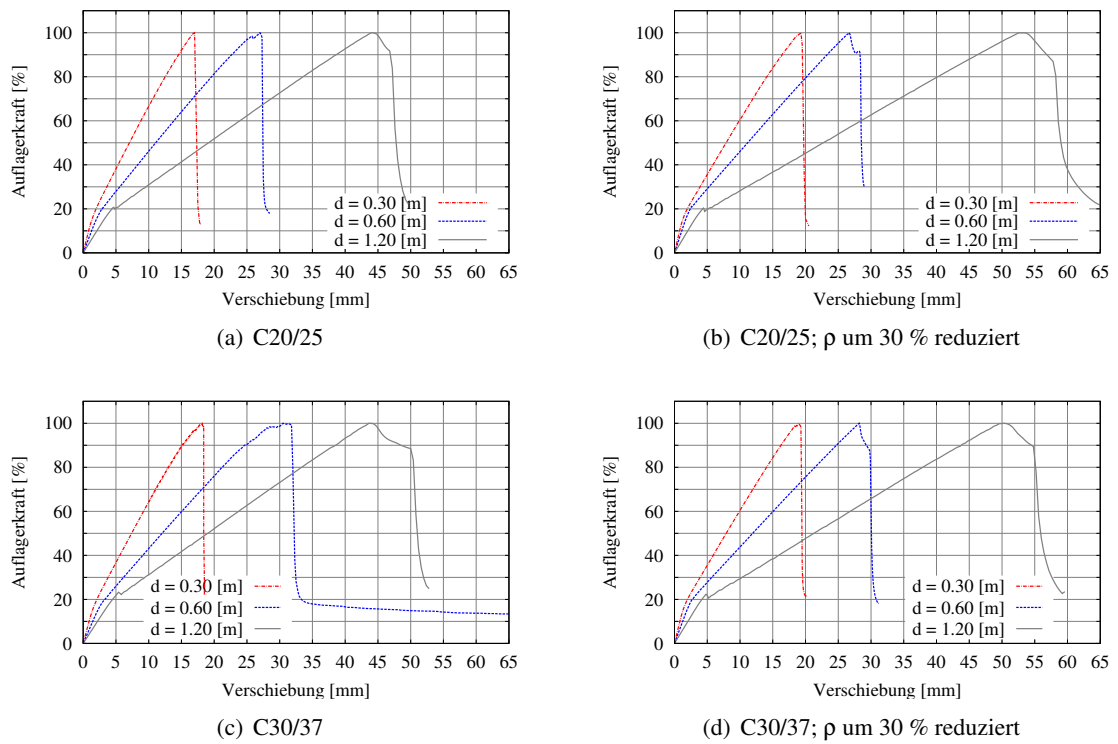
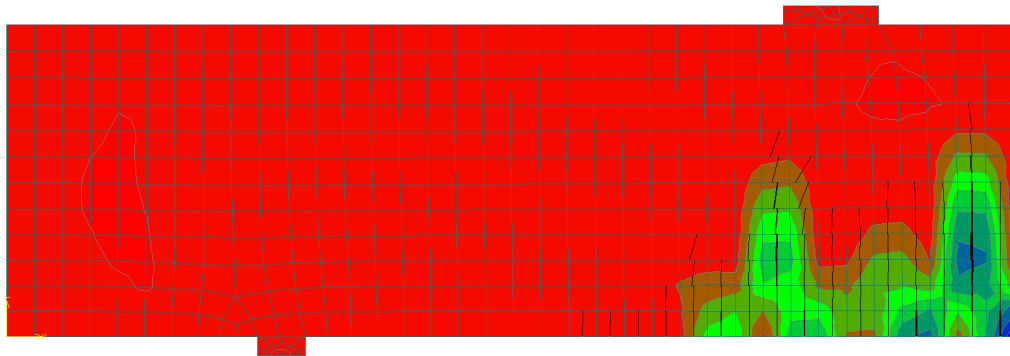


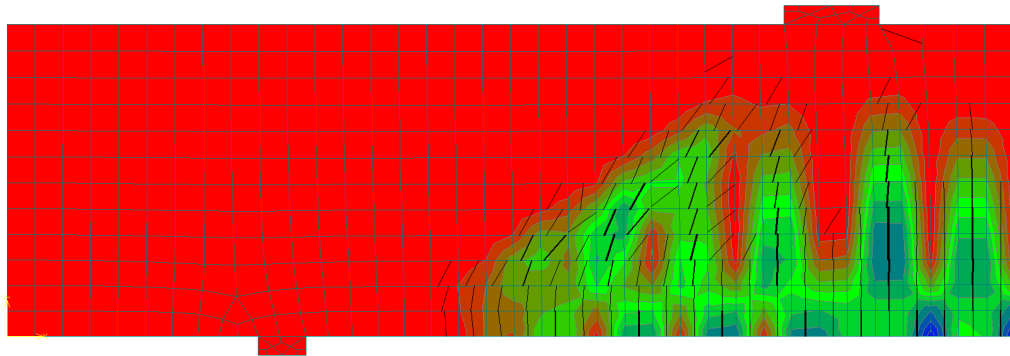
Abbildung A.7: Last-Verformungskurven bei einer Schubschlankheit von $a/d = 4$ und unterschiedlichen Trägerhöhe

A.4 Abbildungen

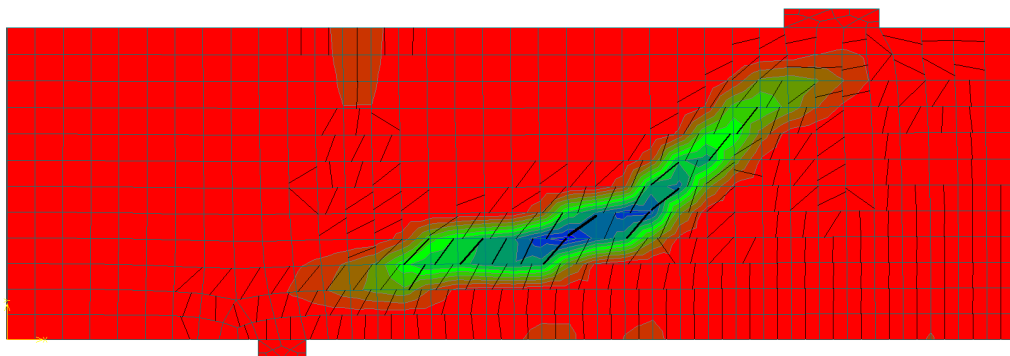
Einzellast



(a)



(b)

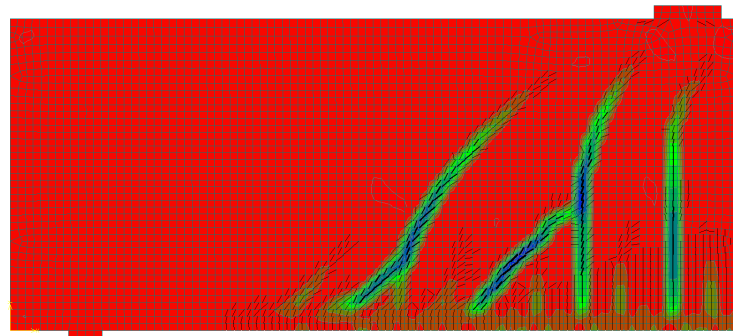


(c)

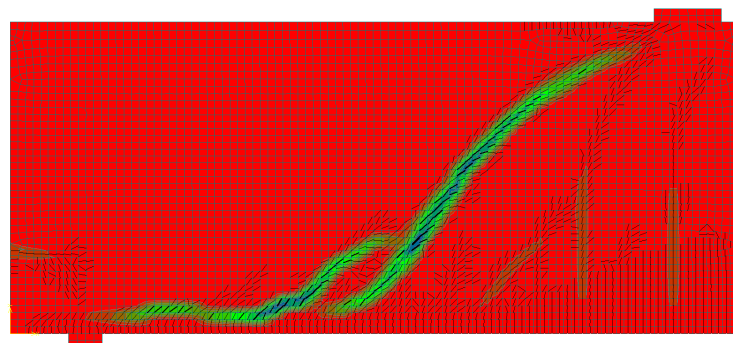
Abbildung A.8: Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 2$, bei niedriger Trägerhöhe



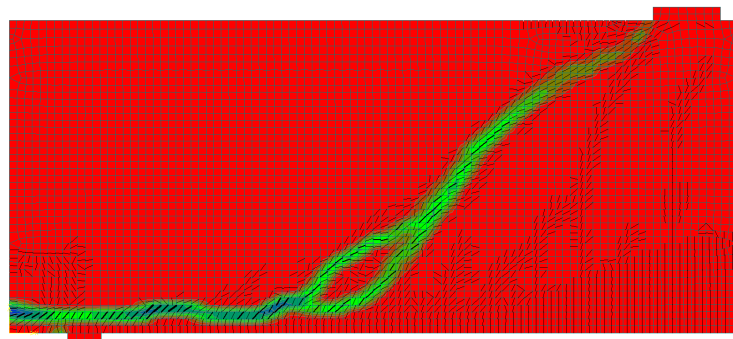
(a)



(b)

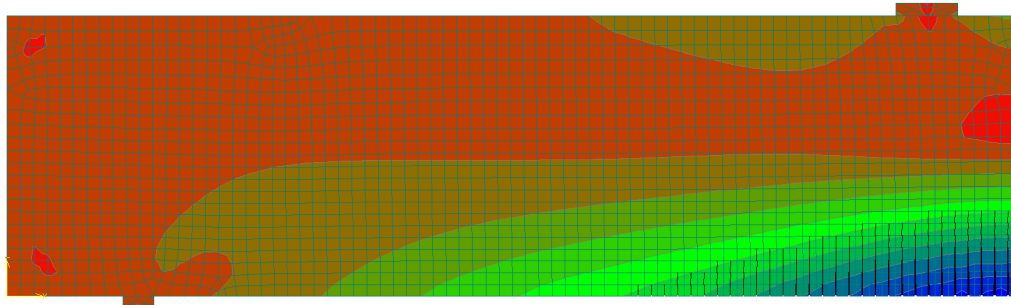


(c)

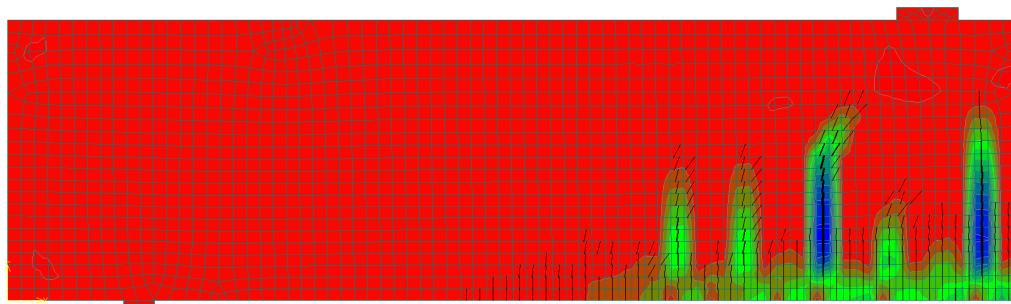


(d)

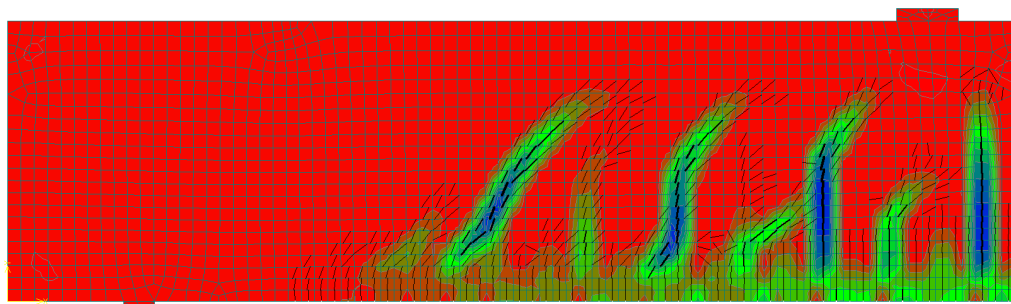
Abbildung A.9: Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 2$, bei großer Trägerhöhe



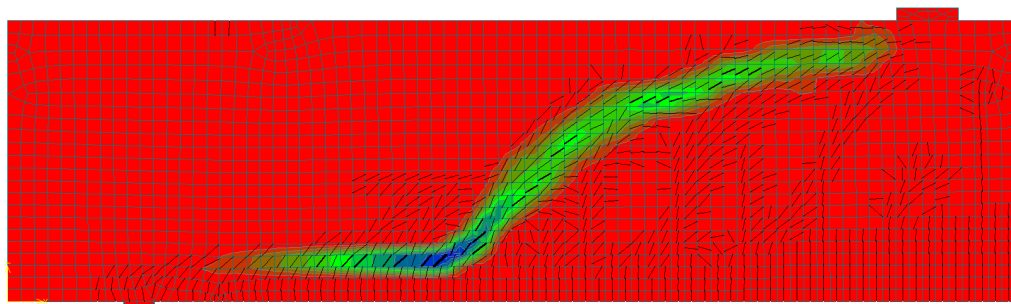
(a)



(b)

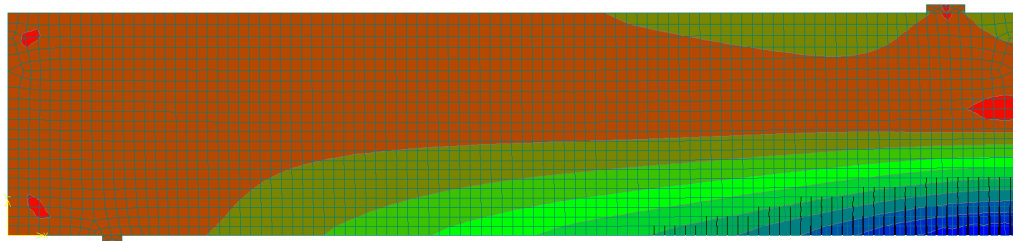


(c)

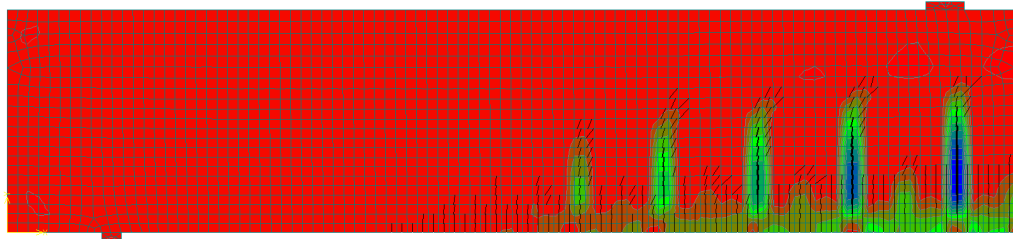


(d)

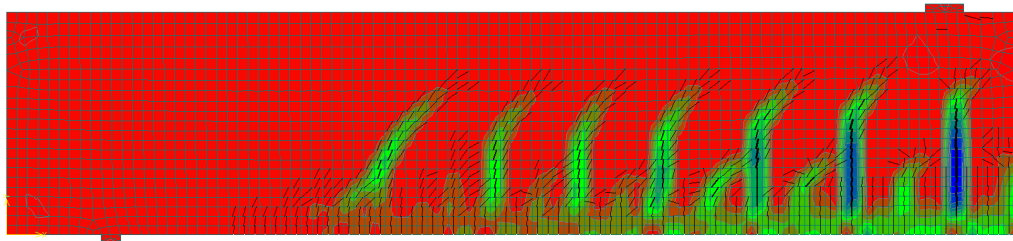
Abbildung A.10: Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 3$, bei mittlerer Trägerhöhe



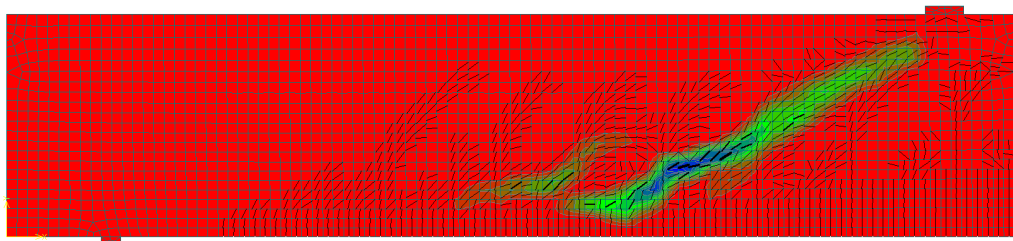
(a)



(b)

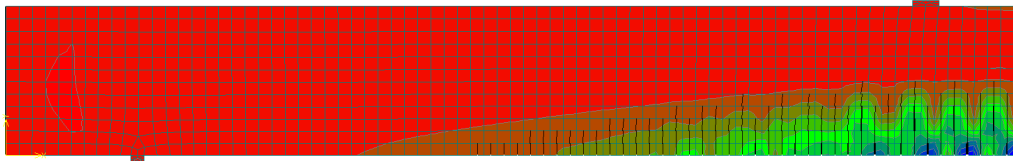


(c)

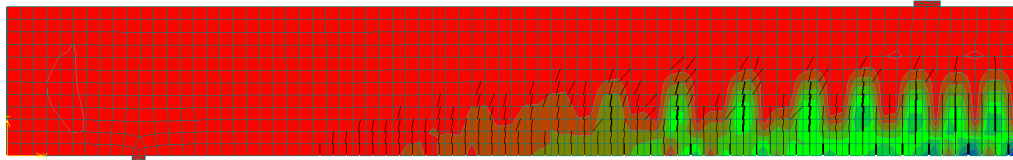


(d)

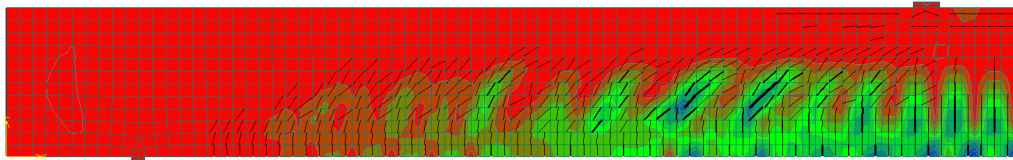
Abbildung A.11: Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 4$, bei mittlerer Trägerhöhe



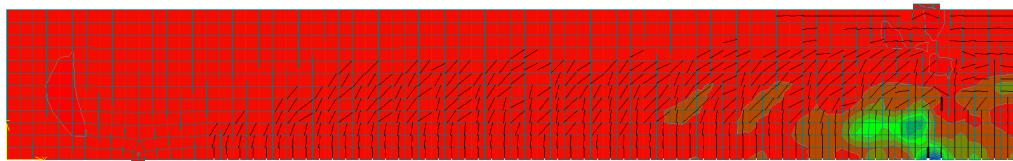
(a)



(b)

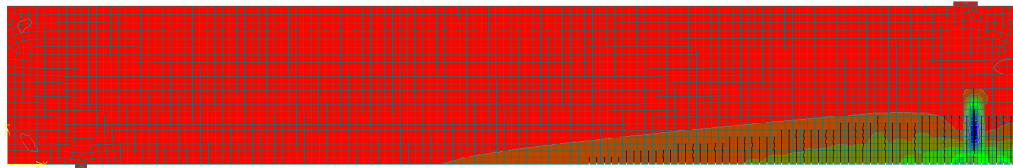


(c)

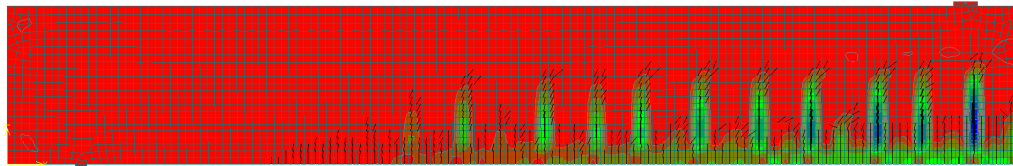


(d)

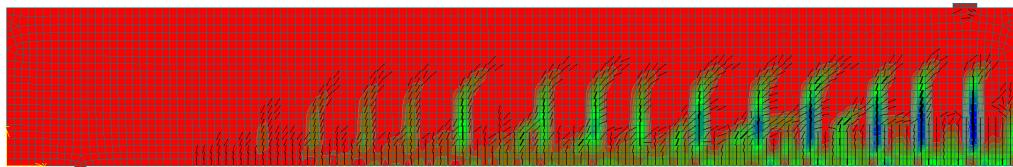
Abbildung A.12: Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 6$, bei niedriger Trägerhöhe



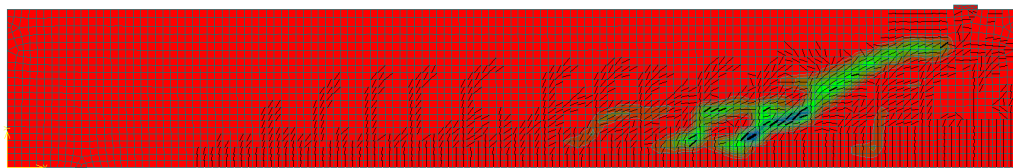
(a)



(b)



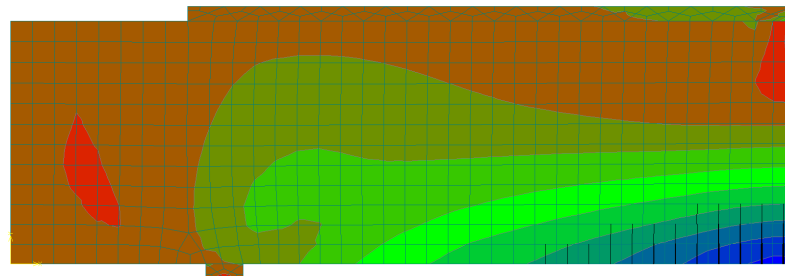
(c)



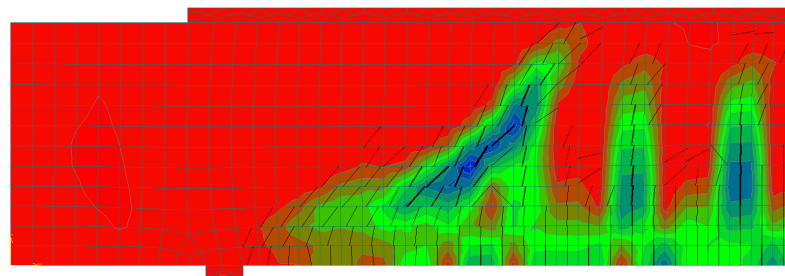
(d)

Abbildung A.13: Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 6$, bei mittlerer Trägerhöhe

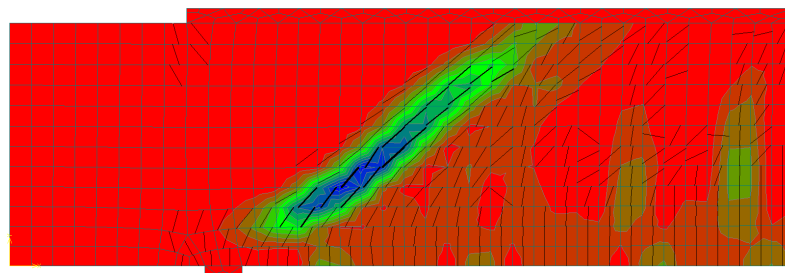
Gleichlast



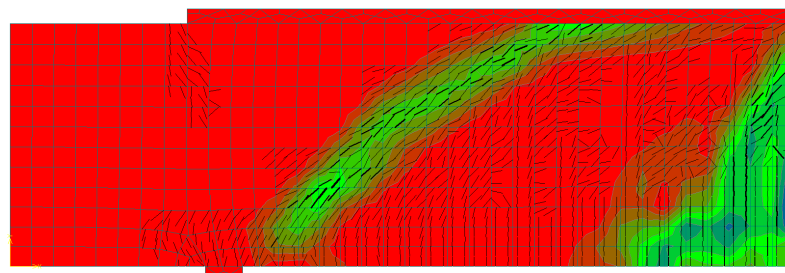
(a)



(b)

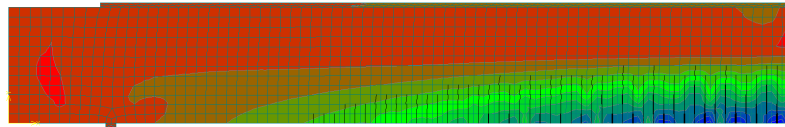


(c)

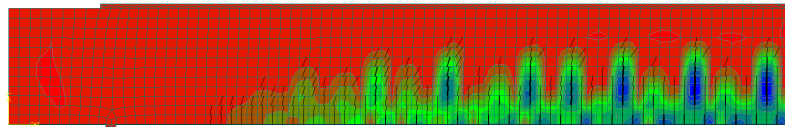


(d)

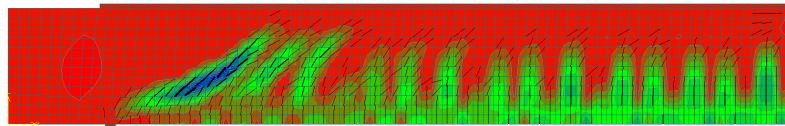
Abbildung A.14: Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 2$, bei niedriger Trägerhöhe



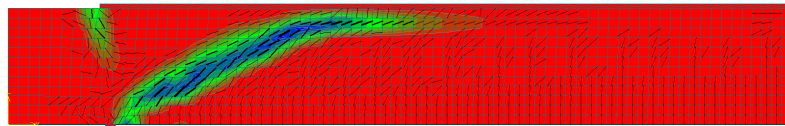
(a)



(b)



(c)



(d)

Abbildung A.15: Charakteristische Rissentwicklung und Hauptdehnungen ϵ_{\max} , $a/d = 6$, bei niedriger Trägerhöhe

B Datenbank von Biegeschubversuchen in Stahlbeton

B.1 Tabellen

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
Ahmad, Kahloo, Poveda: Shear Capacity of Reinforced HSC-Beams												
1	A1	60,8	37362	4,33	203,0	127	4,00	413,8	210000	3,93	57,8	57,8
2	A2	60,8	37362	4,33	203,0	127,0	3,00	413,8	210000	3,93	62,2	68,9
3	A3	60,8	37362	4,33	203,2	127,0	2,70	413,8	210000	3,93	62,3	68,9
4	A4	60,8	37362	4,33	203,2	127,0	2,30	413,8	210000	3,93	63,6	93,4
5	A5	60,8	37362	4,33	203,2	127,0	2,00	413,8	210000	3,93	75,6	166,8
6	A6	60,8	37362	4,33	203,2	127,0	1,00	413,8	210000	3,93	153,5	400,3
7	A7	60,8	37362	4,33	208,0	127,0	4,00	413,8	210000	1,77	37,8	46,7
8	A8	60,8	37362	4,33	208,0	127,0	3,00	413,8	210000	1,77	42,3	48,9
9	A9	60,8	37362	4,33	208,0	127,0	2,70	413,8	210000	1,77	48,9	80,1
10	A10	60,8	37362	4,33	208,0	127,0	2,30	413,8	210000	1,77	48,9	82,3
11	A11	60,8	37362	4,33	208,0	127,0	2,00	413,8	210000	1,77	53,4	55,6

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
12	A12	60,8	37362	4,33	208,0	127,0	1,00	413,8	210000	1,77	133,5	222,4
13	B1	67,0	38581	4,33	201,7	127,0	4,00	413,8	210000	5,05	51,26	51,2
14	B2	67,0	38581	4,33	201,7	127,0	3,00	413,8	210000	5,05	56,7	68,9
15	B3	67,0	38581	4,33	201,7	127,0	2,70	413,8	210000	5,05	62,3	100,1
16	B4	67,0	38581	4,33	201,7	127,0	2,30	413,8	210000	5,05	62,3	143,2
17	B5	67,0	38581	4,33	201,7	127,0	2,00	413,8	210000	5,05	77,9	106,8
18	B6	67,0	38581	4,33	201,7	127,0	1,00	413,8	210000	5,05	131,3	205,5
19	B7	67,0	38581	4,33	208,0	127,0	4,00	413,8	210000	2,25	44,5	44,6
20	B8	67,0	38581	4,33	208,0	127,0	3,00	413,8	210000	2,25	46,7	46,7
21	B9	67,0	38581	4,33	208,0	127,0	2,70	413,8	210000	2,25	46,7	80,1
22	B10	67,0	38581	4,33	208,0	127,0	2,30	413,8	210000	2,25	55,6	64,0
23	B11	67,0	38581	4,33	208,0	127,0	2,00	413,8	210000	2,25	62,3	122,3
24	B12	67,0	38581	4,33	208,0	127,0	1,00	413,8	210000	2,25	111,2	213,5
25	C1	64,3	38063	4,25	184,2	127,0	4,00	413,8	210000	6,62	53,4	54,3
26	C2	64,3	38063	4,25	184,2	127,0	3,00	413,8	210000	6,62	48,9	75,6
27	C3	64,3	38063	4,25	184,2	127,0	2,70	413,8	210000	6,62	40,0	69,0
28	C4	64,3	38063	4,25	184,2	127,0	2,30	413,8	210000	6,62	55,6	89,0

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
29	C5	64,3	38063	4,25	184,2	127,0	2,00	413,8	210000	6,62	66,7	246,9
30	C6	64,3	38063	4,25	184,2	127,0	1,00	413,8	210000	6,62	132,9	132,9
31	C7	64,3	38063	4,25	206,5	127,0	4,00	413,8	210000	3,28	35,6	45,4
32	C8	64,3	38063	4,25	206,5	127,0	3,00	413,8	210000	3,28	44,5	44,5
33	C9	64,3	38063	4,25	206,5	127,0	2,70	413,8	210000	3,28	44,5	45,4
34	C10	64,3	38063	4,25	206,5	127,0	2,30	413,8	210000	3,28	41,2	56,9
35	C11	64,3	38063	4,25	206,5	127,0	2,00	413,8	210000	3,28	64,5	106,8
36	C12	64,3	38063	4,25	206,5	127,0	1,00	413,8	210000	3,26	89,0	244,7
Helmut Aster, Rainer Koch: „Schubtragfähigkeit dicker Stahlbetonplatten“												
37	1	28,0	28836	2,58	250,0	1000,0	3,68	554,0	210000	0,45		171,0
38	2	28,1	28865	2,58	250,0	1000,0	3,68	554,0	210000	0,64	220,0	220,5
39	3	28,5	29010	2,61	250,0	1000,0	3,68	535,0	210000	0,91	225,0	230,0
40	4	36,3	31447	3,06	250,0	1000,0	3,68	535,0	210000	0,45		176,5
41	5	28,1	28865	2,58	250,0	1000,0	3,68	535,0	210000	0,64		242,0
42	6	28,1	28865	2,58	250,0	1000,0	3,68	535,0	210000	0,45		170,5
43	7	27,4	28631	2,54	500,0	1000,0	5,50	536,0	210000	0,63		291,5
44	8	31,4	29957	2,78	500,0	1000,0	5,50	536,0	210000	0,63		286,0

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
45	9	22,0	26633	2,20	500,0	1000,0	5,50	536,0	210000	0,63		259,0
46	10	24,2	27461	2,34	500,0	1000,0	5,50	536,0	210000	0,63		260,0
47	11	28,0	28836	2,58	500,0	1000,0	3,64	535,0	210000	0,46	265,0	266,0
48	12	27,7	28744	2,56	500,0	1000,0	3,64	535,0	210000	0,65	330,0	330,0
49	13	36,3	31447	3,06	500,0	1000,0	3,64	535,0	210000	0,46		325,0
50	14	28,1	28865	2,58	500,0	1000,0	3,64	535,0	210000	0,65		457,0
51	15	28,8	29124	2,63	500,0	1000,0	3,64	535,0	210000	0,65		400,0
52	16	28,8	29124	2,63	750,0	1000,0	3,67	536,0	210000	0,42	397,5	400,0
53	17	27,3	28601	2,53	750,0	1000,0	3,67	536,0	210000	0,42		356,0
54	18	25,1	27810	2,40	750,0	1000,0	3,67	536,0	210000	0,42		390,0
Bazant, Kazemi: „Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams without Stirrups“												
55	I-8,1	46,8	34235	3,63	163,0	38,1	3,00	500,0	210000	1,65	9,1	9,1
56	I-8,2	46,8	34235	3,63	163,0	38,1	3,00	500,0	210000	1,65	9,8	10,3
57	I-8,3	46,8	34235	3,63	163,0	38,1	3,00	500,0	210000	1,65	10,1	10,1
58	II-8,1	46,2	34088	3,60	165,0	38,1	3,00	500,0	210000	1,62	7,3	8,4
59	II-8,2	46,2	34088	3,60	165,0	38,1	3,00	500,0	210000	1,62	8,4	12,1
60	II-8,3	46,2	34088	3,60	165,0	38,1	3,00	500,0	210000	1,62	8,2	8,2

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
Bernhardt, Fynboe: „High-Strength Concrete Beams“												
61	S9A	88,4	42320	4,85	159,0	150,0	3,46	350,0	210000	5,27		79,4
62	S9B	88,4	42320	4,85	159,0	150,0	3,46	350,0	210000	5,27		63,4
63	S9C	104,6	44754	5,17	159,0	150,0	3,46	350,0	210000	5,27		67,5
Bhal N. S.												
64	B1	24,2	27461	2,34	297,0	240,0	3,03	434,0	210000	1,27	71,5	71,5
65	B2	30,8	29794	2,75	600,0	240,0	3,00	434,0	210000	1,26	119,5	119,5
66	B3	28,6	29067	2,62	900,0	240,0	3,00	434,0	210000	1,26	155,0	165,0
67	B4	26,3	28241	2,47	1200,0	240,0	3,00	434,0	210000	1,26	180,0	180,0
68	B5	27,7	28748	2,56	600,0	240,0	3,00	434,0	210000	0,63	89,0	106,0
69	B6	25,8	28058	2,44	600,0	240,0	3,00	434,0	210000	0,63	104,0	114,0
70	B7	28,4	28981	2,60	900,0	240,0	3,00	434,0	210000	0,63	120,0	137,5
71	B8	28,9	29153	2,63	915,0	240,0	2,95	434,0	210000	0,62	120,0	125,0
Bresler B., Scordelis A. C.: „Shear Strength of Reinforced Concrete Beams“												
72	OA-1	22,6	26859	2,24	461,0	309,9	3,97	555,0	210000	1,81	166,9	166,9
73	OA-2	24,5	27592	2,36	466,0	305,0	4,91	555,0	210000	2,28	178,0	178,0
74	OA-3	37,6	31826	3,14	462,0	307,0	6,93	553,0	210000	2,74	189,1	189,1

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
de Cossio, R. D., Siess, C. P.												
75	L-1	21,0	26222	2,13	252,0	152,4	2,02	303,5	210000	3,36	116,2	147,4
76	L-2	21,5	26416	2,16	252,5	152,4	3,02	310,4	210000	3,35	75,8	96,0
77	L-2a	36,7	31567	3,09	252,5	152,4	3,02	282,8	210000	3,35	80,0	92,4
78	L-3	28,0	28848	2,58	252,5	152,4	4,02	310,4	210000	3,35	53,3	64,5
79	L-4	25,8	28069	2,44	252,5	152,4	5,03	303,5	210000	3,35	51,1	62,4
80	L-5	27,9	28824	2,57	252,5	152,4	6,04	331,0	210000	3,35	50,9	62,3
81	L-6	30,6	29714	2,74	252,5	152,4	7,04	317,2	210000	3,35	46,9	56,2
82	A-1	28,1	28872	2,58	254,0	152,4	2,00	458,6	210000	0,98	45,8	169,8
83	A-2	31,5	30008	2,79	254,0	152,4	3,00	469,0	210000	0,98		41,8
84	A-3	20,0	25787	2,06	254,0	152,4	4,00	432,0	210000	0,98		34,2
85	A-4	26,8	28439	2,51	254,0	152,4	5,00	459,0	210000	0,98		35,1
86	A-5	30,7	29747	2,74	254,0	152,4	6,00	471,0	210001	0,98		32,7
87	A-11	28,3	28943	2,60	254,0	152,4	2,00	348,0	210000	3,33		103,5
88	A-12	26,7	28390	2,50	252,5	152,4	3,02	320,0	210000	3,35		58,9
89	A-13	22,1	26675	2,20	252,5	152,4	4,02	402,0	210000	3,35		46,9
90	A-14	27,5	28681	2,55	252,5	152,4	5,03	371,0	210000	3,35		54,7

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
91	A-15	25,0	27791	2,39	252,5	152,4	6,04	338,0	210000	3,35		49,3
Elzanaty, Nilson, Slate: „Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete“												
92	F7	20,7	26080	2,11	274,0	177,8	4,00	434,0	210000	0,60	34,6	34,6
93	F11	20,7	26080	2,11	272,0	177,8	4,00	434,0	210000	1,20	45,5	45,5
94	F12	20,7	26080	2,11	269,0	177,8	4,00	434,0	210000	2,50	54,6	54,6
95	F8	40,0	32487	3,27	273,0	177,8	4,00	434,0	210000	1,00	46,7	46,7
96	F13	40,0	32487	3,27	272,0	177,8	4,00	434,0	210000	1,20	47,0	47,0
97	F14	40,0	32487	3,27	269,0	177,8	4,00	434,0	210000	2,50	64,6	64,6
98	F1	65,5	38295	4,29	272,0	177,8	4,00	434,0	210000	1,20	58,6	58,6
99	F2	65,5	38295	4,29	269,0	177,8	4,00	434,0	210000	2,50	67,0	67,0
100	F10	65,5	38295	4,29	267,0	177,8	4,00	434,0	210000	3,30	78,0	78,0
101	F9	79,3	40813	4,64	271,0	177,8	4,00	434,0	210000	1,60	64,0	64,0
102	F15	79,3	40813	4,64	269,0	177,8	4,00	434,0	210000	2,50	68,0	68,0
103	F5	63,4	37887	4,23	272,0	177,8	4,00	434,0	210000	1,20	44,5	44,5
104	F6	63,4	37887	4,23	269,0	177,8	4,00	434,0	210000	2,50	61,7	61,7
105	S 1.1	90,1	42589	4,88	153,0	300,0	3,73	666,0	235000	1,34	70,2	70,2
Grimm												

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
106	S 1.2	91,2	42762	4,91	152,0	300,0	3,75	517,0	215000	2,20	75,7	75,7
107	S 1.3	93,7	43149	4,96	146,0	300,0	3,90	487,0	192000	4,22	98,6	110,0
108	S 2.1	94,4	43256	4,97	350,0	300,0	3,51	490,0	204000	0,60	126,0	126,0
109	S 2.2	91,3	42777	4,91	348,0	300,0	3,54	469,0	204000	1,88	104,4	178,0
110	S 2.3	93,7	43149	4,96	348,0	300,0	3,54	469,0	204000	0,94	124,2	124,2
111	S 2.4	94,1	43210	4,97	328,0	300,0	3,75	487,0	192000	3,75	230,3	230,3
112	S 3.1	91,3	42777	4,91	750,0	300,0	3,51	490,0	204000	0,42	137,3	137,3
113	S 3.2	93,7	43149	4,96	718,0	300,0	3,66	487,0	192000	1,72	258,5	258,5
114	S 3.3	94,4	43256	4,97	746,0	300,0	3,53	487,0	192000	0,83	201,4	201,4
115	S 3.4	94,1	43210	4,97	690,0	300,0	3,81	487,0	192000	3,57	380,9	508,0
116	S 4.1	110,9	45642	5,28	153,0	300,0	3,73	660,0	235000	1,34	74,4	74,4
117	S 4.2	110,9	45642	5,28	152,0	300,0	3,75	517,0	215000	2,20	90,3	90,3
118	S 4.3	110,9	45642	5,28	146,0	300,0	3,90	487,0	192000	4,22	122,2	122,2
Hallgren M.: „Flexural and Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Beams without Stirrups“												
119	B90SB5-2-33	32,8	30410	2,87	191,0	156,0	3,66	651,0	210000	2,28	56,0	56,0
120	B90SB6-2-33	32,8	30410	2,87	194,0	156,0	3,61	651,0	210000	2,24	53,6	53,6
121	B90SB9-2-31	31,1	29875	2,77	192,0	156,0	3,65	651,0	210000	2,26	49,1	49,1

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
122	B90SB10-2-31	31,1	29875	2,77	193,0	157,0	3,63	651,0	210000	2,24	53,6	53,6
123	B90SB13-2-86	86,2	41966	4,80	192,0	163,0	3,65	630,0	210000	2,17	82,6	82,6
124	B90SB14-2-86	86,2	41966	4,80	194,0	158,0	3,61	630,0	210000	2,21	76,6	76,6
125	B90SB17-2-45	44,9	33765	3,53	191,0	157,0	3,66	630,0	210000	2,26	59,1	59,1
126	B90SB18-2-45	44,9	33765	3,53	194,0	155,0	3,61	630,0	210000	2,25	63,1	63,1
127	B90SB21-2-85	84,6	41704	4,76	194,0	155,0	3,61	630,0	210000	2,25	68,9	68,9
128	B90SB22-2-85	84,6	41704	4,76	193,0	158,0	3,63	630,0	210000	2,22	75,6	75,6
129	B91SC1-2-62	61,8	37559	4,18	193,0	156,0	3,63	443,0	210000	2,25	71,1	71,1
130	B91SC2-2-62	61,8	37559	4,18	196,0	155,0	3,57	443,0	210000	2,23	69,6	69,6
131	B91SC4-2-69	69,1	38984	4,38	195,0	156,0	3,59	443,0	210000	2,23	73,9	73,9
132	B91SD1-4-61	60,8	37356	4,32	194,0	156,0	3,61	494,0	210000	3,98	88,4	88,4
133	B91SD2-4-61	60,8	37356	4,32	195,0	156,0	3,59	494,0	210000	3,96	90,0	90,0
134	B91SD3-4-66	65,7	38334	4,29	195,0	156,0	3,59	494,0	210000	3,96	81,5	81,5
135	B91SD4-4-66	65,7	38334	4,29	195,0	155,0	3,59	494,0	210000	3,99	78,9	78,9
136	B91SD5-4-58	58,3	36837	4,20	196,0	156,0	3,57	494,0	210000	3,94	78,0	78,0
137	B91SD6-4-58	58,3	36837	4,20	196,0	150,0	3,57	494,0	210000	4,10	82,6	82,6
Hamadi, Regan												

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
138	G1	34,4	30890	2,96	370,0	100,0	3,46	400,0	210000	1,70	44,5	44,5
139	G2	26,6	28376	2,49	372,0	100,0	3,44	460,0	210000	1,08	41,0	44,8
140	G3	26,3	28261	2,47	374,0	100,0	3,42	465,0	210000	0,60	35,0	37,7
141	G4	24,9	27733	2,38	372,0	100,0	5,97	800,0	210000	1,08	30,3	30,3
Hanson, J. A.												
142	8B2	30,8	29779	2,75	266,7	152,4	4,95	326,1	194433	2,50	52,4	52,4
143	8 B3	30,1	29551	2,71	266,7	152,4	2,47	334,1	191331	1,25	42,3	46,0
144	8 A1X	25,5	27962	2,42	266,7	152,4	2,47	333,0	189950	2,50	53,5	80,4
145	8A4	20,9	26168	2,12	266,7	152,4	4,95	334,1	191331	1,25	33,7	33,7
146	8B4	31,0	29843	2,76	266,7	152,4	4,95	334,1	191331	1,25	42,8	42,8
147	8BW4	29,7	29420	2,68	266,7	152,4	4,95	334,1	191331	1,25	40,1	40,1
148	8A1	27,7	28753	2,56	266,7	152,4	2,48	333,0	189950	2,50	57,7	57,7
149	8B1	37,1	31686	3,11	266,7	152,4	2,48	333,0	189950	2,50	63,4	90,4
150	8C1	58,0	36773	4,19	266,7	152,4	2,48	333,0	189950	5,00	83,9	127,3
151	8D1	73,7	39822	4,50	266,7	152,4	2,48	333,0	189950	5,00	87,4	165,5
Iguro, Shioya, Nojiri, Akiyama, Okada: „Shear Strength of Large Concrete Beam“												
152	3	21,1	26251	2,14	600,0	300,0	3,00	350,0	210000	0,43		83,5

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
153	4	27,2	28570	2,53	1000,0	500,0	3,00	350,0	210000	0,40		178,0
154	5	21,9	26579	2,19	1000,0	500,0	3,00	350,0	210000	0,40		198,5
155	6	28,5	29018	2,61	2000,0	1000,0	3,00	350,0	210000	0,40		698,0
156	7	24,3	27516	2,35	3000,0	1500,0	3,00	350,0	210000	0,41		1413,0
Kani G. N. J.												
157	81	27,5	28682	2,55	274,0	153,0	5,94	353,0	210000	2,76		51,2
158	82	27,5	28678	2,55	271,3	154,7	8,00	342,7	210000	2,77		40,3
159	83	27,5	28657	2,54	271,0	156,0	3,00	343,0	210000	2,73		64,9
160	84	27,5	28657	2,54	271,0	151,0	4,00	343,0	210000	2,83		55,4
161	88	31,4	29984	2,79	265,9	152,7	1,02	401,3	210000	2,81		359,6
162	91	27,4	28654	2,54	268,7	154,4	6,06	364,0	210000	2,70		51,0
163	92	27,4	28654	2,54	270,0	152,4	7,03	368,9	210000	2,73		45,8
164	93	30,3	29614	2,72	273,0	155,0	6,46	372,6	210000	2,66		54,6
165	94	25,3	27890	2,41	273,3	153,2	1,99	351,6	210000	2,77		110,5
166	95	25,3	27890	2,41	275,1	153,4	2,47	337,8	210000	2,75		72,7
167	96	25,3	27893	2,41	275,0	153,0	3,95	335,0	210000	2,76		56,3
168	97	27,2	28582	2,53	276,4	152,4	2,95	366,1	210000	2,68		62,5

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
169	98	26,2	28216	2,47	274,6	153,2	2,47	366,1	210000	2,68		76,3
170	99	26,2	28216	2,47	271,8	152,4	2,50	366,1	210000	2,73		77,2
171	100	27,2	28582	2,53	269,7	153,2	2,02	366,1	210000	2,75		111,9
172	40	26,4	28290	2,48	139,7	151,6	5,35	387,5	210000	2,59		32,0
173	41	27,2	28582	2,53	141,2	152,4	2,41	380,6	210000	2,61		51,4
174	43	27,9	28821	2,57	137,2	151,4	5,93	391,6	210000	2,73		29,1
175	44	28,0	28845	2,58	137,2	151,9	5,93	391,6	210000	2,73		30,2
176	45	25,5	27966	2,42	132,8	151,1	2,05	391,6	210000	2,83		64,6
177	46	25,5	27966	2,42	135,9	151,1	2,00	391,6	210000	2,76		69,0
178	47	24,8	27686	2,38	132,1	151,1	5,13	391,6	210000	2,84		28,2
179	48	24,8	27686	2,38	133,4	151,1	5,09	391,6	210000	2,82		27,1
180	52	24,8	27712	2,38	138,4	152,4	3,93	391,6	210000	2,69		28,9
181	53	26,7	28388	2,50	132,1	151,1	1,03	391,6	210000	2,84		155,2
182	54	26,7	28388	2,50	135,9	151,1	1,00	391,6	210000	2,76		157,7
183	55	25,1	27814	2,40	134,6	150,4	3,02	391,6	210000	2,80		32,6
184	56	27,2	28582	2,53	137,4	153,2	3,46	402,7	210000	2,67		28,0
185	57	26,4	28290	2,48	138,7	153,2	5,39	375,1	210000	2,61		31,6

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
186	58	27,2	28582	2,53	138,4	152,4	3,44	416,4	210000	2,66		28,9
187	59	26,6	28364	2,49	139,7	154,4	2,67	391,6	210000	2,63		50,2
188	60	26,8	28412	2,50	138,7	154,9	2,93	391,6	210000	2,64		39,3
189	61	26,8	28412	2,50	541,5	156,5	2,00	348,9	210000	2,55		163,2
190	63	26,2	28216	2,47	542,8	154,4	4,00	351,6	210000	2,77		93,2
191	64	25,7	28035	2,44	540,5	156,2	8,03	351,6	210000	2,75		79,0
192	65	27,0	28500	2,52	552,5	149,6	7,06	373,7	210000	2,82		112,3
193	66	26,4	28287	2,48	541,3	156,2	6,01	351,6	210000	2,75		90,7
194	67	30,3	29617	2,72	523,2	157,2	1,04	406,8	210000	2,78		547,8
195	69	27,4	28630	2,54	542,3	155,2	1,00	373,0	210000	2,67		585,4
196	71	27,4	28630	2,54	544,1	154,9	2,99	373,0	210000	2,66		102,1
197	72	24,8	27712	2,38	549,1	152,4	1,98	384,0	210000	2,71		196,8
198	74	27,2	28570	2,53	523,0	152,4	3,12	366,1	210000	2,84		107,6
199	75	27,2	28570	2,53	524,0	152,4	3,11	366,1	210000	2,84		109,1
200	76	30,8	29779	2,75	517,7	152,4	2,63	372,3	210000	2,87		114,8
201	79	26,1	28180	2,46	556,0	153,0	6,84	381,3	210000	2,72		83,6
202	3041	26,9	28465	2,51	1097,3	152,4	2,00	376,0	210000	2,72		326,1

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
203	3042	26,4	28287	2,48	1094,7	153,9	2,50	375,0	210000	2,70		236,9
204	3043	27,0	28500	2,52	1092,2	153,7	3,00	376,0	210000	2,71		165,0
205	3044	29,5	29354	2,67	1097,3	152,4	3,98	376,0	210000	2,72		159,1
206	3045	28,3	28950	2,60	1092,2	154,9	5,00	381,0	210000	2,70		152,4
207	3046	26,7	28394	2,50	1097,3	154,9	7,00	360,0	210000	2,70		154,2
208	3047	26,7	28394	2,50	1094,7	154,9	8,00	376,0	210000	2,69		147,1
209	271	27,0	28500	2,52	269,0	611,0	6,06	376,5	210000	2,74		217,2
210	272	27,0	28500	2,52	271,0	611,0	5,01	376,5	210000	2,72		227,8
211	273	27,2	28570	2,53	271,0	612,0	4,01	376,5	210000	2,72		206,2
212	274	27,2	28570	2,53	270,0	612,0	3,02	376,5	210000	2,73		250,2
Kim, Woo; White, Richard N.												
213	3CNB	37,7	31854	3,14	191,0	127,0	3,00	461,0	210000	1,64	57,8	58,7
214	4CNB	34,9	31046	2,99	191,0	127,0	4,00	461,0	210000	1,64	60,5	60,5
Krefeld W.-J., Thurston C. W.												
215	IV-13A2	19,9	25744	2,05	319,0	152,4	2,87	408,0	210000	0,80	37,8	48,5
216	IV-14A2	20,7	26084	2,11	243,0	152,4	3,76	408,0	210000	1,05	26,7	35,1
217	IV-15A2	20,1	25847	2,07	316,0	152,4	2,89	478,0	210000	1,33	40,0	45,8

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
218	IV-15B2	20,7	26080	2,11	316,0	152,4	2,89	478,0	210000	1,33	48,9	52,0
219	IV-16A2	22,2	26700	2,21	240,0	152,4	3,81	478,0	210000	1,76	37,8	41,8
220	IV-17A2	22,0	26619	2,20	243,0	152,4	3,76	408,0	210000	2,09	40,0	44,0
221	IV-19A2	20,6	26042	2,10	240,0	152,4	3,81	478,0	210000	3,51	42,3	46,3
222	V-2AC	23,0	27017	2,26	254,0	152,4	4,80	378,5	210000	1,31	31,1	37,8
223	V-3AC	20,8	26126	2,12	256,0	152,4	4,76	393,7	210000	1,98	40,0	44,0
224	V-3CC	20,5	26000	2,09	256,0	152,4	5,95	378,5	210000	1,98	35,6	35,6
225	V-4CC	20,6	26042	2,10	254,0	152,4	6,00	393,7	210000	2,62	40,0	40,0
226	V-5CC	20,3	25915	2,08	252,0	152,0	6,05	365,4	210000	3,35	44,5	44,5
227	V-4EC	21,2	26293	2,14	254,0	152,0	7,20	393,7	210000	2,62	41,8	41,8
228	V-5EC	19,5	25570	2,03	252,0	152,0	7,26	365,4	210000	3,35	39,6	39,6
229	V-4GC	21,0	26210	2,13	254,0	152,0	8,40	393,7	210000	2,62	35,6	36,9
230	V-5GC	21,9	26579	2,19	252,0	152,0	8,47	365,4	210000	3,35	37,8	41,8
231	VII-6C	20,1	25830	2,07	252,0	152,0	3,63	468,8	210000	3,35	51,2	51,2
232	VIII-3AAC	34,6	30956	2,97	256,0	152,0	3,57	378,5	210000	1,99	53,4	55,6
233	VIII-4AAC	29,2	29254	2,65	254,0	152,0	3,60	393,7	210000	2,62	55,6	57,8
234	VIII-5AAC	32,8	30410	2,87	252,0	152,0	3,63	365,4	210000	3,35	53,4	56,9

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
235	VIII-3AC	31,9	30129	2,81	256,0	152,0	4,76	378,5	210000	1,99	48,9	53,4
236	VIII-4AC	30,5	29682	2,73	254,0	152,0	4,80	393,7	210000	2,62	48,9	53,8
237	VIII-5AC	32,8	30410	2,87	252,0	152,0	4,84	365,4	210000	3,35	48,9	54,3
238	VIII-4CC	38,4	32050	3,18	254,0	152,0	6,00	393,7	210000	2,62	48,9	52,5
239	VIII-5CC	37,5	31798	3,13	252,0	152,0	6,05	365,4	210000	3,35	53,4	57,4
240	VIII-5EC	37,5	31798	3,13	252,0	152,0	7,26	365,4	210000	3,35	40,0	53,4
241	s-I-OCa	35,7	31281	3,03	254,0	152,0	6,00	393,7	210000	2,62	44,5	48,5
242	s-I-OCb	39,0	32217	3,22	254,0	152,0	6,00	393,7	210000	2,62	51,2	52,5
Kuchma												
243	B100	36,0	31368	3,05	925,0	300,0	2,92	400,0	210000	1,01		225,0
244	B100H	98,0	43799	5,04	925,0	300,0	2,92	400,0	210000	1,01		193,0
245	BN100	37,0	31656	3,11	925,0	300,0	2,92	400,0	210000	0,76		192,0
246	BH100	99,0	43948	5,06	925,0	300,0	2,92	400,0	210000	0,76		193,0
247	BN50	37,0	31656	3,11	450,0	300,0	3,00	400,0	210000	0,81		131,7
248	BH50	99,0	43948	5,06	450,0	300,0	3,00	400,0	210000	0,81		131,7
249	BN25	37,0	31656	3,11	225,0	300,0	3,00	400,0	210000	0,89		72,9
250	BH25	99,0	43948	5,06	225,0	300,0	3,00	400,0	210000	0,89		84,8

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
251	BN12	37,0	31656	3,11	110,0	300,0	3,07	400,0	210000	0,91		40,0
252	5	32,3	30255	2,84	270,0	190,0	3,00	474,0	210000	2,07		76,5
Fritz Leonhardt												
253	6	32,3	30255	2,84	270,0	190,0	4,00	474,0	210000	2,07		67,7
254	7-1	33,8	30716	2,92	278,0	190,0	5,00	474,0	210000	2,01		61,2
255	7-2	33,8	30716	2,92	278,0	190,0	5,00	474,0	210000	2,01		67,2
256	8-1	33,9	30746	2,93	278,0	190,0	6,00	474,0	210000	2,01		64,3
257	8-2	33,9	30746	2,93	274,0	190,0	6,00	474,0	210000	2,04		64,3
258	9-1	34,7	30986	2,98	273,0	190,0	7,00		210000	2,04	60,0	58,9
259	9-2	35,8	31310	3,04	273,0	190,0	7,00		210000	2,04	60,0	58,9
260	D-1/1	36,6	31553	3,08	70,0	50,0	3,00	460,00	210000	1,62		7,0
261	D-1/2	36,6	31553	3,08	70,0	50,0	3,00	460,00	210000	1,62		6,9
262	D-2/1	37,4	31774	3,13	140,0	100,0	3,00	435,00	210000	1,62		20,8
263	D-2/2	37,4	31774	3,13	140,0	100,0	3,00	435,00	210000	1,62		22,9
264	D-3/1	39,3	32305	3,23	210,0	150,0	3,00	421,00	210000	1,62		46,1
265	D-3/2	39,3	32305	3,23	210,0	150,0	3,00	421,00	210000	1,62		42,5
266	D-4/1	38,6	32116	3,20	280,0	200,0	3,00	448,00	210000	1,62		73,9

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
267	D-4/2	38,6	32116	3,20	280,0	200,0	3,00	448,00	210000	1,62		71,1
268	C1	42,8	33235	3,42	150,0	100,0	3,00	433,0	210000	1,34		21,3
269	C2	42,8	33235	3,42	300,0	150,0	3,00	433,0	210000	1,34		64,5
270	C3	42,8	33235	3,42	450,0	200,0	3,00	433,0	210000	1,34		101,3
271	C4	42,8	33235	3,42	600,0	225,0	3,00	433,0	210000	1,34		152,0
Mathey, Watstein												
272	I-1	25,4	27916	2,41	402,8	203,2	1,51	266,9	210000	3,05	122,3	312,9
273	I-2	23,0	27001	2,26	402,8	203,2	1,51	266,9	210000	3,05	122,3	310,7
274	II-3	21,9	26561	2,19	402,8	203,2	1,51	465,6	210000	1,88	100,1	261,8
275	II-4	26,4	28290	2,48	402,8	203,2	1,51	465,5	210000	1,88	111,2	312,9
276	III-5	25,7	28041	2,44	402,8	203,2	1,51	489,7	210000	1,85	111,2	288,5
277	III-6	25,6	27991	2,43	402,8	203,2	1,51	489,7	210000	1,85	111,2	290,7
278	IV-7	24,1	27453	2,34	402,8	203,2	1,51	446,4	210000	1,86	111,2	290,8
279	IV-8	24,9	27737	2,38	402,8	203,2	1,51	446,4	210000	1,86	122,3	304,0
280	V-9	23,1	27055	2,27	402,8	203,2	1,51	694,5	210000	1,17	100,1	224,0
281	V-10	27,0	28485	2,51	402,8	203,2	1,51	694,5	210000	1,17	106,8	268,5
282	VI-11	25,4	27916	2,41	402,8	203,2	1,51	724,1	210000	1,17	89,0	224,0

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
283	VI-12	25,6	28016	2,43	402,8	203,2	1,51	724,1	210000	1,17	100,1	268,5
284	V-13	22,4	26783	2,22	402,8	203,2	1,51	711,7	210000	0,75	77,8	222,4
285	V-14	26,7	28388	2,50	402,8	203,2	1,51	711,7	210000	0,75	89,0	224,0
286	VI-15	25,5	27966	2,42	402,8	203,2	1,51	697,9	210000	0,75	89,0	179,5
287	VI-16	22,8	26947	2,25	402,8	203,2	1,51	697,9	210000	0,75	89,0	188,6
288	IIIa-17	29,2	29265	2,65	402,8	203,2	3,78	505,8	210000	2,55	77,8	88,1
289	IIIa-18	25,2	27840	2,40	402,8	203,2	3,78	505,8	210000	2,55	73,4	80,7
290	Va-19	23,5	27215	2,30	402,8	203,2	3,78	691,5	210000	0,93	53,4	63,3
291	Va-20	25,6	27991	2,43	402,8	203,2	3,78	691,5	210000	0,93	55,6	65,9
292	VIb-21	26,1	28191	2,46	402,8	203,2	2,84	705,1	210000	0,84	55,6	71,4
293	VIb-22	25,8	28066	2,44	402,8	203,2	2,84	705,1	210000	0,84	53,4	62,4
294	VIb-23	30,5	29696	2,73	402,8	203,2	2,84	705,1	210000	0,84	60,1	75,1
295	VIa-24	26,3	28265	2,48	402,8	203,2	3,78	695,9	210000	0,47	46,7	54,5
296	VIa-25	25,8	28066	2,44	402,8	203,2	3,78	695,9	210000	0,47	40,0	49,9
Mphonde, Frantz: Shear Tests of High and Low Strength Concrete Beams												
297	AO-3-3b	20,8	26110	2,11	298,5	152,4	3,60	350,0	210000	3,34	64,3	64,3
298	AO-3-3c	27,1	28546	2,52	298,5	152,4	3,60	350,0	210000	2,33	66,6	66,6

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
299	AO-7-3a	37,7	31846	3,14	298,5	152,4	3,60	350,0	210000	3,34	82,0	82,0
300	AO-7-3b	41,6	32925	3,36	298,5	152,4	3,60	350,0	210000	3,34	82,4	82,4
301	AO-11-3a	74,9	40051	4,54	298,5	152,4	3,60	350,0	210000	3,34	89,2	89,2
302	AO-11-3b	74,6	39999	4,53	298,5	152,4	3,60	350,0	210000	3,34	89,2	89,2
303	AO-15-3a	81,3	41162	4,69	298,5	152,4	3,60	350,0	210000	3,34	92,9	92,9
304	AO-15-3b	93,7	43146	4,96	298,5	152,4	3,60	350,0	210000	3,34	99,7	99,7
305	AO-15-3c	91,8	42860	4,92	298,5	152,4	3,60	350,0	210000	3,34	97,4	97,4
Moody K., Viest I., Elstner R., Hognestad E.: Part 1												
306	A-A1	30,3	29630	2,72	262,0	177,8	3,05	350,0	210000	2,16	57,8	60,1
307	A-A2	31,0	29853	2,76	266,7	177,8	3,00	350,0	210000	2,14	66,7	66,7
308	A-B1	21,2	26293	2,14	266,7	177,8	3,00	350,0	210000	2,24	50,9	56,3
309	B-1	36,7	31567	3,09	268,2	152,4	3,41	350,0	210000	1,89	51,2	57,8
310	B-3	25,8	28068	2,44	268,2	152,4	3,41	350,0	210000	1,89	51,2	52,3
311	B-5	30,7	29743	2,74	268,2	152,4	3,41	350,0	210000	1,89	46,7	52,0
312	B-7	30,9	29811	2,75	268,2	152,4	3,41	350,0	210000	1,89	44,5	51,2
313	B-9	41,2	32803	3,33	268,2	152,4	3,41	350,0	210000	1,89	51,2	53,4
314	B-10	23,9	27376	2,32	268,2	152,4	3,41	350,0	210000	1,89	42,3	48,9

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
315	B-11	38,1	31978	3,17	268,2	152,4	3,41	350,0	210000	1,89	48,9	60,1
316	B-12	20,2	25877	2,07	268,2	152,4	3,41	350,0	210000	1,89	46,7	47,2
317	B-13	37,8	31880	3,15	268,2	152,4	3,41	350,0	210000	1,89	44,5	55,6
318	B-14	22,6	26839	2,23	268,2	152,4	3,41	350,0	210000	1,89	43,1	43,1
319	B-15	37,4	31764	3,13	268,2	152,4	3,41	350,0	210000	1,89	51,2	51,2
Morrow J., Viest I.: „Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members Without Web Reinforcement“												
320	B14B2	14,6	23228	1,67	368,3	304,8	0,97	466,1	210000	1,89	155,7	367,0
321	B14E2	12,7	22157	1,52	374,7	304,8	0,95	465,4	210000	0,57	133,4	278,0
322	B14A4	22,5	26838	2,23	362,0	304,8	0,98	425,4	210000	2,54	222,4	511,5
323	B14B4	26,3	28265	2,48	368,3	304,8	0,97	404,0	210000	1,89	222,4	500,4
324	B14E4	28,9	29150	2,63	368,3	304,8	0,97	422,0	210000	1,28	233,5	511,5
325	B14A6	45,4	33899	3,56	355,6	304,8	1,00	448,2	210000	3,92	278,0	900,8
326	B14B6	46,7	34222	3,63	368,3	304,8	0,97	454,4	210000	1,89	222,4	778,4
327	B21B2	13,9	22819	1,61	366,8	304,8	1,45	437,1	210000	1,90	155,7	238,0
328	B21E2	11,3	21323	1,41	374,7	304,8	1,42	463,3	210000	0,57	100,1	144,6
329	B21A4	29,8	29448	2,69	368,3	304,8	1,45	404,7	210000	2,50	200,2	522,7
330	B21B4	27,1	28534	2,52	368,3	304,8	1,45	422,7	210000	1,89	177,9	395,9

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
331	B21E4	24,2	27479	2,34	365,3	304,8	1,46	430,2	210000	1,29	197,9	422,6
332	B21E4R	31,9	30136	2,81	368,3	304,8	1,45	416,4	210000	1,28	177,9	433,7
333	B21F4	31,4	29984	2,79	369,8	304,8	1,44	456,4	210000	1,29	200,2	467,1
334	B21G4	31,6	30028	2,79	373,1	304,8	1,43	467,5	210000	0,57	166,8	353,6
335	B21A6	45,3	33865	3,55	355,6	304,8	1,50	447,5	210000	3,92	220,2	578,3
336	B21B6	45,5	33917	3,56	374,7	304,8	1,42	437,1	210000	1,86	222,4	578,3
337	B28B2	14,7	23264	1,68	362,0	304,8	1,96	470,9	210000	1,92	122,3	200,2
338	B28E2	13,7	22743	1,60	371,6	308,1	1,91	463,3	210000	0,57	89,0	129,0
339	B28A4	27,5	28678	2,55	368,3	304,8	1,93	332,3	210000	2,50	151,2	322,5
340	B28B4	32,3	30266	2,84	368,3	304,8	1,93	441,3	210000	1,89	133,4	255,8
341	B28E4	33,1	30501	2,88	368,3	304,8	1,93	428,9	210000	1,28	122,3	266,9
342	B28A6	47,2	34323	3,65	352,6	308,1	2,02	455,1	210000	3,91	211,3	333,6
343	B28B6	43,9	33500	3,48	368,3	304,8	1,93	451,6	210000	1,89	177,9	322,5
344	B40B4	34,7	31001	2,98	368,3	304,8	2,76	377,8	210000	1,89	154,6	155,7
345	B56B2	14,7	23264	1,68	368,3	304,8	3,86	470,9	210000	1,89	100,1	100,1
346	B56E2	14,7	23264	1,68	368,3	304,8	3,86	462,0	210000	0,58	66,7	79,6
347	B56A4	25,0	27763	2,39	374,7	304,8	3,80	329,6	210000	2,45	137,9	137,9

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
348	B56B4	27,2	28582	2,53	368,3	304,8	3,86	440,6	210000	1,89	122,3	122,3
349	B56E4	28,4	28987	2,60	368,3	304,8	3,86	428,9	210000	1,28	109,0	109,0
350	B56A6	39,9	32449	3,26	355,6	308,1	4,00	438,5	210000	3,88	177,9	177,9
351	B56B6	45,7	33968	3,58	371,6	304,8	3,83	466,1	210000	1,87	136,8	136,8
352	B70B2	16,3	24107	1,80	365,3	304,8	4,87	462,0	210000	1,91	89,0	89,0
353	B70A4	27,2	28582	2,53	368,3	304,8	4,83	435,8	210000	2,50	132,3	132,3
354	B70A6	45,0	33779	3,54	355,6	304,8	5,00	435,1	210000	3,92	177,9	177,9
355	B84B4	27,2	28582	2,53	363,5	304,8	5,87	464,7	210000	1,91	111,2	111,2
356	B113B4	32,6	30352	2,85	365,3	304,8	7,86	468,8	210000	1,91	104,3	104,3
Pellegrino, C., Bernardini, A., Modena C.												
357	TG30A1	43,7	33462	3,47	160,0	100,0	1,50	539,0	210000	1,96		85,1
358	TG30A3	43,7	33462	3,47	160,0	100,0	1,50	539,0	210000	1,96		70,0
359	TG30A2	43,7	33462	3,47	160,0	100,0	2,50	539,0	210000	1,96		33,8
360	TG30A4	43,7	33462	3,47	160,0	100,0	2,50	539,0	210000	1,96		40,7
361	TC30A1	33,1	30502	2,88	250,0	150,0	3,00	545,0	210000	2,50		63,5
362	TC30A2	33,1	30502	2,88	250,0	150,0	4,00	545,0	210000	2,50		62,5
363	TG60A1	73,1	39722	4,49	160,0	100,0	1,50	539,0	210000	2,40		121,0

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
364	TG60A3	73,1	39722	4,49	160,0	100,0	1,50	539,0	210000	2,40		135,3
365	TG60A2	73,1	39722	4,49	160,0	100,0	2,50	539,0	210000	2,40		38,1
366	TG60A4	73,1	39722	4,49	160,0	100,0	2,50	539,0	210000	2,40		41,0
367	TC60A1	50,1	35022	3,80	250,0	150,0	3,00	545,0	210000	3,35		90,4
368	TC60A2	50,1	35022	3,80	250,0	150,0	4,00	545,0	210000	3,35		85,3
369	TG100A3	114,0	46064	5,34	160,0	100,0	2,00	539,0	210000	2,83		67,0
370	TG100A2	114,0	46064	5,34	160,0	100,0	2,50	539,0	210000	3,34		54,5
371	TG100A4	114,0	46064	5,34	160,0	100,0	2,50	539,0	210000	3,34		69,1
372	TC100A1	94,1	43210	4,97	250,0	150,0	3,00	545,0	210000	4,05		145,6
373	TC100A2	94,1	43210	4,97	250,0	150,0	4,00	545,0	210000	4,05		77,8
Remmel												
374	s1-1	85,1	41781	4,77	165,0	150,0	4,00	523,0	210000	1,87		46,0
375	s1-2	85,1	41781	4,77	165,0	150,0	3,06	523,0	210000	1,87		48,0
376	s1-5	87,4	42153	4,82	160,0	150,0	4,00	554,0	210000	4,09		58,0
377	s1-6	87,4	42153	4,82	160,0	150,0	3,06	554,0	210000	4,09		60,0
Rüsch, Hubert; Haugli, Finn Robert; Mayer, Horst												
378	X	23,5	27222	2,30	111,0	90,0	3,60	480,7	210000	2,65		14,6

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm}	E_c	f_{ctm}	d	b	a/d	f_{sy}	E_s	ρ_l	V_{sr}	V_u
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm]	[-]	[MPa]	[MPa]	[%]	[kN]	[kN]
379	Y	23,5	27222	2,30	199,0	120,0	3,60	407,1	210000	2,65		30,1
380	Z	24,8	27694	2,38	262,0	180,0	3,62	412,0	210000	2,64		54,7
Scholz H.												
381	A-2	80,6	41036	4,67	372,0	200,0	3,00	500,0	210000	0,81		83,3
382	A-3	80,6	41036	4,67	372,0	200,0	4,00	500,0	210000	0,81		81,1
383	D-2	96,8	43620	5,02	362,0	200,0	3,00	500,0	210000	1,94		120,9
384	D-3	96,8	43620	5,02	362,0	200,0	4,00	500,0	210000	1,94		120,9
H.P.J. Taylor												
385	1A	37,2	31713	3,12	370,0	203,0	3,02	350,0	210000	1,03		63,1
386	2A	42,9	33256	3,43	370,0	203,0	3,02	350,0	210000	1,55		93,5
387	3A	40,8	32705	3,31	370,0	203,0	3,02	350,0	210000	1,03		109,9
388	4A	45,7	33965	3,57	370,0	203,0	3,98	350,0	210000	1,03		93,5
389	5A	38,7	32134	3,20	370,0	203,0	2,47	350,0	210000	1,03		82,2
390	6A	35,9	31339	3,04	370,0	203,0	3,50	350,0	210000	1,03		88,5
391	1B	37,2	31713	3,12	370,0	203,0	3,02	350,0	210000	1,03		77,2
392	2B	42,9	33256	3,43	370,0	203,0	3,02	350,0	210000	1,55		102,6
393	3B	40,8	32705	3,31	370,0	203,0	3,02	350,0	210000	1,03		77,6

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm}	E_c	f_{ctm}	d	b	a/d	f_{sy}	E_s	ρ_l	V_{sr}	V_u
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm]	[-]	[MPa]	[MPa]	[%]	[kN]	[kN]
394	4B	45,7	33965	3,57	370,0	203,0	3,98	350,0	210000	1,03		88,5
395	5B	38,7	32134	3,20	370,0	203,0	2,47	350,0	210000	1,03		82,2
396	6B	35,9	31339	3,04	370,0	203,0	3,50	350,0	210000	1,03		79,5
Thorenfeldt, Drangsholt: Shear-Cap. of R-HSC Beams												
397	B11	54,0	35908	4,00	221,0	150,0	3,00	500,0	210000	1,82	58,1	58,1
398	B12	54,0	35908	4,00	221,0	150,0	2,30	500,0	210000	1,82	56,6	70,8
399	B13	54,0	35908	4,00	207,0	150,0	4,00	500,0	210000	3,24	68,0	70,5
400	B14	54,0	35908	4,00	207,0	150,0	3,00	500,0	210000	3,24	66,4	82,6
401	B15	54,0	35908	4,00	207,0	150,0	2,30	500,0	210000	3,24	75,7	107,1
402	B21	77,8	40552	4,61	221,0	150,0	3,00	500,0	210000	1,82	58,1	67,9
403	B22	77,8	40552	4,61	221,0	150,0	2,30	500,0	210000	1,82	63,9	102,7
404	B23	77,8	40552	4,61	207,0	150,0	4,00	500,0	210000	3,24	76,8	77,8
405	B24	77,8	40552	4,61	207,0	150,0	3,00	500,0	210000	3,24	77,7	82,6
406	B25	77,8	40552	4,61	207,0	150,0	2,30	500,0	210000	3,24	82,6	175,8
407	B43	86,4	42004	4,80	207,0	150,0	4,00	500,0	210000	3,24	77,8	86,2
408	B44	86,4	42004	4,80	207,0	150,0	3,00	500,0	210000	3,24	77,7	107,2
409	B45	86,4	42004	4,80	207,0	150,0	2,30	500,0	210000	3,24	87,5	148,3

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
410	B51	97,7	43754	5,04	221,0	150,0	3,00	500,0	210000	1,82	56,2	56,2
411	B52	97,7	43754	5,04	221,0	150,0	2,30	500,0	210000	1,82	67,9	77,7
412	B53	97,7	43754	5,04	207,0	150,0	4,00	500,0	210000	3,24	76,8	76,8
413	B54	97,7	43754	5,04	207,0	150,0	3,00	500,0	210000	3,24	77,7	77,7
414	B55	97,7	43754	5,04	207,0	150,0	2,30	500,0	210000	3,24	87,5	56,1
415	B61	77,8	40550	4,60	442,0	300,0	3,00	500,0	210000	1,82	180,3	180,3
416	B62	77,8	40550	4,60	442,0	300,0	2,30	500,0	210000	1,82	183,6	438,7
417	B63	77,8	40550	4,60	414,0	300,0	4,00	500,0	210000	3,23	222,5	222,5
418	B64	77,8	40550	4,60	414,0	300,0	3,00	500,0	210000	3,23	240,3	280,7
419	B65	77,8	40550	4,60	414,0	300,0	2,30	500,0	210000	3,23	242,8	576,3
Van den Berg												
420	D-1	49,0	34767	3,75	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	146,8	151,2
421	D-2	42,3	33093	3,39	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	131,2	131,2
422	D-3	35,5	31229	3,02	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	129,0	129,0
423	D-4	34,9	31059	2,99	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	133,4	144,6
424	D-5	42,3	33093	3,39	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	122,3	131,2
425	D-6	40,7	32666	3,31	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	126,8	140,1

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
426	D-7	31,7	30071	2,80	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	140,1	140,1
427	D-8	25,1	27809	2,40	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	113,4	117,9
428	D-9	14,8	23335	1,69	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	89,0	89,0
429	D-10	26,2	28229	2,47	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	126,8	126,8
430	D-11	18,8	25260	1,98	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	109,0	109,0
431	D-12	22,9	26975	2,25	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	100,1	106,8
432	D-13	20,5	25988	2,09	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	99,2	99,2
433	D-14	23,5	27222	2,30	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	106,8	106,8
434	D-15	22,0	26608	2,19	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	102,3	102,3
435	D-16	25,5	27958	2,42	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	111,2	111,2
436	D-17	21,8	26537	2,18	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	104,5	104,5
437	D-18	24,0	27399	2,33	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	104,5	104,5
438	D-19	27,0	28496	2,52	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	115,7	115,7
439	D-20	23,8	27332	2,31	359,2	229,0	3,50	281,0	210000	5,04	106,8	106,8
440	E-1	64,7	38138	4,26	359,2	229,0	4,25	281,0	210000	5,04	149,0	149,0
441	E-2	46,5	34157	3,62	359,2	229,0	4,25	281,0	210000	5,04	144,6	144,6
442	E-3	40,7	32681	3,31	359,2	229,0	4,25	281,0	210000	5,04	129,0	129,0

Tabelle B.1: Datenbank Biegeschubversuche Stahlbeton

Nr.	Bez.	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_{ctm} [MPa]	d [mm]	b [mm]	a/d [-]	f_{sy} [MPa]	E_s [MPa]	ρ_l [%]	V_{sr} [kN]	V_u [kN]
443	E-4	35,7	31279	3,03	359,2	229,0	4,25	281,0	210000	5,04	129,0	129,0
444	E-5	19,7	25642	2,04	359,2	229,0	4,25	281,0	210000	5,04	97,9	97,9
445	A5-1	43,8	33479	3,47	359,0	229,0	3,50	281,0	210000	3,24	177,9	184,6
446	A5-2	20,0	25791	2,06	366,0	229,0	3,44	281,0	210000	3,60	100,1	100,1
447	A5-3	23,1	27065	2,27	368,0	229,0	3,42	281,0	210000	2,63	95,6	95,6
448	A5-4	22,5	26815	2,23	367,0	229,0	3,43	281,0	210000	2,43	95,6	95,6
449	A -5	24,6	27616	2,36	369,0	229,0	2,68	281,0	210000	1,72	102,3	102,3
450	A5-6	26,5	28312	2,48	367,0	229,0	2,70	281,0	210000	2,18	111,2	120,1
451	A5-7	26,0	28146	2,45	448,0	229,0	2,81	281,0	210000	3,46	153,5	153,5
Walraven: „Scale effects in Beams with unreinforced Webs, Loaded in Shear“												
452	A1	29,5	29366	2,24	125,0	200,0	3,00	440,0	210000	0,83	29,8	29,8
453	A2	29,5	29366	2,24	420,0	200,0	3,00	440,0	210000	0,74	70,6	70,6
454	A3	30,1	29537	2,39	720,0	200,0	3,00	440,0	210000	0,79	100,8	100,8