Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (http://www.ub.tuwien.ac.at).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/).

DIPLOMARBEIT
MASTER'S THESIS

Numerische Simulationen von Wälzgelenken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs unter der Leitung von

o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann KOLLEGGER
Dipl.-Ing. Susanne BLAIL
E 212

Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Martin MARTINOV
Matr.: 0427345
Guglgasse 8/3/13B, 1110 Wien

Wien, im Juli 2010 . . . . . .

Danksagung

Ich möchte mich herzlich bei Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johann Kollegger bedanken, der mir erlaubte und ermöglichte, diese Arbeit am Institut für Tragkonstruktionen-Betonbau verfassen zu können.

Weiters möchte ich mich bei Frau Dipl.-Ing. Susanne Blail für ihre Betreuung und die gute Zusammenarbeit und besonders für ihre Geduld und Toleranz bedanken.

Ich danke auch meiner Familie, von der ich eine unbegrenzte Unterstützung während meines ganzen Studiums erhalten habe.

Noch möchte ich allen meinen Lehrern von der Universität für Architektur, Bauingenieurwesen und Geodäsie in Sofia für ihren Beitrag für meine ingenieurswissenschaftlichen Kenntnisse danken.

Zuletzt möchte ich mich bei meinen Studienkollegen für die Unterstützung bedanken.

Kurzfassung

Im Jahr 2007 wurde ein neues Brückenbauverfahren mit dem Namen Brückenklappverfahren entwickelt. Dieses stellt eine wirtschaftliche Alternative zum Taktschiebeverfahren oder dem Freivorbau dar.

Um die Gesamtkosten so niedrig wie möglich zu halten, werden die schwerbeanspruchten Knoten nicht mit Stahlbaukonstruktionen, sondern mit Betonwälzgelenken ausgeführt. Es wurden experimentelle Untersuchungen für die Tragfähigkeit an Wälzgelenken im Labor des Institutes für Tragkonstruktionen-Betonbau an der Technischen Universität Wien durchgeführt.

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der zweidimensionalen numerischen Modellierung von den Wälzgelenken. Diese ist zur Kontrolle und Weiterbearbeitung der Ergebnisse aus den Versuchen gemacht worden. Die Finite-Element-Berechnung soll eine gute Approximation zu der realen Arbeit mit Wälzgelenken darstellen. Die Untersuchung ist mit Hilfe der Software ABAQUS durchgeführt worden.

Abstract

New bridge construction method called balanced lift method was invented in the year 2007. This is a cost-efficient alternative to the incremental launching method or the cantilever method.

To keep the overall costs as low as possible the hinges were made out of concrete instead of steel. There were made trials for the load-capacity of the hinges in the laboratory of the Institute of Structural Engineering at the Vienna University of Technology.

This thesis discusses the two-dimensional numerical modeling of the hinges. Its main purpose is to check and process further the results from the trials. The finite element analysis must represent an approximation to the real work of the hinges. The studies are realized with Software ABAQUS.

Резюме

През 2007 година е създаден нов метод за строителство на мостове с името балансиран повдигащ метод. Този метод предлага една икономически по-изгодна алтернатива на метода на потактовото избутване или на конзолният монтаж.

За бъдат запазени общите разходи възможно най-ниски ставите под най-голямо натоварване са изработени от стоманобетон, а не от стомана. Проведени са серия от изследвания на носимоспособността на тези стави в лабораторията на Института по Носещи Конструкции в Технически Университет Виена.

Тази дипломна работа се занимава с двуизмерното моделиране на ставите. Основната и задача е да служи за контрола и допълнителна обработка на резултатите от лабораторните изследвания. Анализът, базиран на теорията на крайните елементи, трябва да предостави една добра апроксимация на действителната работа на ставите. Изследванията са проведени с помощта на софтуерният пакет на ABAQUS.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung Brückenklappverfahren 1

1.1 Bogenklappverfahren 1

1.2 Brückenklappverfahren 5

1.2.1 Allgemeines 5

1.2.2 Feldversuche 7

1.2.3 Knotenpunkte 11

1.2.4 Bewertung 16

2 Was ist ein Wälzgelenk? Frühere Versuche. 19

2.1 Historischer Überblick 19

2.2 Wälzgelenke mit gepanzerter Wälzfläche 19

3 Experimentelle Untersuchungen 26

3.1 Anfertigung der Wälzgelenke 27

3.1.1 Die Montageplatte 27

3.1.2 Die Bewehrung 28

3.1.3 Die Blechpanzerung 28

3.2 Versuchsaufbau 29

3.3 Versuchsdurchführung 32

3.4 Ergebnisse von den Versuchen 36

4 Numerische Untersuchungen 40

4.1 Übersicht 40

4.2 Besondere Überlegungen bei der Verwendung des expliziten dynamischen Methode für die Berechnung quasi-statischer Probleme 41

4.3 Grundlagen bei der Modellierung von Kontaktvorgängen 50

4.4 Suche nach geeigneten Materialmodellen zur Beschreibung des Betonverhaltens 51

4.4.1 Einführung 51

4.4.2 Zugbeanspruchung 52

4.4.3 Druckbeanspruchung 57

4.5 Integration des Stahlbetonverhaltens in ABAQUS (2008) 60

4.5.1 Zugbeanspruchung 60

4.5.2 Druckbeanspruchung 61

4.5.3 Bewehrung 62

5 Ergebnisse von den numerischen Simulationen 64

5.1 W-500-10-C20-25 69

5.2 W-500-30-C20-25 72

5.3 W-1000-10-C20-25 75

5.4 W-1000-30-C20-25 78

5.5 W-2000-30-C20-25 81

5.6 W-500-10-C50-60 84

5.7 W-500-30-C50-60 87

5.8 W-1000-10-C50-60 90

5.9 W-1000-30-C50-60 93

6 Zusammenfassung und Ausblick 96

6.1 Zusammenfassung 96
6.2 Ausblick 96
Abbildungsverzeichnis 98
Literaturverzeichnis 105

1 Einleitung Brückenklappverfahren

1.1 Bogenklappverfahren

Bei der Lussia Fußgängerbrücke in Italien verwendete Riccardo Morandi zum ersten Mal das Bogenklappverfahren (Abbildung 1.1). Die Brücke mit 70 m Spannweite wurde 1953 ausgeführt.

Bei Bogenbrücken stellt das Bogenklappverfahren eine Alternative zur Herstellung auf Lehrgerüst dar. Zunächst werden die beiden Bogenhälften mit Hilfe einer Kletterschalung in mehreren Betonierabschnitten, aufrecht stehend wie ein Brückenpfeiler, hergestellt. Durch Abspannseile können die beiden Bogenhälften während der Bauphase in die jeweils statisch günstigste Position gebracht werden, sodass die Biegebeanspruchung möglichst gering ist.

Abbildung 1.1 Lussia Fußgängerbrücke in Italien [1]

Hierbei drehten sich die Bogenhälften um zwei Gelenklager. Nach Fertigstellung der Bogenhälften erfolgt das Ablassen in die endgültige Lage und der Lückenschluss.

Die Entwicklung ging noch weiter und 1986 wurde in Deutschland die Argentobelbrücke, die größte Brücke mit dieser Bauweise, gebaut. Die Spannweite beträgt 145m. Für die Errichtung wurde eine neue selbstkletternde Schalungstechnik und eine Hebe- und Absenktechnik verwendet. Der Bau wurde in 4 Phasen hergestellt (Abbildung 1.2). Zuerst wurde die Bogenhälfte bis zur halben Höhe errichtet, damit keine großen Biegebeanspruchungen auftreten.

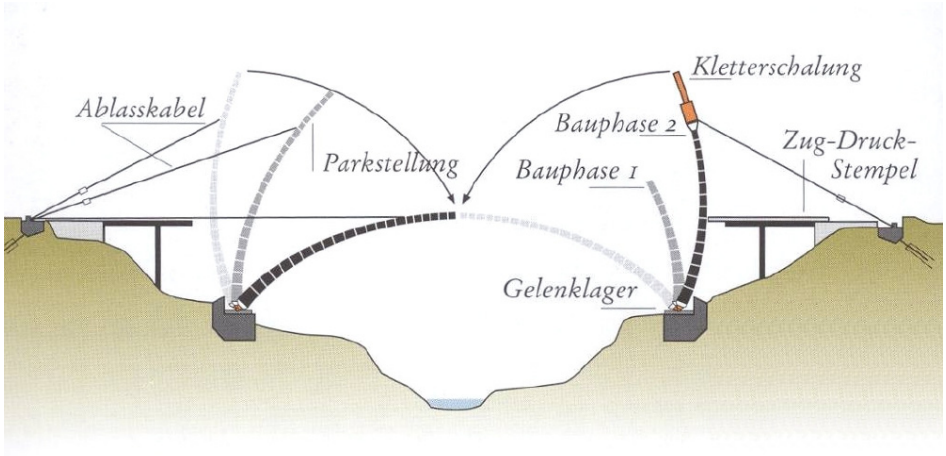

Abbildung 1.2 Bogenklappverfahren bei der Argentobelbrücke [2]

In der zweiten Phase wurden die Halbbogenteile mittels zwei Stahlgelenklagern (siehe Abbildung 1.3) um 12° nach hinten gedreht. Dann wurde einen Zug-Druck- Stempel montiert, mit der die zukünftige Bewegung des Bogens nach hinten und vorne gesichert wird. In der dritten Phase wurden die Bogenhälften bis zum Ende aufgebaut. Danach wurden die Bogenhälften über 8 Spannbündel, die im Scheitelbereich der Bogenhälften verankert und in einem Ankerblock hinter dem Widerlager gehalten wurden, mit hydraulischen Hohlkolbenpressen (Abbildung 1.4) in ihre endgültige Lage abgesenkt (Abbildung 1.5) [3]. Dies dauerte 8 Tage lang. Danach wurde eine gegenseitige Anpassung der Höhenlage beider Teile gemacht. Am Ende wurde ein Betonverguss im Kämpferbereich und eine überdeckende Bewehrung im Scheitelbereich angeordnet, um die

Bogenbrücke fertigzustellen (Abbildung 1.6). In allen Bauphasen war die Beanspruchung nie so groß wie im Betriebzustand (Abbildung 1.7). Mit dem Bogenklappverfahren wurden noch Brücken weltweit in Japan, Spanien und Südafrika ausgeführt.

Abbildung 1.3 Stahlgelenklager bei der Argentobelbrücke [4]

Abbildung 1.4 Hydraulische Hohlkolbenpressen bei der Argentobelbrücke [4]

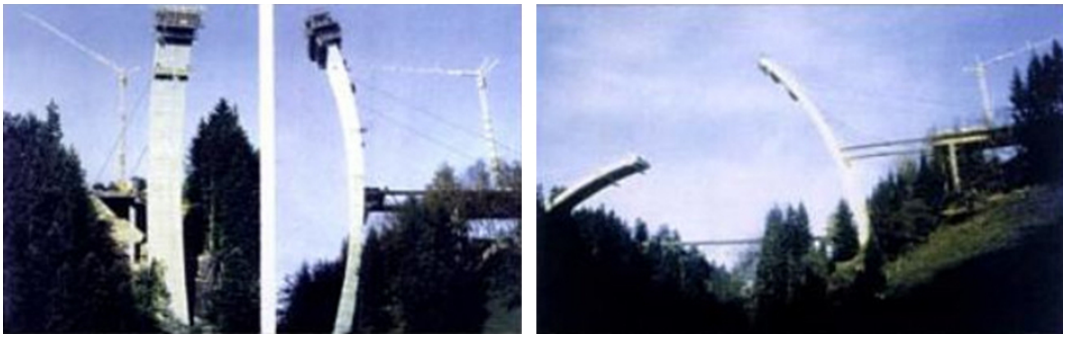

Abbildung 1.5 Hebe-und Absenktechnik bei der Argentobelbrücke [5]

Abbildung 1.6 Argentobelbrücke nach der Herstellung [6]

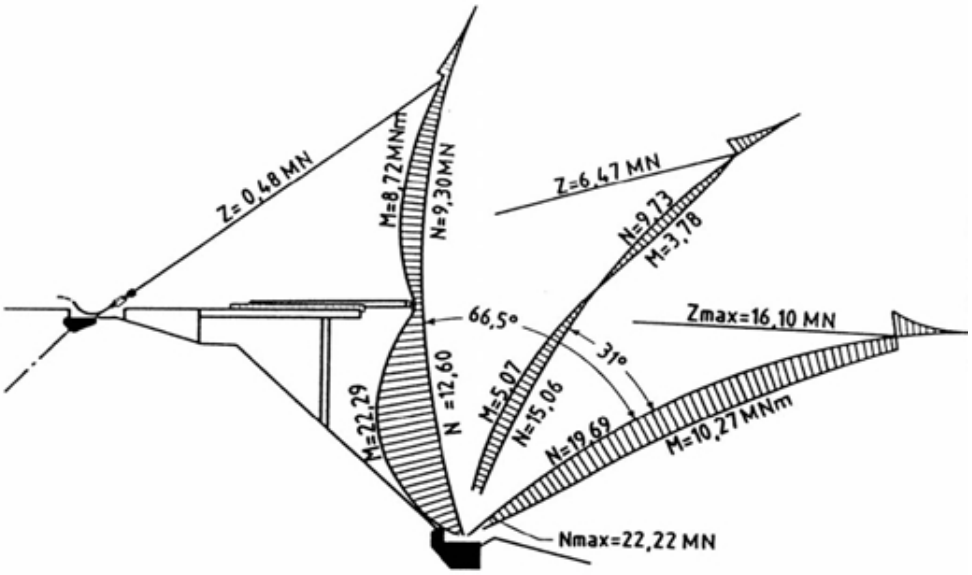

Abbildung 1.7 Schnittkraftverlauf beim Abklappen [6]

1.2 Brückenklappverfahren

1.2.1 Allgemeines

In den letzten Jahren wurde auf der Suche nach zeitsparenden und kosteneffizienten Brückenbaumethoden etwas Neuartiges vorgeschlagen. Es geht um das so genannte Brückenklappverfahren (Abbildung 1.8). Diesen Verfahren wurde am Institut für Tragkonstruktionen an der Technischen Universität Wien entwickelt. Für dieses wurde im Juni 2007 das Deutsche Patent [7] erteilt.

In Anlehnung an das Bogenklappverfahren werden im ersten Schritt die Pfeiler und die zwei Brückenträger in senkrechter Lage mittels einer Kletterschalung und mit einfacher Hebetechnik hergestellt. Das verringert den Schalungsaufwand, die Herstellungszeit und die Kosten wesentlich. Bei annähernd senkrechter Herstellung sind die Brückenträger viel geringeren Beanspruchungen ausgesetzt, weil keine Biegebeanspruchung in den

Brückenträgern wie etwa beim Freivorbau oder Taktschiebverfahren auftritt und die Spannweite durch die Stützstäbe und bzw. Abspannungen reduziert wird. Durch das Anheben werden die Brückenträger um 90 Grad gedreht und in ihre endgültige Lage befördert. Das ganze wird wie ein Regenschirm aufgespannt oder wie eine Wäschespinne aufgeklappt [8]. Im aufgeklappten Zustand werden dann die Öffnungen zubetoniert, um eine durchgehende Fahrbahnplatte zu erhalten.

Abbildung 1.8 Entwicklung der Bauverfahren von Brücken im Vergleich [9]

Beim Brückenklappverfahren sind drei Varianten zu unterscheiden:

- Druckstrebenvariante mit zwei oder vier Druckstreben (Abbildung 1.9)
- Zugstrebenvariante mit Zugkabeln (Abbildung 1.10)
- Druckstrebenvariante mit Hilfspfeilern (Abbildung 1.11)

Im Falle der Druckstrebenvariante werden alle drei Bauteile (Pfeiler, Brückenträger, Druckstreben) zur gleichen Zeit in die Höhe gebaut. Das bringt den Vorteil, dass die Arbeitsbühnen für die Schalungen miteinander gekoppelt werden können [2]. Somit ergibt sich eine große Arbeitsfläche, um eine optimale Taktgeschwindigkeit einzuhalten [2]. Alle fünf Tage ist ein Takt bis 4 m möglich

[2]. Dies ist ein wesentlicher Faktor in Bezug auf Produktivität und Kostensenkung [2].

Das Druckstrebenverfahren mit Hilfspfeiler ist eine Weiterentwicklung der Druckstrebenvariante und wird eingesetzt, um das Brückenklappverfahren auch bei flacheren Taleinschnitten anwenden zu können [2]. Der Hilfspfeiler kann aus Betonfertigteilen bestehen und wird nach Aufklappen eines Brückenabschnitts abmontiert, um wieder für das nächste Feld weiter verwendet zu werden [2].

1.2.2 Feldversuche

Im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsprojektes mit der FFG, der Technischen Universität Wien und der Firma STRABAG AG wurde im Dezember 2007 ein Feldversuch mit dem Brückenklappverfahren auf dem Versuchsareal "Aspanggründe" durchgeführt. Ziel des Versuches war es, den Aufklappvorgang, also das aneinander Abrollen der Wälzgelenke, zu demonstrieren. Es wurde ein bereits vorhandenes Stahlbetonfundament eines vorgehenden Versuchs für die Aufstellung der Brücken verwendet. Das Versuchsmodell der Zugstrebenbrücke (Abbildung 1.12) wurde mit 17 m Spannweite und jenes der Druckstrebenbücke (Abbildung 1.13) mit 15 m Spannweite unter Verwendung desselben Pfeilers (h = 8,32 m) gebaut [2].

Die Pfeiler wurden mit einem Schlitz versehen, um den Drehvorgang für die Brückenträger bzw. Druckstäben zu ermöglichen. Alle Bauteile (Pfeiler, Brückenträger, Druckstreben) wurden für den Versuch vor Ort mit konventioneller Schalung hergestellt [2]. Alle Querschnitte sind als Vollquerschnitte mit einer Betongüte C50/60 ausgeführt.

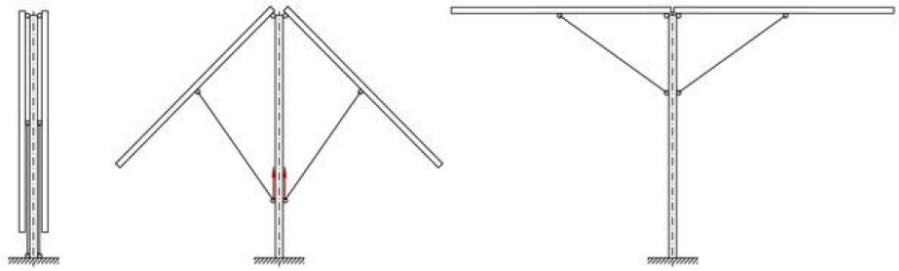

Abbildung 1.9: Brückenklappverfahren nach der Druckstrebenvariante [2]

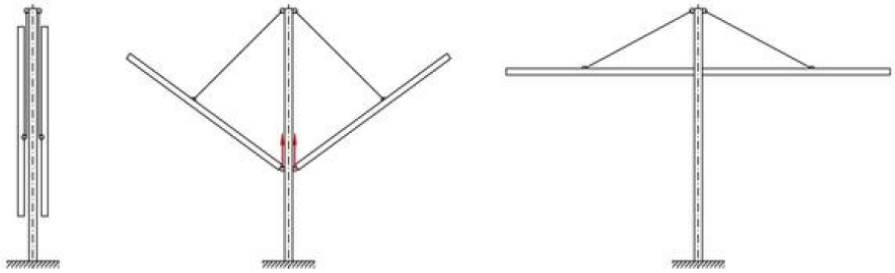

Abbildung 1.10: Brückenklappverfahren nach der Zugstrebenvariante [2]

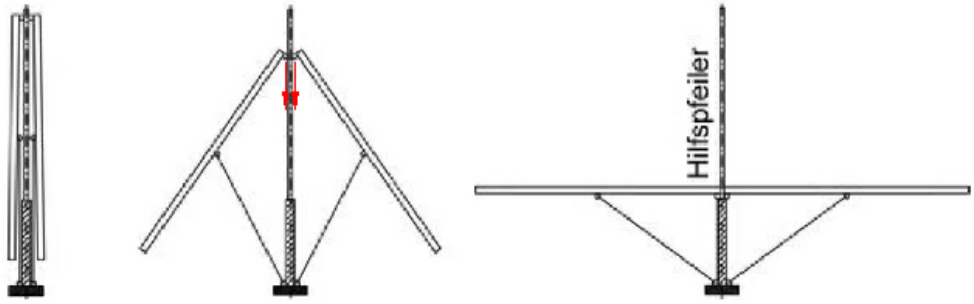

Abbildung 1.11: Brückenklappverfahren nach der Druckstrebenvariante mit Hilfspfeiler [2]

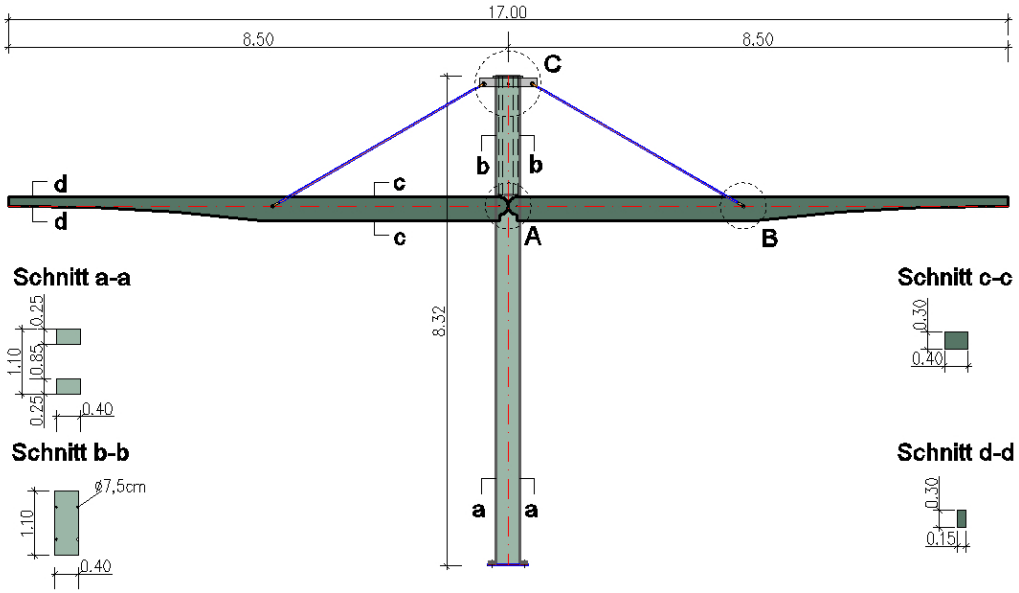

Abbildung 1.12 Konstruktionszeichnung der Zugstrebenvariante

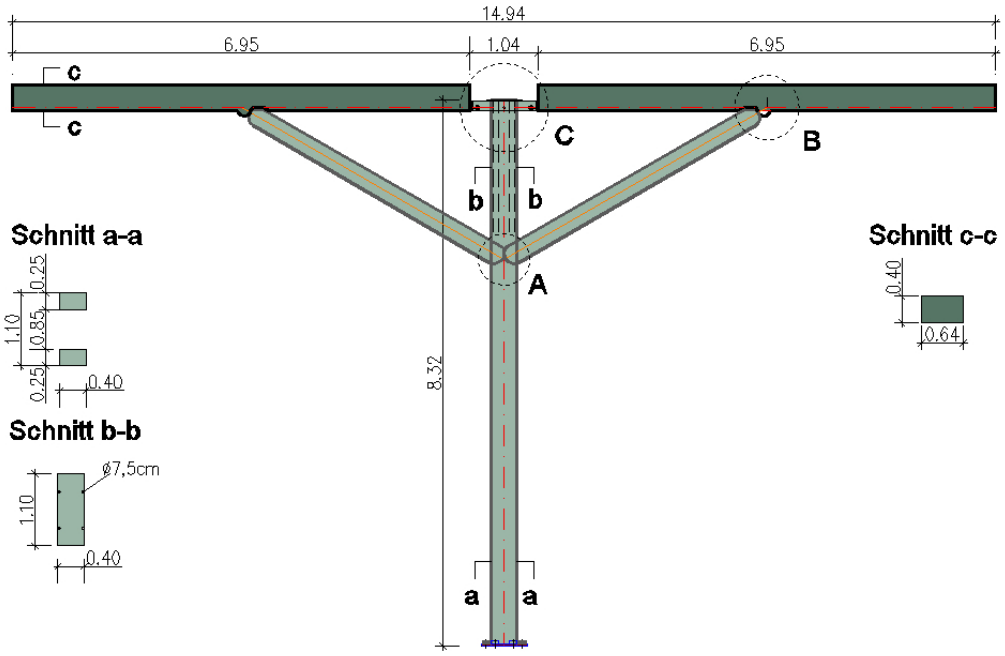

Abbildung 1.13 Konstruktionszeichnung der Druckstrebenvariante

Die Brückenteile wurden mit Hilfe eines Autokrans zusammengebaut. Vier Hydraulikzylinder, die mit Pressenstühlen auf dem Pfeilerkopf aufgesetzt wurden, mit einer Hubhöhe von jeweils 25 cm wurden für die Versuche als Hebetechnik verwendet. Die Gewindestangen (d = 20 mm), welche durch den Pfeiler liefen, wurden am oberen Ende mit den Hydraulikzylindern und am unteren Ende mit den zu hebenden Brückenteilen verbunden [2]. Bei einer Großbrücke würden für den Hubvorgang Litzenhebesysteme verwendet werden [2].

Bei der Zugstrebenbrücke wurde zuerst der Pfeiler aufgestellt und mittels Gewindemutter und Stahlplatte am vorhandenen Fundament eingespannt. Nach dem Einheben der Brückenträger, die mit einer Voutung versehen wurden, wurden die Zugstreben an Pfeilerkopf und Brückenträger montiert und mittels Splinten gegen Herausrutschen gesichert. Für die Zugglieder wurden Gewindestangen mit einem Durchmesser von 20 mm gewählt. Im Dezember 2007 wurde die Zugstrebenbrücke erfolgreich aufgeklappt (Abbildung 1.14).

Abbildung 1.14 Abfolge des Aufklappvorganges bei der Zugstrebenbrücke

Bei der Druckstrebenbrücke wurden zuerst die Druckstreben in die richtige Position zum Pfeiler gestellt und anschließend die Brückenträger eingehängt. Der zweite Feldversuch wurde mit dem Brückenklappverfahren im Januar 2008 durchgeführt (Abbildung 1.15). Die beiden Feldversuche verliefen ohne Komplikationen.

Abbildung 1.15 Abfolge des Aufklappvorganges bei der Druckstrebenbrücke

1.2.3 Knotenpunkte

Für die Ausführung der Knotenpunkte (Abbildung 1.12 und Abbildung 1.13) stehen bekannte und bewährte Lösungen aus dem Stahl- und Betonbau zur Verfügung.

Eine neue, aber besonders geeignete Ausführung des Knotens A wird in (Abbildung 1.16) dargestellt [9]. Gebogene Stahlbleche dienen als Schalung für den am Brückenträger bzw. Druckstab angeschlossenen Drehzylinder entlang der

Berührungsflächen, einem sogenannten Wälzgelenk. Beim Anheben wälzen sich die beiden zylinderförmigen Endpunkte der Brückenträger gegeneinander ab und ermöglichen so eine zwängungsfreie Drehung [9].

Ähnlich ist der Knoten B bei der Druckstrebenbrücke ausgeführt (Abbildung 1.17 und Abbildung 1.18). Damit das obere Druckstrebenende am anliegenden Halbzylinder des Brückenträgers nicht vorbeirutschen konnte, wurde dort ein zusätzliches Stahlblech angebracht. Dieses war auf der einen Seite am Brückenträger mit Schrauben befestigt und auf der anderen Seite an der Druckstrebe angeschweißt.

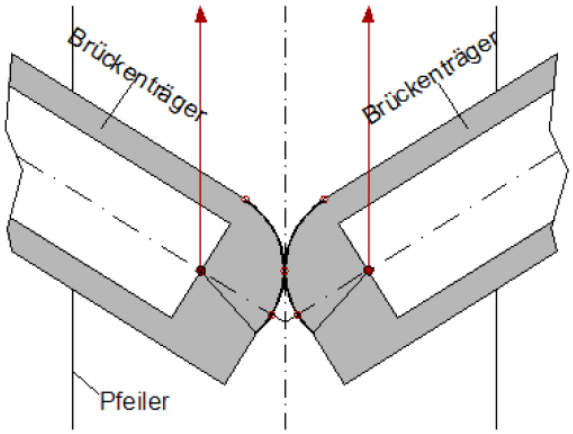

Abbildung 1.16 Konstruktive Durchbildung des Knotens A [9]

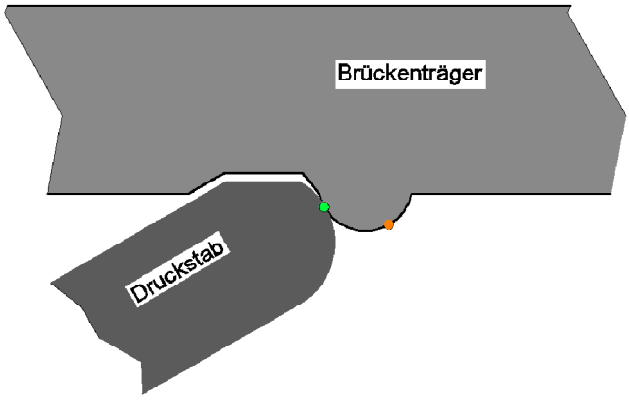

Abbildung 1.17 Konstruktive Durchbildung des Knotens B bei der Druckstrebenvariante

Abbildung 1.18 Knoten B (Wälzgelenk) bei der Druckstrebenvariante des Feldversuchs [10]

Maßgebliches Kriterium für die Dimensionierung der Knoten A und Knoten B (Druckstrebenvariante) ist die Hertzsche Pressung. Diese lässt sich folgendermaßen berechnen

$$\mathrm{p}\,max = \sqrt{\frac{F.E}{\pi.L.(1-\upsilon)}.\left(\frac{1}{d_1}+\frac{1}{d_2}\right)} \qquad (1.1)$$

$p\,max$ – maximale Hertzsche Pressung zwischen zwei Zylindern

F - Druckkraft, [N]

E - Elastizitätsmodul, [$\mathrm{N/mm^2}$]

L - Berührungslänge, [mm]

υ - Poissonzahl, [−]

d - Durchmesser der Zylinder, [mm]

Es wurden die Hertzschen Pressungen im Knoten B und C für die Druckstrebenbrücke des Feldversuchs berechnet:

- Knoten B

$F =$ 98000 N – maximale Druckkraft in einer Druckstrebe

$E =$ 210000 [N/mm²]

$L =$ 300 mm

$\upsilon =$ 0,3

$d_1 = d_2 =$ 300 mm

$$\text{p}\,max = \sqrt{\frac{98000.\cos(30)\,.210000}{\pi.300.(1-0{,}3)}.\left(\frac{1}{300}+\frac{1}{300}\right)} = 374\ \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Knoten C

F= 98000 N – maximale Druckkraft in einer Druckstrebe

$E =$ 210000 $\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$L =$ 300 mm

$\upsilon =$ 0,3

$d_1 =$ 300 mm

$d_3 =$ 200 mm

$$\text{p}\,max = \sqrt{\frac{98000.210000}{\pi.300.(1-0{,}3)}.\left(\frac{1}{300}+\frac{1}{200}\right)} = 449\ \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Als Entwurfsbeispiel wurde eine um den Faktor 10 vergrößerte Version des Feldversuchs mit Druckstreben herangezogen [2]. Abweichend von den Brückenteilen des Feldversuchs, die als Vollquerschnitte ausgebildet waren, werden Pfeiler, Druckstreben, und Brückenträger des Entwurfsbeispiels in

vertikaler Position als Hohlquerschnitte mit Kletterschalungen hergestellt [2]. Die Abmessungen sind in Abbildung 1.19 gezeichnet.

Es wurden die Hertzschen Pressung in der Berührungslinie von Druckstreben und Brückenträger berechnet:

F= 23400000 N – maximale Druckkraft in einer Druckstrebe

$E = 210000\ \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$

$L = 3000\ \mathrm{mm}$

$\upsilon = 0{,}3$

$d_1 = 3000\ \mathrm{mm}$

$d_3 = 2000\ \mathrm{mm}$

$$\mathrm{p}\,max = \sqrt{\frac{23400000.210000}{\pi.3000.(1-0{,}3)}.\left(\frac{1}{3000}+\frac{1}{2000}\right)} = 691\ \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$$

Die berechnete Spannung ist nur um 54 % über der entsprechenden Spannung des Feldversuchs, obwohl die Druckkraft des Entwurfsbeispiels 237-mal so groß ist wie die größte Druckkraft des Feldversuchs.

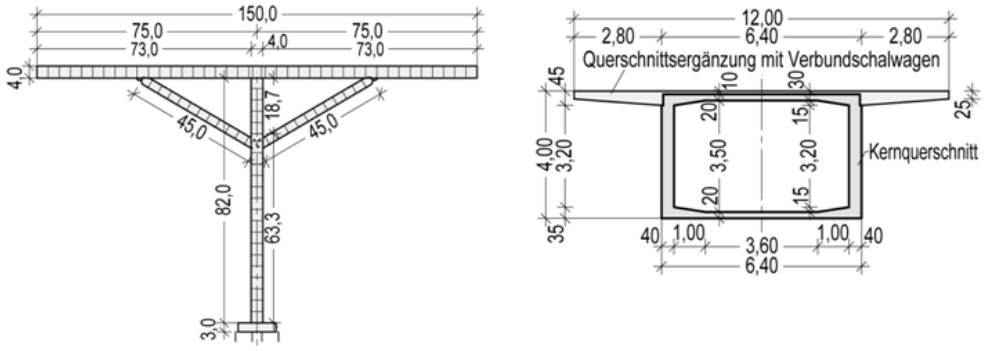

Abbildung 1.19 Entwurfsbeispiel mit den zehnfachen Abmessungen des Feldversuchs [2].

1.2.4 Bewertung

Der Einsatzbereich des Brückenklappverfahrens zur Herstellung von Talbrücken mit hohen Pfeilern liegt bei Pfeilerabständen von 50 m bis 250 m und deckt sich damit weitgehend mit dem Anwendungsbereich des Freivorbauverfahrens [2]. Eine Freivorbaubrücke (Abbildung 1.20) mit Hauptabmessungen entsprechend dem Entwurfsbeispiel für eine Druckstrebenbrücke wurde zum Vergleich herangezogen. Die Abmessungen der Freivorbaubrücke wurden in Anlehnung an die 2005 fertiggestellte Draubrücke Lippitzbach [2] gewählt.

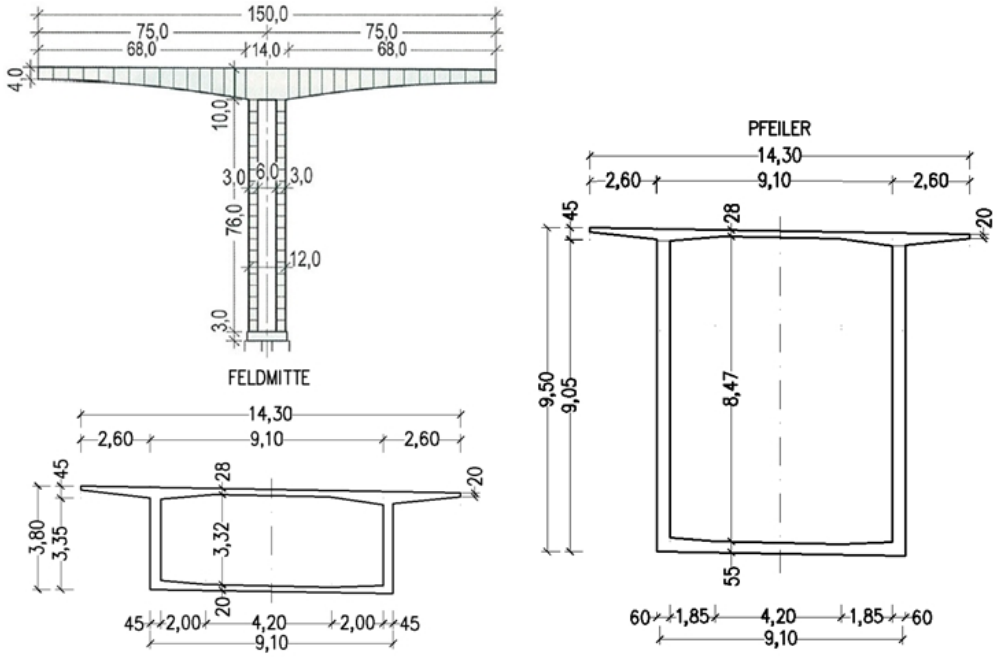

Abbildung 1.20 Beispiel für eine Freivorbaubrücke [2]

Bei der Freivorbaubrücke werden zuerst die Pfeiler, anschließend der Pfeilertisch und zuletzt die Brückenträger mit den beiden Freivorbauwagen hergestellt. Mit üblichen Annahmen für die zur Herstellung der einzelnen Takte erforderlichen Zeiten ergibt sich eine Bauzeit von 12 Wochen für den Pfeiler, 9 Wochen für den Pfeilertisch und 15 Wochen für die beiden Brückenträger. Die Gesamtbauzeit für die Freivorbaubrücke beträgt 36 Wochen.

Das Brückenklappverfahren ermöglicht eine schnellere Herstellung der Brückenträger in senkrechter Lage mittels einer Kletterschalung. Beim Brückenklappverfahren können zwei Regeltakte, je 3,8 m lang, pro Woche hergestellt werden. Im Freivorbau ist nur von einem Wochentakt, je 3,5 m bis 5 m lang, auszugehen. Eine weitere Zeitersparnis gegenüber dem Freivorbau kann durch die teilweise gleichzeitige Herstellung von Pfeiler, Druckstreben und Brückenträger erreicht werden. Die Gesamtbauzeit ab Oberkante Pfahlkopfplatte kann für einen Pfeilerstandort auf 24 bis 28 Wochen reduziert werden [2].

Den wesentlichen Vorteil des Brückenklappverfahrens gegenüber dem Freivorbauverfahren offenbart der Vergleich der benötigen Baustoffmassen (Abbildung 1.21). Die Druckstreben reduzieren die Spannweite des Brückenträgers und bewirken dadurch eine Reduktion des erforderlichen Querschnitts des Brückenträgers, was auch aus dem Vergleich der Abbildung 1.19 und Abbildung 1.20 hervorgeht.

In Abbildung 1.22 ist die Weiterentwicklung der Druckstrebenvariante mit insgesamt 4 Druckstreben dargestellt. Mit dieser wurde im Andelsbachtal eine Brücke entworfen und bearbeitet [11].

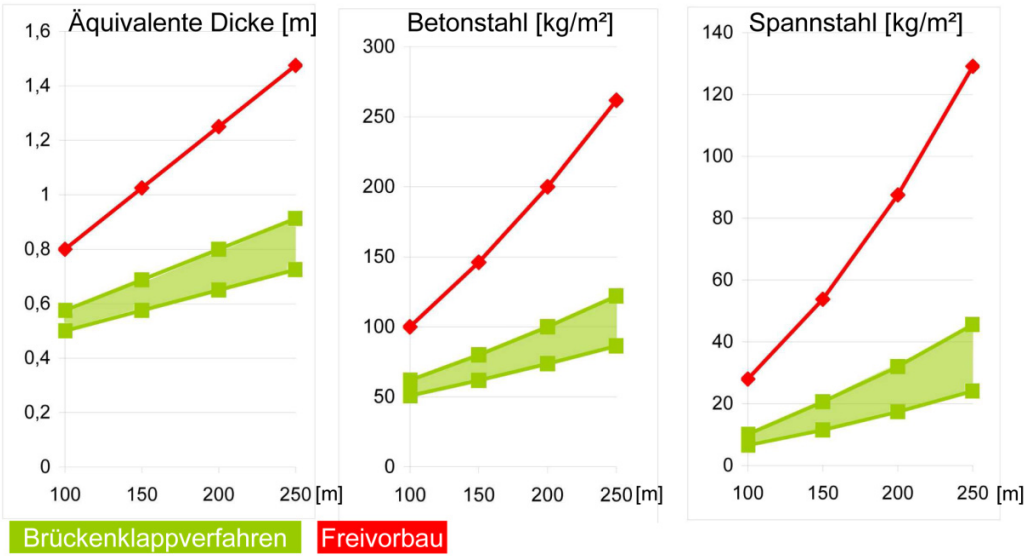

Abbildung 1.21 Abhängigkeit der Baustoffmassen für den Brückenträger von der Spannweite [2]

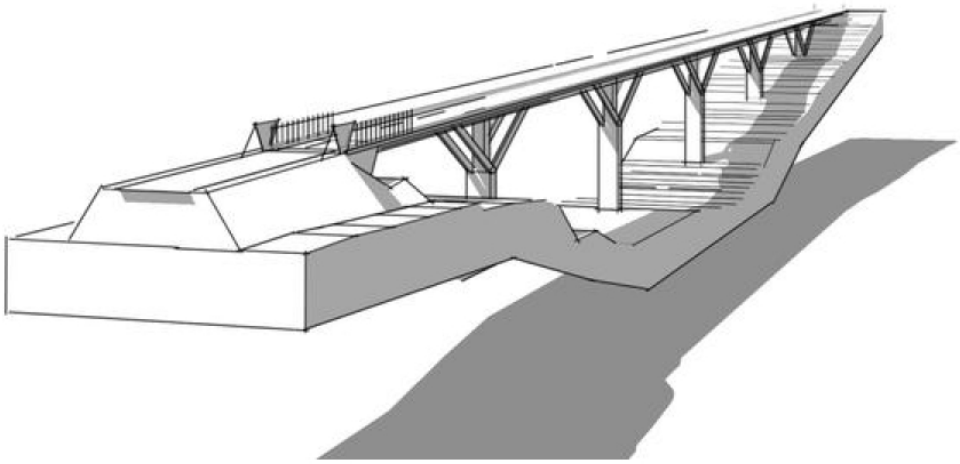

Abbildung 1.22 Entwurf der Andelsbachtalbrücke [11]

2 Was ist ein Wälzgelenk? Frühere Versuche.

2.1 Historischer Überblick

Betongelenke wurden erst im XIX Jahrhundert im Brückenbau verwendet. Diese wurden als Auflager von Balkenbrücken (Betonpendeln) oder als Gelenke im Scheitel und im Kämpfer von Bogenbrücken (Wälzgelenke) eingesetzt [12]. Bauingenieur Klaus Köpcke hat im Jahre 1888 erstmalig Wälzgelenke beim Bau einer Bogenbrücke angewendet. Seither wurden Wälzgelenke immer häufiger ausgeführt [13].

2.2 Wälzgelenke mit gepanzerter Wälzfläche

Die Herstellung von Betonwälzgelenken auf dem Lehrgerüst oder das Versetzen von fertigen Gelenkquadern auf der Schalung ist erfahrungsgemäß nicht nur umständlich, sondern auch ungenau [14]. Diese Mängel veranlassten Dr.-Ing. Emil Burkhart, die Erfindung von Betongelenken mit gepanzerter Wälzfläche, Anfang des XX Jahrhunderts zu machen (Abbildung 2.1). Bei diesen Gelenken wurden die Wälzflächen der beiden Gelenkquader durch entsprechend gebogene Blechtafeln gebildet, die so miteinander verschraubt sind, dass sie als Ganzes auf der Schalung versetzt werden können und nachdem sie in die genaue Lage gebracht sind mit Beton hinterstampft werden [14]. Gegenüber den Verfahren zur Herstellung der Gelenke ohne Panzerung haben die gepanzerten Wälzgelenke den Vorteil, dass sie einfach und genau hergestellt werden können und die Wälzflächen sich dort berühren, wo sie es rechnungsmäßig tun sollen. Dazu kommt, dass die Kosten für das Herstellen und Versetzen durch den Wegfall der genauen Herstellung der Wälzflächen, den umständlichen Transport und das schwierige Versetzen geringer sind [14]. Auch gegenüber Stahlgelenken sind die Kosten für das Betongelenk mit Panzerung erheblich geringer [14].

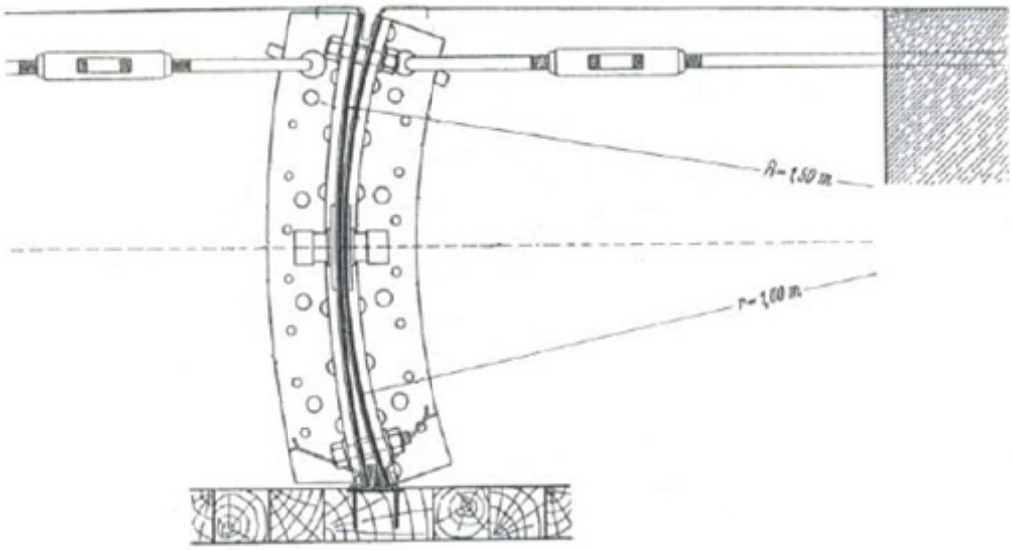

Abbildung 2.1 Konstruktion eines Betongelenks mit gepanzerter Wälzfläche [14]

Die beiden gekrümmten Bleche wurden durch Schrauben mit Keilringen zusammengehalten [14]. Auf der Schalung wurde das Gelenk am unteren Rand durch einen auf der Schalung aufgeschraubten Winkel und am oberen Rand durch einen Anker gehalten. Die Bleche sind im Allgemein 8 mm dick und bestehen aus St 37 (St 37 nach DIN entspricht nach EN S235). Um Rosten entgegen zu wirken, ist Kupfer zugesetzt.

Mit dem so konstruierten Gelenk wurde erstmals von der Neckarbaudirektion Stuttgart im Jahre 1927 ein Versuch bei der nach ihrem Entwurf ausgeführten Feldwegebrücke über den Schiffahrtskanal der Staustufe Obereßlingen der Neckarkanalisierung ausgeführt [14] (Abbildung 2.2). Die Brücke war als Dreigelenkbogen mit 43,3 m Spannweite und 4 m Pfeilhöhe ausgeführt. Nach der statischen Berechnung, die für Brückenklasse II nach DIN 1072 durchgeführt wurde, beträgt der größte Druck im Scheitel 3875 kN und im Kämpfer 4233 kN [14]. Die Halbmesser der Gelenkbleche im Scheitel und im Kämpfer betragen R = 3,25 m, r = 2,50 m [14]. Nach Hertz errechnen sich die Berührungsspannungen zu 38 N/mm^2 bzw. 36 N/mm^2 [14]. Bereits bei dieser ersten Ausführung zeigten sich die praktischen Vorteile des gepanzerten Wälzgelenkes:

- der bequeme Transport der verhältnismäßig leichten Gelenkbleche,

- die einfache Aufstellung und genaue Einstellbarkeit, sowie die anstandslose Hinterbetonierung der Gelenkbleche

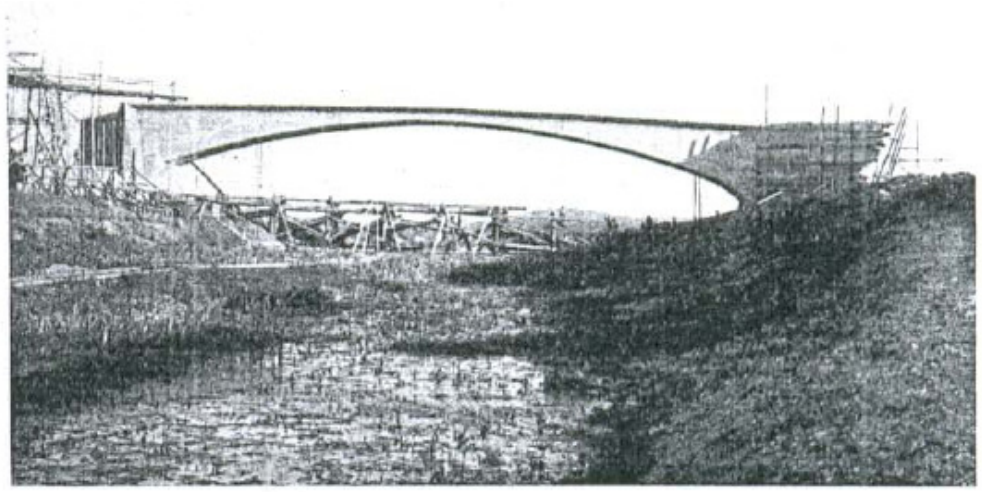

Abbildung 2.2 Feldwegbrücke über den Schiffahrtkanal der Staustufe Obereßlingen der Neckarkanalisierung [14]

Hatte diese erste Ausführung den Nachweis der praktischen Vorzüge der Erfindung gegenüber den bisherigen Ausführungsweisen erbracht, so war noch das Verhalten der Bleche auf die zulässigen Pressungen in den Berührungsstreifen ungeklärt [14]. Es war anzunehmen, dass einerseits durch die Zwischenschaltung der Bleche eine gleichmäßige Teilnahme des darunterliegenden Betons an der Druckübertragung erreicht werden könnte, andererseits durch die Haftfestigkeit des Betons an den Blechen die Querzugsspannungen in den Gelenkquadern vermindert werden könnten. Zur Klärung dieser Fragen wurde in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart eine Reihe von Vergleichsversuchen angestellt. Diese erstreckten sich auf:

- Gelenkkörper aus Stampfbeton
- Gelenkkörper aus Stampfbeton mit Blechpanzerung
- Eisenbetongelenkkörper mit Bewehrung gegen Zugrisse ohne Blechpanzerung
- Eisenbetongelenkkörper mit Bewehrung und mit Blechpanzerung

Die Glenkkörper hatten einen Querschnitt von 0,30/0,30 m und eine Höhe von 0,28 m bis 0,36 m [14]. Der Krümmungshalbmesser des konkaven Gelenkkörpers betrug 0,90 m, der des konvexen Gelenkkörpers 0,50 m [14]. Die Dicke der Gelenkbleche, die aus St 37 bestanden, betrug 8 mm [14]. Die Gelenkkörper erhielten eine Bewehrung aus Rundeisen mit einem Durchmesser von 6 mm [14]. Die Versuchskörper sollten in Anlehnung an die Praxis im Maßstab 1: 4 hergestellt werden.

Von den Stampfbetongelenkkörpern wurden sechs Paar ohne Blech, sechs Paar mit Blech und von den Eisenbetongelenken je drei Paar mit und drei Paar ohne Blech hergestellt [14]. Je drei Paar Gelenkquader aus Stampfbeton sollten nach 28 Tagen, die restlichen drei Paar noch nach drei Monaten zur Bestimmung des Einflusses des Alters geprüft werden.

Die Ergebnisse der aufnehmbaren Drucklast der Gelenkquader sind in Abbildung 2.3 dargestellt. Die Bruchlast, welche dem 5,5-fachen Wert der Risslast entspricht, nimmt mit der Stärke der Panzerung zu. Beachtenswert ist auch die Steigerung der Bruchfestigkeit allein durch die Bewehrung. Der Einfluss des Alters ist in Abbildung 2.4 gezeigt. Es kann mit dem Alter eine Steigerung der Druckfestigkeit um 25 % beobachtet werden.

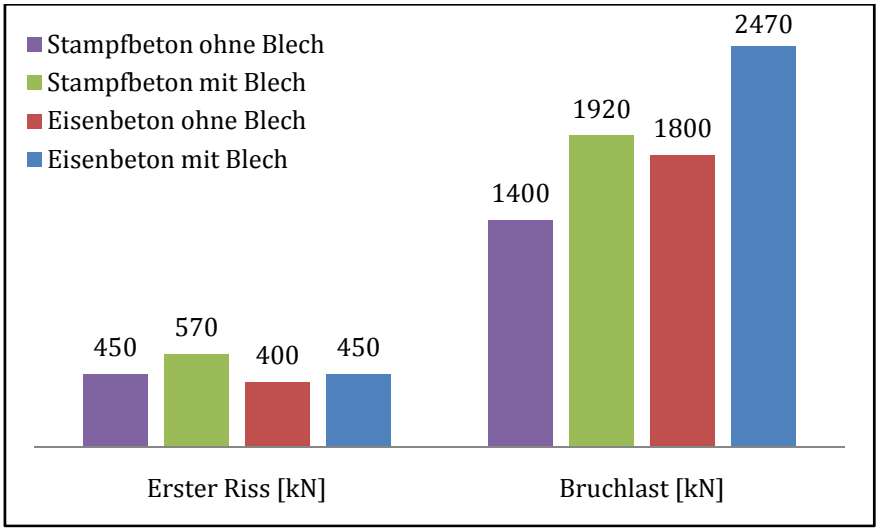

Abbildung 2.3 Druckkraft bei dem ersten Riss und bei der Bruchlast für Stampfbeton mit und ohne Blech

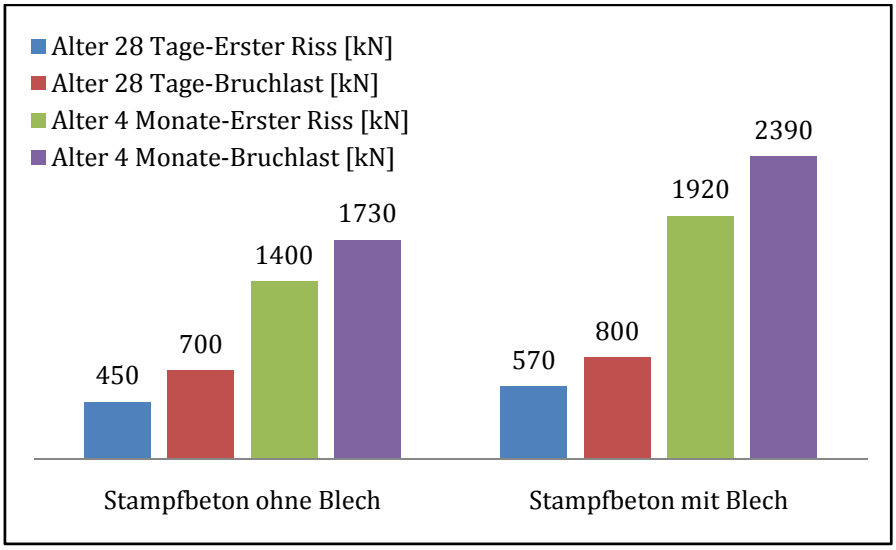

Abbildung 2.4 Einfluss des Alters für Stampfbeton mit und ohne Blech

In der Abbildung 2.5 sind die Gelenkquader aus Stampfbeton ohne und mit Blechpanzerung am Schluss des Belastungsversuches dargestellt. Die Abbildung 2.6 weist zwei Gelenkquader aus Eisenbeton ohne und mit Blechpanzerung am Schluss des Belastungsversuches auf. Durch die eingelegte Rundeisenbewehrung kann sich der charakteristische, durchgehend und verlaufende Riss in der Mitte des Feldes gar nicht bilden. Der Vergleich der Rissbilder zeigt, dass die Drucktrajektorien beim gepanzerten Gelenk steiler als beim ungepanzerten Gelenk verlaufen [14]. Die Erklärung für die höhere Bruchlast findet sich dadurch, dass bei steilerem Verlauf der Drucktrajektorien die Querzugspannungen geringer sind [14].

Berechnet man nach Hertz für das gepanzerte Eisenbetonwälzgelenk die Spannungen in den Berührungsstreifen, so ergibt sich beim Auftreten des ersten Risses unter Annahme eines Elastizitätsmoduls des Betons von 25000 N/mm^2 eine Pressung von 74 N/mm^2 und beim Bruch eine Pressung von 175 N/mm^2 [14].

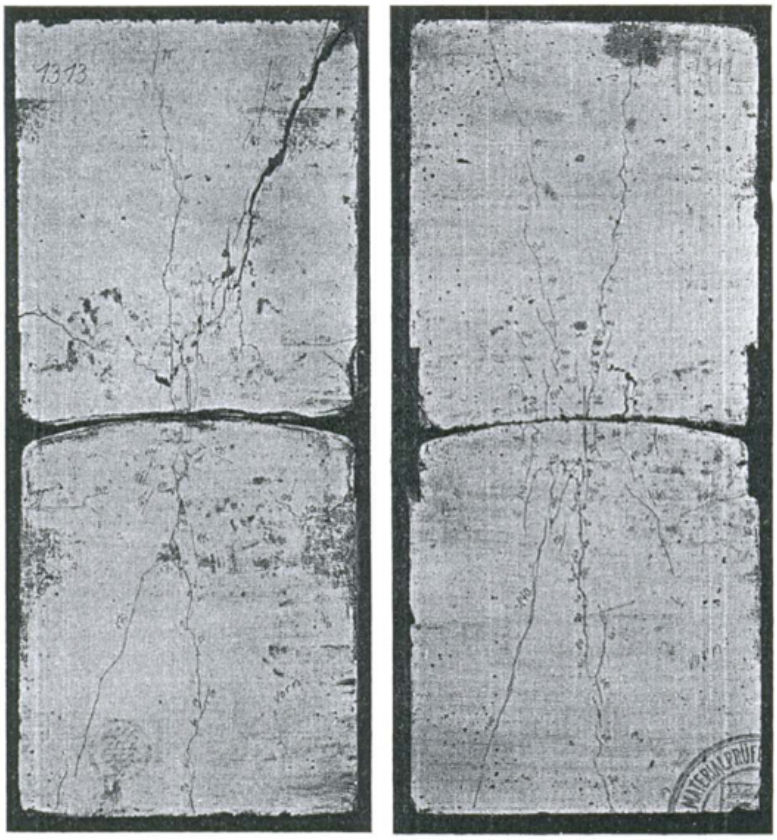

Abbildung 2.5 Rissbilder der Gelenkkörper aus Stampfbeton ohne und mit Blechpanzerung [14]

Dr. E. Burkhardt bemerkte, dass den nach Hertz ermittelten Werten kaum mehr als ein zahlenmäßiger Vergleichswert zukommt. Es müsste einer systematischen vergleichenden Untersuchung vorbehalten werden, besonders für Betongelenke mit gepanzerter Wälzfläche. Eine genauere Bestimmung des zugehörigen Elastizitätsmoduls und der Einfluss der Krümmungshalbmesser sind notwendig, um diese Ergebnisse formelmäßig zu erfassen.

Eine weitere außergewöhnliche Ausführung, bei der das gepanzerte Wälzgelenk mit Erfolg ausgeführt wurde, zeigt die im Jahre 1931 ausgeführte Straßenbrücke (Abbildung 2.7). Diese Brücke wurde als Dreigelenkbogen mit Auslegern konstruiert. Die Öffnung hatte eine Stützweite von 112,8 m.

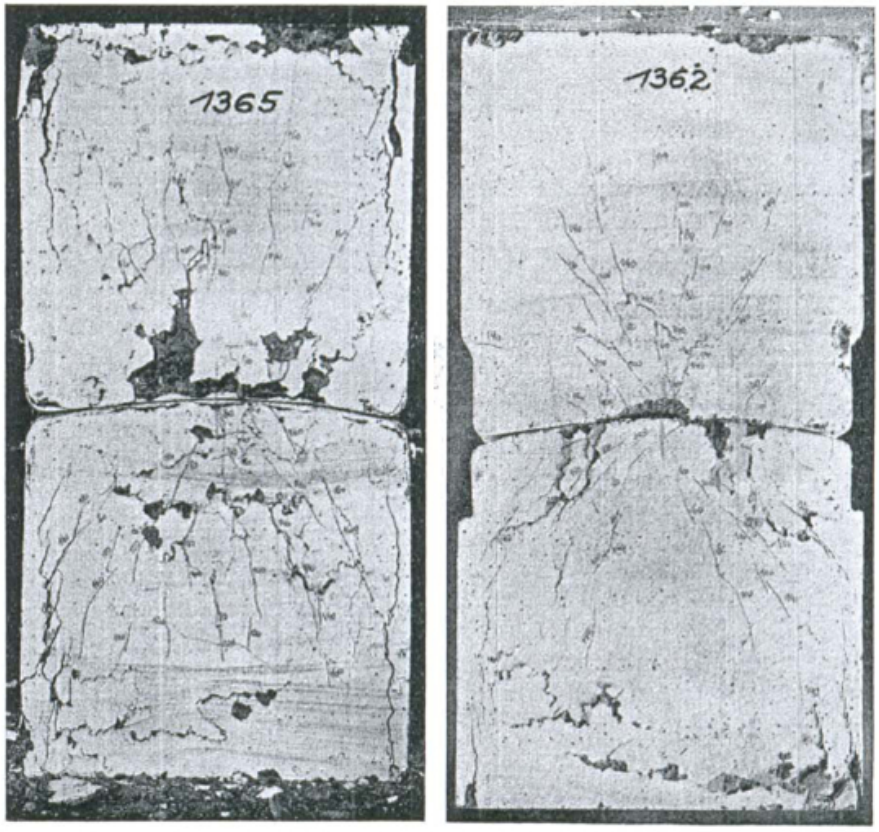

Abbildung 2.6 Rissbilder der Gelenkkörper aus Eisenbeton ohne und mit Blechpanzerung [14]

Abbildung 2.7 Dreigelenkbogenbrücke über Neckar bei Stuttgart [14]

3 Experimentelle Untersuchungen

Im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen an der Technischen Universität Wien wurden Untersuchungen an Wälzgelenken gemacht. Zwei betonierte Wälzgelenke mit Stahlblechen ummantelt wurden gegeneinander gedrückt und gedreht (Abbildung 3.1). Ziel der Drehung ist die Ermittlung der lastabhängigen Steigerung der Rollreibung. Sie ist neben optischen Gesichtspunkten das aussagekräftigste Indiz für die Zerstörung des Wälzgelenkes [10]. Die Laboruntersuchungen sind im Detail in der Diplomarbeit von Dominik Schmidt [10] erklärt. Hier sind nur kurz die wichtigsten Aspekte besprochen.

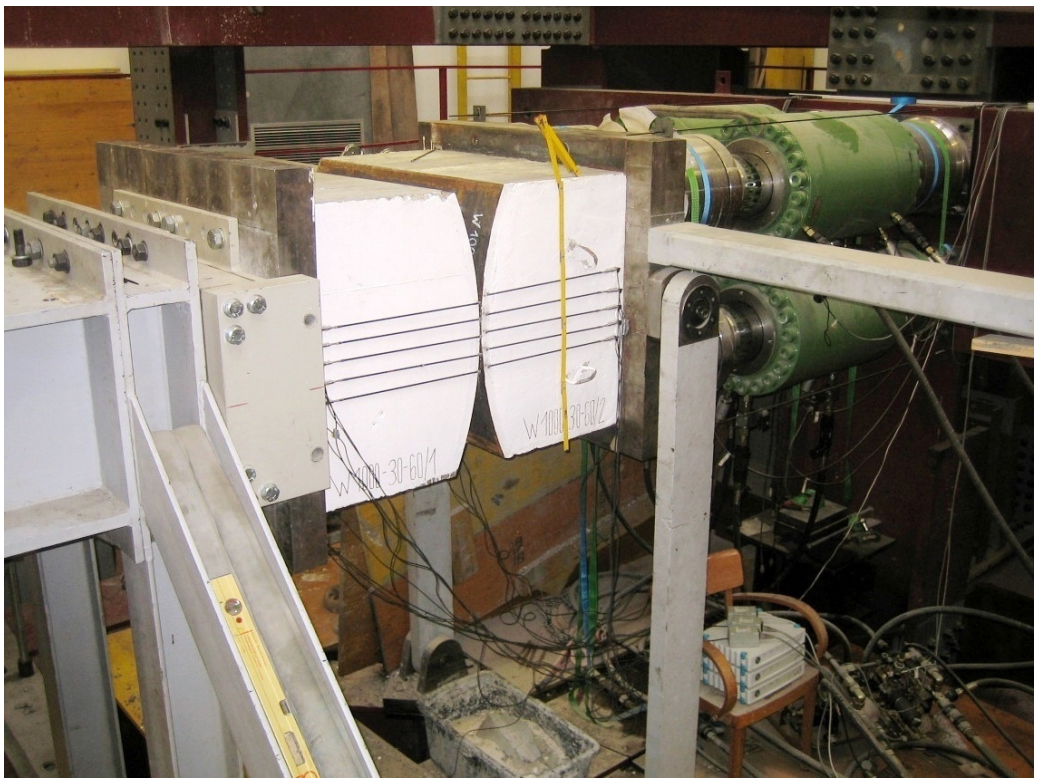

Abbildung 3.1 Laboruntersuchung [10]

3.1 Anfertigung der Wälzgelenke

Um die direkte Vergleichbarkeit der Versuche zu gewährleisten, und um für die gesamte Serie eine Maschinenkonfiguration verwenden zu können, wurden alle Wälzgelenke mit derselben Höhe von ungefähr 56 cm hergestellt [10]. Die Breite wurde für die bestmögliche Aussagekraft der Ergebnisse der für Maschine die größte mögliche Breite von 1000 mm gewählt [10]. Die Höhe der Wälzgelenke wurde im Wesentlichen an die Gegebenheiten und das Lochbild der Druckplatten angepasst. Somit ergab sich eine Betonhöhe von 800 mm. Die Versuchsreihe bestand insgesamt aus 18 Versuchskörpern, also neun Versuche mit zwei identischen Wälzgelenken. Diese unterscheiden sich voneinander nach:

- Radius (0,5 m; 1,0 m; 2,0 m)
- Dicke des Stahlblechs (1 cm; 3 cm)
- Betongüteklasse (C20/25; C50/60)

3.1.1 Die Montageplatte

Als Verbindung der Druckplatte der Prüfmaschine zum Wälzgelenkkörper wurde je Wälzkörper eine Stahlplatte mit aufgeschweißten Kopfbolzen und vier Bohrungen angefertigt (Abbildung 3.2). Die Kopfbolzen dienen einerseits als kraftschlüssige Verbindung zum Beton, andererseits sollen sie gemeinsam mit der Bewehrung den Spaltzugkräften im Beton entgegenwirken. Mit 100 mm Abstand wurden, für alle Wälzgelenke gleich, oben und unten eine Reihe von neun Kopfbolzen mit der Dimension 19 x 100 mm aufgeschweißt [10]. Die vier Bohrungen in der Platte wurden für die Montage mittels M27 Bolzen mit einem Durchmesser von 30 mm gebohrt. Leider stellte sich bei der Montage heraus, dass die Bohrungen ungenau gesetzt waren, sodass die meisten Wälzgelenke nur mit zwei Stück M27 Bolzen montiert werden konnten [10].

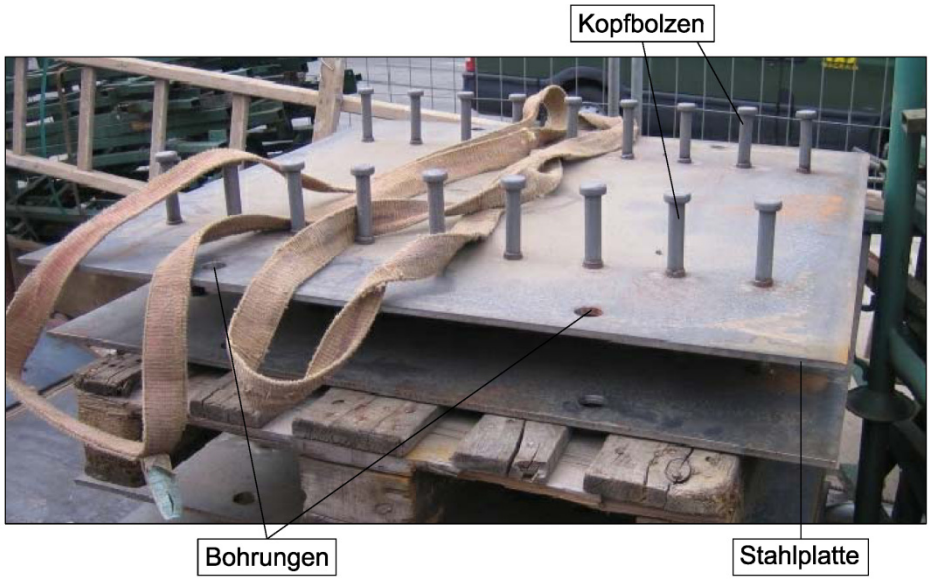

Abbildung 3.2 Montageplatte

3.1.2 Die Bewehrung

Die Bewehrung ist bei allen Prüfkörpern gleich (Stahlgüte BSt 550), sodass der direkte Vergleich der Versuche möglich ist (Abbildung 3.3). Die Hauptaufgabe der Bewehrung ist es die Spaltzugkräfte im Beton außerhalb des Berührpunktes so gering zu halten, dass diese nicht zum Versagen führen.

3.1.3 Die Blechpanzerung

Die Bleche wurden in der Güte S235 hergestellt und fertig gekrümmt mit den Außenradien 500 mm, 1000 mm, und 2000 mm auf die Baustelle geliefert. Um nach dem Versuch den Beton unter der Platte begutachten zu können, werden die Bleche abnehmbar gestaltet [10]. Dazu sind sie mit vier Bohrungen mit einem Durchmesser von 24 mm versehen. Durch jede Bohrung wird eine Gewindestange M16 mit einer Länge von 150 mm gesteckt und auf beiden Seiten mit einer Mutter angezogen. Die Bohrungen sind nicht symmetrisch,

sondern um 70 mm in Längsrichtung versetzt angeordnet, sodass die aus den Bohrungen herausstehen Gewindestangen mit Muttern auch bei großen Verformungen einander nicht berühren. Beim Wälzgelenk mit dem Radius 2.000 mm musste dennoch die Rotation von ±4° auf ±3° reduziert und die Gewindestangen mitsamt den Muttern gekürzt werden, damit die beiden Wälzkörper nicht aneinander anstanden [10].

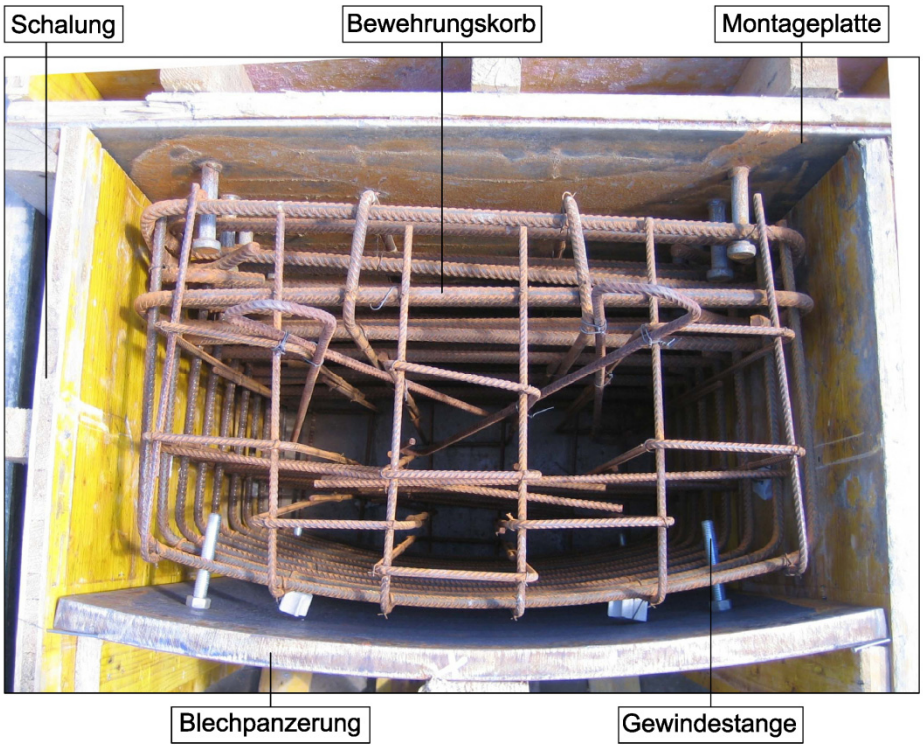

Abbildung 3.3 W-2000-30-25 gleich vor dem Betonieren

3.2 Versuchsaufbau

Im Labor des Institutes für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien befindet sich die Prüfanlage (Abbildung 3.4). Der Prüfrahmen (Abbildung

3.5) hat ein Eigengewicht von ca. 200 t. Er ist mehrfach statisch unbestimmt und ermöglicht Druckversuche an Bauteilen bis knapp 30000 kN [10].

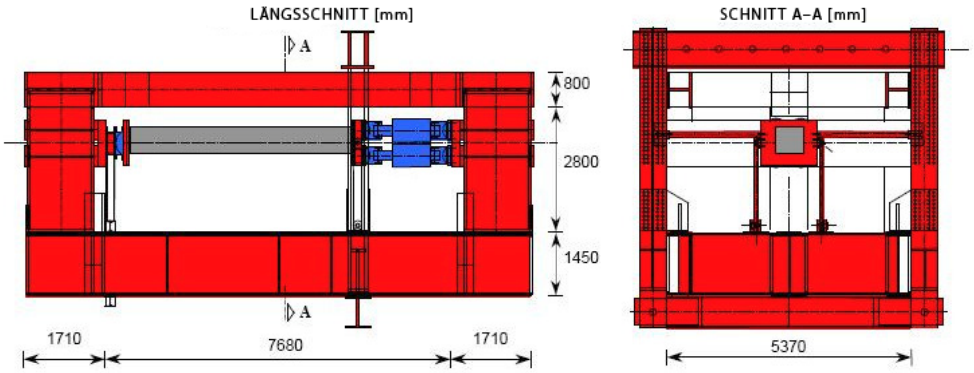

Abbildung 3.4 Prüfanlage in Längs- und Querschnitt [10]

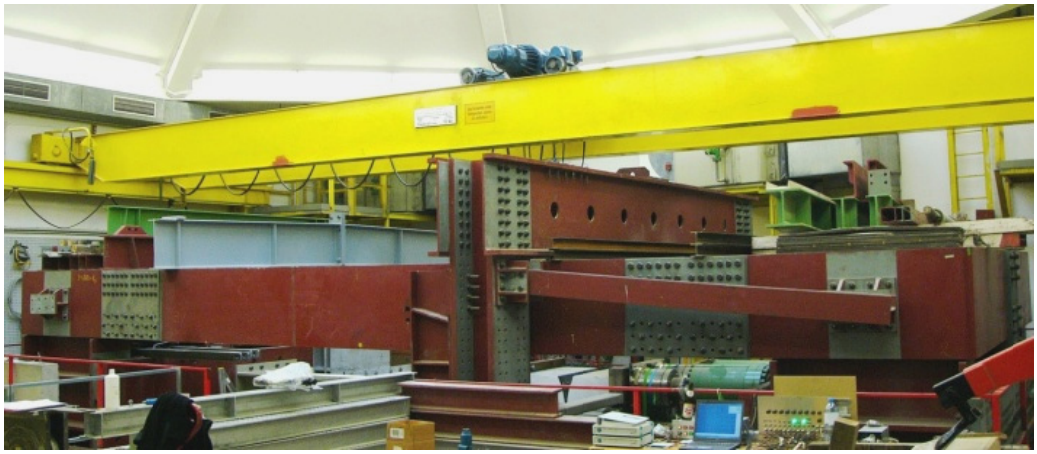

Abbildung 3.5 Prüfrahmen

Die vier hydraulischen Pressen (Abbildung 3.6) sind in zwei Reihen positioniert. Jede Reihe kann eine Druckkraft von 9 MN erzeugen. Das macht bei zentrischer Belastung insgesamt 18 MN Pressenkraft bei einer maximalen Bauteillänge von 5,4 m.

Vor dem Aufbringen der Belastung wurden die Probekörper horizontal auf den Stahlplatten montiert (Abbildung 3.7). Dann wurden die Wegaufnehmer, mit Kurzzeichen Weg beschriftet, eingestellt.

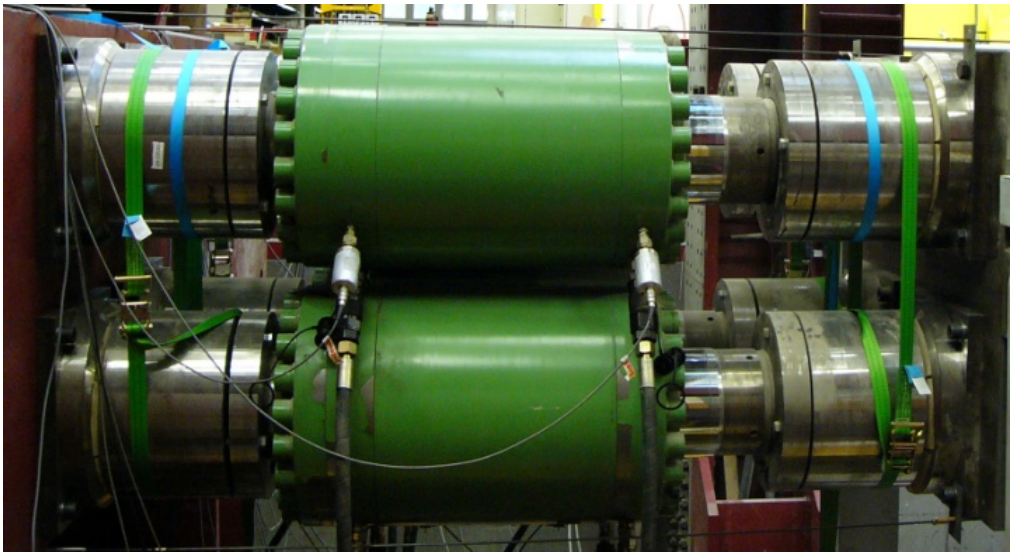

Abbildung 3.6 Hydraulische Pressen

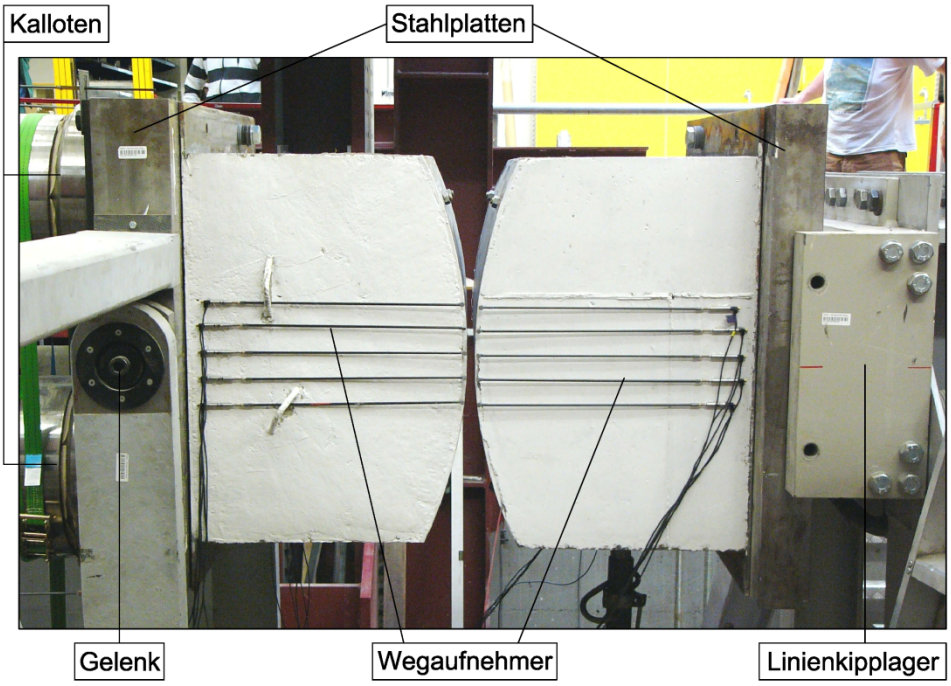

Abbildung 3.7 Grundelemente beim Versuchsaufbau

Diese sind insgesamt 20, jeweils fünf pro Wälzgelenk vorne und hinten, messen diese, mit einer Wiederholfrequenz von 2 Hz den Abstand (Verformungen) im

Kontaktbereich der Wälzgelenke. Das Linenkipplager ist für das Drehen von Bauteilen angeordnet. Jede Achse der Hydraulikzylinder ist zweifach kalottengelagert [10]. Zur Minimierung der Reibungskräfte bei Verdrehungen der gelenkig gelagerten Druckplatte ist dort ebenfalls eine Teflonschicht angeordnet [10]. In Abbildung 3.8 ist das statische System des Versuchsaufbaues angegeben.

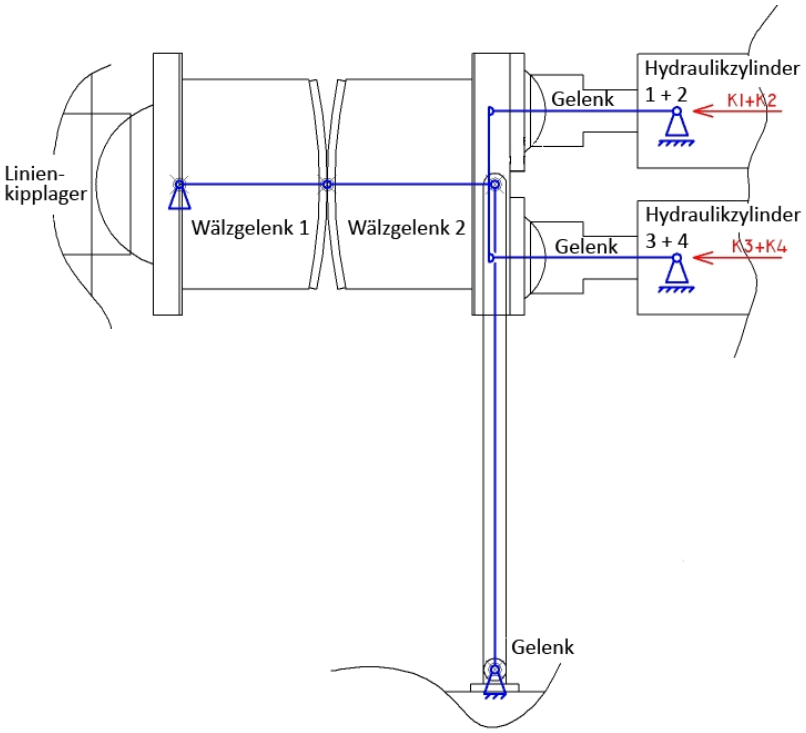

Abbildung 3.8 Statische System des Versuchsaufbaues [10]

3.3 Versuchsdurchführung

Die Apparatur (Abbildung 3.9), die die Versuchdurchführung ermöglicht, besteht aus:

- Messverstärker (Spider)
- Schaltpult für die hydraulische Presse

- Computer-Steuerung der hydraulischen Presse
- Laptop mit Catman-Software

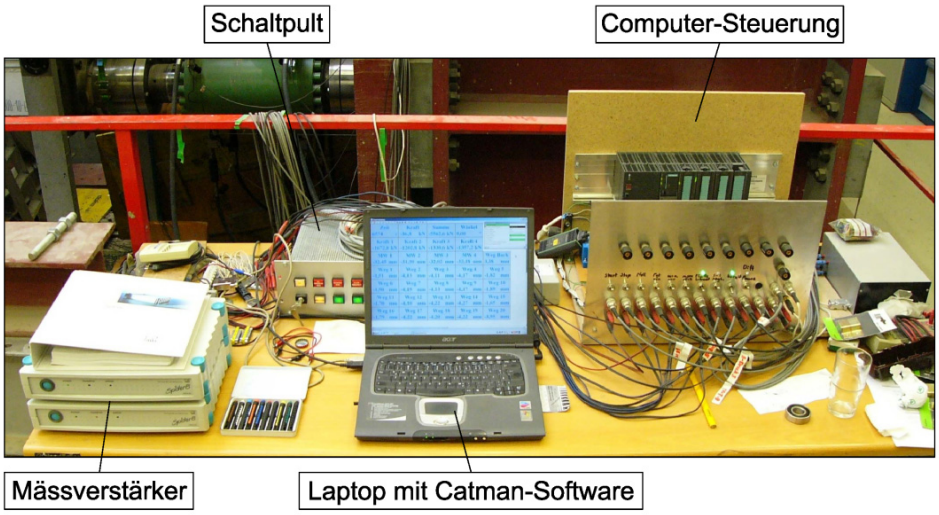

Abbildung 3.9 Apparatur für die Versuchsdurchführung

Die Wälzgelenke wurden in verschiedenen Laststufen belastet. Der Anfangsschritt ist immer 150 kN, welcher nur für die Kalibrierung genutzt wird, um die Maschinen- und Lagerreibung wegrechnen zu können. In der Abbildung 3.10 und Abbildung 3.11 sind die einzelnen Lastaufbringungsschritte dargestellt. Zuerst wurde im horizontalen Zustand eine Last von 150 kN an den Prüfkörpern aufgebaut. Dann wurden diese um 4 Grad nach oben gedreht (+4 Grad). Hier stieg die Druckkraft bis X kN an. Unter X kN ist jede Laststufe von 1000 kN bis 13000 kN zu verstehen. Wenn die Belastung X kN erreichte, wurden die Wälzgelenke um 8 Grad (bis -4 Grad) nach unten gedreht. Dann wurde wieder bis +4 Grad gedreht und die Druckkraft auf 150 kN reduziert. Wenn die Prüfkörper wieder horizontal waren, wurde die Laststufe beendet und es konnte mit der nächsten Stufe angefangen werden. Dieser Verlauf wurde bis zum Versagen des Versuchskörpers gefahren.

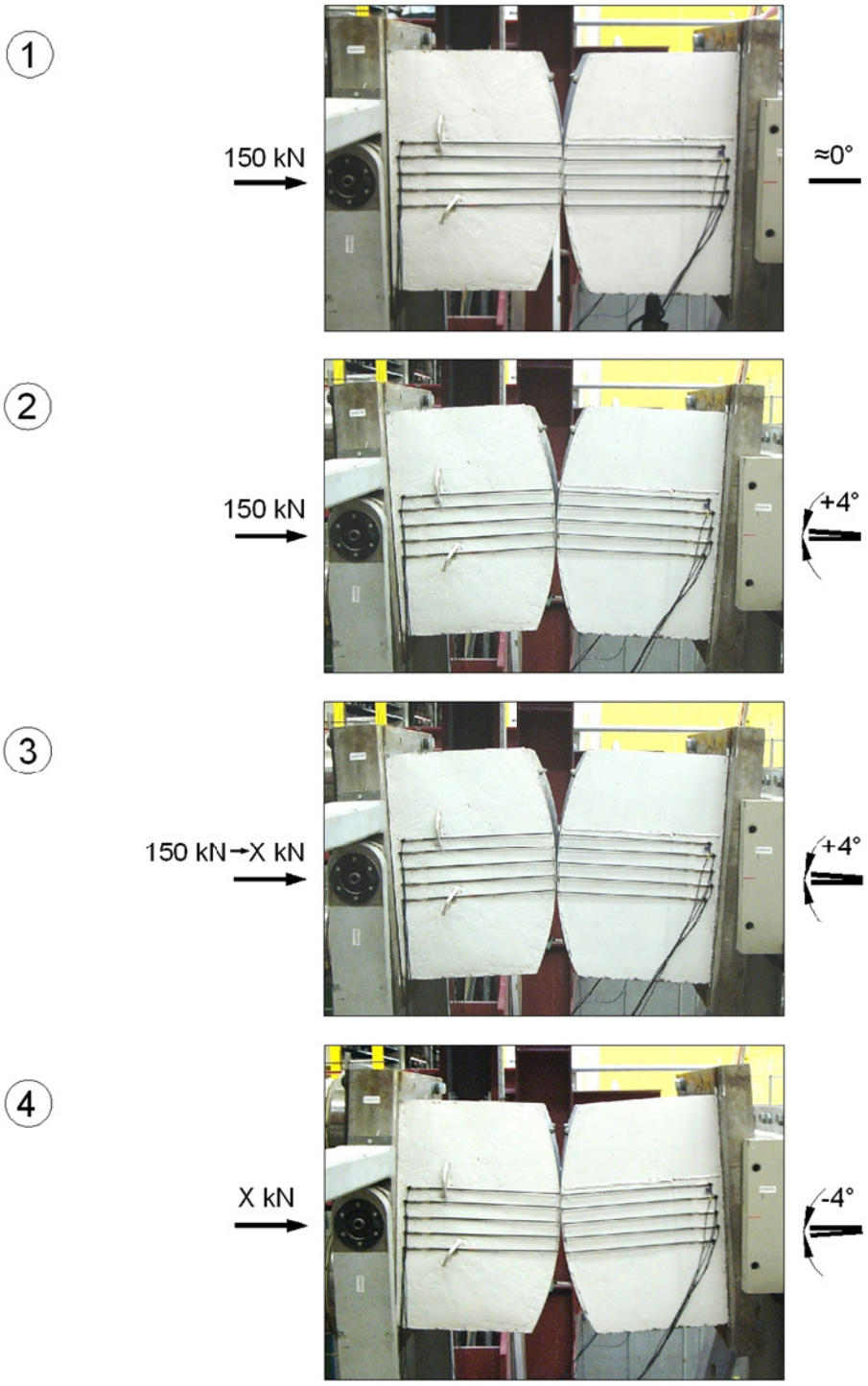

Abbildung 3.10: Ablaufschema einer Laststufe, Schritte 1-4

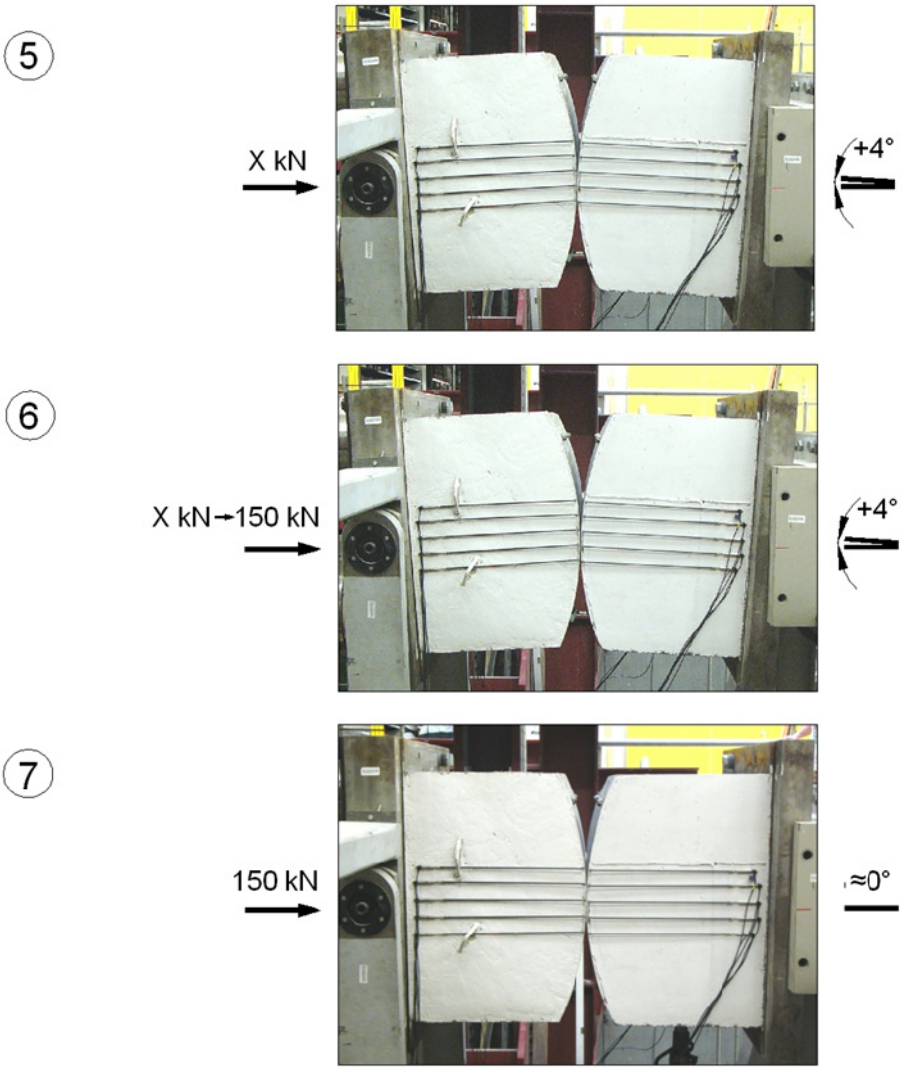

Abbildung 3.11 Ablaufschema einer Laststufe, Schritte 5-7

Nach jeder Stufe wurden Notizen gemacht und nach Rissen (größer als 0,05 mm) oder Abplatzungen gesucht. Falls es solche gab, wurden diese mit einer bestimmten Farbe gekennzeichnet. Die Farben und die entsprechenden Laststufen sind in der Abbildung 3.12 erkennbar.

Abbildung 3.12 Laststufenbezeichnung mit verschiedenen Farben

3.4 Ergebnisse von den Versuchen

Die Ergebnisse sind nachfolgender Tabelle 3.1 zu entnehmen. Die Begriffe „Höhe‘‘ und „Tiefe‘‘ sind in Abbildung 3.13 erklärt. Die graphische Darstellung der Erstrisskraft bietet Abbildung 3.14 an. Die Abbildung 3.15 bis Abbildung 3.17 stellen den Einfluss des Radius, der Blechstärke und der Betondruckfestigkeit auf die Erstrissbildung dar.

Wälzgelenk	Erstrisskraft [kN]	Bruchlast [kN]	Abplattungshöhe WK 1 [mm]	Abplattungshöhe WK 2 [mm]	Abplattung Mittel [mm]	Tiefe Zerstörungs-bereich WK 1 [mm]	Tiefe Zerstörungs-bereich WK 2 [mm]	Tiefe Zerstörungs-bereich Mittel [mm]
W-500-10-25	2000	6000	130	200	165	100	180	140
W-500-10-60	4000	9000	-	-	-	-	-	-
W-500-30-25	4000	9000	330	330	330	330	330	330
W-500-30-60	7000	12000	175	215	195	170	180	175
W-1000-10-25	4000	7000	300	180	240	170	100	135
W-1000-10-60	6000	11000	180	230	205	300	240	270
W-1000-30-25	5000	9000	270	320	295	200	330	265
W-1000-30-60	6000	12000	-	-	-	-	-	-
W-2000-30-25	4000	9000	280	250	265	200	370	285

Tabelle 3.1 Ergebnisse von den Versuchen

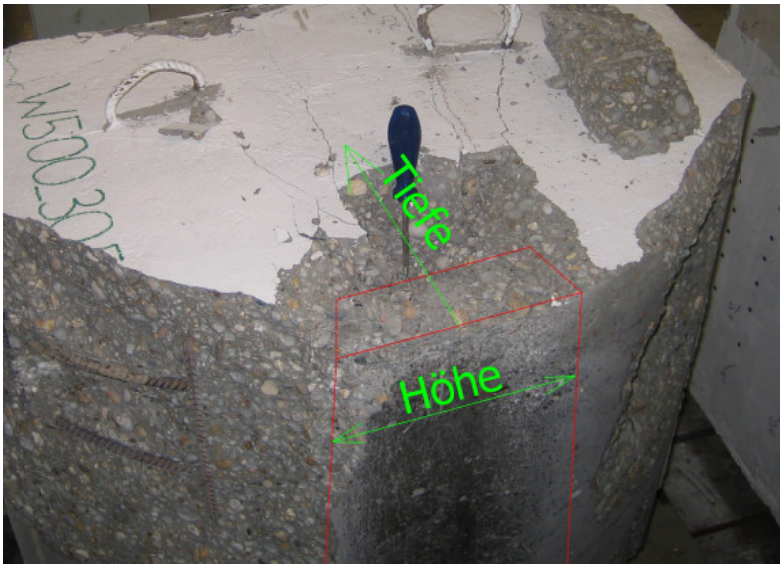

Abbildung 3.13 Erklärung der Begriffe „Höhe'' und „Tiefe'' [10]

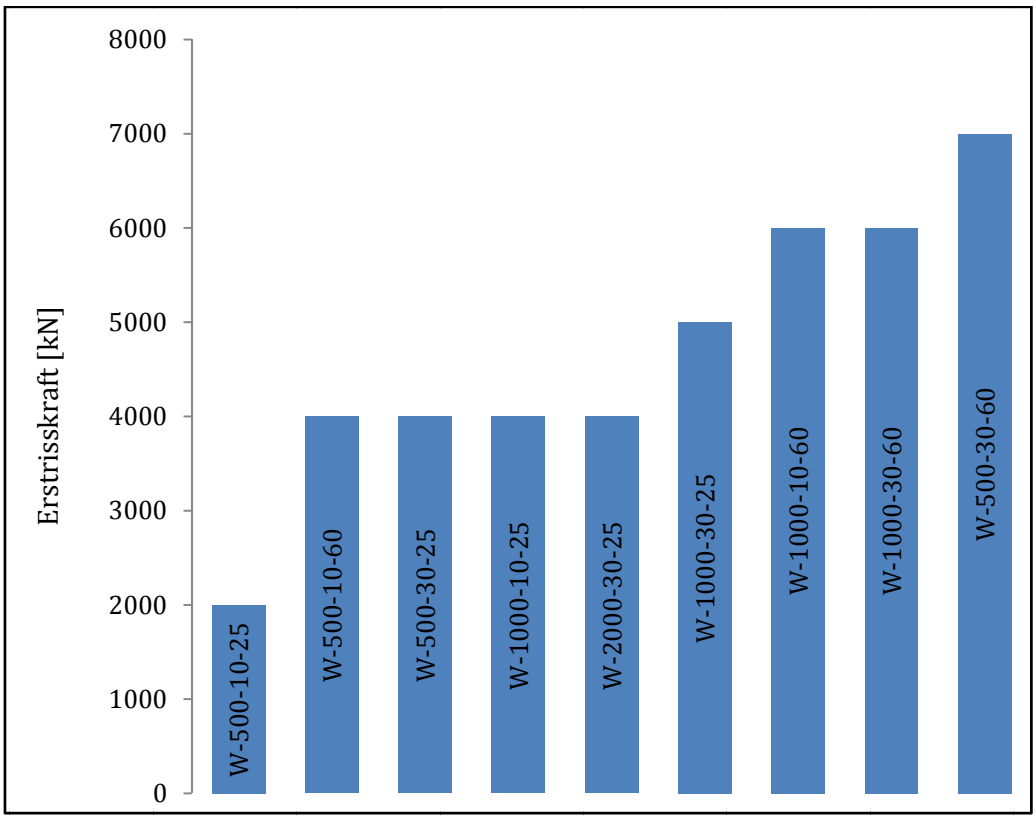

Abbildung 3.14: Erstrisskraft bei den Wälzgelenken

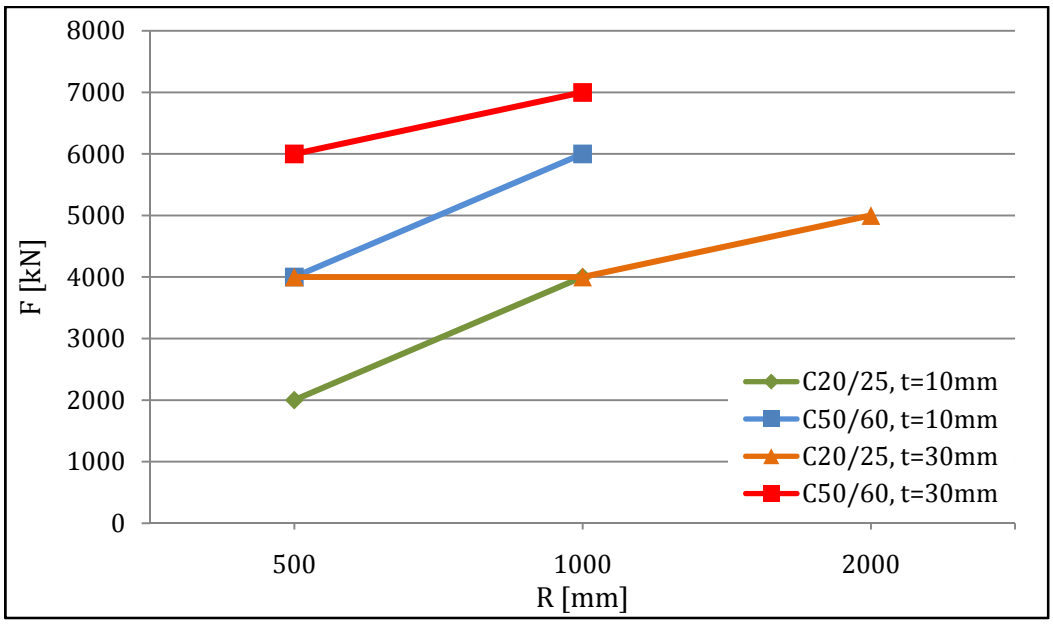

Abbildung 3.15 Erstrisskraft abhängig vom Radius

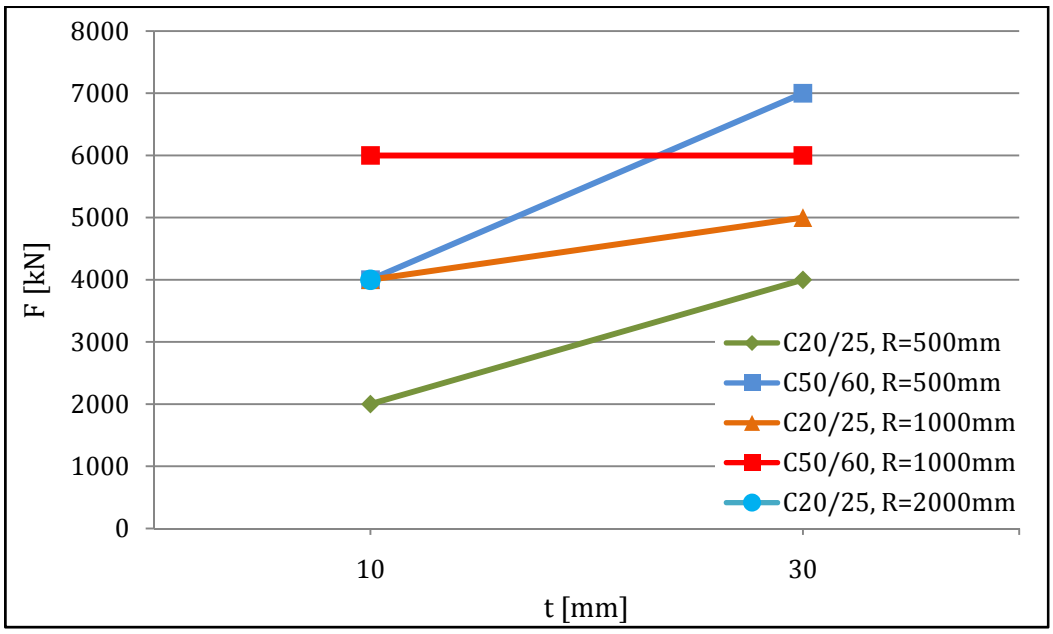

Abbildung 3.16 Erstrisskraft abhängig von der Blechstärke

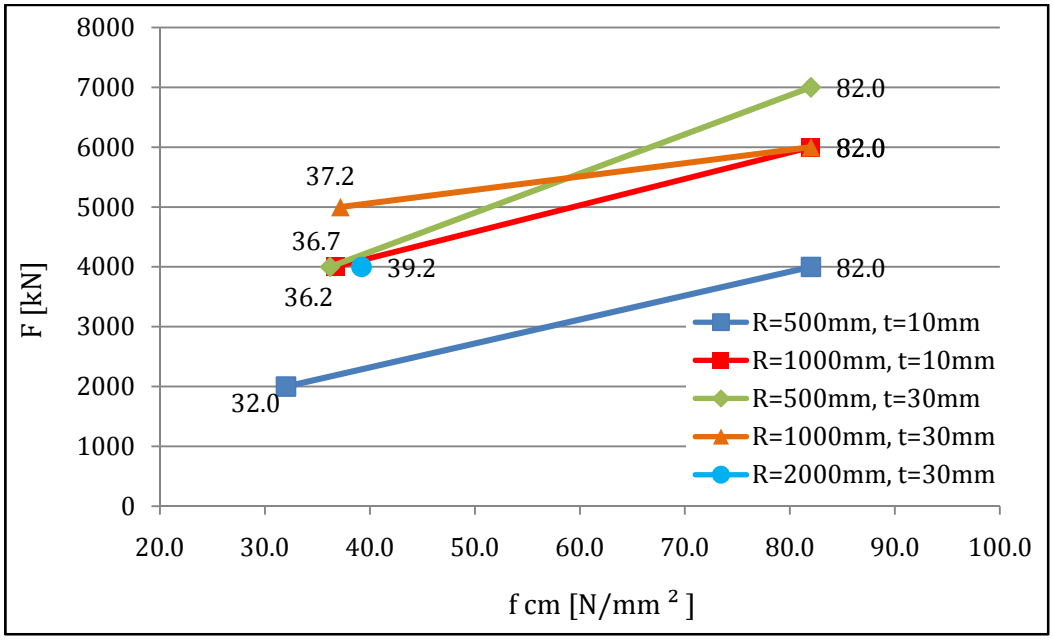

Abbildung 3.17 Erstrisskraft abhängig von f_{cm}

4 Numerische Untersuchungen

4.1 Übersicht

Die in der vorliegenden Arbeit präsentierten numerischen Untersuchungen dienen der Entwicklung und Verifizierung eines Rechenmodells, das eine möglichst wirklichkeitsnahe Auslegung von Laboruntersuchungen von Wälzgelenken gestattet. Die Berechnungen wurden mit dem Finite Elemente Programm ABAQUS [15] durchgeführt (Abbildung 4.1). Das Modell ist in einem zweidimensionalen ebenen Dehnungzustand nachgebildet. Die numerische Simulation umfasst das Trag- und Verformungsverhalten des untersuchten Versuchskörpers bis zum Eintritt des Versagens.

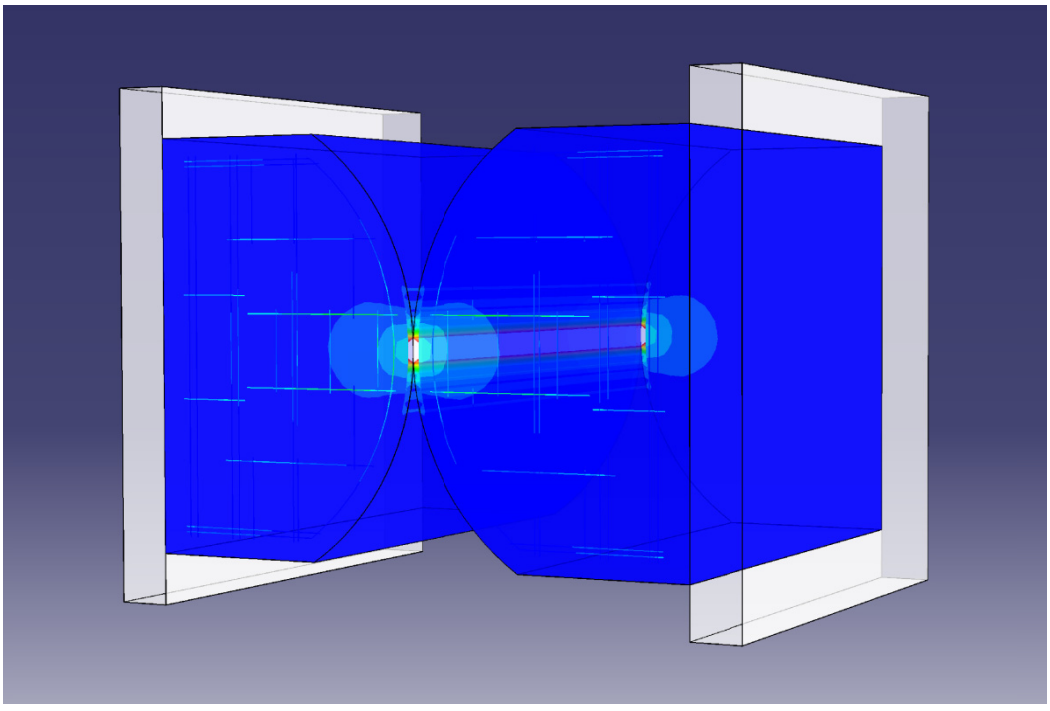

Abbildung 4.1 Drei dimensionale Ansicht von W-500-10-25 (Berechnet als 2D-Modell und extrudiert)

Eine entscheidende Rolle in der Simulation spielen:

- die besonderen Überlegungen bei der Verwendung der expliziten dynamischen Methode für die Berechnung quasi-statischer Probleme
- die Grundlagen bei der Modellierung von Kontaktvorgängen
- die Suche nach geeigneten Materialmodellen zur Beschreibung des Betonverhaltens
- Integration des Stahlbetonverhaltens in ABAQUS, 2008

4.2 Besondere Überlegungen bei der Verwendung des expliziten dynamischen Methode für die Berechnung quasi-statischer Probleme

In der Simulation existiert Nichtlinearität in den Randbedingungen (mit Steigung der Belastung wächst auch die Berührungsfläche des Wälzgelenkes in der Kontaktzone) und beim Mateialverhalten von Beton und Stahl. Die Anwendung von einer impliziten Methode für die Berechnung solcher Probleme führt fast immer zu einem unstabilen System. Deshalb ist ein explizites Verfahren benutzt. Dies ist gut geeignet für solche Bedingungen, weil die explizite Integrations-technik bedingungsweise stabil ist. Die explizite Prozedur integriert über die Zeit und wird durch eine große Anzahl kleiner Zeitinkremente charakterisiert. Bei der expliziten dynamischen Zeitintegration in ABAQUS/Explicit wird die Methode der zentralen Differenzen benutzt.

Hier ist eine Zusammenfassung der Algorithmen der expliziten Dynamik verwendet:

I. Berechnung der Knoten.

   a. Dynamisches Gleichgewicht,

$$\ddot{u}_{(t)} = M^{-1}(P_{(t)} - I_{(t)}) \tag{4.1}$$

wo $\ddot{u}_{(t)}$ die Beschleunigung in Zeit t, M^{-1} die Massenmatrix, $P_{(t)}$ die äußeren und $I_{(t)}$ die inneren Kräfte sind.

b. Explizite Integration über die Zeit. Aus den bekannten Beschleunigungen zum Beginn des aktuellen Inkrements werden die Geschwindigkeiten und die Verschiebungen am Ende des Inkrements bestimmt,

$$\dot{u}_{\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)} = \dot{u}_{\left(t-\frac{\Delta t}{2}\right)} + \frac{\left(\Delta t_{(t+\Delta t)} + \Delta t_{(t)}\right)}{2} \ddot{u}_t \tag{4.2}$$

$$u_{(t+\Delta t)} = u_{(t)} + \Delta t_{(t+\Delta t)} \dot{u}_{\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)} \tag{4.3}$$

wo $\dot{u}$ die Geschwindigkeit und u die Verschiebung ist.

II. Berechnung der Elemente.

a. Berechnung der Dehnungsinkremente $d\varepsilon$ von der Dehnrate ε.

b. Berechnung der Spannungen σ von den konstitutiven Gleichungen.

$$\sigma_{(t+\Delta t)} = f(\sigma_{(t)}, d\varepsilon) \tag{4.4}$$

c. Zusammensetzung von den inneren Kräften in den Knoten, $I_{(t+\Delta t)}$

III. Festlegen $t + \Delta t$ zu t und zurück zu Schritt I.

Jeder physikalische Prozess hat seine natürliche Zeitdauer. Es kann davon ausgegangen werden, dass die dynamische Analyse von einem statischen Prozess als quasi-statische betrachten werden kann, falls diese in ihrer natürlichen Zeitdauer durchgeführt wird. Das kann aber sehr zeitaufwendig in einer transient dynamischen Analyse sein, weil im Prinzip die statischen Prozesse eine große

Zeitspanne haben. Es gibt zwei Möglichkeiten für die Verringerung der CPU-Zeit. Die erste ist Zeitskalierung und die zweite ist Massenskalierung.

Wenn die Zeitdauer eines Prozesses vermindert wird, wird auch die Anzahl der Inkremente für die Berechnung abnehmen und mit dem auch die totale CPU-Zeit. Bei einer Verminderung des Zeitinkrements um den Faktor X wird die Rechenzeit um den Faktor X reduziert. Man muss aber bei einem zu raschen Ablauf des Versuchs aufpassen, weil dieser zu ungenauen Resultaten führen kann (der Einfluss der Trägheitskräfte auf die Ergebnisse steigt). In Abbildung 4.2 sind zwei identische Prozesse mit verschiedener Geschwindigkeit realisiert. Der Linke ist in 5 ms belastet, und der Rechte in 2 s. In der Diplomarbeit wird die Belastung immer von der Seite des rechten Wälzgelenks in den Abbildungen zu sehen sein. Als Folge bei dem schneller durchgeführten Versuch ist offensichtlich, dass das rechte Wälzgelenk stark belastet ist, während das linke fast unbelastet ist. Die Situation sieht bei dem langsamen Verlauf nicht so aus. Hier sind die Spannungen gleichmäßig verteilt und im Kontaktbereich konzentriert.

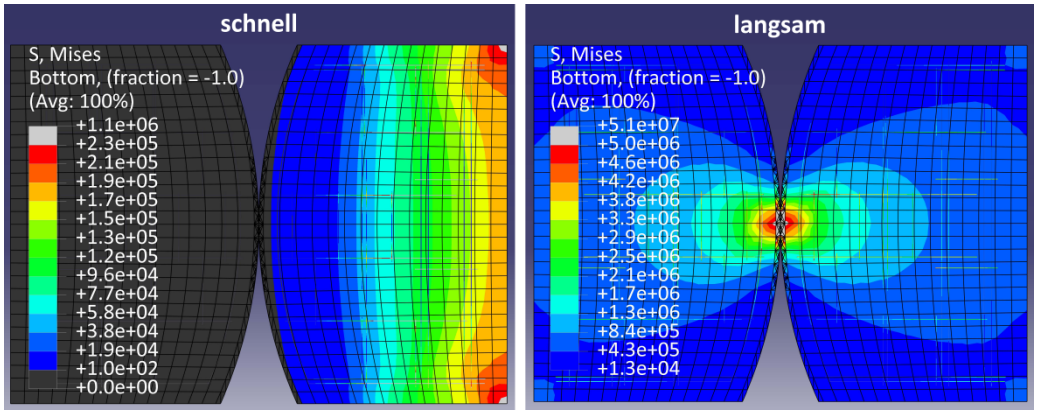

Abbildung 4.2 Unterschied zwischen schnellen und langsamen Verlauf bei W-1000-10-25

Um die Rechenzeiten zu minimieren, wird als zweite Variante die so genannte Massenskalierung verwendet, wobei die Materialdichte künstlich erhöht wird. Ein explizites dynamisches Integrationsverfahren muss das Stabilitätskriterium berücksichtigen. Der Zeitschritt muss kleiner sein als die Zeit, die eine

longitudinale Schallwelle der Geschwindigkeit c_d zur Durchquerung der kleinsten geometrischen Elementgröße L_{min} braucht:

$$\Delta t \leq \frac{L_{min}}{c_d} \tag{4.5}$$

Die Größe c_d hängt von der Dichte ρ und den elastischen Konstanten E ab. In den ABAQUS Dokumentation [15] ist für den ebenen Dehnungszustand gegeben mit:

$$c_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \tag{4.6}$$

Bei einer Vergrößerung der Dichte um den Faktor X wird die Rechenzeit um den Faktor $X^{1/2}$ reduziert. Man wird also versuchen diesen Faktor möglichst groß zu machen. Dies funktioniert allerdings nur so lange bis das Ergebnis durch die Trägheitseffekte verfälscht wird.

Der größte Vorteil der Massenskalierung ist die Möglichkeit ein globales Zeitinkrement, das unabhängig von der Elementengröße ist, zu definieren. Diese Unempfindlichkeit von dem Netz ist sehr vorteilhaft bei einem Kontaktproblem, weil die Verfeinigung des Netzes in dem Kontaktbereich eine entscheidende Rolle für die Genauigkeit der Ergebnisse spielt (Abbildung 4.3). Die Lösung konvergiert bei Elementen in der Kontaktzone kleiner als 0,00753 m. Dieses erfordert ein Zeitinkrement von $7{,}68.10^{-7}$. Die finite Elemente des Betons haben eine ungefähre globale Größe von 0,03 m mit einem mittleren Zeitinkrement von $4{,}94.10^{-6}$. Ohne Massenskalierung des globalen Inkrements ist das minimale Inkrement des Systems $7{,}68.10^{-7}$ gleich. Durch eine halbautomatische Massenskalierung (semi-automatic mass scaling) kann das globale Zeitinkrement als ein konstantes Zielinkrement gleich z.B. $4{,}41.10^{-6}$ (das durchschnittliche Zeitinkrement der finiten Elemente vom Betonanteil) eingesetzt. So wird die Rechenzeit um den Faktor 5,74 reduziert. Bei einem feineren Netz im Kontaktbereich (mit kleinste Elementlänge 0,00278 m) steigt

der Faktor auf 22,3. In Abbildung 4.4 ist eine Massenskalierung beispielsweise für W-1000-10-25 illustriert.

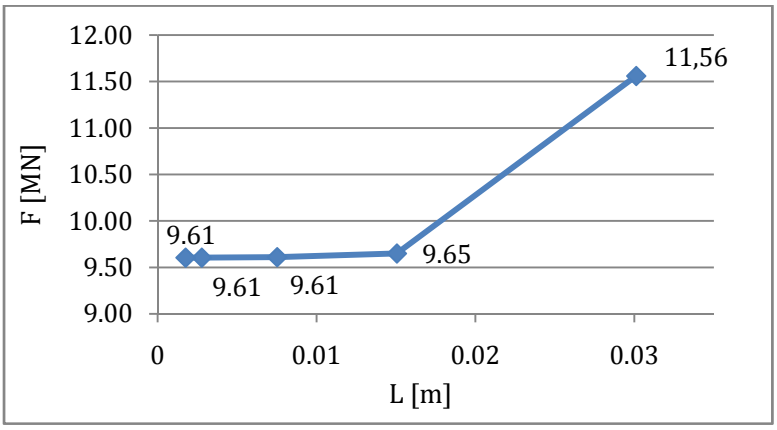

Abbildung 4.3 Bruchlast bei verschiedenen Element-Größen in dem Kontaktbereich

Das allgemeinste Mittel zur Bewertung, ob eine Simulation als quasi-statisch betrachtet werden kann, ist das Energiegleichgewicht:

$$E_I + E_V + E_{KE} + E_{FD} - E_W = E_{total} = konstant \tag{4.7}$$

wo E_I die innere Energie, E_V die absorbierte Energie durch die viskose Dissipation, E_{KE} die kinetische Energie, E_{FD} die absorbierte Energie durch die Reibungsverluste, E_W die Arbeit der äußeren Kräfte und E_{total} die totale Energie in dem System ist. Die innere Energie ist gleich:

$$E_I = E_E + E_P + E_{CD} + E_A \tag{4.8}$$

wo E_E die elastische Dehnungsenergie, E_P die plastische Dehnungsenergie, E_{CD} die abgeführte Energie durch Viskoelastizität oder Kriechen, und E_A die künstliche Dehnungsenergie ist.

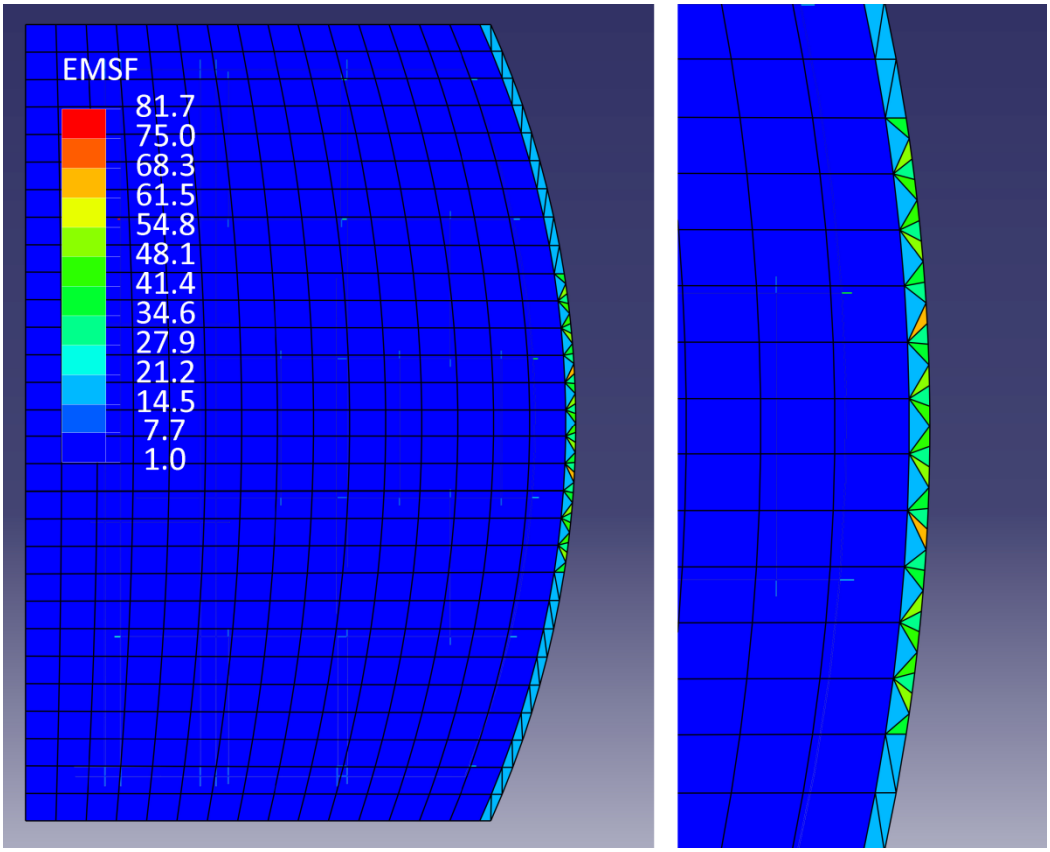

Abbildung 4.4 EMSF (*element mass scaling factor*) für W-1000-10-25

Damit eine dynamische Simulation als quasi-statische betrachten werden kann, muss die kinetische Energie nicht mehr als 5% bis 10% von der inneren Energie sein. Dann ist der Einfluss der Trägheitskräfte auf die Ergebnisse unerheblich. Das ist bei einer zentrischen Belastung der Wälzgelenke und einer Zeitspanne von mindestens 0,05 s erfüllt. Bei translatorischer Bewegung ist die kinetische Energie gleich:

$$E_{KE,T} = \frac{1}{2}mv^2 \tag{4.9}$$

wo m die Masse und v die Geschwindigkeit ist. Wegen der kleinen Deformationen des Wälzgelenkes (im Rahmen von 2 mm), der niedrigen (ungefähr 1 mm/s) Geschwindigkeit, hat E_{KE} keine nennenswerten Auswirkungen (Abbildung 4.5).

Eine gute Kontrolle für das, ob eine Simulation als quasi-statisch betrachtet werden kann, ist der Vergleich mit dem Ergebnis von der impliziten statischen Berechnung (in ABAQUS/ Standard). Als Vereinfachung sind die Wälzgelenke zentrisch belastet (ohne Rotation) mit einer Verschiebung von gleich 2 mm und die Materialen haben nur linear-elastische Eigenschaften. Die Prozesszeit der dynamischen Simulation ist 2 s. Die Resultate sind fast identisch wie Abbildung 4.6 zeigt.

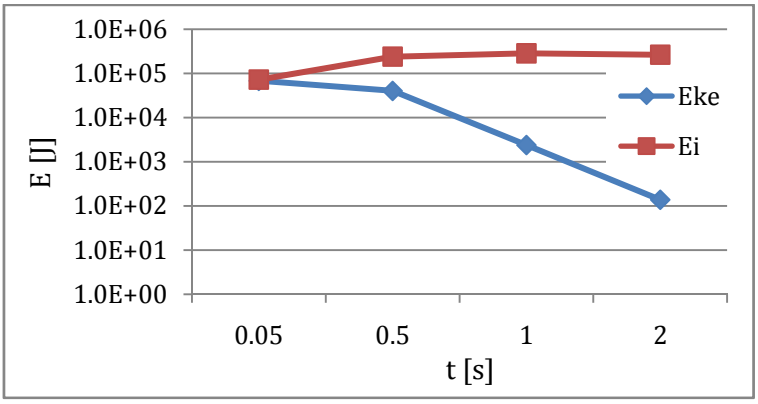

Abbildung 4.5 E_I und E_{KE} bei verschiedenen Prozesszeiten ohne Rotation

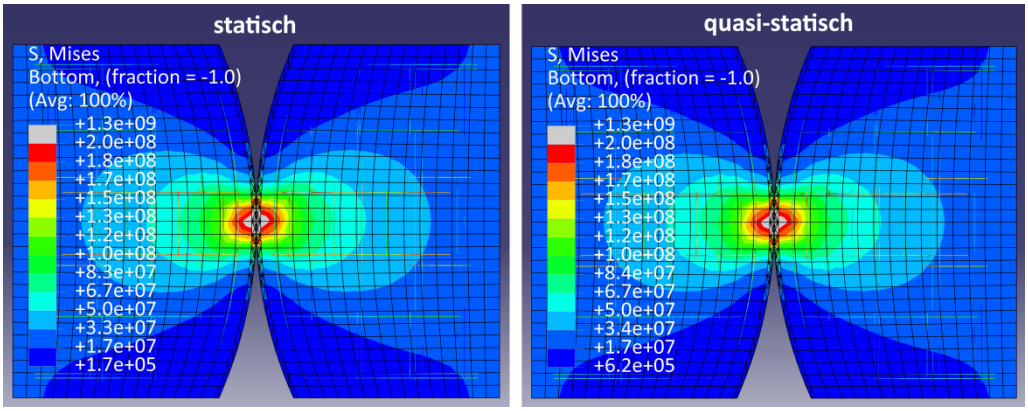

Abbildung 4.6 Vergleich zwischen statischer und quasi-statischer Analyse

Wenn die Wälzgelenke auch rotieren, steigt E_{KE} stark. In Abbildung 4.7 ist eine schematische Darstellung für den Rotationsprozess in der Simulation gemacht.

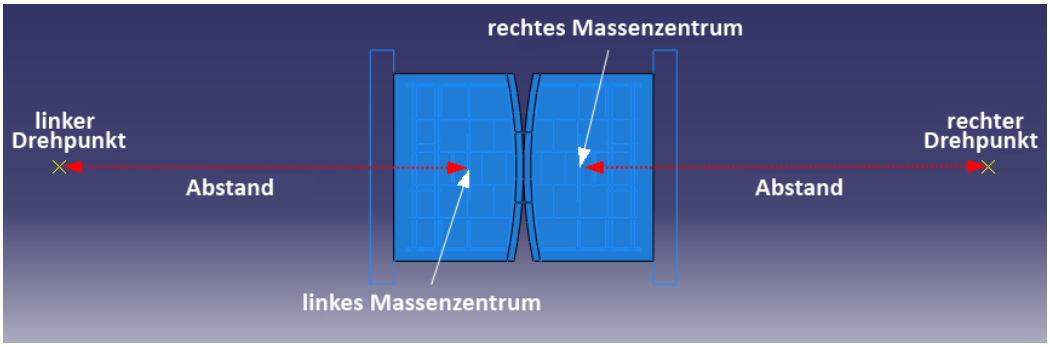

Abbildung 4.7 Schematische Darstellung für den Rotationsprozess in der Simulation für W-2000-30-25

Die kinetische Energie bei Rotation ist gleich:

$$E_{KE,R} = \frac{1}{2} I\omega^2 = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n} m_i r_i^2\, \omega^2 \tag{4.10}$$

wo I das Trägheitsmoment, ω die Winkelgeschwindigkeit, m_i die Massen des Körpers und r_i die Abstände von der Drehachse sind. Bei dem Übergang vom stillem Zustand zur Rotation ist es möglich dem Wälzgelenk einen Stoß zu geben. Um das zu vermeiden, wird die Rotationsbewegung in drei Schritten mit der *smooth step* Amplitudenkurve (Abbildung 4.8) realisiert. Die erste Schritt ist 1% die Zweite 9% und die Dritte 90% von dem Rotationswinkel (Tabelle 4.1).

Das niedrigste E_{KE}-E_I-Verhältnis ist bei der ersten Laststufe von W-2000-30-10. In Abbildung 4.9 sind E_{KE} und E_I für diesen Fall bei verschiedenen Massenskalierungsfaktoren und einer Prozesszeit einer Laststufe mit gleich 0,975 s gezeigt. Als Basis (Skalierungfaktor 1) ist das mittlere Zeitinkrement von allen finiten Elementen aus Beton verwendet werden. Die Masse jedes Elements ist skaliert bis diese das Zielinkrement erreicht. Hier ist ein Verhältnis $E_{KE}/E_I \leq 10\%$ schwer zu erhalten, weil das zu einigen Tagen Simulationszeit führt. Der Massenskalierungsfaktor 4 (Zeitskalierungsfaktor 2) erwies sich als zufriedenstellender Kompromiss zwischen Genauigkeit und Rechenzeit (Tabelle.4.1).

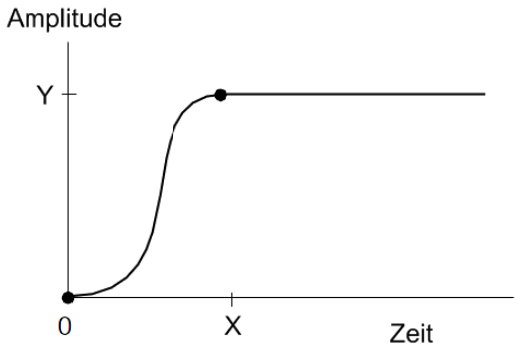

Abbildung 4.8 *Smooth step* Amplitudenkurve [15]

Laststufe	Schritt	Prozess		Prozesszeit	CPU-Zeit
		Name	Größe	[s]	[s]
Anfang 2000 kN	1	Belastung	2000 kN	0,2	123
	2	Rotation	+0,03°	0,05	31
	3	Rotation	+0,27°	0,1	62
	4	Rotation	+2,70°	0,2	123
	5	Rotation	-0,06°	0,1	62
	6	Rotation	-0,54°	0,2	123
	7	Rotation	-5,40°	0,4	246
	8	Rotation	+0,06°	0,1	62
	9	Rotation	+0,54°	0,2	123
Ende 2000 kN	10	Rotation	+5,40°	0,4	246
			Insgesamt	1,95	1200

Tabelle 4.1 Information für den Ablauf einer Laststufe für W-2000-30-25 bei 2000 kN und Zeitskalierungsfaktor 2

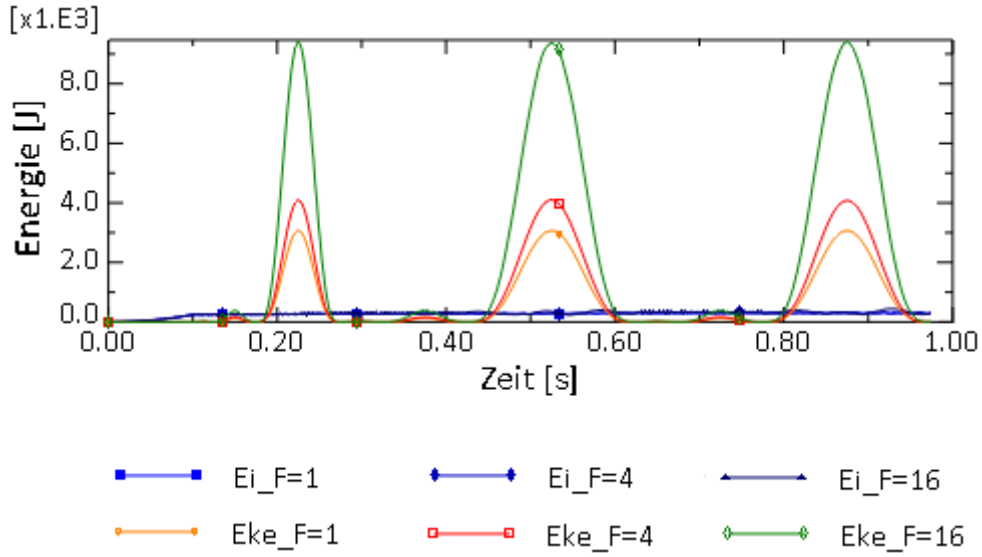

Abbildung 4.9 Kinetische und innere Energie bei Massenskalierungsfaktoren 1, 4 und 16, die äquivalent zu Zeitskalierungsfaktoren 1, 2 und 4 sind, für W-2000-30-25 bei 2000 kN

4.3 Grundlagen bei der Modellierung von Kontaktvorgängen

Der *contact pair -kinematic* Kontaktalgorithmus ist gut geeignet zur Behandlung von Wälzproblemen. Um die *contact pairs* zu definieren, ist die *surface to surface* Methode benutzt (Abbildung 4.10) worden. Es wird ein *weighting* Faktor 0,5 gebraucht, um die beiden Oberflächen als *master surfaces* interpretieren zu können. Auf diese Weise ist die Größe der Penetration zwischen Kontaktoberflächen vermindert. Das tangentiale Verhalten ist durch den Reibungsbeiwert $\mu = 0{,}15$ bestimmt.

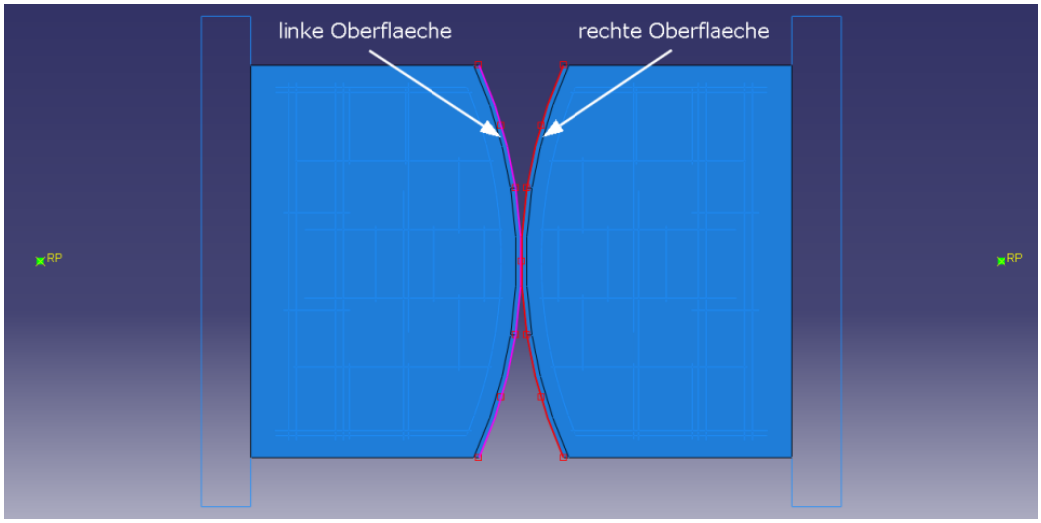

Abbildung 4.10 Kontatkoberflächen für W-1000-10-25

4.4 Suche nach geeigneten Materialmodellen zur Beschreibung des Betonverhaltens

4.4.1 Einführung

Beton ist ein heterogenes steinartiges Material, das sich im wesentlichen aus Zement, Betonzuschlag und Wasser, sowie gegebenenfalls Betonzusatzstoffen und -mitteln zusammensetzt. In Abhängigkeit von den Mischungsverhältnissen und den Güteklassen der einzelnen Bestandteile ergeben sich unterschiedliche Eigenschaften und Festigkeiten des fertigen Materials. Das Verhalten des Betons unter Belastung hängt dabei wesentlich von der Interaktion zwischen den Zuschlagsstoffen und der Zementmatrix ab. Während der Hydratation beim Abbinden des frischen Betons und dem Kriechen und Schwinden infolge Austrocknung entsteht ein Eigenspannungszustand, so dass sich um die einzelnen Zuschlagskörner kleinste Mikrorisse ausbilden [16]. Aufgrund der unterschiedlichen physikalischen Eigenschaften der einzelnen Bestandteile stellt sich bei fortschreitender Belastung ein Risswachstum ein, infolge dessen sich die

Mikrorisse zu Makrorissen vereinen und damit letztendlich zum Versagen der Werkstoffstruktur führen [16]. Für den Werkstoff Beton zeigen sich im Zug- und im Druckbereich deutlich unterschiedliche Verhaltensweisen.

4.4.2 Zugbeanspruchung

Der Zugbereich ist durch das Sprödbruchverhalten des Betons gekennzeichnet. Der Beton bei Zugbeanspruchung ist bereits vor der Belastung von Mikrorissen in der Kontaktzone zwischen Betonzuschlag und Zementstein durchzogen [17]. Bei äußerer gleichmäßig verteilter Zugbeanspruchung erfahren diese Risse bis zu ca. 70% der Zugfestigkeit f_{ctm} kein großes Wachstum, so dass die Spannungs-Dehnungs-Linie bis zu diesem Punkt einen nahezu linearen Verlauf hat. Bei ansteigender Belastung beginnen die Risse vorrangig in eine Richtung orthogonal zur Belastungsrichtung zu wachsen (Abbildung 4.11, Punkt A) [17]. An einer Schwachstelle des Querschnitts, beispielsweise einer Kerbe, entsteht bei Erreichen der Zugfestigkeit f_{ctm} an der Kerbwurzel die Prozesszone, ein System sehr feiner parallel verlaufender Mikrorisse (Abbildung 4.11, Punkt B). Es ist zwar noch eine Spannungsübertragung in der Prozesszone möglich, allerdings werden die Spannungen kontinuierlich reduziert (Abbildung 4.11, Punkt C), bis ein ausgeprägter Makroriss entstanden ist. Das Versagen ist auf den geschwächten Querschnitt begrenzt, d.h. es liegt ein diskretes, lokal begrenztes Versagen vor [17].

Zur Beschreibung des Materialverhaltens von Beton unter Zugbelastung ist das *fiktive Rissmodell* von Hillerborg [18] verwendet worden (Abbildung 4.12). In dieses bruchmechanische Modell sind die Spannungskonzentrationen an lokalen Fehlstellen zu berücksichtigen. Als Parameter für den Betonwiderstand gegen Zugbeanspruchung ist die Bruchenergie G_t eingeführt. Sie ist eine materialspezifische Größe, welche der Energie, die beim Reißen einer Einheitsfläche freigesetzt wird, entspricht [16]. Aus diesem Grund wird sie häufig auch als Energiefreisetzungsrate bezeichnet [16]. Sie ist proportional zu der Fläche unter der Spannungs-Rissöffnungs-Kurve (σ-w Kurve) (Abbildung 4.12 Teil 1).

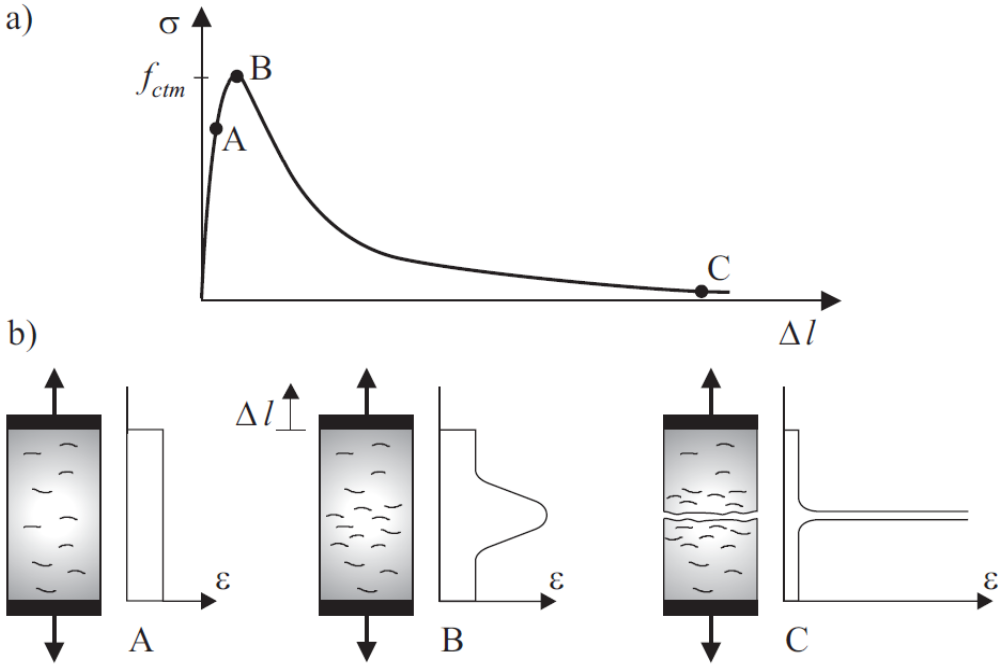

Abbildung 4.11 Beton unter einaxialem Zug: a) Spannungs-Verschiebungs-Diagramm, b) Lokalisation der Dehnungen [16]

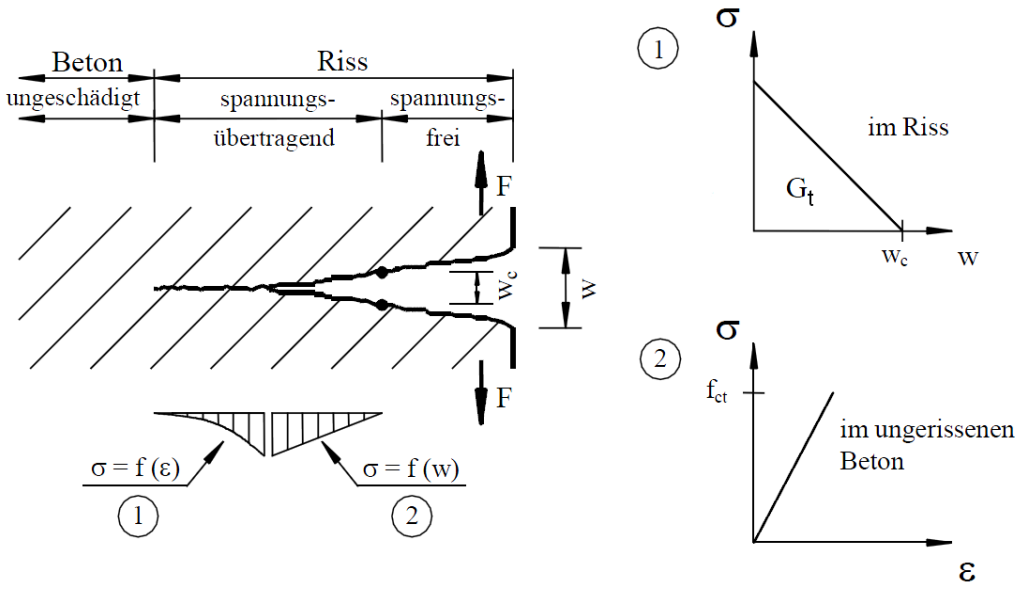

Abbildung 4.12 Riss -Spannungsverteilung nach dem fiktiven Rissmodell [19]

Um netzunabhängige Ergebnisse im entfestigenden Bereich zu gewährleisten, wird die Bruchenergie in Abhängigkeit der Elementgröße des Finite-Elemente-Netzes postuliert [16]. So wird als Probenlänge l eine sogenannte charakteristische Elementlänge l_c angesetzt. Sie beschreibt die Breite des entstehenden Rissbandes. Es zeigt sich, dass diese Länge eine vom Finite-Elemente-Netz implizierte Größe ist, die im Wesentlichen von den Elementabmessungen, der Ansatzordnung und der Ordnung der Integration abhängt [16].

Da zudem die Orientierung des Risses durch das Element einen Einfluss auf die charakteristische Länge hat, wird vorgeschlagen, bei linearen Ansatzfunktionen die maximale Ausdehnung des finiten Elementes quer zur Hauptzugspannungsrichtung mit l_c anzusetzen. Für zweidimensionale Elemente mit der Fläche A und linearer Ansatzfunktionen ist l_c nach Formel 4.11 berechnet.

$$l_c = \sqrt{2A} \tag{4.11}$$

Die Notwendigkeit von der Verwendung der charakteristischen Elementlänge l_c ist in folgendem Beispiel erklärt. Als Vereinfachung ist die Untersuchung zentrisch ohne Rotation belastet. Im ersten Fall ist die charakteristische Elementlänge berücksichtigt. Wie dem Last-Verschiebungs-Diagramm, Abbildung 4.13, zu entnehmen ist, stellen sich für die drei unterschiedlichen Finite-Element-Netze nahezu identische Kurvenverläufe ein. Dieses Ergebnis lässt den wesentlichen Schluss zu, dass bereits die 3 cm-Diskretisierung ausreichend ist, um das Verhalten der untersuchten Probe wirklichkeitsgetreu darzustellen, so dass eine weitere Verfeinerung prinzipiell nicht mehr erforderlich wäre. In einem zweiten Rechendurchgang wird für alle drei Netze dieselbe Länge l_c angesetzt, so dass diese nicht mehr von den tatsächlichen Abmessungen des einzelnen finiten Elementes abhängt. Gewählt wird hierfür $l_c = 0{,}057$ mm, was die charakteristischen Längen der 4 cm-Diskretisierung entspricht. Für dieses Netz stellt sich annähernd die zuvor ermittelte korrekte Lösung ein und kann als Referenz verwendet werden. Mit dem Erreichen der maximalen Belastbarkeit ergeben sich für die unterschiedlich feinen Netze stark

divergierende Last-Verschiebungs-Kurven, wie Abbildung 4.14 zu entnehmen ist.

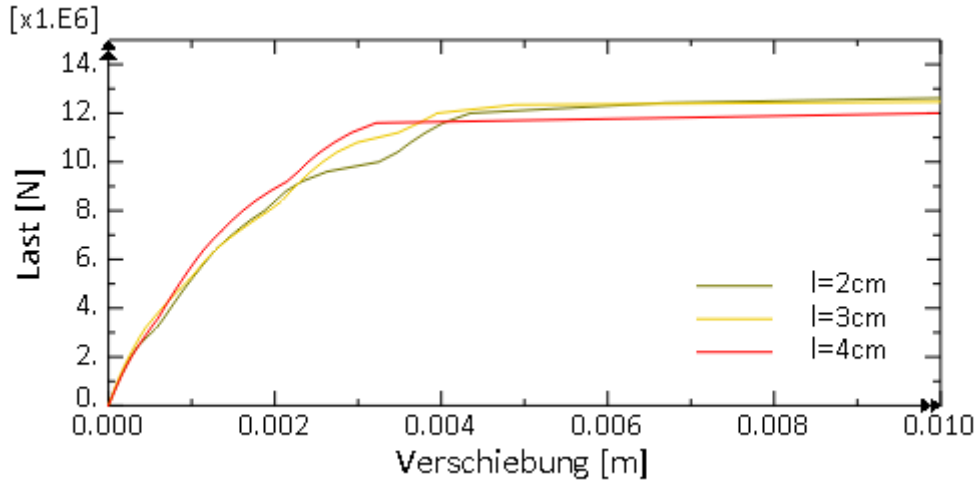

Abbildung 4.13 Ergebnisse bei Berücksichtigung der charakteristischen Elementlänge l_c

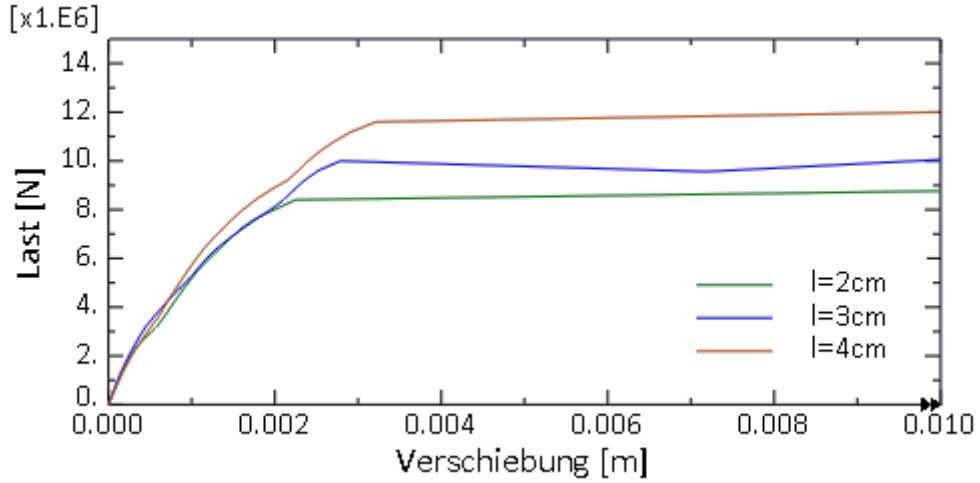

Abbildung 4.14 Ergebnisse ohne Berücksichtigung der charakteristischen Elementlänge l_c

Für die mathematische Beschreibung der Versagenskurve wird der exponentielle Ansatz

$$\sigma(\varepsilon) = f_{ctm}\, exp\left[-\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{tu}}\right] \tag{4.12}$$

von Feenstra [20] benutzt (Abbildung 4.15). Der für die Geometrie der Kurve notwendige Wert ε_{tu} ergibt sich aus der Annahme, dass nach einer vollständigen Entfestigung die auf die charakteristische Länge l_c bezogene Energie G_t dissipiert wurde, was auf den integralen Zusammenhang

$$\frac{G_t}{l_c} = \int_0^\infty \sigma(\varepsilon)\, d\varepsilon = f_{ctm}\varepsilon_{tu} \tag{4.13}$$

führt [16]. So bekommt man für ε_{tu}:

$$\varepsilon_{tu} = \frac{G_t}{l_c\, f_{ctm}} \tag{4.14}$$

Die Länge l_c wird dabei nach Formel 4.11 bestimmt und führt so zu einer objektiven Formulierung, die die Lokalisierungseffekte der einzelnen Versagensbereiche ermöglicht.

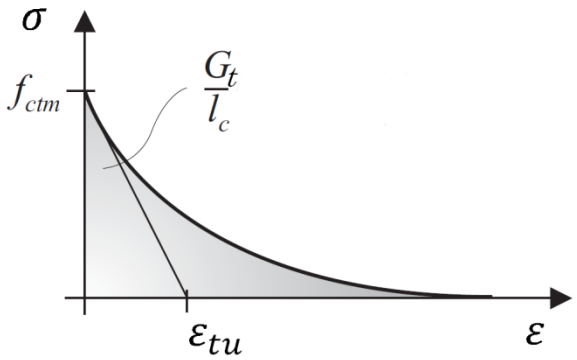

Abbildung 4.15 Exponentieller Entfestigungsverlauf für Zugversagen [16]

Um ein stabiles Materialverhalten bei einer numerischen Berechnung zu gewährleisten, muss nach Formel 4.15 die charakteristische Elementlänge l_c immer kleiner als λ_t gewählt werden.

$$l_c < \lambda_t = \frac{G_t\, E}{f_{ctm}^2} \tag{4.15}$$

Dieser Parameter λ_t, der die Dimension einer Länge besitzt, hängt offensichtlich ausschließlich von Materialkonstanten ab und ist somit ein materialspezifischer Wert, der je nach Zusammensetzung des Betons im Bereich zwischen 400 und 800 mm liegt [16]. Er ist ein Indikator für die Sprödigkeit des Betons und wird oft als charakteristische Länge für das Zugversagen bezeichnet.

Weil keine Last-Verschiebungs-Daten von der Untersuchung des Betonprobekörpers zur Verfügung stehen, wird die Ermittlung der Bruchenergie bei Zug mit dem Hilfe einer verallgemeinerten Gleichung in Abhängigkeit der Zugsteifigkeit ermöglicht

$$G_t = 0{,}0307\ mm\ f_{ctm} \tag{4.16}$$

Diese ist nach Gerd Remmel [21] angenommen. Es ist es möglich diese Parameter weiter zu kalibrieren, um eine bessere Anpassung zu den Laboruntersuchungen zu bekommen.

4.4.3 Druckbeanspruchung

Es zeigt sich, dass die Mikrorisse aus Hydratation und Schwinden im Zementmörtel und an den Kontaktstellen von Zement und Zuschlag bis etwa 30% der Druckfestigkeit f_{cm} keinen Einfluss auf das Tragverhalten haben [16]. Der Beton verhält sich nahezu linearelastisch (Abbildung 4.16, A-B) [16]. Bei weiterer Laststeigerung kommt es zu einem vermehrten Risswachstum parallel zur Belastungsrichtung und zur Ausbildung von Verbundrissen (Abbildung 4.16, B-C) [16]. Ab ca. 80-90 % von f_{cm} führt schließlich eine weitere Belastung zur Vereinigung der bisher gebildeten Mikrorisse zu Makrorissen (Abbildung 4.16,

C-D) und zur weiteren Zerstörung des Gefüges infolge instabilen Risswachstums (Abbildung 4.16, Punkt D-E) [17]. Im Nachbruchbereich bestimmen lokale Verformungen in den Bruchflächen die Gesamtdehnungen des Probekörpers. Ähnlich wie schon bei der Zugbeanspruchung festgestellt wurde, spielen hierbei Lokalisierungseffekte eine entscheidende Rolle.

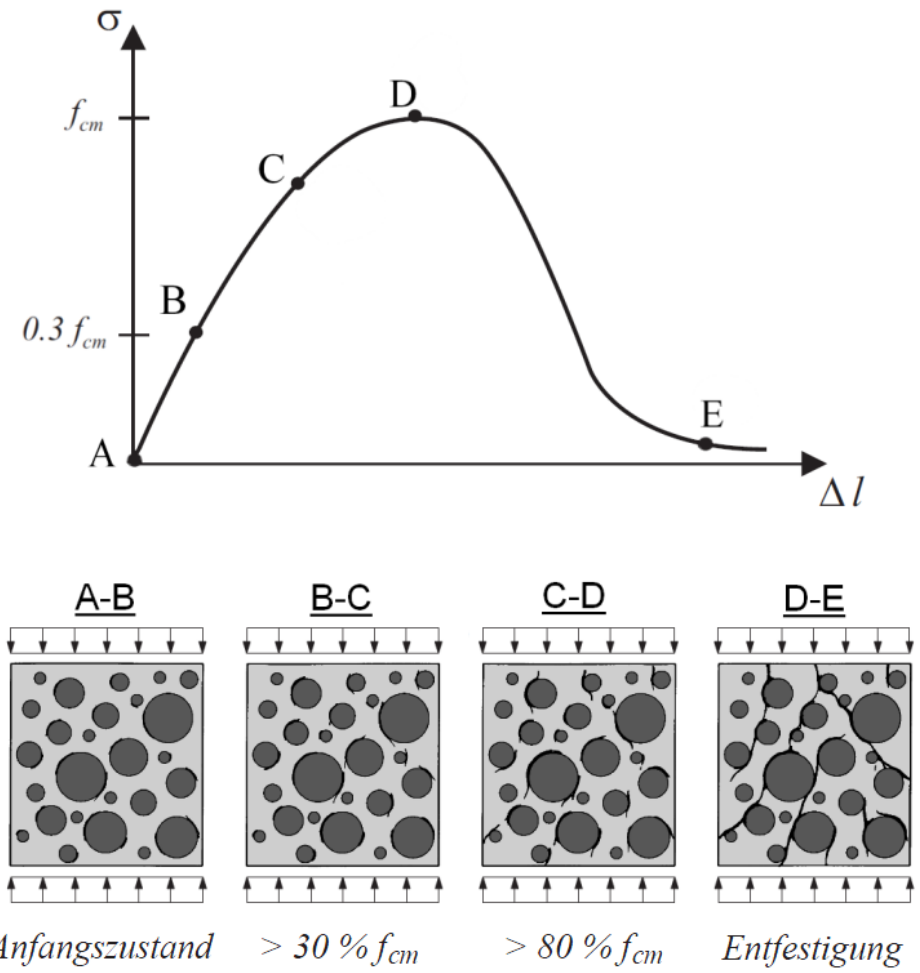

Abbildung 4.16 Beton unter einaxialem Druck mit qualitativen Spannungs-Verschiebungs-Verlauf und Rissentwicklung im Probekörper [22]

Anders als im Falle eines Zugversagens zeigt der Werkstoff Beton unter Druckbeanspruchung bereits vor Erreichen der maximal aufnehmbaren Spannung f_{cm} ein ausgeprägtes nichtlineares Verhalten [16]. Zur numerischen

Erfassung dieses Phänomens schlagen Feenstra [20] und Feenstra & De Borst [23] ab einer Spannung von $f_{cm}/3$ einen parabolischen Verfestigungsverlauf vor [16]. Bei fortschreitender Entfestigung wird von Lackner [24] und Winkler [25] ein exponentiell quadratischer Verlauf eingeführt (Abbildung 4.17). Es folgt für die beide Verlaufe:

$$\sigma(\varepsilon) = \begin{cases} \frac{f_{cm}}{3}\left[1 + 4\,\frac{\varepsilon}{\varepsilon_e} - 2\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_e}\right)^2\right] & f\text{ür} \quad \varepsilon < \varepsilon_e \\ f_{cm}\,exp\left[-\frac{(\varepsilon-\varepsilon_e)^2}{\varepsilon_{cu}^2}\right] & f\text{ür} \quad \varepsilon_e \le \varepsilon < \varepsilon_{cu} \end{cases} \tag{4.17}$$

Die Stelle $\varepsilon = \varepsilon_e$ an der die Spannung f_{cm} erreicht wird, hängt dabei ausschließlich von elastischen Größen ab

$$\varepsilon_e = 0.0022 - \frac{f_{cm}}{E} \tag{4.18}$$

Stellt sich eine plastische Vergleichsdehnung von ε_{cu} ein, so ist mit dem Ansatz nach Formel 4.19 die Bruchenergie G_c vollständig freigesetzt

$$\frac{G_c}{l_c} = \int_{\varepsilon_e}^{\varepsilon_{cu}} \sigma(\varepsilon)d\varepsilon = \frac{2}{3} f_{cm}(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_e) \tag{4.19}$$

womit sich ε_{cu} in Abhängigkeit von l_c über eine Integration mit den Grenzen ε_e und ∞ aus

$$\varepsilon_{cu} = \frac{2}{\sqrt{\pi}}\,\frac{G_c}{l_c f_{cm}} \tag{4.20}$$

ergibt.

Die charakteristische Länge λ_c für das Druckversagen ist nach Lackner [24]

$$\lambda_c = \frac{G_c\,E}{f_{cm}^2}\,\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{\pi}\,e^{(-0.5)}} \tag{4.21}$$

berechnet. Wie bereits diskutiert muss bei einer Finite-Element-Berechnung die charakteristische Elementlänge l_c kleiner als λ_c gewählt werden, um das Verhalten der untersuchten Struktur objektiv abbilden zu können. Dieses ist oft als Indikator für die Duktilität des Betons gekennzeichnet.

Für Normalbeton nimmt G_c Werte an, die das 100-500 fache der Bruchenergie für Zug betragen. Weil keine Last-Verschiebungs-Daten von der Untersuchung des Betonprobekörpers zur Verfügung stehen, wird die Bruchenergie bei Druck nach Kalibrierung bestimmt.

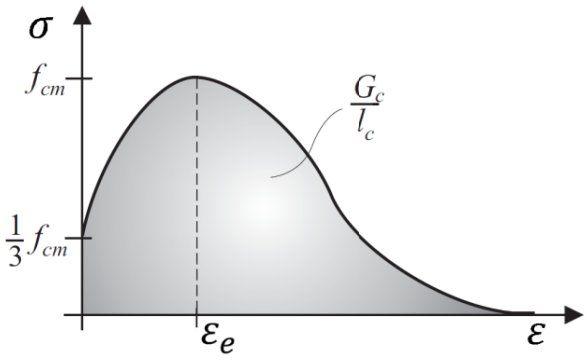

Abbildung 4.17 Ansätze für den Entfestigung–und Verfestigungsverlauf bei Druckbelastung [16]

4.5 Integration des Stahlbetonverhaltens in ABAQUS (2008)

Für die Analyse im ABAQUS ist das *concrete damaged plasticity* Modell benutzt. Dies basiert auf die Modelle von Lubliner [26] und Lee und Fenves [27]. In diesem Modell ist es möglich die Zug -und Druckverhalten des Betons zu analysieren.

4.5.1 Zugbeanspruchung

Die totale Dehnung teilt sich in einen elastischen und einen plastischen Anteil:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{0t}^{el} + \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \tag{4.22}$$

wo ε_t die totale Dehnung im Zug (tension), ε_{0t}^{el} die elastische Dehnung des unbeschädigten Materials und $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ die äquivalente plastische Dehnung des beschädigten Materials infolge Zugbeanspruchung ist (Abbildung 4.18).

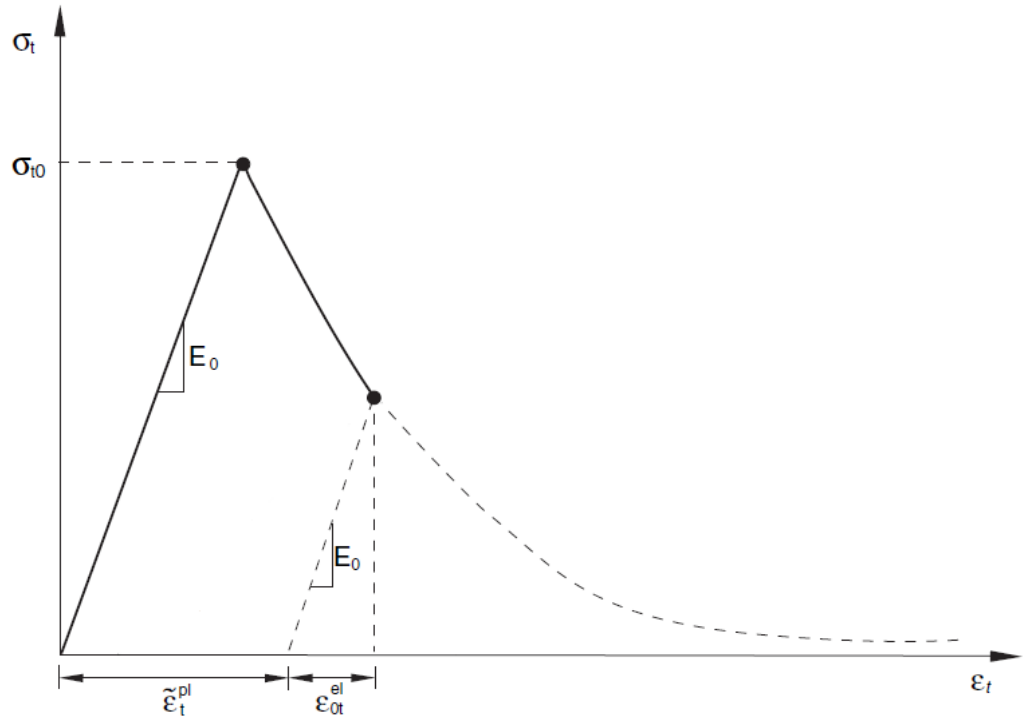

Abbildung 4.18 Beton unter einaxialem Zug [15]

4.5.2 Druckbeanspruchung

Die Dehnung teilt sich wieder in einen elastischen und einen plastischen Anteil:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{0c}^{el} + \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \tag{4.23}$$

wo ε_c die totale Dehnung unter Druck (compression), ε_{0c}^{el} die elastische -und $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ die äquivalente plastische Dehnung unter Druckbeanspruchung ist (Abbildung 4.19).

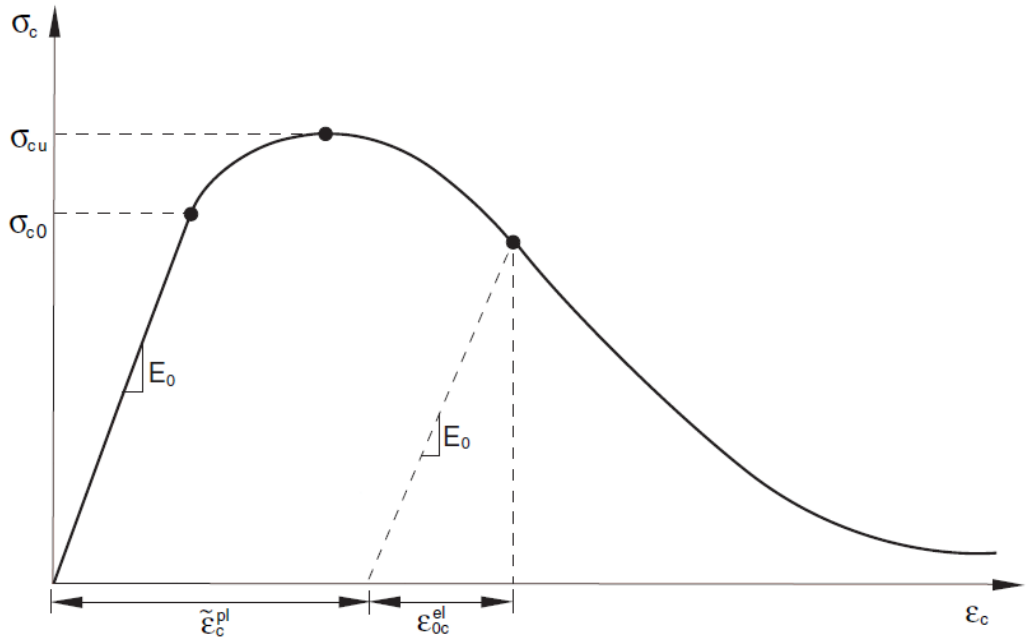

Abbildung 4.19 Beton unter einaxialem Druck [15]

4.5.3 Bewehrung

In ABAQUS ist die Bewehrung mit eindimensionalen Bewehrungsstäben, die im Betonkörper eingebettet sind, definiert. Auf diese Weise arbeitet der Betonkörper unabhängig von der Bewehrung. Das Materialverhalten von Bewehrungsstahl ist als elastisch-plastisch mit einem Verfestigungsbereich modelliert (Abbildung 4.20). Für den Stahl des Panzerungsblechs wird dasselbe Modell verwendet.

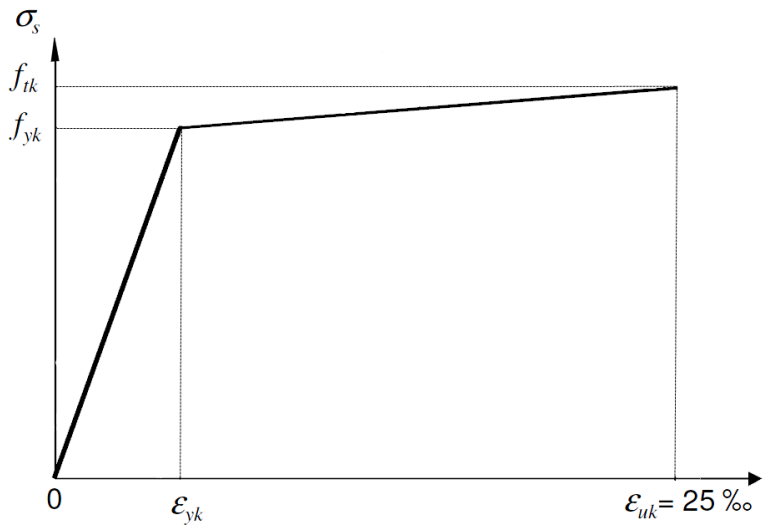

Abbildung 4.20 Stahlverhalten unter einaxialem Zug

5 Ergebnisse von den numerischen Simulationen

Wie schon in Punkt 3.1.2 und Punkt 3.1.3 erläutert wurde, sind die Stähle, die für die Panzerung S235 und für die Bewehrung BSt 550 verwendet wurden, für alle Wälzgelenke dieselben. Deshalb ist eine Kalibrierung nur für die Betoneigenschaften gemacht worden. Es sind zwei Parameter kalibriert, nämlich:

- G_c - die Bruchenergie für Druckbeanspruchung. Sie variiert von 100 bis 500 mal G_t. Die Bruchenergie für Zug (G_t) ist nach Formel 4.16 berechnet. Nach der Kalibrierung nimmt die Bruchenergie G_c einen Wert von 350.G_t an.
- ψ - der Dilatanzwinkel (*dilation angle*). Die Dilatanz ist eine grundlegende Eigenschaft körniger bzw. granularer Materie (wie bei Beton). Der Dilatanzwinkel beschreibt die mit der Scherverformung einhergehende Auflockerung und Volumenvergrößerung des Materials. Er ist das Verhältnis von Volumendehnung zur Axialdehnung bzw. Scherdehnung und wird in Grad angegeben. Der Dilatanzwinkel ist ein Materialkennwert wie der Reibungskoeffizient, die Kohäsion. Das *concrete damage plasticity* Modell verwendet eine nichtassoziierte Fließregel, indem der Dilatanzwinkel nur ein Teil von dem Reibungswinkel ist. Diese steigt mit zunehmendem Reibungswinkel an. In vorherigen Forschungen liegt die Dilatanzwinkel für Beton zwischen 12˚- 45˚. In dieser Diplomarbeit variiert diese von 34˚ bis 44˚. Für die verschiedenen Betonsteifigkeiten wurden die Dilatanzwinkel mittels Interpolation ermittelt.

Die Degradation der Betonsteifigkeit für Druck ist 97% und für Zug 99%. Eine volle Degradation des Materials ist nicht ratsam, weil diese bei der numerischen Implementierung zu Problemen führen kann. In Abbildung 5.1 und Abbildung 5.2 sind die Spannungs-Dehnungs-Diagramme für einaxialen Druck und Zug für alle Betonsteifigkeiten angegeben. In Abbildung 5.3 und Abbildung 5.4 sind die Spannungs-Dehnungs-Diagramme für einaxialen Zug für die Bewehrung (BSt 550) und die Panzerung (S235) dargestellt.

Materialdaten:

Beton: C20-25; C50-60

$\nu = 0{,}2$

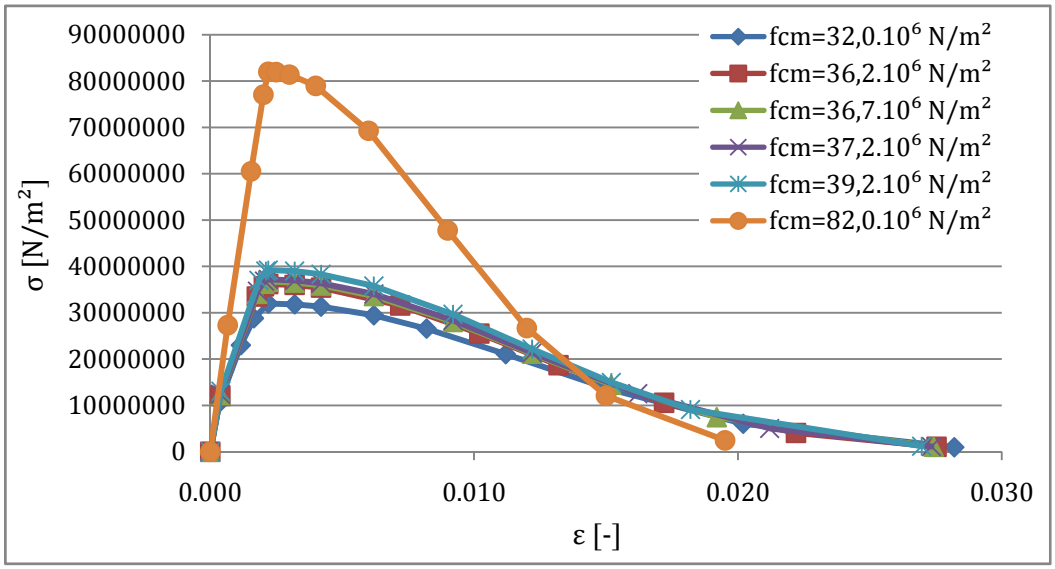

Abbildung 5.1 Spannungs-Dehnungs-Diagramme für einaxialen Druck für alle Betonsteifigkeiten bei $l_c = 4{,}2$ cm

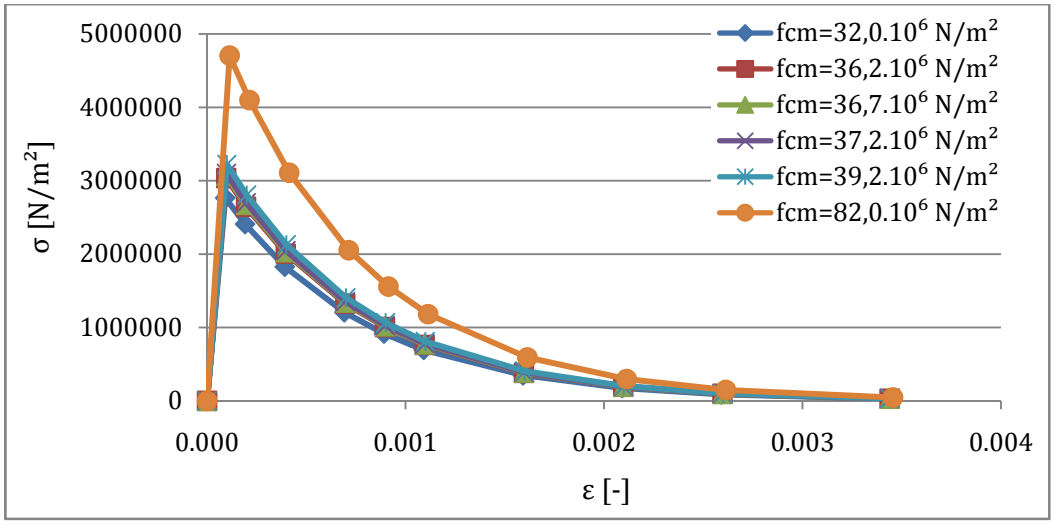

Abbildung 5.2 Spannungs-Dehnungs-Diagramme für einaxialen Zug für alle Betonsteifigkeiten bei $l_c = 4{,}2$ cm

Bewehrung: BSt 550

$E = 2.10^{11}\ \mathrm{N/m^2}$ $\nu = 0{,}3$

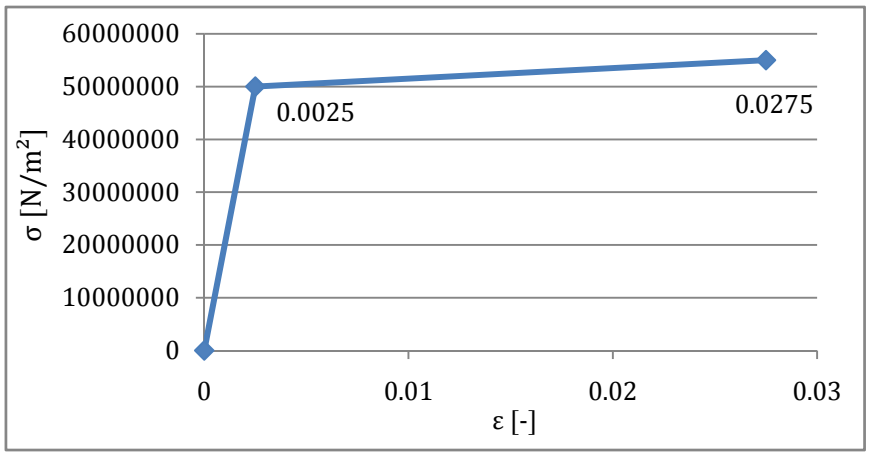

Abbildung 5.3 Spannungs-Dehnungs-Diagramme für einaxialen Zug für BSt 550

Panzerung: S235

$E = 2{,}1\,.\,10^{11}\ \mathrm{N/m^2}$ $\nu = 0{,}3$

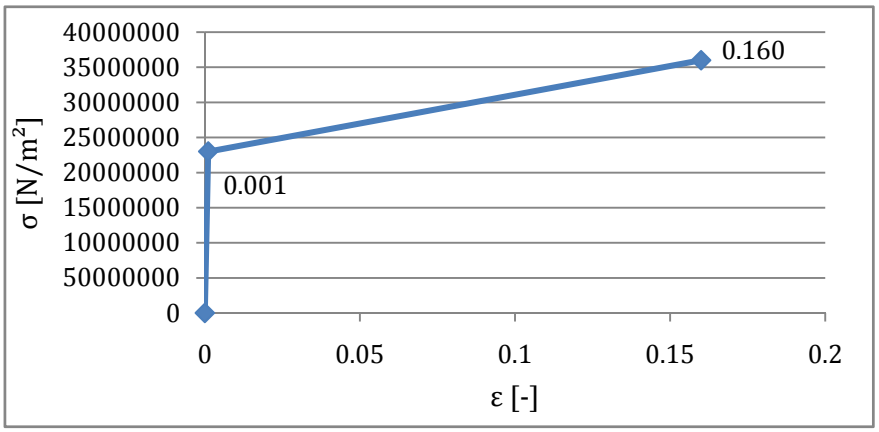

Abbildung 5.4 Spannungs-Dehnungs-Diagramme für einaxialen Zug für S235

Die Zerstörung der Wälzgelenke kann auf zwei Arten erfolgen:

- Ein lokales Versagen kann (zum Beispiel das Abscheren eines großen, unter dem Panzerungsblech liegenden Teiles) zu einem frühen Versagen des gesamten Wälzgelenkes führen (Abbildung 5.5)

- Versagen der Druckstreben führt zu einem sofortigen Versagen des gesamten Wälzgelenks (Abbildung 5.6)

Es wurde ein Vergleich für die Erstrissbildung und die Bruchlast zwischen den Laboruntersuchungen und den numerischen Simulationen gemacht. In der Simulation konnten die Risse nicht direkt auswertet werden. Deshalb wird es nach Lubliner [26] angenommen, dass die Risse dann entstehen, wenn die äquivalenten plastischen Dehnungen grösser als null und die maximale plastische Hauptdehnungen positiv sind. Die maximale Hauptdehnung ist als Vektor, der senkrecht zu der Ebene des Risses ist, gezeichnet. In dieser Diplomarbeit ist angenommen, dass der Erstriss entsteht, wenn die maximale plastische Hauptdehnung (PE, Max. Principal) größer als 0,000236 ist. Für eine Diskretisierung von 3 cm bzw. l_c = 4,243 cm entspricht diese Dehnung einer Rissöffnung von 0,01 mm.

Als Bruchlast ist jene Last zu verstehen, bei der die äquivalente plastische Druckdehnung gleich oder grösser der äquivalenten plastischen Bruchdehnung für Druck (ε_{cu}) ist, die zu 97% Degradation der mittleren Druckfestigkeit entspricht (Abbildung 5.1). Die äquivalente plastische Bruchdehnung für Zug (ε_{tu}), die zu 99% Degradation der mittleren Zugfestigkeit entspricht (Abbildung 5.2), ist nur für das lokale Versagen verantwortlich.

Für jedes Wälzgelenk gibt es:

- eine Abbildung mit den Geometriedaten
- eine Tabelle mit den spezifischen Materialdaten
- eine Abbildung für die Erstrissbildung (mit Vektoren bezeichnet)
- eine Abbildung für die äquivalente plastische Dehnung für Druck (bei der Bruchlast)
- eine Abbildung für die äquivalente plastische Dehnung für Zug (bei der Bruchlast)
- eine Abbildung der zerstörten Wälzgelenke von der Laboruntersuchung
- kurze Erläuterungen

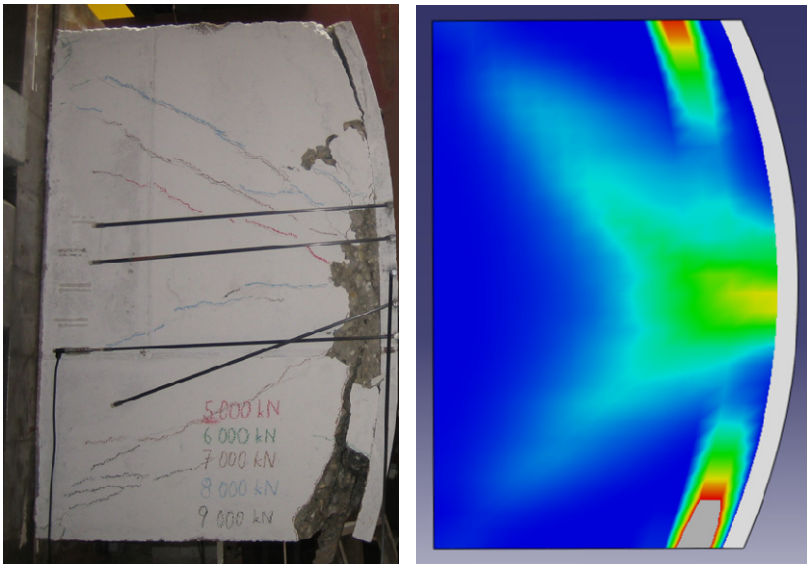

Abbildung 5.5 Lokales Versagen infolge von Abscheren eines großen, unter dem Panzerungsblech liegenden Teiles des W-2000-30-C20-25 bei F= 9 MN

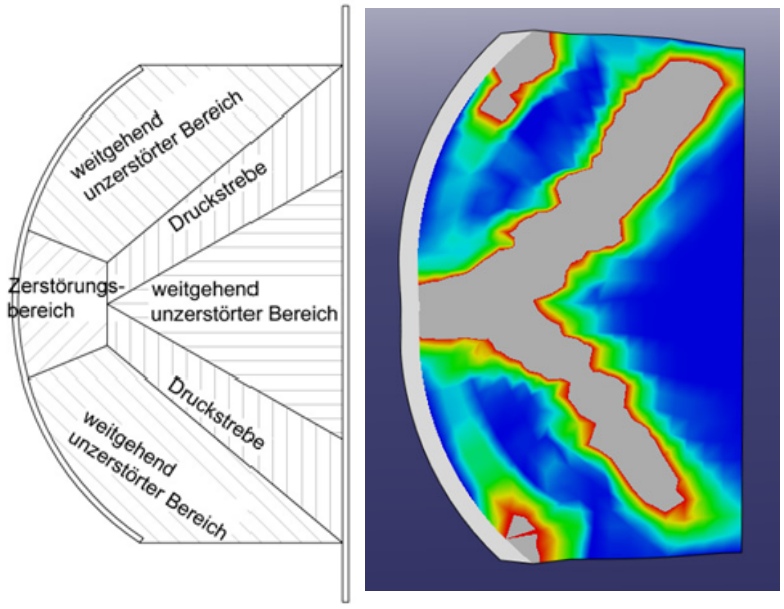

Abbildung 5.6 Schematische Einteilung der Zerstörungszonen und die Zerstörung der Druckstreben des W-500-30-C50-60 bei F= 12 MN

5.1 W-500-10-C20-25

Geometriedaten:

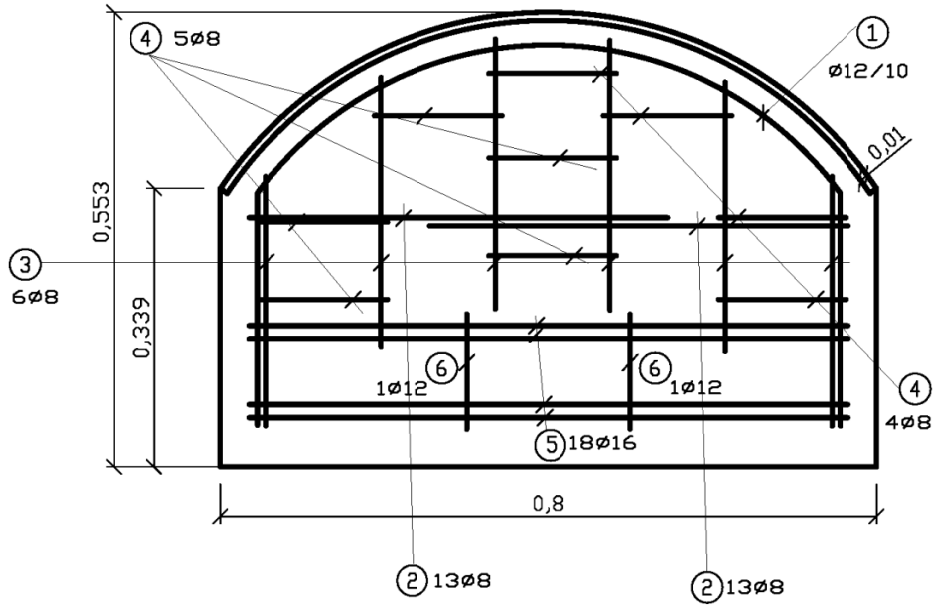

Abbildung 5.7 Geometrie des W-500-10-C20-25

Materialdaten:

Beton: C20-25

$E = 3{,}02.10^{10}\ \mathrm{N/m^2}$	$v = 0{,}2$	$\psi = 34{,}501^{\circ}$
$f_{\mathrm{cm}} = 32{,}00.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$G_c = 29723\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{cu} = 0{,}0271$
$f_{\mathrm{ctm}} = 2{,}77.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$G_t = 85\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{tu} = 0{,}0033$

Im Rahmen der Finite-Element-Berechnung stimmt die ermittelte Erstrisskraft von 2 MN exakt mit der im Versuch ermittelten Erstrissbildung überein (Abbildung 5.8). In Bezug auf die Bruchlast zeigt die Simulation auch eine gute Übereinstimmung mit der Laboruntersuchung. In beiden Fällen zerstören sich die Wälzgelenke bei 6 MN (Abbildung 5.14, Abbildung 5.15, Abbildung 5.16).

Das lokale Versagen, infolge Ablösung des Panzerungblechs ist qualitativ nahezu exakt abgebildet.

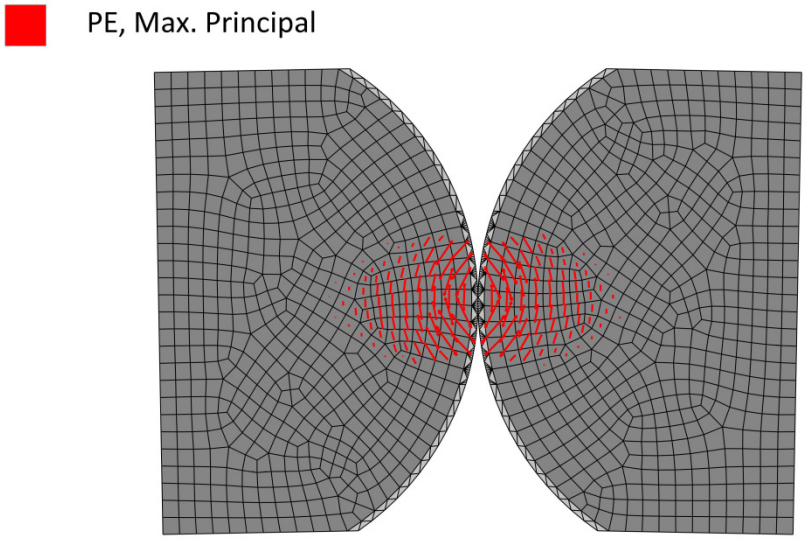

Abbildung 5.8 Erstriss des W-500-10-C20-25 bei F=2 MN

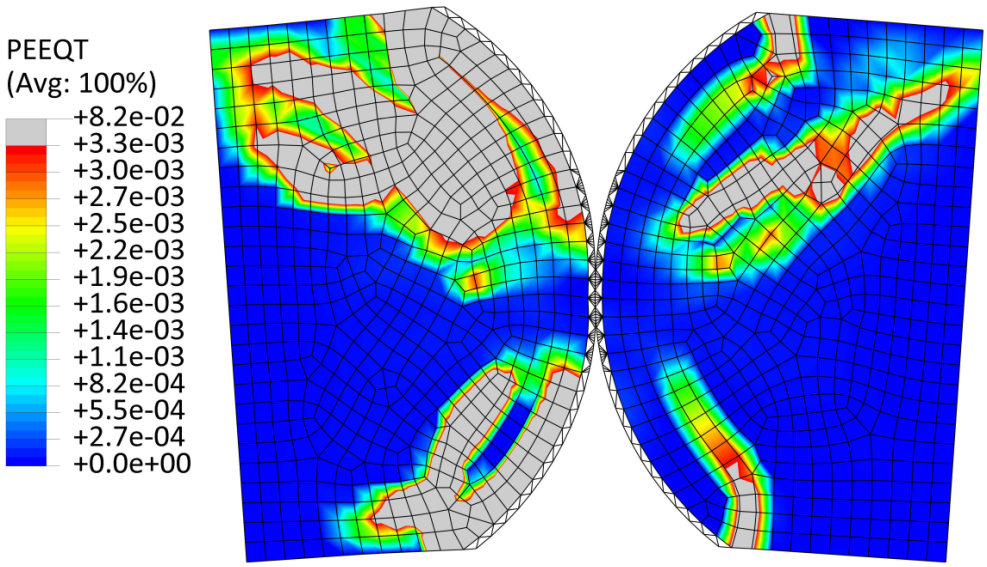

Abbildung 5.9 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-500-10-C20-25 bei F= 6 MN

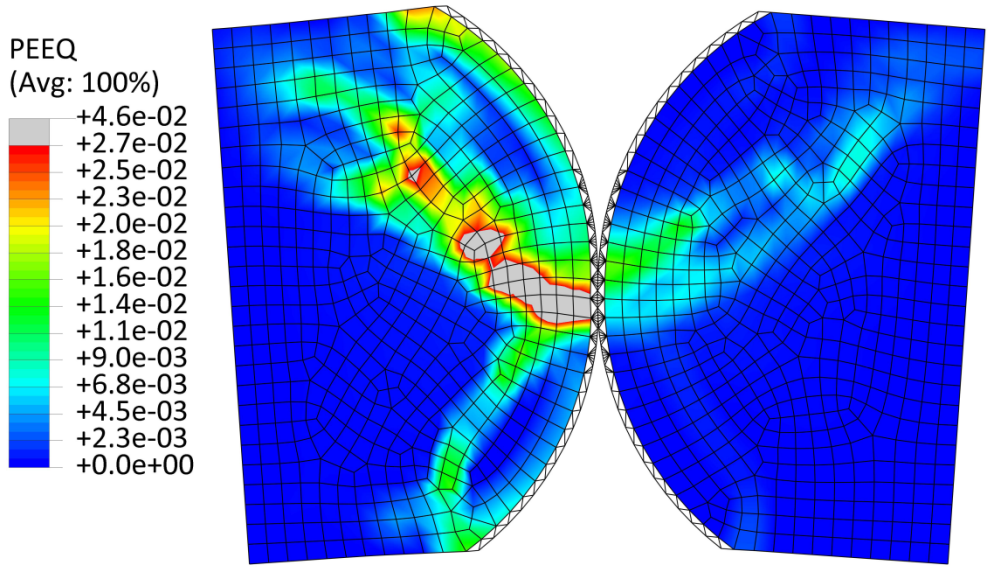

Abbildung 5.10 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-500-10-C20-25 bei F=6 MN

Abbildung 5.11 Zerstörung des W-500-10-C20-25 bei F=6 MN

5.2 W-500-30-C20-25

Geometriedaten:

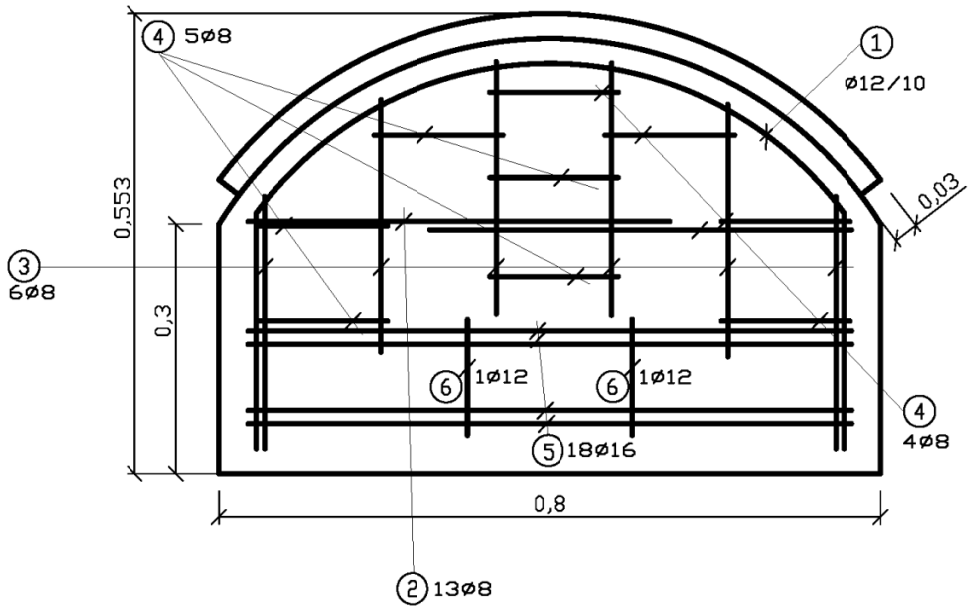

Abbildung 5.12 Geometrie des W-500-30-C20-25

Materialdaten:

Beton: C20-25

$E = 3{,}15.10^{10}\ \mathrm{N/m^2}$	$v = 0{,}2$	$\psi = 35{,}299°$
$f_{cm} = 36{,}20.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$G_c = 32626\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{cu} = 0{,}0264$
$f_{ctm} = 3{,}04.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$G_t = 93\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{tu} = 0{,}0033$

Die numerische ermittelte Erstrisskraft von 4 MN stimmt mit dieser aus experimentellen Untersuchungen überein (Abbildung 5.13). Die experimentell ermittelte Zerstörungslast, die 9 MN beträgt, ist gleich dieser von der numerischen Referenzlösung (Abbildung 5.14, Abbildung 5.15, Abbildung 5.16). Die Simulation zeigt eine gute Erfassung des lokalen Versagens.

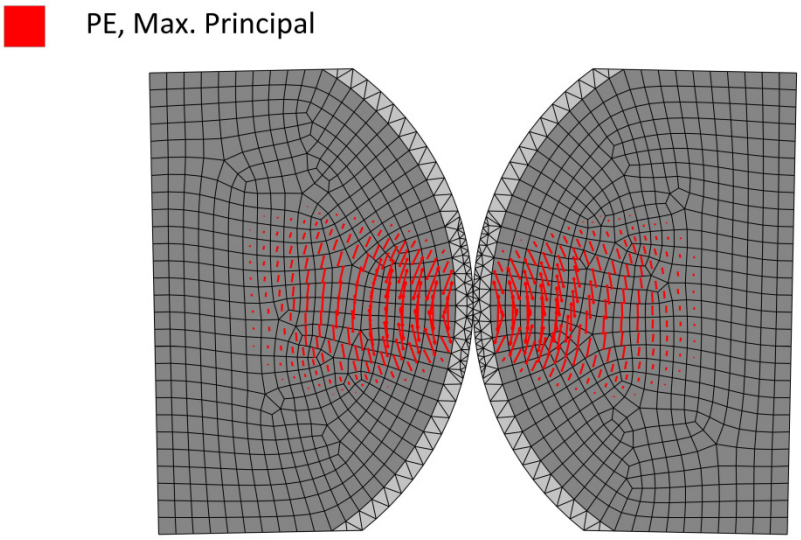

Abbildung 5.13 Erstriss des W-500-30-C20-25 bei F=4 MN

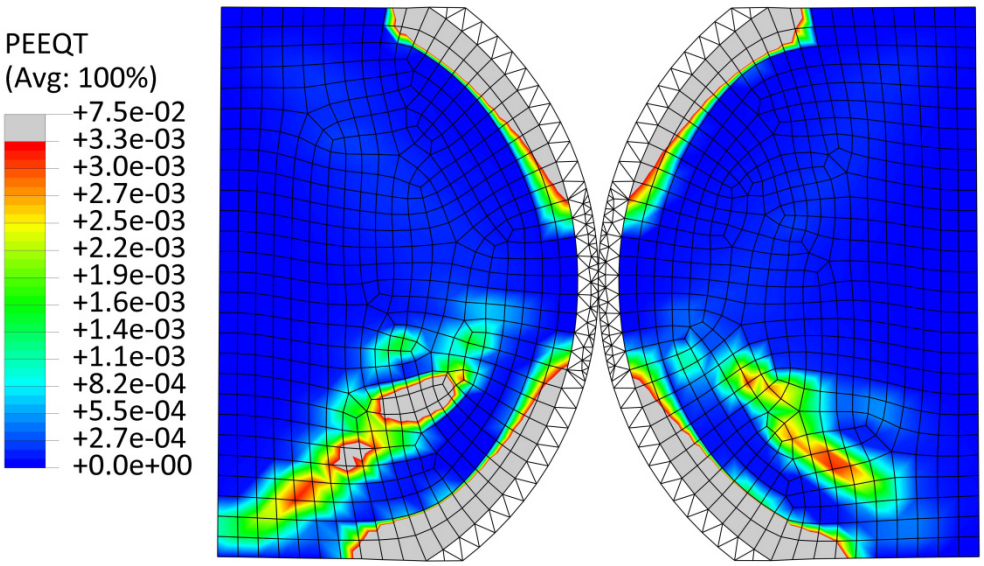

Abbildung 5.14 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-500-30-C20-25 bei F= 9 MN

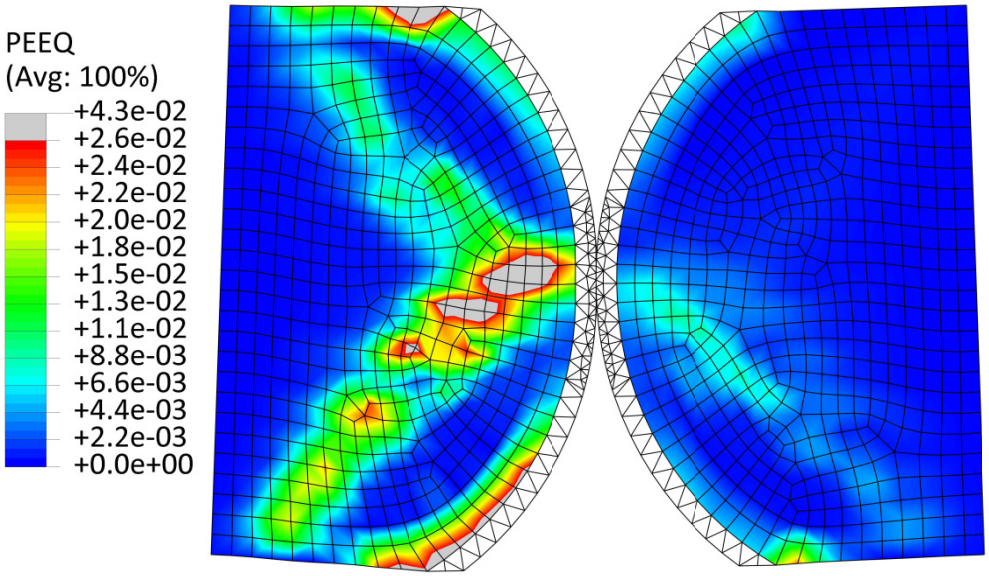

Abbildung 5.15 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-500-30-C20-25 bei F=9 MN

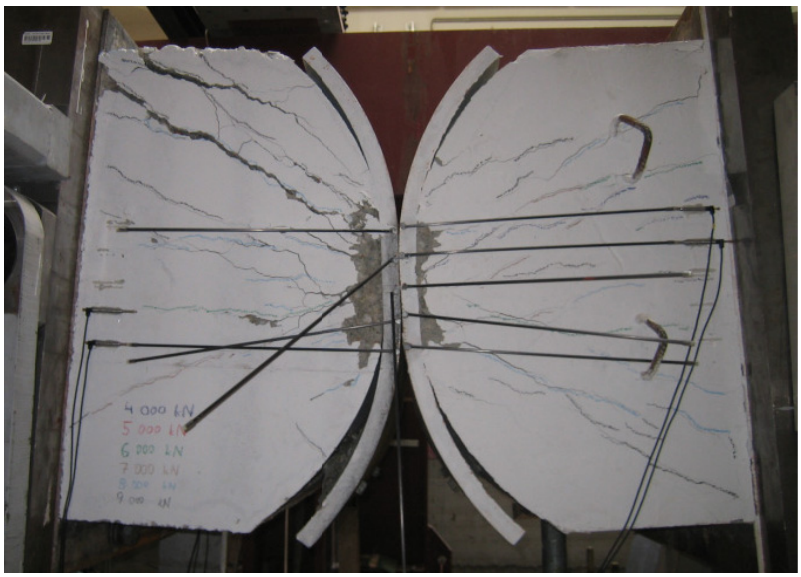

Abbildung 5.16 Zerstörung des W-500-30-C20-25 bei F=9 MN

5.3 W-1000-10-C20-25

Geometriedaten:

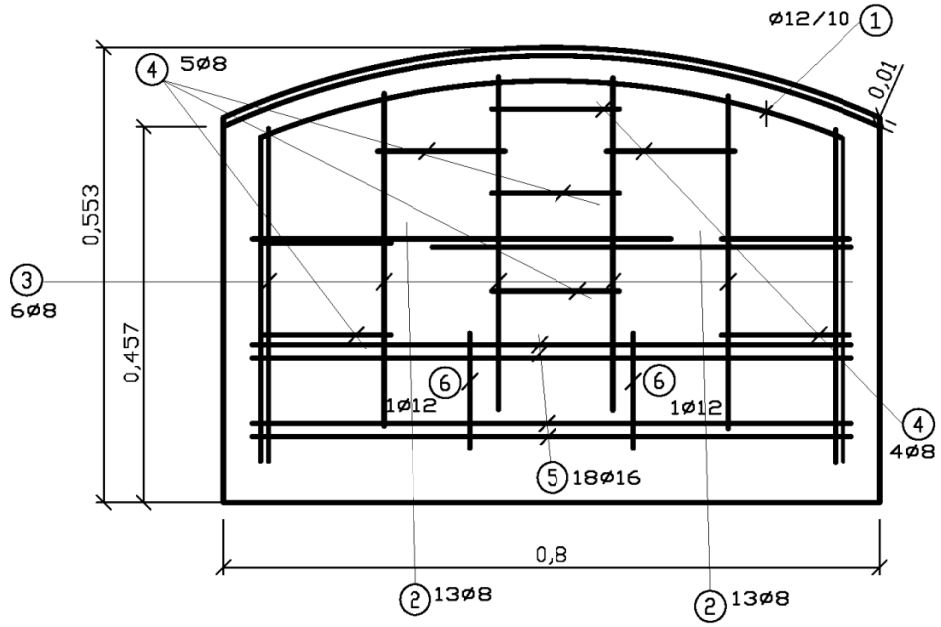

Abbildung 5.17 Geometrie des W-1000-10-C20-25

Materialdaten:

Beton: C20-25

$E = 3{,}16.10^{10}\ \mathrm{N/m^2}$	$v = 0{,}2$	$\psi = 35{,}394°$
$f_{\mathrm{cm}} = 36{,}70.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$G_c = 32963\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{cu} = 0{,}0263$
$f_{\mathrm{ctm}} = 3{,}07.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$G_t = 94\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{tu} = 0{,}0033$

In beiden Fällen tritt die Rissbildung bei 4 MN ein (Abbildung 5.18). Die Wälzgelenke zerstören sich bei derselben Last von 7 MN (Abbildung 5.19, Abbildung 5.20, Abbildung 5.21). Im Gegensatz zu dem experimentellen Versuch zeigt die Finite-Element-Berechnung ein lokales Versagen bei oberen und unteren Kanten der Wälzgelenke.

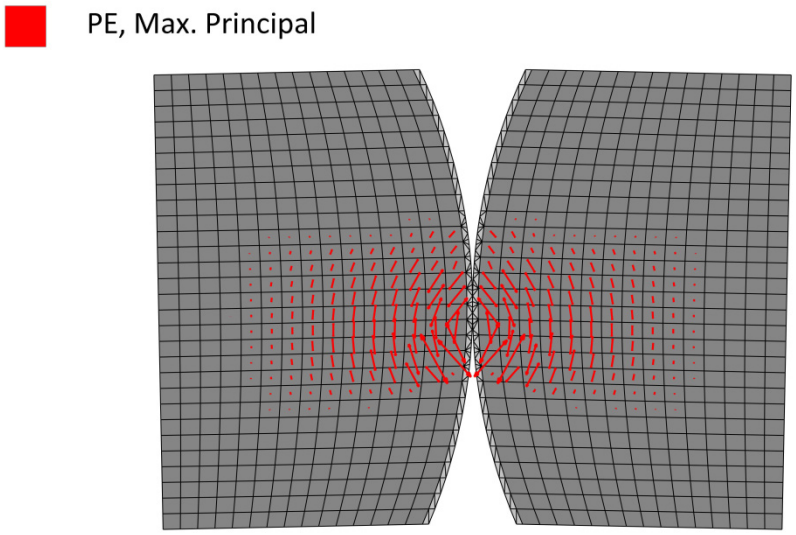

Abbildung 5.18 Erstriss des W-1000-10-C20-25 bei F=4 MN

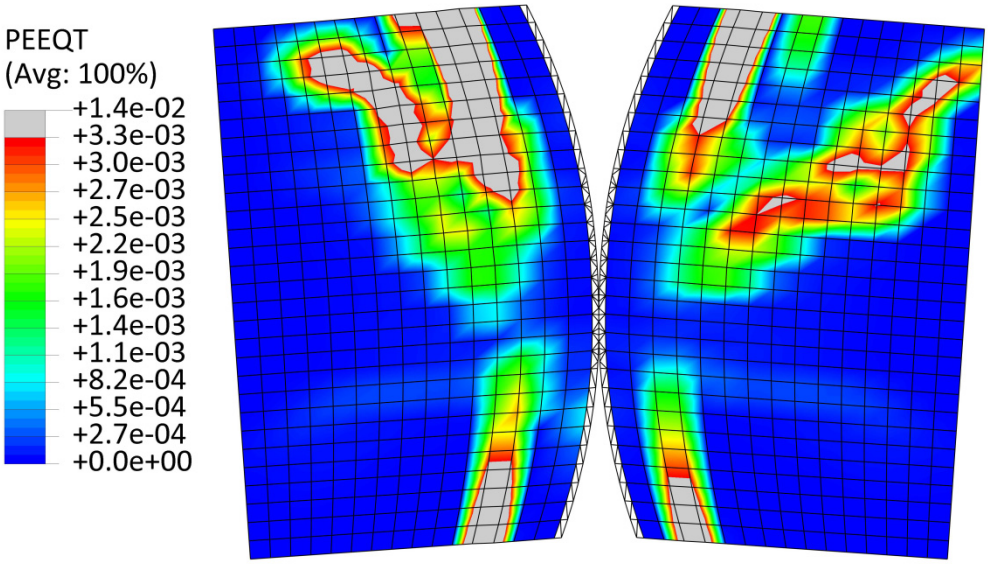

Abbildung 5.19 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-1000-10-C20-25 bei F=7 MN

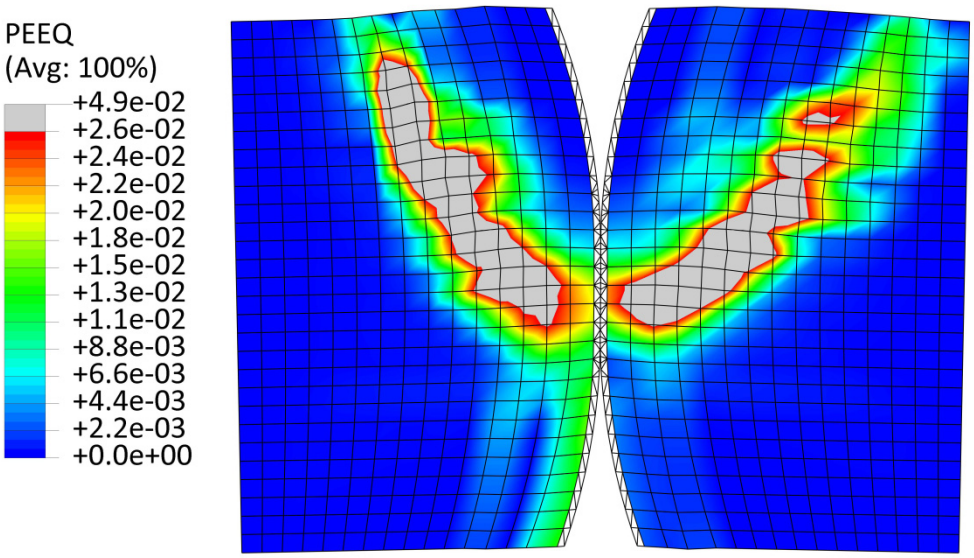

Abbildung 5.20 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-1000-10-C20-25 bei F=7 MN

Abbildung 5.21 Zerstörung des W-1000-10-C20-25 bei F=7 MN

5.4 W-1000-30-C20-25

Geometriedaten:

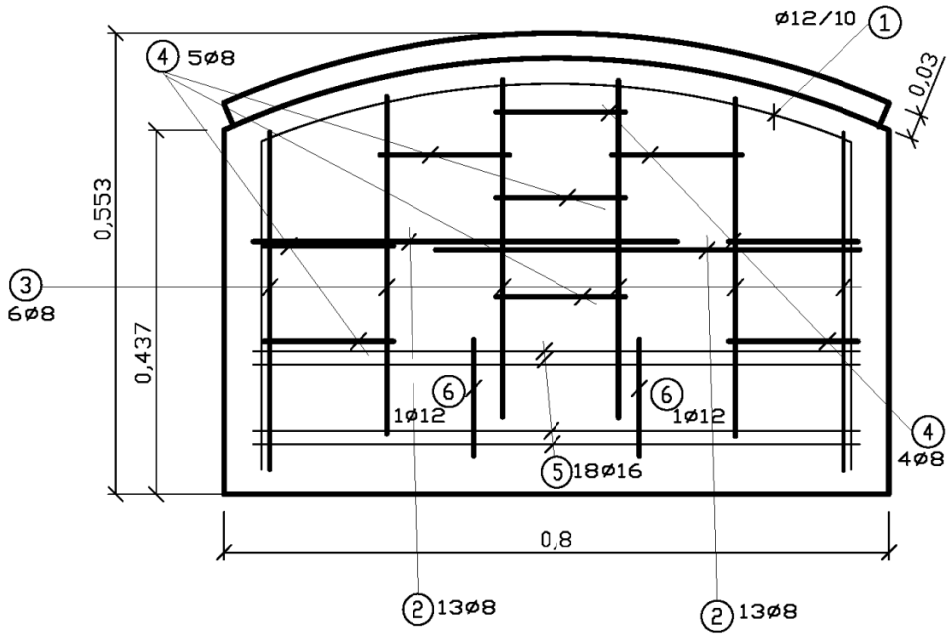

Abbildung 5.22 Geometrie des W-1000-30-C20-25

Materialdaten:

Beton: C20-25

$E = 3{,}18.10^{10}\ \mathrm{N/m^2}$	$v = 0{,}2$	$\psi = 35{,}489°$
$f_{\mathrm{cm}} = 37{,}20.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$\mathrm{G_c} = 33298\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{cu} = 0{,}0262$
$f_{\mathrm{ctm}} = 3{,}10.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$\mathrm{G_t} = 95\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{tu} = 0{,}0033$

Während der Erstriss in der numerischen Simulation bei 4 MN entsteht, treten die Risse im Labor bei 5 MN (Abbildung 5.23) auf. Bei der Bruchlast zeigt die Simulation eine gute Übereinstimmung mit der Laboruntersuchung. In beiden Fällen zerstören sich die Wälzgelenke bei 6 MN (Abbildung 5.24, Abbildung 5.25, Abbildung 5.26). Das lokale Versagen, infolge Ablösung des Panzerungblechs ist von der Simulation gut geschätzt worden.

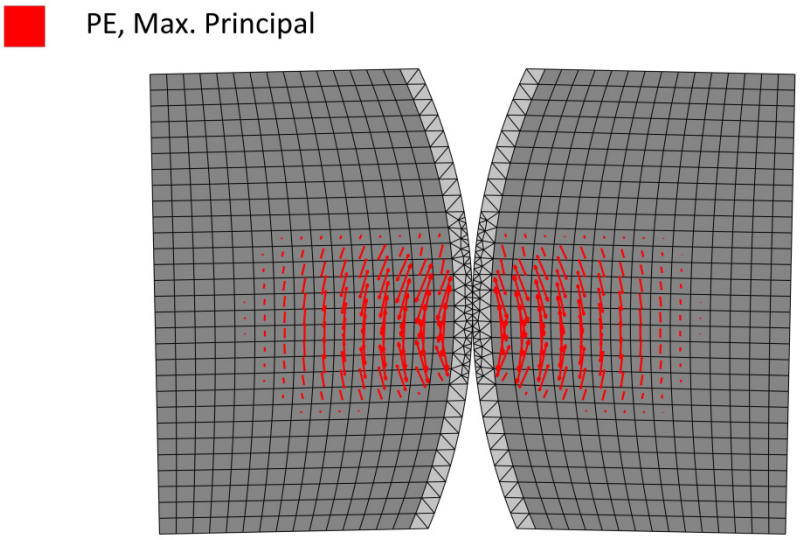

Abbildung 5.23 Erstriss des W-1000-30-C20-25 bei F=4 MN

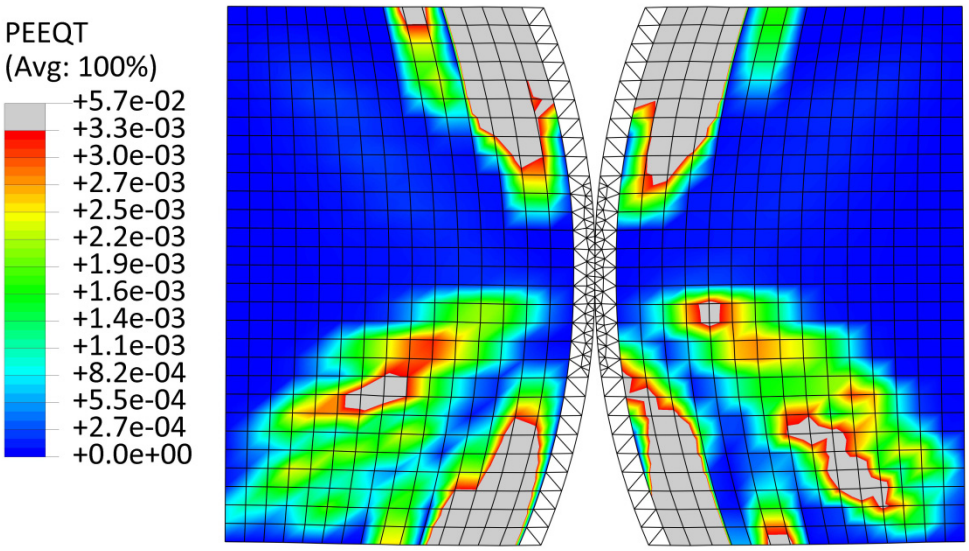

Abbildung 5.24 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-1000-30-C20-25 bei F=9 MN

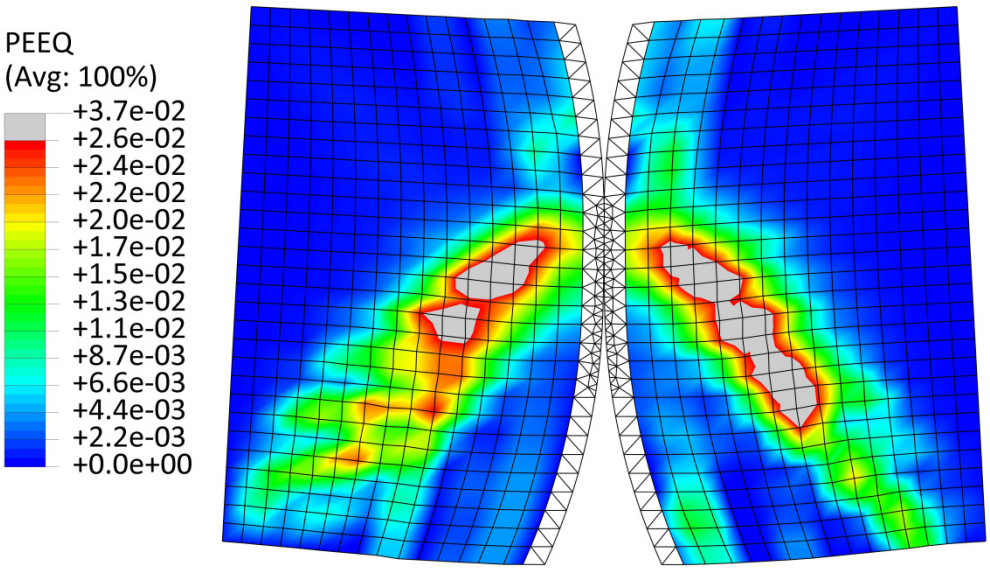

Abbildung 5.25 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-1000-30-C20-25 bei F=9 MN

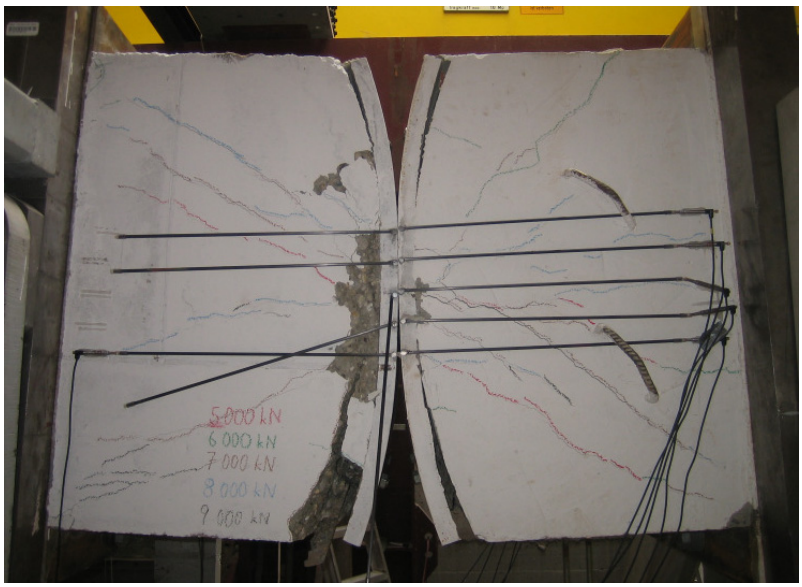

Abbildung 5.26 Zerstörung des W-1000-30-C20-25 bei F=9 MN

5.5 W-2000-30-C20-25

Geometriedaten:

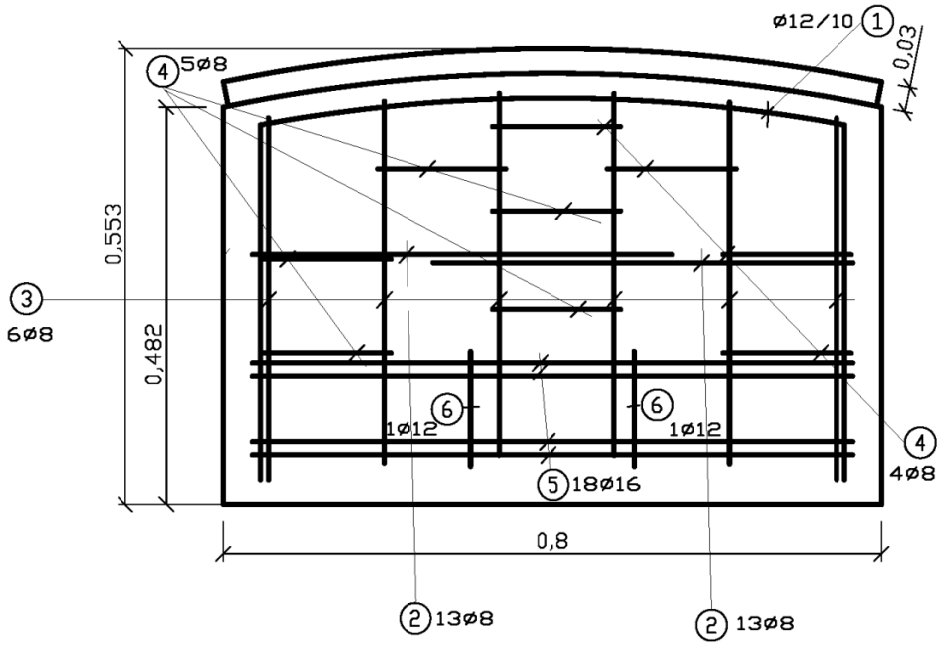

Abbildung 5.27 Geometrie des W-2000-30-C20-25

Materialdaten:

Beton: C20-25

$E = 3{,}23.10^{10}\ \mathrm{N/m^2}$	$v = 0{,}2$	$\psi = 35{,}869°$
$f_{\mathrm{cm}} = 39{,}20.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$\mathrm{G_c} = 34622\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{cu} = 0{,}0258$
$f_{\mathrm{ctm}} = 3{,}22.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$\mathrm{G_t} = 99\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{tu} = 0{,}0033$

Die numerisch ermittelte Erstrisskraft von 4 MN stimmt mit dieser aus experimentellen Untersuchungen überein (Abbildung 5.28). Bei der Bruchlast zeigt die Simulation auch eine gute Übereinstimmung mit der Laboruntersuchung. In beiden Fällen zerstören sich die Wälzgelenke bei 9 MN

(Abbildung 5.29, Abbildung 5.30, Abbildung 5.31). Das lokale Versagen, infolge Ablösung des Panzerungblechs, ist qualitativ nahezu exakt abgebildet.

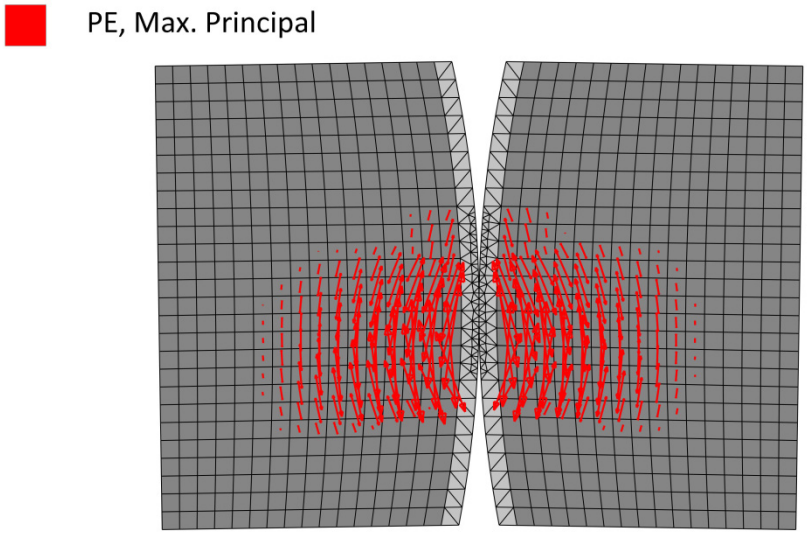

Abbildung 5.28 Erstriss des W-1000-30-C20-25 bei F=4 MN

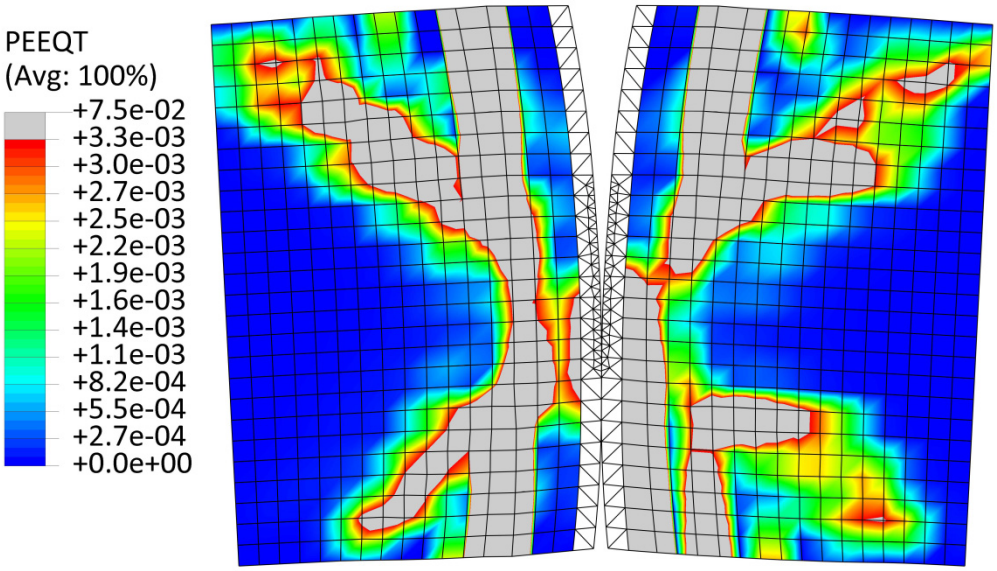

Abbildung 5.29 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-2000-30-C20-25 bei F=9 MN

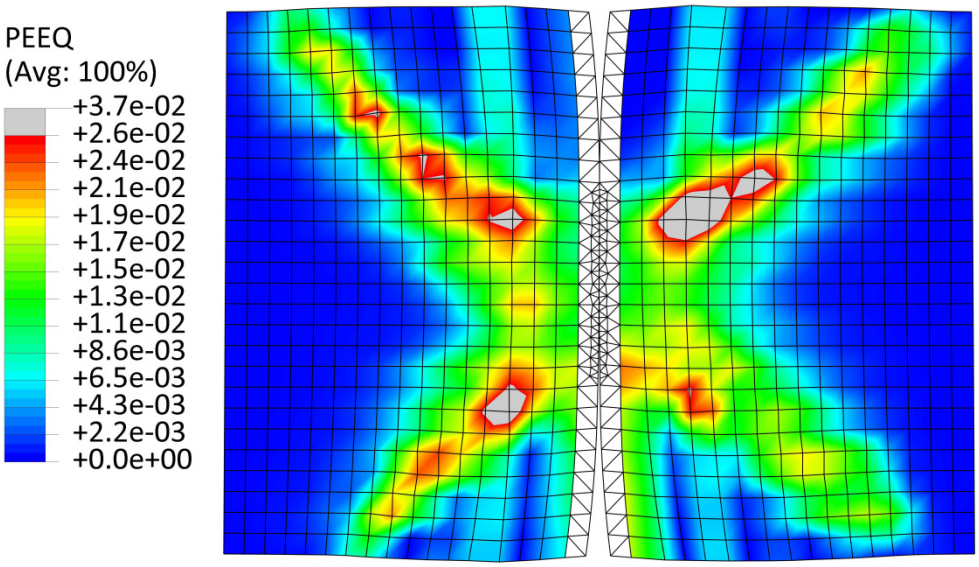

Abbildung 5.30 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-2000-30-C20-25 bei F=9 MN

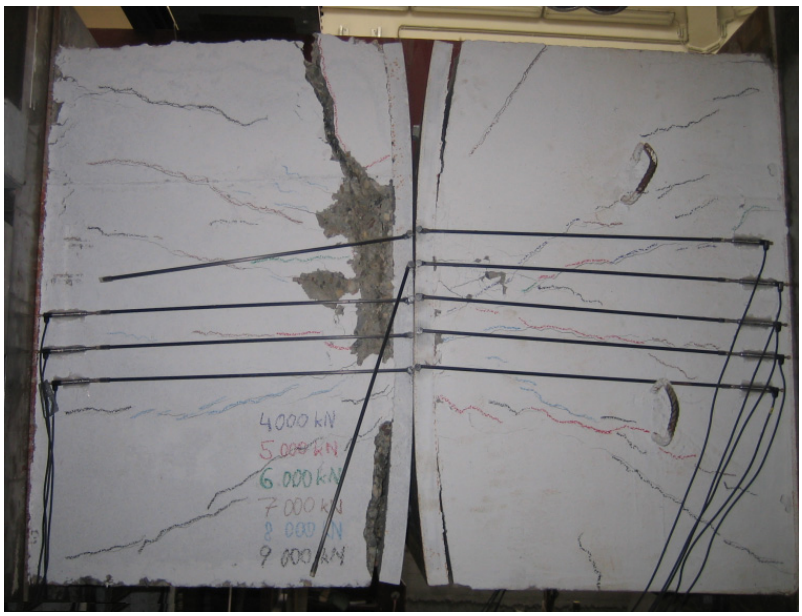

Abbildung 5.31 Zerstörung des W-2000-30-C20-25 bei F=9 MN

5.6 W-500-10-C50-60

Geometriedaten:

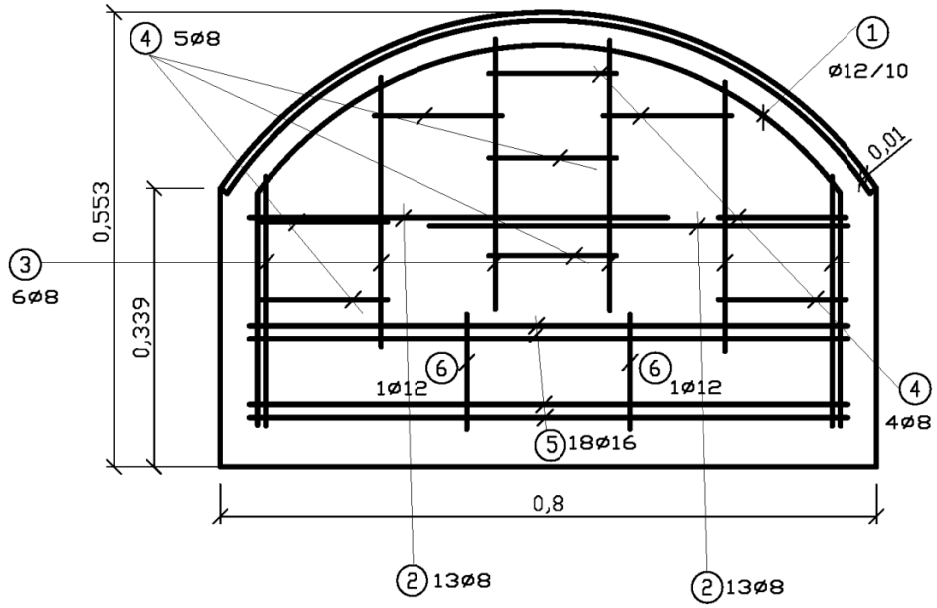

Abbildung 5.32 Geometrie des W-500-10-C50-60

Materialdaten:

Beton: C50-60

$E = 4{,}13.10^{10}\ \mathrm{N/m^2}$	$v = 0{,}2$	$\psi = 44{,}000^{\circ}$
$f_{\mathrm{cm}} = 82{,}00.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$\mathrm{G_c} = 50552\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{cu} = 0{,}0175$
$f_{\mathrm{ctm}} = 4{,}70.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$\mathrm{G_t} = 144\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{tu} = 0{,}0033$

Bei der Laboruntersuchung und den numerischen Berechnung tritt die Rissbildung bei demselben Lastschritt von 4 MN ein (Abbildung 5.33) und die Wälzgelenke zerstören sich auch bei derselben Last von 9 MN (Abbildung 5.34, Abbildung 5.35, Abbildung 5.36). Im experimentellen Versuch ist das lokale Versagen nicht vorhanden. Bei der Finite-Element-Berechnung sind solche aber erkennbar.

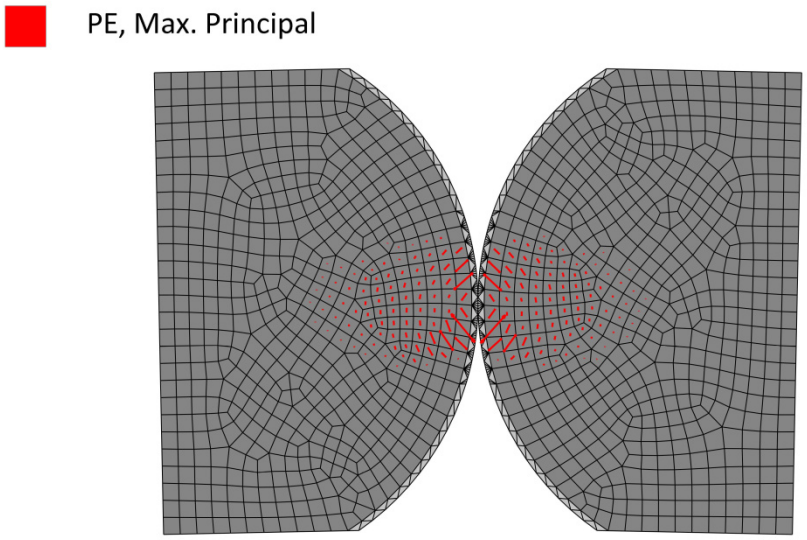

Abbildung 5.33 Erstriss des W-500-10-C50-60 bei F=4 MN

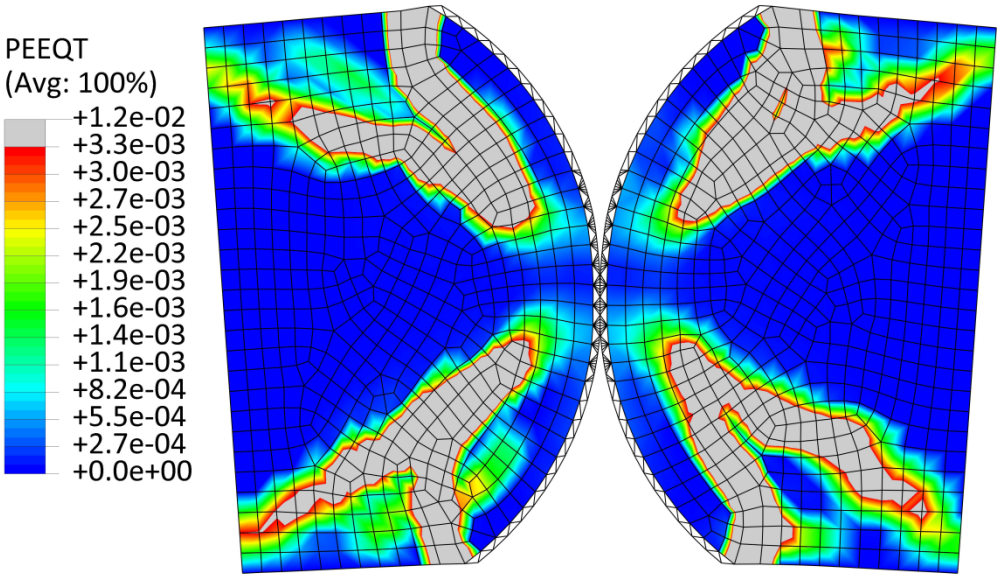

Abbildung 5.34 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-500-10-C50-60 bei F=9 MN

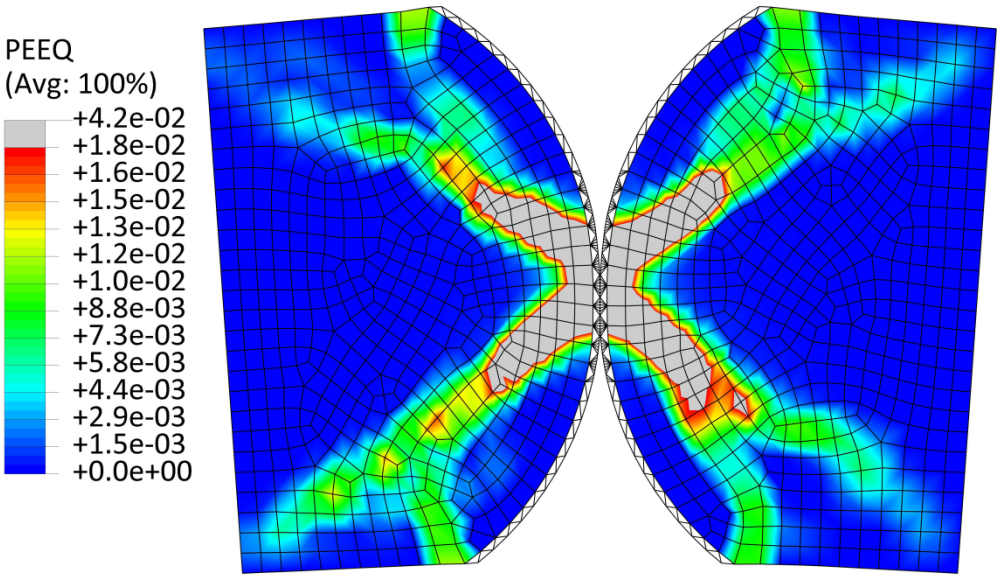

Abbildung 5.35 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-500-10-C50-60 bei F=9 MN

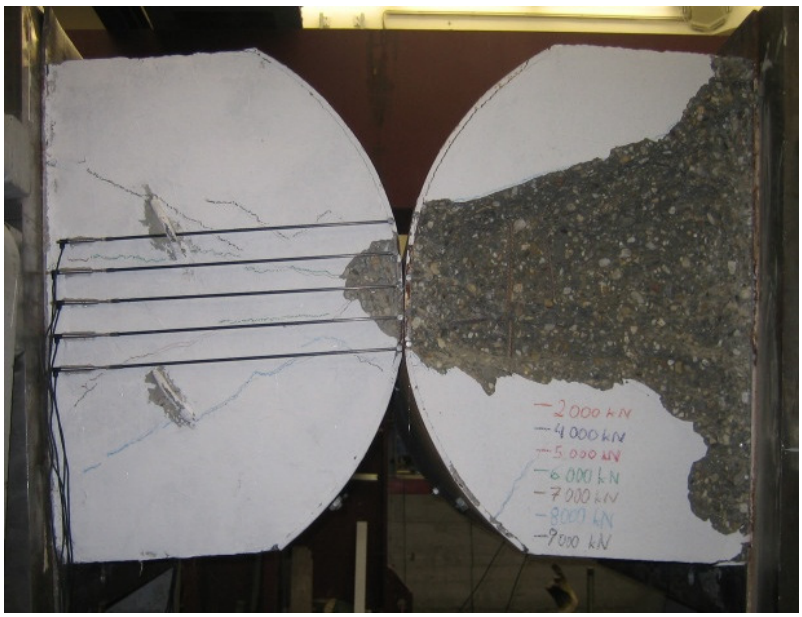

Abbildung 5.36 Zerstörung des W-500-10-C50-60 bei F=9 MN

5.7 W-500-30-C50-60

Geometriedaten:

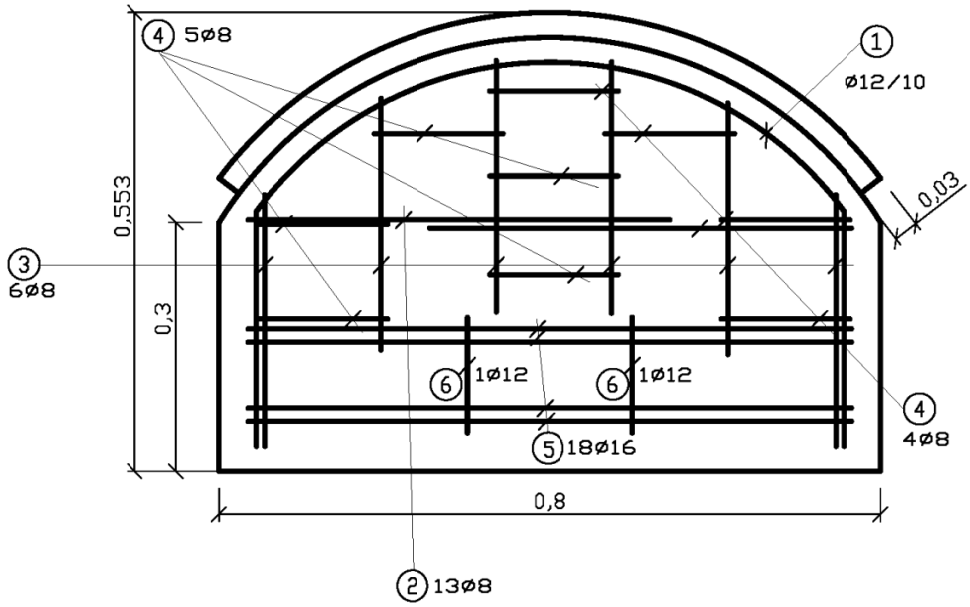

Abbildung 5.37 Geometrie des W-500-30-C50-60

Materialdaten:

Beton: C50-60

$E = 4{,}13.10^{10}\ \mathrm{N/m^2}$	$v = 0{,}2$	$\psi = 44{,}000^{\circ}$
$f_{\mathrm{cm}} = 82{,}00.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$\mathrm{G_c} = 50552\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{cu} = 0{,}0175$
$f_{\mathrm{ctm}} = 4{,}70.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$\mathrm{G_t} = 144\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{tu} = 0{,}0033$

Während der Erstriss in der numerischen Simulation bei 6 MN entsteht, treten die Risse im Labor bei 7 MN (Abbildung 5.38) ein. Bei der Bruchlast zeigt die Simulation eine gute Übereinstimmung mit der Laboruntersuchung und die Wälzgelenke zerstören sich bei 12 MN (Abbildung 5.39, Abbildung 5.40, Abbildung 5.41). Das lokale Versagen, infolge Ablösung des Panzerungblechs, ist von der Simulation gut geschätzt worden.

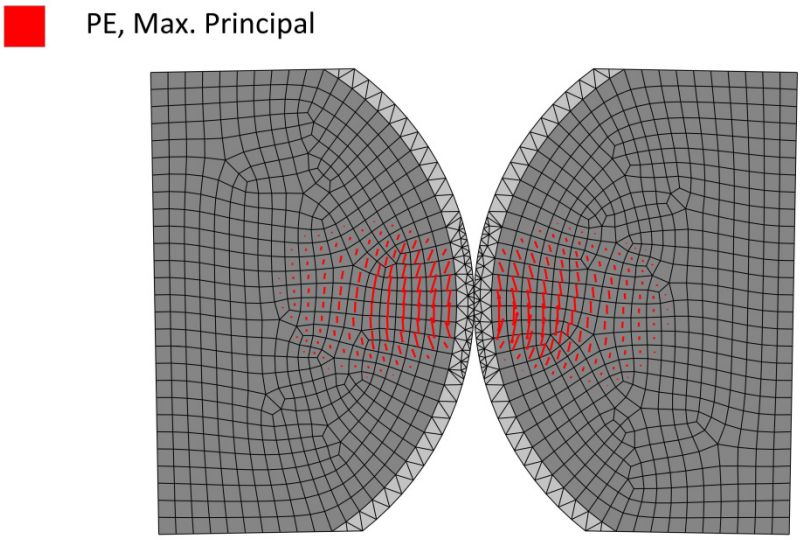

Abbildung 5.38 Erstriss des W-500-30-C50-60 bei F=6 MN

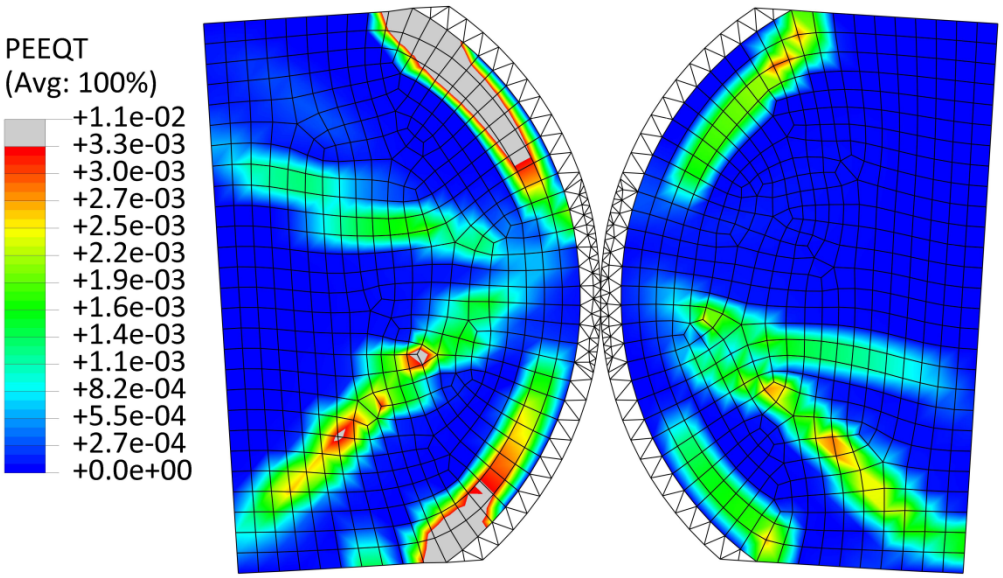

Abbildung 5.39 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-500-30-C50-60 bei F=12 MN

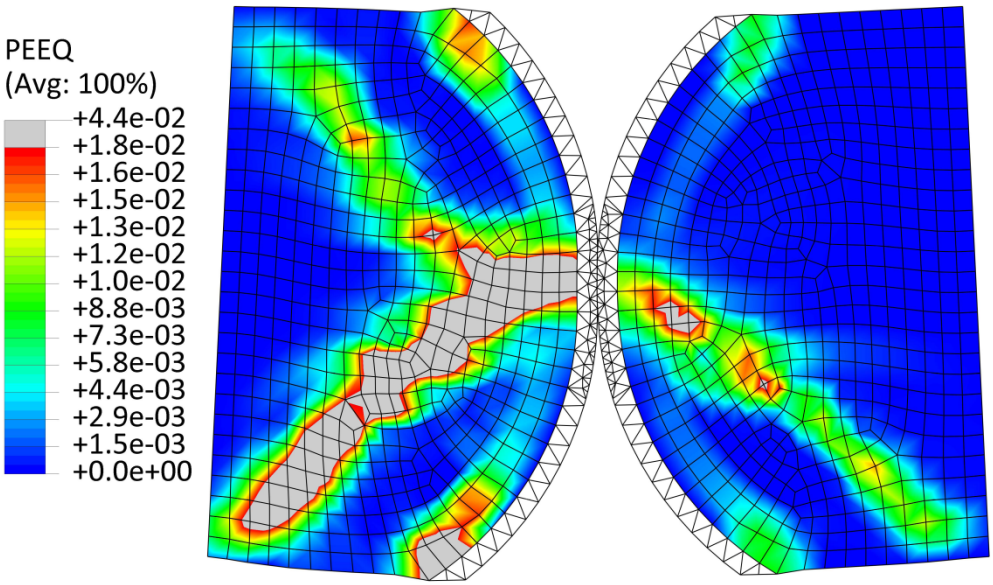

Abbildung 5.40 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-500-30-C50-60 bei F=12 MN

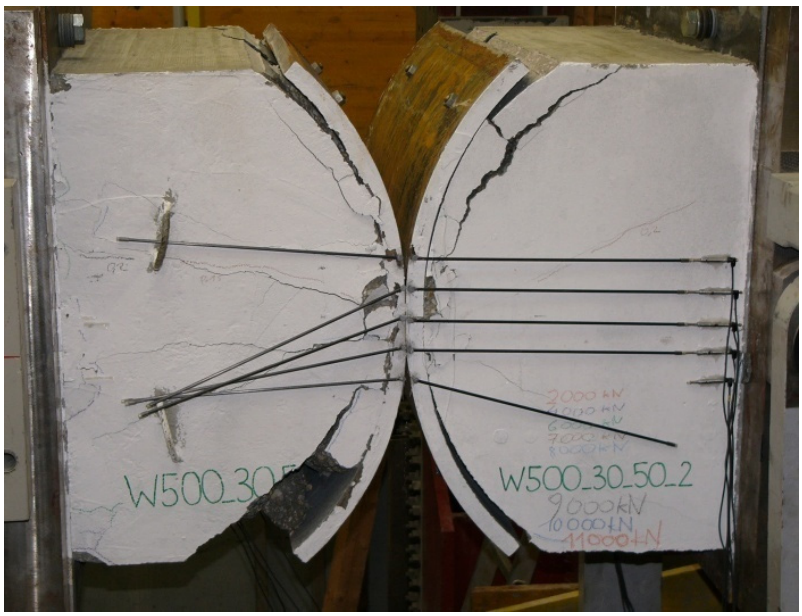

Abbildung 5.41 Zerstörung des W-500-30-C50-60 bei F=12 MN

5.8 W-1000-10-C50-60

Geometriedaten:

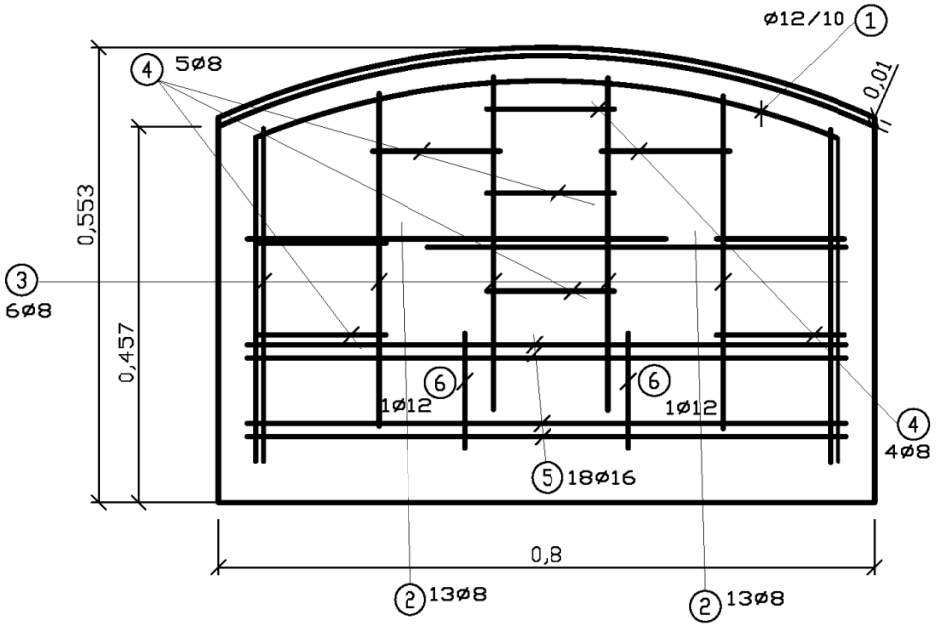

Abbildung 5.42 Geometrie des W-1000-10-C50-60

Materialdaten:

Beton: C50-60

$E = 4{,}13.10^{10}\ \mathrm{N/m^2}$	$v = 0{,}2$	$\psi = 44{,}000^{\circ}$
$f_{\mathrm{cm}} = 82{,}00.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$\mathrm{G_c} = 50552\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{cu} = 0{,}0175$
$f_{\mathrm{ctm}} = 4{,}70.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$\mathrm{G_t} = 144\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{tu} = 0{,}0033$

Während der Erstriss in der numerischen Simulation bei 4 MN entsteht, treten die Risse im Labor bei 6 MN (Abbildung 5.43) ein. Nur in diesem Fall ist eine Gegenüberstellung zwischen der experimentell ermittelten Bruchlast (11 MN) und den numerischen Referenzlösungen (10 MN) zu beobachten (Abbildung 5.44, Abbildung 5.45, Abbildung 5.46). Im Unterschied zur Laboruntersuchung gibt es bei der Finite-Element-Berechnung lokale Versagen.

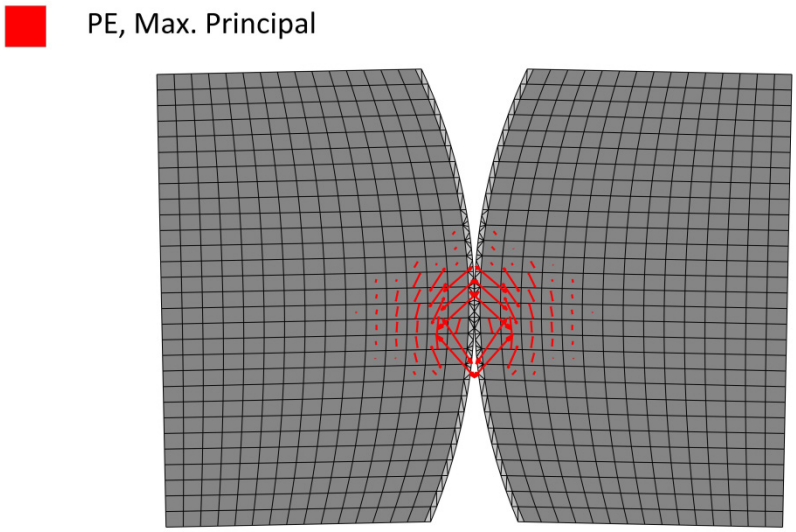

Abbildung 5.43 Erstriss des W-1000-10-C50-60 bei F=4 MN

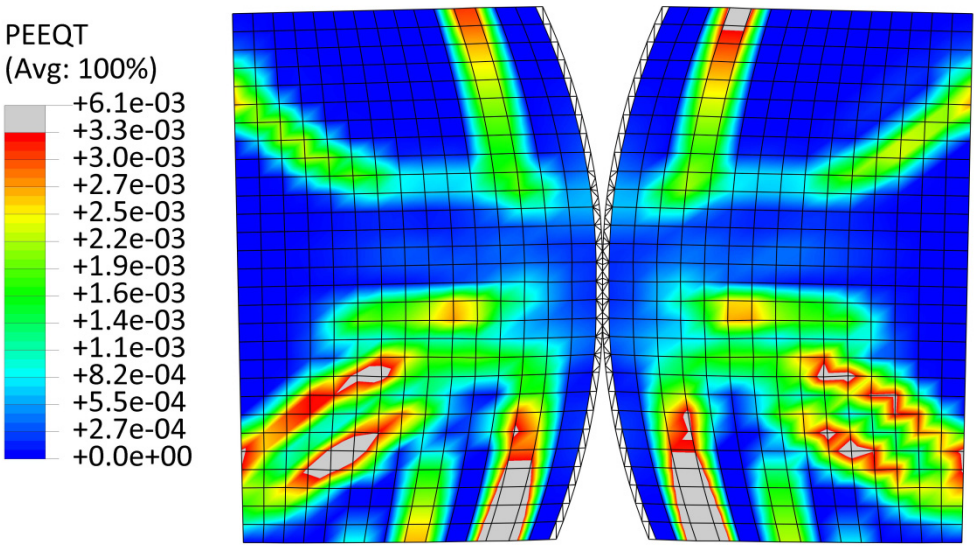

Abbildung 5.44 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-1000-10-C50-60 bei F=10 MN

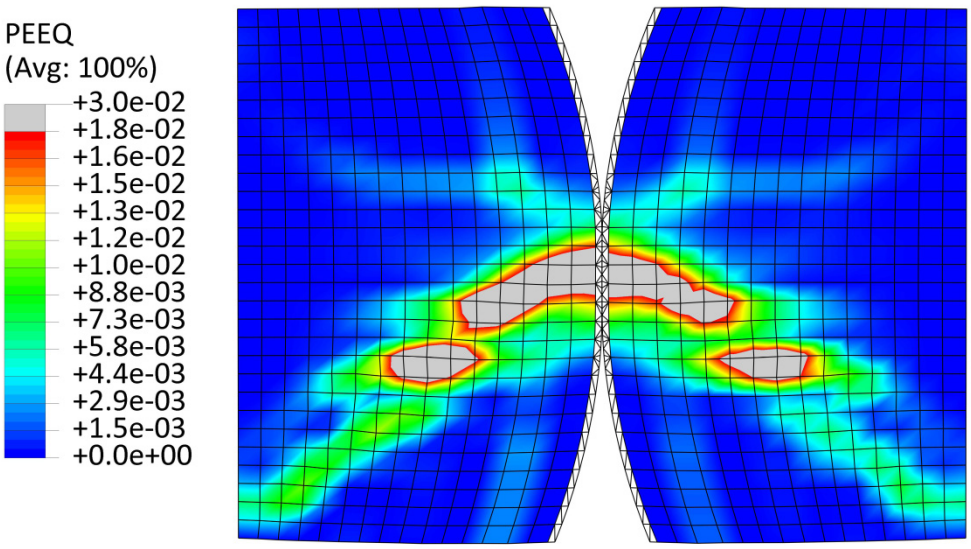

Abbildung 5.45 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-1000-10-C50-60 bei F=10 MN

Abbildung 5.46 Zerstörung des W-1000-10-C50-60 bei F=11 MN

5.9 W-1000-30-C50-60

Geometriedaten:

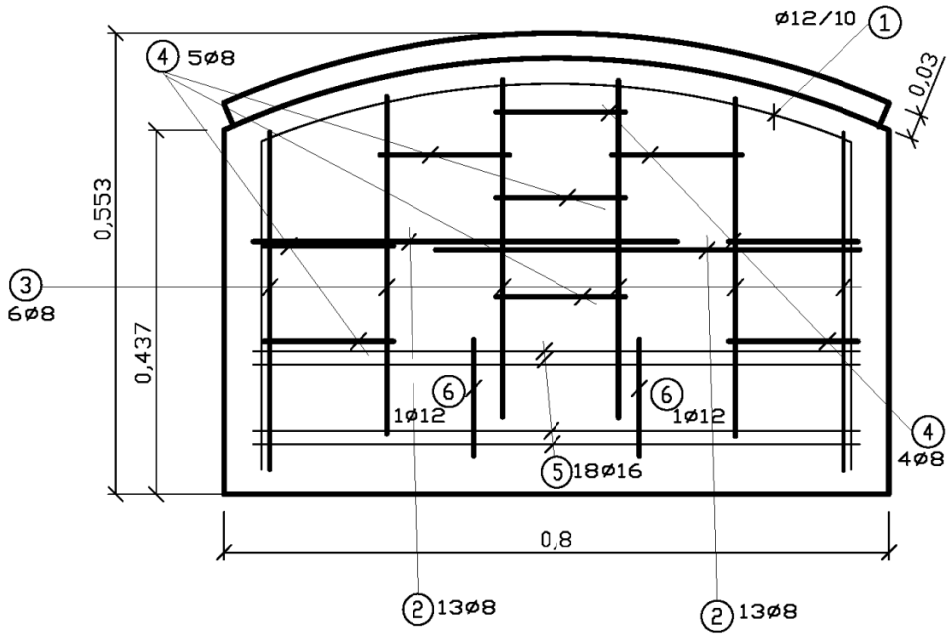

Abbildung 5.47 Geometrie des W-1000-30-C50-60

Materialdaten:

Beton: C50-60

$E = 4{,}13.10^{10}\ \mathrm{N/m^2}$	$v = 0{,}2$	$\psi = 44{,}000°$
$f_{\mathrm{cm}} = 82{,}00.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$\mathrm{G_c} = 50552\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{cu} = 0{,}0175$
$f_{\mathrm{ctm}} = 4{,}70.10^{6}\ \mathrm{N/m^2}$	$\mathrm{G_t} = 144\ \mathrm{N/m}$	$\varepsilon_{tu} = 0{,}0033$

Die im Rahmen der Finite-Element-Berechnung bestimmte Erstrisskraft von 6 MN stimmt exakt mit der im Versuch ermittelten Erstrissbildung überein (Abbildung 5.48). Bei der Bruchlast zeigt die Simulation auch eine gute Übereinstimmung mit der Laboruntersuchung. In beiden Fällen zerstören sich die Wälzgelenke bei 12 MN (Abbildung 5.49, Abbildung 5.50, Abbildung 5.51).

Das lokale Versagung, infolge Ablösung des Panzerungblechs, ist qualitativ nahezu exakt abgebildet.

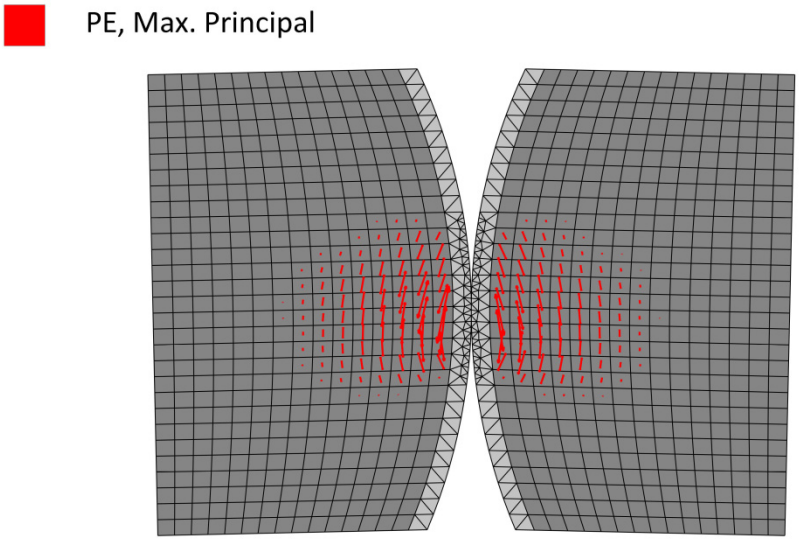

Abbildung 5.48 Erstriss des W-1000-30-C50-60 bei F=6 MN

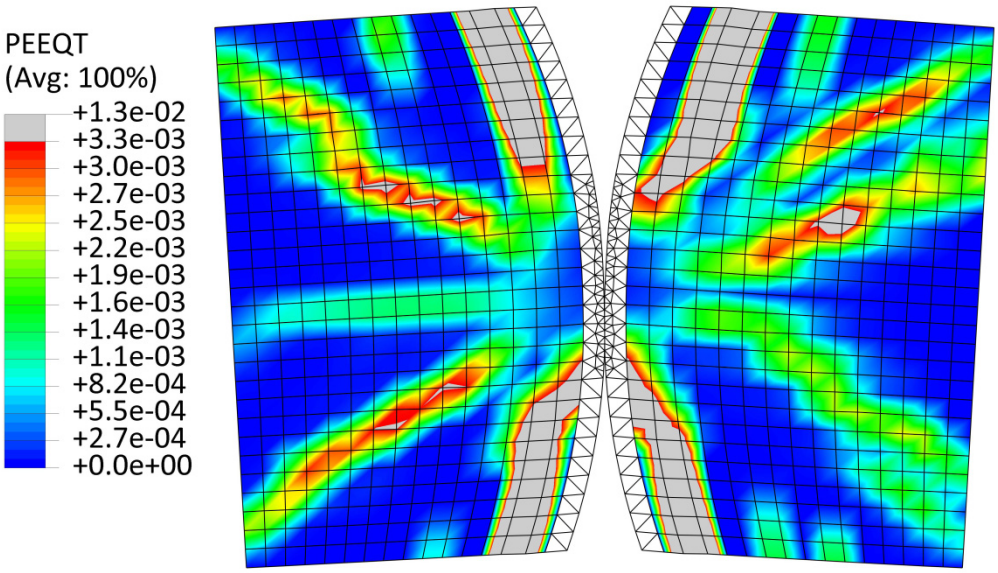

Abbildung 5.49 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-1000-30-C50-60 bei F=12 MN

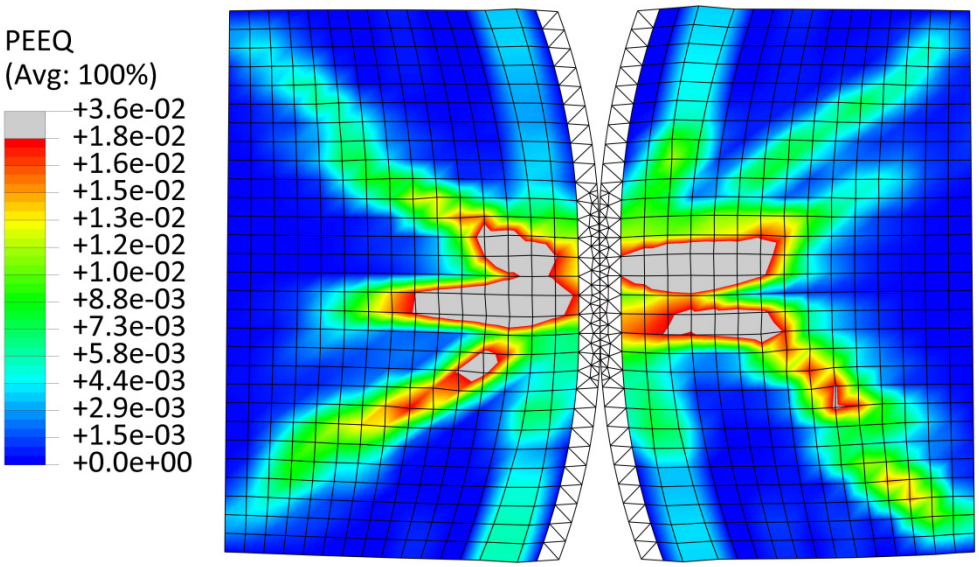

Abbildung 5.50 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-100-30-C50-60 bei F=12 MN

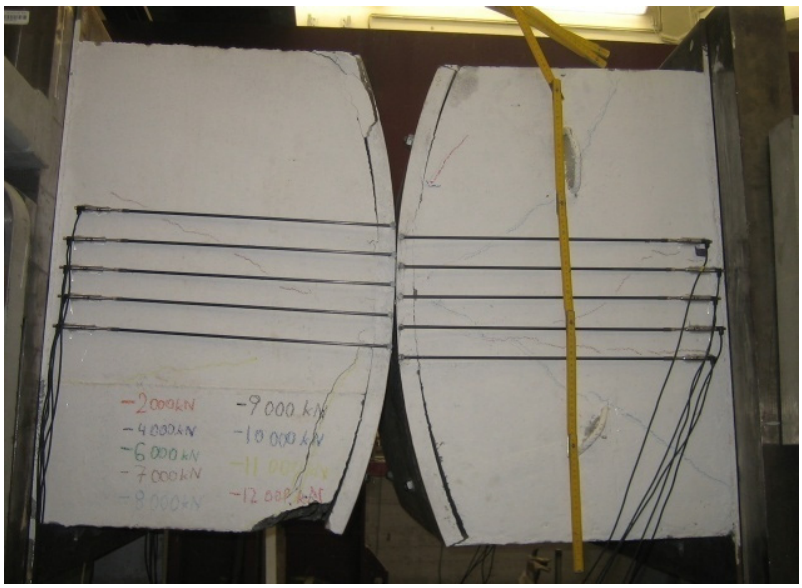

Abbildung 5.51 Zerstörung des W-1000-30-C50-60 bei F=12 MN

6 Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde ein numerisches Modell für die reale Arbeit von den Wälzgelenken unter zentrischen Druck und Rotation vorgeschlagen. Die erzielten Ergebnisse stimmen gut mit den experimentellen Beobachtungen überein und können sowohl für die Abschätzung der Erstrisskraft, als auch für die Ermittlung der Bruchlast angewendet werden (Abbildung 6.1, Abbildung 6.2).

6.2 Ausblick

Für zukünftige Weiterentwicklungen ist es möglich eine Erweiterung der hier entwickelten Formulierungen auf dreidimensionale Beanspruchungszustände zu machen. Für diesen Zweck wird aber eine Verbesserung des Materialmodells des Betons sinnvoll sein. Die Bewehrung und der Beton können als ein Verbundstoff modelliert werden. Auf diese Weise wird auch die Verbundwirkung der Bewehrung auf das Beton berücksichtigt.

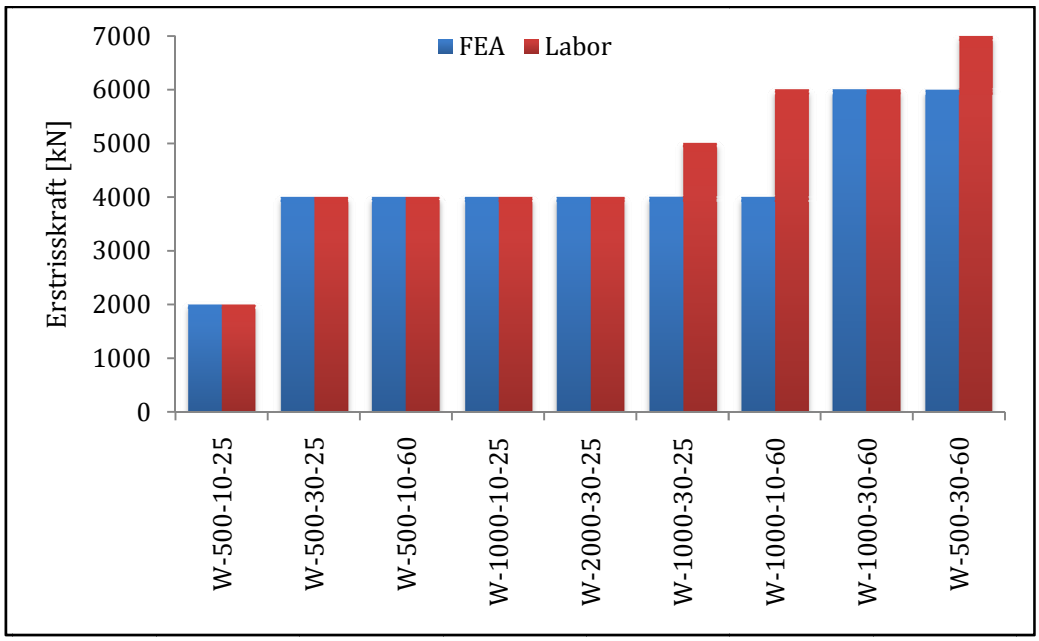

Abbildung 6.1 Vergleich der Erstrisskraft zwischen Finite-Element-Analyse (FEA) und ermittelter experimentelle Untersuchungen im Labor

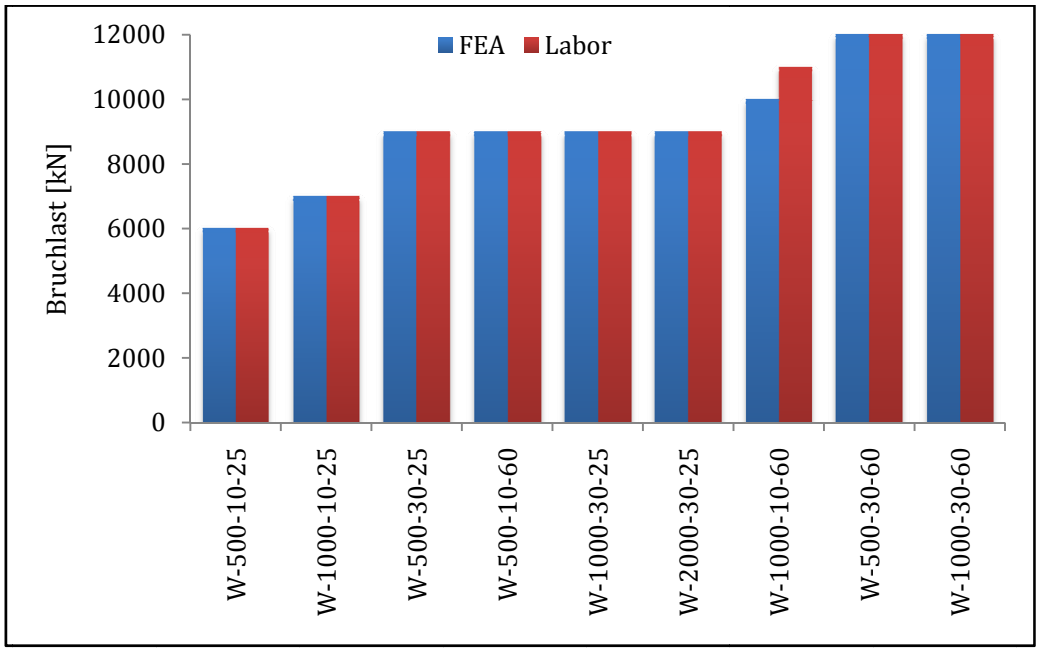

Abbildung 6.2 Bruchlast im FEA und im Labor für alle Wälzgelenken

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1 Lussia Fußgängerbrücke in Italien [1] 1

Abbildung 1.2 Bogenklappverfahren bei der Argentobelbrücke [2] 2

Abbildung 1.3 Stahlgelenklager bei der Argentobelbrücke [4] 3

Abbildung 1.4 Hydraulische Hohlkolbenpressen bei der Argentobelbrücke [4] ... 3

Abbildung 1.5 Hebe-und Absenktechnik bei der Argentobelbrücke [5] 4

Abbildung 1.6 Argentobelbrücke nach der Herstellung [6] 4

Abbildung 1.7 Schnittkraftverlauf beim Abklappen [6] 5

Abbildung 1.8 Entwicklung der Bauverfahren von Brücken im Vergleich [9] 6

Abbildung 1.9: Brückenklappverfahren nach der Druckstrebenvariante [2] 8

Abbildung 1.10: Brückenklappverfahren nach der Zugstrebenvariante [2] 8

Abbildung 1.11: Brückenklappverfahren nach der Druckstrebenvariante mit Hilfspfeiler [2] 8

Abbildung 1.12 Konstruktionszeichnung der Zugstrebenvariante 9

Abbildung 1.13 Konstruktionszeichnung der Druckstrebenvariante 9

Abbildung 1.14 Abfolge des Aufklappvorganges bei der Zugstrebenbrücke 10

Abbildung 1.15 Abfolge des Aufklappvorganges bei der Druckstrebenbrücke .. 11

Abbildung 1.16 Konstruktive Durchbildung des Knotens A [9] 12

Abbildung 1.17 Konstruktive Durchbildung des Knotens B bei der Druckstrebenvariante 12

Abbildung 1.18 Knoten B (Wälzgelenk) bei der Druckstrebenvariante des Feldversuchs [10] 13

Abbildung 1.19 Entwurfsbeispiel mit den zehnfachen Abmessungen des Feldversuchs [2]. 15

Abbildung 1.20 Beispiel für eine Freivorbaubrücke [2] 16

Abbildung 1.21 Abhängigkeit der Baustoffmassen für den Brückenträger von der Spannweite [2] 17

Abbildung 1.22 Entwurf der Andelsbachtalbrücke [11] 18

Abbildung 2.1 Konstruktion eines Betongelenks mit gepanzerter Wälzfläche [14] 20

Abbildung 2.2 Feldwegbrücke über den Schiffahrtkanal der Staustufe Obereßlingen der Neckarkanalisierung [14] 21

Abbildung 2.3 Druckkraft bei dem ersten Riss und bei der Bruchlast für Stampfbeton mit und ohne Blech 22

Abbildung 2.4 Einfluss des Alters für Stampfbeton mit und ohne Blech 23

Abbildung 2.5 Rissbilder der Gelenkkörper aus Stampfbeton ohne und mit Blechpanzerung [14] 24

Abbildung 2.6 Rissbilder der Gelenkkörper aus Eisenbeton ohne und mit Blechpanzerung [14] 25

Abbildung 2.7 Dreigelenkbogenbrücke über Neckar bei Stuttgart [14] 25

Abbildung 3.1 Laboruntersuchung [10] 26

Abbildung 3.2 Montageplatte 28

Abbildung 3.3 W-2000-30-25 gleich vor dem Betonieren 29

Abbildung 3.4 Prüfanlage in Längs- und Querschnitt [10] 30

Abbildung 3.5 Prüfrahmen 30

Abbildung 3.6 Hydraulische Pressen 31

Abbildung 3.7 Grundelemente beim Versuchsaufbau 31

Abbildung 3.8 Statische System des Versuchsaufbaues [10] 32

Abbildung 3.9 Apparatur für die Versuchsdurchführung 33

Abbildung 3.10: Ablaufschema einer Laststufe, Schritte 1-4 34

Abbildung 3.11 Ablaufschema einer Laststufe, Schritte 5-7 35

Abbildung 3.12 Laststufenbezeichnung mit verschiedenen Farben 36

Abbildung 3.13 Erklärung der Begriffe „Höhe'' und „Tiefe'' [10] 37

Abbildung 3.14: Erstrisskraft bei den Wälzgelenken 37

Abbildung 3.15 Erstrisskraft abhängig vom Radius 38

Abbildung 3.16 Erstrisskraft abhängig von der Blechstärke 38

Abbildung 3.17 Erstrisskraft abhängig von fcm 39

Abbildung 4.1 Drei dimensionale Ansicht von W-500-10-25 (Berechnet als 2D-Modell und extrudiert) 40

Abbildung 4.2 Unterschied zwischen schnellen und langsamen Verlauf bei W-1000-10-25 43

Abbildung 4.3 Bruchlast bei verschiedenen Element-Größen in dem Kontaktbereich 45

Abbildung 4.4 EMSF (*element mass scaling factor*) für W-1000-10-25 46

Abbildung 4.5 EI und EKE bei verschiedenen Prozesszeiten ohne Rotation 47

Abbildung 4.6 Vergleich zwischen statischer und quasi-statischer Analyse 47

Abbildung 4.7 Schematische Darstellung für den Rotationsprozess in der Simulation für W-2000-30-25 48

Abbildung 4.8 *Smooth step* Amplitudenkurve [15] 49

Abbildung 4.9 Kinetische und innere Energie bei Massenskalierungsfaktoren 1, 4 und 16, die äquivalent zu Zeitskalierungsfaktoren 1, 2 und 4 sind, für W-2000-30-25 bei 2000 kN 50

Abbildung 4.10 Kontatkoberflächen für W-1000-10-25 51

Abbildung 4.11 Beton unter einaxialem Zug: a) Spannungs-Verschiebungs-Diagramm, b) Lokalisation der Dehnungen [16] 53

Abbildung 4.12 Riss -Spannungsverteilung nach dem fiktiven Rissmodell [19] 53

Abbildung 4.13 Ergebnisse bei Berücksichtigung der charakteristischen Elementlänge lc 55

Abbildung 4.14 Ergebnisse ohne Berücksichtigung der charakteristischen Elementlänge lc 55

Abbildung 4.15 Exponentieller Entfestigungsverlauf für Zugversagen [16] 56

Abbildung 4.16 Beton unter einaxialem Druck mit qualitativen Spannungs-Verschiebungs-Verlauf und Rissentwicklung im Probekörper [22] 58

Abbildung 4.17 Ansätze für den Entfestigung–und Verfestigungsverlauf bei Druckbelastung [16] 60

Abbildung 4.18 Beton unter einaxialem Zug [15] 61

Abbildung 4.19 Beton unter einaxialem Druck [15] 62

Abbildung 4.20 Stahlverhalten unter einaxialem Zug 63

Abbildung 5.1 Spannungs-Dehnungs-Diagramme für einaxialen Druck für alle Betonsteifigkeiten bei lc =4,2 cm 65

Abbildung 5.2 Spannungs-Dehnungs-Diagramme für einaxialen Zug für alle Betonsteifigkeiten bei lc = 4,2 cm 65

Abbildung 5.3 Spannungs-Dehnungs-Diagramme für einaxialen Zug für BSt 550 66

Abbildung 5.4 Spannungs-Dehnungs-Diagramme für einaxialen Zug für S235 66

Abbildung 5.5 Lokales Versagen infolge von Abscheren eines großen, unter dem Panzerungsblech liegenden Teiles des W-2000-30-C20-25 bei F= 9 MN 68

Abbildung 5.6 Schematische Einteilung der Zerstörungszonen und die Zerstörung der Druckstreben des W-500-30-C50-60 bei F= 12 MN 68

Abbildung 5.7 Geometrie des W-500-10-C20-25 69

Abbildung 5.8 Erstriss des W-500-10-C20-25 bei F=2 MN 70

Abbildung 5.9 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-500-10-C20-25 bei F= 6 MN 70

Abbildung 5.10 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-500-10-C20-25 bei F=6 MN 71

Abbildung 5.11 Zerstörung des W-500-10-C20-25 bei F=6 MN 71

Abbildung 5.12 Geometrie des W-500-30-C20-25 72

Abbildung 5.13 Erstriss des W-500-30-C20-25 bei F=4 MN 73

Abbildung 5.14 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-500-30-C20-25 bei F= 9 MN 73

Abbildung 5.15 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-500-30-C20-25 bei F=9 MN 74

Abbildung 5.16 Zerstörung des W-500-30-C20-25 bei F=9 MN 74

Abbildung 5.17 Geometrie des W-1000-10-C20-25 75

Abbildung 5.18 Erstriss des W-1000-10-C20-25 bei F=4 MN 76

Abbildung 5.19 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-1000-10-C20-25 bei F=7 MN 76

Abbildung 5.20 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-1000-10-C20-25 bei F=7 MN 77

Abbildung 5.21 Zerstörung des W-1000-10-C20-25 bei F=7 MN 77

Abbildung 5.22 Geometrie des W-1000-30-C20-25 78

Abbildung 5.23 Erstriss des W-1000-30-C20-25 bei F=4 MN 79

Abbildung 5.24 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-1000-30-C20-25 bei F=9 MN 79

Abbildung 5.25 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-1000-30-C20-25 bei F=9 MN 80

Abbildung 5.26 Zerstörung des W-1000-30-C20-25 bei F=9 MN 80

Abbildung 5.27 Geometrie des W-2000-30-C20-25 81

Abbildung 5.28 Erstriss des W-1000-30-C20-25 bei F=4 MN 82

Abbildung 5.29 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-2000-30-C20-25 bei F=9 MN 82

Abbildung 5.30 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-2000-30-C20-25 bei F=9 MN 83

Abbildung 5.31 Zerstörung des W-2000-30-C20-25 bei F=9 MN 83

Abbildung 5.32 Geometrie des W-500-10-C50-60 84

Abbildung 5.33 Erstriss des W-500-10-C50-60 bei F=4 MN 85

Abbildung 5.34 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-500-10-C50-60 bei F=9 MN 85

Abbildung 5.35 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-500-10-C50-60 bei F=9 MN 86

Abbildung 5.36 Zerstörung des W-500-10-C50-60 bei F=9 MN 86

Abbildung 5.37 Geometrie des W-500-30-C50-60 87

Abbildung 5.38 Erstriss des W-500-30-C50-60 bei F=6 MN 88

Abbildung 5.39 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-500-30-C50-60 bei F=12 MN 88

Abbildung 5.40 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-500-30-C50-60 bei F=12 MN 89

Abbildung 5.41 Zerstörung des W-500-30-C50-60 bei F=12 MN 89

Abbildung 5.42 Geometrie des W-1000-10-C50-60 90

Abbildung 5.43 Erstriss des W-1000-10-C50-60 bei F=4 MN 91

Abbildung 5.44 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-1000-10-C50-60 bei F=10 MN 91

Abbildung 5.45 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-1000-10-C50-60 bei F=10 MN 92

Abbildung 5.46 Zerstörung des W-1000-10-C50-60 bei F=11 MN 92

Abbildung 5.47 Geometrie des W-1000-30-C50-60 93

Abbildung 5.48 Erstriss des W-1000-30-C50-60 bei F=6 MN 94

Abbildung 5.49 Äquivalente plastische Dehnung für Zug des W-1000-30-C50-60 bei F=12 MN 94

Abbildung 5.50 Äquivalente plastische Dehnung für Druck des W-100-30-C50-60 bei F=12 MN 95

Abbildung 5.51 Zerstörung des W-1000-30-C50-60 bei F=12 MN 95

Abbildung 6.1 Vergleich der Erstrisskraft zwischen Finite-Element-Analyse (FEA) und ermittelter experimentelle Untersuchungen im Labor 97

Abbildung 6.2 Bruchlast im FEA und im Labor für alle Wälzgelenken 97

Literaturverzeichnis

[1] KOLLEGGER, J. (2007, September) http://de.structurae.de/photos/index.cfm?JS=92271.

[2] S. BLAIL and J. KOLLEGGER, "Feldversuche mit dem Brückenklappverfahren," *Beton-Stahlbetonbau 104, Heft 2*, 2009.

[3] K. H. HOLST and R. HOLST, *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton*. Berlin, 2004, pp. 269-270.

[4] M. ESKOBAR, "Bogenbrücken in UHPC - Segmentenbauweise," Universität, Graz,.

[5] N. VIET TUE, "Bauverfahren für den Brückenbau," Universität, Leipzig,.

[6] W., RUSE, P. HÜNLEIN, "Ein neues Verfahren für den Bau von Bogenbrücken, dargestellt am Bau der Argentobelbrücke," *Bauingenieur, 60*, pp. 487-493, 1985.

[7] J. KOLLEGGER, "Brückenklappverfahren," Deutsche Patent- und Markenamt, September 2007.

[8] http://www.tuwien.ac.at/aktuelles/news_detail/article/4223/.

[9] S. BLAIL, "Machbarkeitsstudie für das Brückenklappverfahren," TU Wien, Diplomarbeit 2007.

[10] D. SCHMIDT, "Großversuche an Wälzgelenken zur Weiterentwicklung des Brückenklappverfahrens," TU Wien, Diplomarbeit 2010.

[11] P. EGGER, "Alternativentwurf der Andelsbachtalbrücke nach dem Brückenklappverfahren," TU Wien, Diplomarbeit 2008.

[12] E. BURKHARDT, "Gepanzerte Betonpendel," *Die Bautechnik, Heft 51*, pp. 664-667, 1934.

[13] R. BORTSCH, "Die Spannungen in Wälzgelenkquadern ," *Beton und Eisen, Heft 4*, pp. 61-66.

[14] E. BURKHARDT, "Betongelenke mit gepanzerter Wälzfläche," *Die Bautechnik, Heft 48*, pp. 651-655, 1933.

[15] ABAQUS User Manual (2004), *version 6.8*.

[16] J. SCHÜTT, "Ein inelastisches 3D-Versagensmodell für Beton und seine Finite-Element-Implementierung," Universität Karlsruhe, Dissertation 2005.

[17] F. HUBER, "Nichtlineare dreidimensionale Modellierung von Beton- und Stahlbetontragwerken," Universität Stuttgart, Bericht Nr. 46 2006.

[18] A. HILLERBORG, "Results of three comparative test series for determining the fracture energy Gf of concrete," *Materials and Structures, 107(18)*, pp. 403–413, 1985.

[19] M. ZECH, "Brückenüberbauten mit zusätzlicher externer Vorspannung - Krafteinleitung über nachträglich anbetonierte Ankerblöcke," Universität

Duisburg-Essen, Dissertation 2005.

[20] P.H. FEENSTRA, "Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete," Delft University of Technology, Dissertation 1993.

[21] G. REMMEL, *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton*.: DAfStb 444, Beuth Verlag, Berlin, 1994.

[22] A. HAUFE, "Dreidimensionale Simulation bewehrter Flächentragwerke aus Beton mit der Plastizitätstheorie," Universität Stuttgart, Bericht Nr. 35 2001.

[23] P.H. FEENSTRA and R. DE BORST, "A plasticity model and algorithm for mode–I cracking in concrete," *Int. J. Num. Meth. Eng. 38*, pp. 2509–2529, 1995.

[24] R. LACKNER, "Adaptive finite element analysis of reinforced concrete plates and shells," Technische Universität Wien, Dissertation 1999.

[25] B.J. WINKLER, "Traglastuntersuchungen von unbewehrten und bewehrten Betonstrukturen," Universität Innsbruck, Dissertation 2001.

[26] J. OLIVER, J. ONATE,E. LUBLINER, "A Plastic-Damage Model for Concrete," *International Journal of Solids and Structures, 25,3*, pp. 229–326, 1989.

[27] J. FENVES, G.L. LEE, "Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures," *Journal of Engineering Mechanics, 124, 8*, pp. 892–900, 1998.