

# **Versuche an Stützen aus ultra hochfestem Faserbeton**

**Institut de structures – Construction en béton**

**Dipl. Ing. Daniel Stirnimann**

**Dipl. Ing. Jörg Jungwirth**

**Prof. Dr. Aurelio Muttoni**

**Projekt 00.02, Bericht 00.02.R5, August 2004**





# INHALTSVERZEICHNIS

<b>EINLEITUNG.....</b>	<b>5</b>
1.1 ZIELSETZUNGEN.....	5
1.2 MATERIALEIGENSCHAFTEN DES M2C.....	5
1.3 ERKENNTNISSE .....	6
<b>2 MATERIALVERSUCHE .....</b>	<b>9</b>
2.1 DRUCKFESTIGKEIT DES UHFFB .....	9
2.2 ZUGFESTIGKEIT DES UHFFB .....	19
2.3 ZUGVERSUCHE BEWEHRUNGSSTAHL .....	27
<b>3 STÜTZENVERSUCHE.....</b>	<b>28</b>
3.1 VERSUCHSKÖRPER.....	28
3.2 VERSUCHSAUFBAU UND –DURCHFÜHRUNG .....	31
<b>4 VERSUCHSERGEBNISSE .....</b>	<b>36</b>
4.1 ERKLÄRUNGEN ZUR VERSUCHSAUSWERTUNG .....	36
4.2 VERSUCHSERGEBNISSE IM EINZELNEN.....	40
<i>S1-1: 30 mm Lastausmitte.....</i>	<i>40</i>
<i>S1-2: 60 mm Lastausmitte.....</i>	<i>43</i>
<i>S1-3: 15 mm Lastausmitte.....</i>	<i>46</i>
<i>S1-4: 40 mm Lastausmitte.....</i>	<i>49</i>
<i>S2-5: 30 mm Lastausmitte.....</i>	<i>52</i>
<i>S2-6: 40 mm Lastausmitte.....</i>	<i>55</i>
<i>S3-7: 40 mm Lastausmitte.....</i>	<i>59</i>
<i>S3-8: 30 mm Lastausmitte.....</i>	<i>62</i>
<i>S4-9: 48 mm Lastausmitte.....</i>	<i>65</i>
<i>S4-10: 87 mm Lastausmitte.....</i>	<i>68</i>
<i>S5-11: 48 mm Lastausmitte.....</i>	<i>71</i>
<i>S7-15: 40 mm Lastausmitte.....</i>	<i>74</i>
<i>S7-16: 30 mm Lastausmitte.....</i>	<i>77</i>
4.3 ERGEBNISSE IM ÜBERBLICK.....	80
<b>5 FEHLERBETRACHTUNG ZUR FOTOGRAMMETRIE.....</b>	<b>88</b>
5.1 ZUSAMMENFASSUNG DER ERGEBNISSE.....	88
5.2 THEORETISCHE GRUNDLAGEN .....	90
5.3 QUANTIFIZIERUNG UND ELIMINATION DER SYSTEMATISCHEN FEHLER.....	91
5.4 QUANTIFIZIERUNG DES STATISTISCHEN FEHLERS .....	92
5.5 NUMERISCHE ANWENDUNG .....	95
5.6 AUSWERTUNG.....	99
<b>LITERATUR .....</b>	<b>100</b>
<b>DANKSAGUNG .....</b>	<b>100</b>



# EINLEITUNG

## 1.1 ZIELSETZUNGEN

Bei der vorliegenden Arbeit handelt es sich um eine Vorstudie, die der Vorbereitung allfälliger weiterführender Forschungsarbeiten im Gebiet der Stützen aus UHFFB dienen soll.

Konkrete Ziele dieser Versuche sind:

- Sammeln von Erfahrungen im praktischen Umgang mit UHFFB
- Bereitstellung von Datenmaterial, das der Überprüfung verschiedener Rechenmodelle dienen kann
- Liefern von Grundlagen zur Beurteilung der Wirtschaftlichkeit von UHFFB in der Anwendung im Bereich von Hochbaustützen
- Untersuchung der Vor- und Nachteile der Anwendung der Fotogrammetrie als Messsystem bei Versuchen im Massivbau

Um diese Ziele zu erreichen, werden 11 Knickversuche an Hochbaustützen aus UHFFB im Massstab 1:1, sowie eine Reihe von verschiedenen Materialversuchen durchgeführt. Als Vergleich dienen Versuche mit Stützen aus einem üblichen hochfesten Beton (HFB).

Die vorliegende Arbeit ist aus einer Diplomarbeit am IS-Beton hervorgegangen. Diese Diplomarbeit ([2]) mit dem Titel „Stützen aus Ultra-hochfestem Faserbeton“ hatte zum Ziel, die Eignung von ultra hochfestem Faserbeton (UHFFB) für die Herstellung von Hochbaustützen zu erforschen. Dazu wurden bereits zahlreiche Laborversuche gemacht.

## 1.2 MATERIALEIGENSCHAFTEN DES M2C

Als UHFFB, kommt im Rahmen dieser Arbeit das Produkt M2C der Firma Holcim zum Einsatz. Es handelt sich dabei um einen Werkstoff, der sich noch in der Entwicklungsphase befindet und der sich infolgedessen noch verändert. Das Betonrezept, das zur Anwendung kommt, ist in Tabelle 8 auf Seite 29 zu ersehen.

### Druckfestigkeit UHFFB

Die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit des M2C folgt recht gut der Kurve für langsam erhärtenden Beton der Norm SIA 262:2003 ([4]). Als 28-Tage-Zylinderdruckfestigkeit kann der nach 26 Tagen gemessene Wert von 128 MPa verwendet werden.

Es scheint, dass die geschalteten Randzonen eine geringere Druckfestigkeit aufweisen als der Bauteilkern. Dies ist eine von vielleicht mehreren Ursachen dafür, dass die Festigkeit abhängig ist von der Bauteilgrösse. Die durchgeführten Versuche reichen jedoch bei weitem nicht aus, um einen Massstabsfaktor quantifizieren zu können.

### Zugfestigkeit UHFFB

Eine Modellrechnung ergibt für die Zugfestigkeit einen Wert von  $f_{ct,mod} = 13.6$  MPa. Wo eine sichere untere Grenze für die Zugfestigkeit benötigt wird, kann  $f_{ct,G,inf_2} = 11.3$  MPa verwendet werden.

## Elastizitätsmodul UHFFB

Der Elastizitätsmodul ist von der starken Nacherhärtung des Betons kaum betroffen. Der Wert von  $E = 46$  GPa bei einem Alter von 26 Tagen steigt auf  $E = 47$  GPa nach 160 Tagen.

## Materialeigenschaften des Referenzbetons

Bei einem Betonalter von 48 Tagen weist der Referenzbeton eine Druckfestigkeit von  $f_{ct} = 120$  MPa und einen E-Modul von  $E = 41$  GPa auf.

## Materialeigenschaften des Bewehrungsstahls

In Tabelle 1 sind die gemessenen Materialeigenschaften der 3 verwendeten Arten von Längsbewehrungsstäben aufgeführt.

		Normalfest		Hochfest
		26 mm	40 mm	40 mm
Elastizitätsmodul	$E$ [GPa]	204	188	194
Fliessgrenze	$f_s$ [MPa]	543	520	
Zugfestigkeit	$f_t$ [MPa]	660	640	>796

Tabelle 1: Materialeigenschaften der Längsbewehrungsstäbe

## 1.3 ERKENNTNISSE

### Zum praktischen Umgang mit M2C

Zum praktischen Umgang konnte festgestellt werden, dass M2C sehr sensibel ist gegenüber Schwankungen im Mischverhältnis. Dies geht so weit, dass es selbst sinnvoll erscheint, die **Wasserabsorption der Bewehrungsstäbe** genauer zu untersuchen.

Es hat sich gezeigt, dass eine starke **Ausrichtung der Fasern** beim Betonieren fast unvermeidlich ist. Beim Ziehen von Bohrkernen aus einem der Prüfkörper konnte eine eindeutige Schichtung festgestellt werden.

Die **stählernen Kopf- und Fussplatten**, die heute standardmässig für Hochbaustützen verwendet werden, führen zu einer Schwachstelle an der Kontaktfläche zwischen Beton und Stahl.

## Bauteilverhalten

Im Unterschied zu den Stützen aus HFB kommt es bei den Stützen aus UHFFB zu keinen grossflächigen Betonabplatzungen. Die Fasern halten den Beton auch nach der Bildung eines plastischen Gelenks zusammen. Dies führt auch dazu, dass der Bruch der längsbewehrten **UHFFB-Stützen deutlich duktiler** verläuft als derjenige von HFB-Stützen

Vergleicht man die Ergebnisse der Stützen aus UHFFB mit denjenigen aus HFB, so ist zu erkennen, dass die Tragkraft sich nur geringfügig unterscheidet. Dies gilt besonders für jungen Beton, da der UHFFB im Unterschied zum HFB eine bedeutende Nacherhärtung durchmacht. Da M2C als Werkstoff auf absehbare Zeit bedeutend teurer bleiben wird, als herkömmlicher HFB, drängt es sich auf, **auf konzeptioneller Ebene nach Lösungen zu suchen**, um M2C im Bereich der Hochbaustützen sparsam und effizient einzusetzen. Ausserdem ist eine deutliche Verbesserung der Materialeigenschaften für die Herstellung von Hochbaustützen unerlässlich. Eine 6 % höhere 28-Tage-Druckfestigkeit als sie der herkömmliche HFB aufweist, ist völlig ungenügend.

In den Versuchen hat sich ausserdem gezeigt, dass die **Stahlfasern** des UHFFB die gängige Längsbewehrung von Hochbaustützen nicht ersetzen können, sondern allenfalls ergänzen. Die Stützen aus UHFFB ohne Längsbewehrung brechen sehr spröde.

Da eine Ausrichtung der Fasern beim Betoniervorgang, wie sich gezeigt hat, unvermeidlich ist, stellt sich die Frage nach der **Wirtschaftlichkeit der Stahlfasern**. Der leichten Erhöhung der Druckfestigkeit des Betons, die sie bewirken, steht auf der anderen Seite ein bedeutender Verlust an Materialhomogenität und -isotropie gegenüber.

## Vor- und Nachteile der Fotogrammetrie

### Vorteile:

- + Da nicht für jeden Messpunkt ein eigenes Messgerät benötigt wird, kann ohne weiteres eine grosse Zahl von Punkten verfolgt werden. Es können auch vorsichtshalber sehr viele Punkte markiert werden, aus denen später nur einige ausgewählt werden um deren Bewegungen zu analysieren. Sollen die Bewegungen vieler Punkte auf engem Raum verfolgt werden, so ist das System ausgesprochen günstig und spart einen Grossteil der Aufbauarbeit.
- + Je nach Beschaffenheit des Versuchsobjekts und des Kontrasts der Bilder können später zum Teil sogar Punkte verfolgt werden, die während der Versuchsdurchführung nicht speziell markiert wurden. Wenn die Fotos vorliegen, können so auch längere Zeit nach den Versuchen noch neue Analysen durchgeführt werden, die vorgängig nicht geplant waren.
- + Zusätzlich zu den eigentlichen Messwerten liegen Fotos vor, die nötigenfalls auch visuell untersucht werden können, was die Interpretation von Messwerten ungeheuer erleichtern kann.
- + Dadurch, dass keine Messgeräte in unmittelbarer Umgebung des Prüfkörpers befestigt werden müssen, können Schäden vermieden werden, wo zum Beispiel mit Abplatzungen gerechnet werden muss.

**Nachteile:**

- Die Messgenauigkeit ist mit einer Standardabweichung des statistischen Fehlers von 0.05 Pixel nicht zu vernachlässigen. Dazu kommt noch ein systematischer Fehler, der je nach Anwendung aber vernachlässigt werden kann.
- Die Messgenauigkeit hängt von der Grösse des Sichtfelds der Kamera ab.
- Nach aktuellem Stand der Technik ist die Auswertung von fotogrammetrischen Messungen noch sehr zeitaufwändig.
- Das Abspeichern von Fotos in hoher Qualität benötigt nach heutigem Stand der Technik noch leicht 20 Sekunden, was die Messfrequenz limitiert.
- Der Messbereich muss gut ausgeleuchtet und das Blickfeld der Kamera frei sein. Oft ist es aber wünschenswert, dass man während des Versuchs nahe am Prüfkörper Beobachtungen machen kann, besonders im Messbereich.
- Fotos hoher Auflösung und Qualität benötigen sehr viel Speicherplatz, ihre Auswertung entsprechend auch enorm viel Rechenleistung.



## 2 MATERIALVERSUCHE

### 2.1 DRUCKFESTIGKEIT DES UHFFB

Die verschiedenen Druckversuche auf M2C, die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt worden sind, verfolgen im Wesentlichen 2 Ziele. Erstens geht es darum die Spannungs-Dehungs-Beziehung des Materials zu untersuchen. Dieses Ziel wird mit mehreren Serien von Zylinderdruckversuchen erreicht. Zweitens dienen Würfeldruckversuche mit Würfeln sämtlicher verwendeten Betonchargen dem Vergleich der Betonqualitäten verschiedener Chargen.

#### Zylinderdruckversuche

Mehrere Serien von Zylinderdruckversuchen dienen der Bestimmung des Druckastes der Materialkurve (siehe Tabelle 2). Durch die Prüfungen verschiedener Serien bei verschiedenen Betonaltern soll ausserdem die Nacherhärtung des Materials bestimmt werden. Dies ist besonders wichtig, weil auch die Stützenversuche bei verschiedenen Betonaltern durchgeführt werden und sich ausserdem während der Arbeit gezeigt hat, dass der M2C ein sehr langsam erhärtendes Material ist und die Nacherhärtung also keineswegs vernachlässigbar ist.

Ausserdem wird auch eine Serie von Druckzylindern des Referenzbetons abgedrückt.

	Material	Betoncharge	Art der Herstellung	Durchmesser [mm]	Höhe [mm]	h/D [-]	QS-Fläche [mm <sup>2</sup> ]	Betonalter [d]
<b>Z11-C4-1 bis -3</b>	UHFFB	4	gegossen	110	215	1.95	9503	26
<b>Z11-C4-4 bis -6</b>	UHFFB	4	gegossen	110	210	1.91	9503	71
<b>Z7-C4-1 bis -3</b>	UHFFB	4	gegossen	70	133	1.90	3848	26
<b>Z8-C4-1 bis -3</b>	UHFFB	2	Bohrkern	86	190	2.21	5809	160
<b>Z11-C6-1 bis -3</b>	HFB	6	gegossen	110	215	1.95	9503	48

Tabelle 2: 5 Serien à jeweils 3 Versuchszylinder werden getestet

Die Prüfkörper sind Kreiszyylinder mit einem Verhältnis Höhe zu Durchmesser von 2:1. Die Proben werden für eine bessere Krafteinleitung plan geschliffen, wodurch sich das Verhältnis Höhe zu Durchmesser bei den gegossenen Versuchskörpern auf 1.90 bis 1.95 reduziert. Als Standard werden Zylinder von 110 mm Durchmesser verwendet. Die Serie von 7-cm-Zylindern soll Anhaltspunkte liefern über einen möglichen Massstabsfaktor bei der Druckfestigkeit von UHFFB.

Die zweite Versuchsreihe bei einem Betonalter von 160 Tagen war ursprünglich nicht vorgesehen. Deshalb sind für die Überprüfung der Materialeigenschaften keine Versuchskörper angefertigt worden. Um dennoch wenigstens den Druckast der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des UHFFB studieren zu können werden deshalb im Anschluss an diese zweite Versuchsserie 3 Zylinder von 86 mm Durchmesser aus der Stütze S1-4 ausgebohrt (siehe Abbildung 1). Es handelt sich dabei um eine Stütze aus UHFFB ohne Bewehrungsstäbe, die einige Tage zuvor getestet worden ist. Die Zylinder werden dabei senkrecht zur Längsachse der Stütze ausgebohrt in einem Teil der Stütze, der durch den Knickversuch weitgehend unbeschadet geblieben ist. Es handelt sich dabei um den Bereich zwischen der Krafteinleitungszone und der Bruchzone. Auf der Oberfläche der Stütze sind in diesem Bereich kleine Mikrorisse zu erkennen, die nur wenige Millimeter Rissabstand aufweisen und ebenso nur wenige Millimeter tief sind. Ansonsten sind die Bohrkern nach visueller Kontrolle keine Vorschädigungen zu erkennen. Durch das anschließende Plansägen der Zylinderenden werden diese gerissenen Oberflächen entfernt und haben folglich keinen Einfluss auf die Zylinderdruckversuche.



Abbildung 1: Die Bohrkern werden in der weitgehend unbeschadeten Zone zwischen Krafteinleitungs- und Bruchzone entnommen

Die Schnittflächen der Bohrkern zeigen eine eindeutige Schichtung, die Verteilung und die Ausrichtung der Fasern ist nicht homogen. Es lässt sich eine wellenförmige Schichtung erkennen. Die Stützen sind stehend Betontiert worden. Auf den Bohrkern kann beobachtet werden, dass Flächen, die gegenüber der Stützen-Längsachse quer liegen ausgesprochen viele Fasern aufweisen, die in Schnittrichtung liegen (siehe Abbildung 2). Auf zur Längsachse parallelen Schnittflächen sind hingegen nur wenige solche Fasern zu sehen. Hingegen zeigen diese Flächen eine deutliche Schichtung des Materials (siehe Abbildung 3).



Abbildung 2: Ansicht in Richtung der Stützen-Längsachse (Blick von unten). In der Mitte sind zahlreiche Fasern zu erkennen, die weitgehend in der Ebene der Schnittfläche liegen



Abbildung 3: Ansicht quer zur Längsachse (Blick von der Seite). Eine Schichtung in Form von gegen oben geöffneten Kreisbögen ist zu erkennen

Diese Schichtung kann mit den Beobachtungen während dem Betonieren erklärt werden. Beim Einfüllen des Betons in die stehende Schalung fließt der Beton in einem Betonband in die lange Schalung. Beim Auftreffen dieses Betonbandes auf dem Boden der Schalung faltet sich das zähflüssige Betonband in horizontale Schichten und füllt kontinuierlich die Schalung in einem Zickzackmuster von unten nach oben auf. Nach und nach steigt eingeschlossene Luft auf und entweicht, was dazu führt dass der Beton im Kern absackt, während er im Randbereich von der Schalung gebremst wird. Dies führt zu der beobachteten bogenartigen Schichtung (siehe Abbildung 4 bis Abbildung 6).

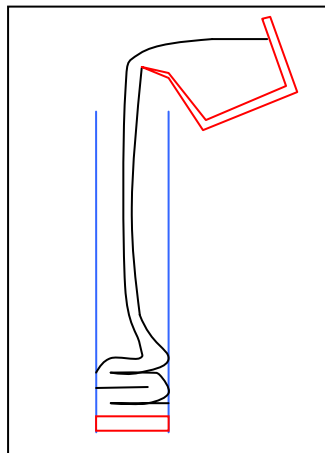


Abbildung 4: Schematische Darstellung des Betoniervorganges

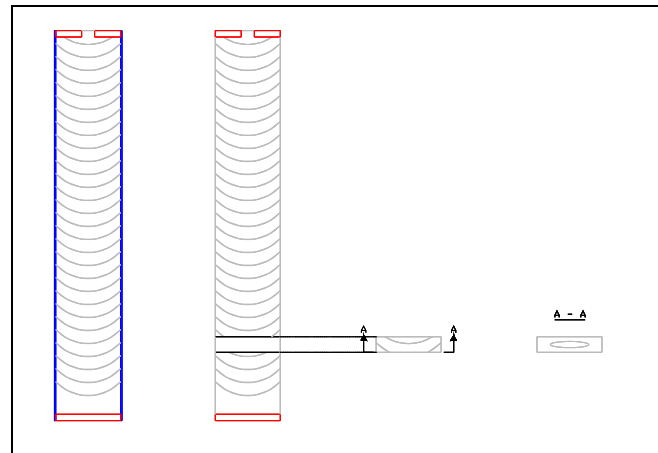


Abbildung 5: Schematischer Längsschnitt durch die geschichtete Stütze



Abbildung 6: Der UHFFB füllt die Schalung in Schichten. Die Faltung ist in dieser Aufnahme gut zu erkennen

## Versuchsaufbau und Messeinrichtung

Die Prüfzylinder werden zwischen 2 Prüfplatten abgedrückt. Eine der Platten ist gelenkig gelagert um Imperfektionen auszugleichen (siehe Abbildung 7).

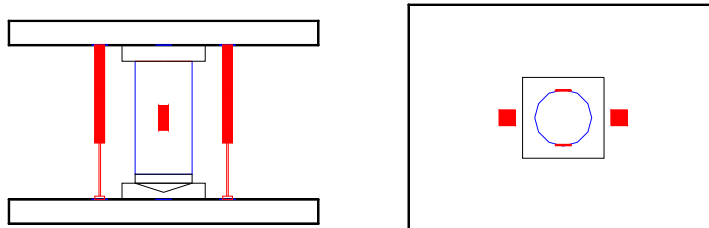


Abbildung 7: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus für die Zylinderdruckversuche

Gemessen werden die von der Presse aufgebrachte Kraft und der Maschinenweg sowie mit 2 induktiven Wegmessern der Abstand zwischen den beiden Auflageplatten. Ausserdem sind auf den Oberflächen der Zylinder jeweils 2 Dehnmessstreifen aufgeklebt, die die lokale Deformation im zentralen Querschnitt messen.

Die DMS haben den Vorteil, dass sie vor dem Bruch zuverlässig den Dehnungszustand des Prüfkörpers abbilden, während sie jedoch im Nachbruchbereich, der durch lokale Phänomene bestimmt wird, keine zuverlässigen Aussagen zulassen. Im Gegensatz hierzu haben die Wegmesser den Nachteil, dass sie neben der Verformung des Prüfkörpers auch das Zerdrücken von Imperfektionen an der Kontaktfläche zwischen dem Prüfkörper und den Prüfplatten sowie die elastische Verformung der Maschine messen.

Um die gesamte Arbeitskurve des Werkstoffs zu erhalten werden deshalb beide Messsysteme kombiniert. Im ungebrochenen Zustand lässt sich die Verformung direkt aus den DMS ablesen, während sich das Nachbruchverhalten aus den Wegmessern ableiten lässt. Dabei kann die elastische Verformung der Maschine, welche die Messergebnisse der Wegmesser verfälscht, aus dem Vergleich der beiden Messsysteme herausgerechnet werden.

Mit Hilfe der messbaren Größen  $E_1$  (Elastizitätsmodul des Betons, gemessen mit den DMS) und  $E_3$  (scheinbares Elastizitätsmodul des Betons, gemessen mit den Wegmessern) lässt sich im Nachbruchbereich von den Messwerten der Wegmesser auf die Verformung des Betons zurückrechnen. Die Maschine kann als eine Feder mit der Federkonstanten  $K_2$  modelliert werden. Auch der Versuchskörper kann als Feder modelliert werden, im Moment des Bruches verändert sich aber seine

Federkonstante von  $K_1 = \frac{E_1 A}{h}$  zu  $K_1^* = \frac{E_1^* A}{h} = f(u)$  (siehe Abbildung 8).

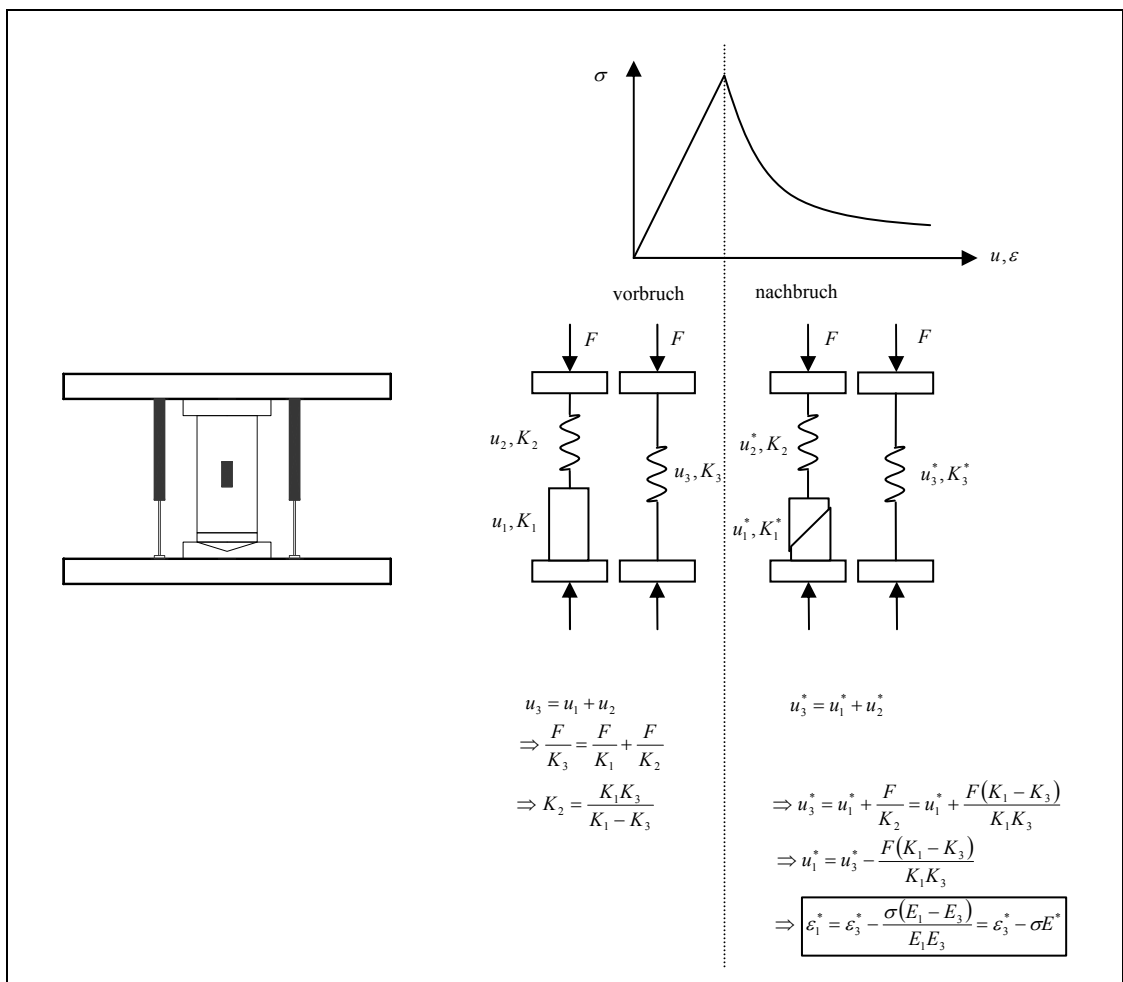


Abbildung 8: Herleitung der Formel für die Umrechnung zwischen den Messresultaten der induktiven Wegmesser und den DMS.

Die Versuche werden weggesteuert gefahren. Dabei wird als Belastungsgeschwindigkeit in der Regel ein Promille der Höhe pro Minute verwendet. Dies ergibt für die 7- und 8-cm-Zylinder eine Geschwindigkeit von 0.003 mm/sec und für die 11-cm-Zylinder 0.004 mm/sec. Die Prüfkörper Z11-C4-1 und -2 werden ausnahmsweise mit 0.005 mm/sec belastet.

## Ergebnisse

Die Arbeitskurve des Werkstoffs zeigt bei allen Versuchen ein weitgehend ähnliches Verhalten, welches sich mit 4 charakteristischen Phasen darstellen lässt (siehe Abbildung 9):

1. Eine weitgehend lineare Phase bis ca. 70 % der Druckfestigkeit.
2. Die erste Phase geht kontinuierlich in eine zweite nichtlineare verfestigende Phase über.
3. Nach Erreichen der Druckfestigkeit folgt eine entfestigende Phase. Die Form dieser Phase variiert stark von einem Prüfkörper zum anderen. In der Regel findet die Entfestigung in mehreren Schritten statt, die von einander durch Plateaus mit weitgehend konstanter Spannung getrennt sind.
4. In einer 4. Phase stabilisiert sich die Spannung weitgehend und geht nur noch sehr langsam zurück.

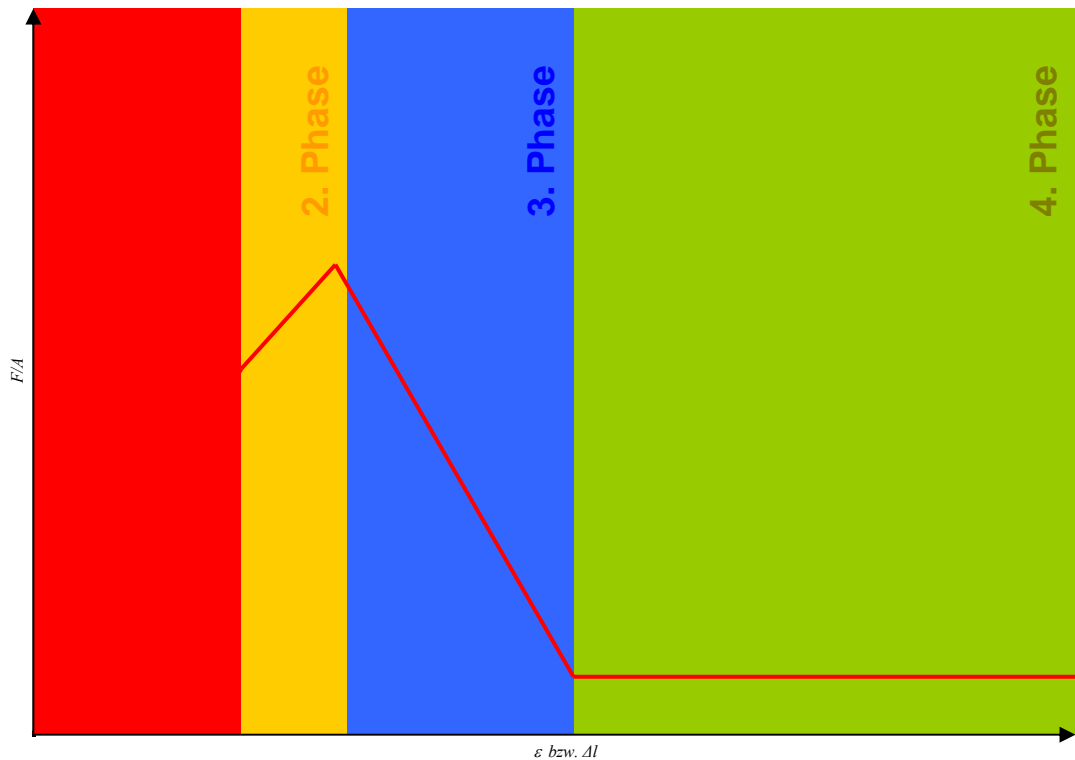


Abbildung 9: Gliederung der Messkurve in 4 Phasen (hier die Messkurve des Prüfkörpers Z11-C4-3)

Die Beobachtungen während der Versuche zeigen, dass während der linearen 1. Phase keinerlei Rissbildung auftritt. Auch in der 2. Phase können keine Risse beobachtet werden. Bei einigen Versuchen kann hin und wieder ein leichtes Knacken vernommen werden. Es lässt sich aber nicht sagen, ob dies von der Bildung eines Risses herrührt oder vom Zerdrücken von Unregelmässigkeiten auf den Kontaktflächen. Ausser bei den kurzen 7-cm-Zylindern ist unmittelbar nach dem Erreichen der Materialfestigkeit ein massiver Kraftabfall zu beobachten, begleitet jeweils von einem lauten Knall und der Bildung eines ersten durchgehenden Risses. Während der 3. und 4. Phase pflanzen sich die Risse weiter fort und die Bruchteile werden kontinuierlich entlang der Rissflächen gegen einander verschoben.

Der Bruch geschieht jeweils entlang einer oder mehrerer Diagonalen. Dabei entstehen nicht saubere Bruchflächen, sondern es bildet sich vielmehr entlang dieser Diagonalen eine Vielzahl von kleineren und grösseren Rissen aus (siehe Abbildung 10). Bei den gebohrten Prüfkörpern lässt sich gut beobachten, dass die Risse der Schichtung des Materials folgen. Bei sämtlichen 3 Prüfkörpern ist der Bruch entlang dieser Schichtung erfolgt (siehe Abbildung 11).



Abbildung 10: Bruchbild eines 11-cm-Zylinders



Abbildung 11: Bruchbild eines 8-cm-Zylinders

Die Druckzylinder aus dem hochfesten Referenzbeton bleiben ebenfalls lange völlig ungerissen. Deutlich anders als bei den Prüfkörpern aus M2C verläuft der Bruch. Bei Erreichen der Druckfestigkeit kommt es zu einem extrem spröden Bruch. Dabei zerbricht der Zylinder in viele Einzelteile. Die Bruchflächen folgen dabei keinem eindeutigen Muster.

Die in Tabelle 3 angegebenen Druckfestigkeiten entstehen aus der Division der aufgetragenen Last durch die Fläche des unverformten Querschnitts. Der angegebene Elastizitätsmodul errechnet sich als Sekantenmodul bei  $\frac{1}{3}$  der Materialfestigkeit  $f_c$  nach folgender Formel:

$$E = \frac{f_c}{3} \frac{1}{\varepsilon \left( \sigma = \frac{f_c}{3} \right)} \quad (1)$$

	$f_c$		$E$		Alter [d]
	[MPa]	$\sqrt{s^2}$ [MPa]	[GPa]	$\sqrt{s^2}$ [MPa]	
Z11-C4-1	127.5		46.3		26
Z11-C4-2	126.2		46.8		26
Z11-C4-3	128.6		44.9		26
<b>Mittel</b>	<b>127.4</b>	<b>1.2</b>	<b>46</b>	<b>1</b>	
Z7-C4-1	(99.6)				26
Z7-C4-2	112.9				26
Z7-C4-3	121.5				26
<b>Mittel</b>	<b>111.3</b>	<b>11</b>			
Z11-C4-4	157.7				71
Z11-C4-5	144				71
Z11-C4-6	147.9				71
<b>Mittel</b>	<b>149.9</b>	<b>7.1</b>			
Z8-C4-1	182.3		44.2		160
Z8-C4-2	178.1		48.9		160
Z8-C4-3	(111.6)		48.5		160
<b>Mittel</b>	<b>180.2</b>	<b>3.0</b>	<b>47.2</b>	<b>2.6</b>	
Z11-C6-1	118.8		42.7		48
Z11-C6-2	119.5		40.4		48
Z11-C6-3	120.4		39.8		48
<b>Mittel</b>	<b>119.6</b>	<b>0.8</b>	<b>41</b>	<b>1.5</b>	

Tabelle 3: Die gemessenen Elastizitätsmodule und Bruchspannungen. Zum Vergleich sind ausserdem die Werte der Serie Z11-C6 aus Referenzbeton angegeben

Hochbaustützen werden häufig vorfabriziert. In der Regel werden die Stützen schon wenige Tage nach dem Einbau sehr stark belastet. Deshalb ist gerade bei diesen Bauteilen **die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit des Werkstoffs** von besonderer Bedeutung.

Vergleicht man die Messwerte der Zylinderdruckfestigkeiten mit den Kurven, welche die Norm SIA 262:2003 ([4]) für die zeitliche Entwicklung von durchschnittlichen Betondruckfestigkeiten angibt, so zeigt sich, dass M2C ein ausgesprochen langsam erhärtender Beton ist. In Abbildung 12 sind die verschiedenen Messpunkte sowie die Mittelwerte der jeweiligen Versuchsserien eingezeichnet. In den Serien Z7-C4 und Z8-C4 wird jeweils ein Ausreisser zur Ermittlung des Mittelwertes nicht berücksichtigt.

Die Kurven der Norm sind gegenüber der 28-Tage-Druckfestigkeit normalisiert. Zum Vergleich der Messwerte und der Normkurven wird deshalb der Durchschnittswert der 26-Tage-Zylinderdruckfestigkeit von 11-cm-Zylindern mit den Normkurven zur Deckung gebracht. Dabei zeigt sich, dass der ermittelte Wert



der Zylinderdruckfestigkeit nach 70 Tagen ziemlich genau auf die Kurve der langsam erhärtenden Betone zu liegen kommt. Die Werte der kleineren Zylinderproben sind nur beschränkt vergleichbar, in Abbildung 12 aber ebenfalls eingezeichnet.

Die 7-cm-Zylinder weisen eine recht grosse Streuung auf, weshalb sich mit nur 3 Proben kaum eine zulässige Aussage über den Mittelwert der entsprechenden Druckfestigkeit machen lässt. Trotzdem fällt auf, dass sämtliche drei Proben eine geringere Festigkeit aufweisen als die 11-cm-Zylinder.

Die Serie Z8-C4 weist ebenfalls einen Ausreisser auf. Die Prüfkörper dieser Serie sind als einzige nicht von der Betoncharge 4 sondern der Betoncharge 2. Ausserdem handelt es sich bei diesen Prüfkörpern um Bohrkerne aus einer der geprüften Stützen, und nicht um eigens gegossene Prüfkörper wie bei den anderen Serien.

Es ist festzustellen, dass die kleineren Zylinder der Serie Z7-C4 eine geringere Festigkeit aufweisen als die grösseren der Serien Z11-C4. Andererseits scheint die Festigkeit der Bohrkerne der Serie Z8-C4 mit ungefähr 180 MPa höher zu liegen als der Wert, den man erhält, wenn man die Festigkeiten der Serien Z11-C4 extrapoliert. Dies könnte ein Indiz sein, dass die geschalteten Randzonen eine geringere Druckfestigkeit aufweisen als der Beton im Bauteilkern. Deshalb sind die kleinen gegossenen Zylinder, die anteilmässig am Volumen eine grössere Randzone aufweisen als die grösseren Zylinder weniger fest, während die Bohrkerne, die direkt aus dem Bauteilkern ausgebohrt wurden fester sind als die gegossenen Zylinder. Grund für diesen scheinbaren Randeffect könnte die ohne Zweifel stärkere Ausrichtung der Fasern in der Randzone sein.

Es ist bemerkenswert, dass die Druckfestigkeit der Serie Z8-C4 40 % höher liegt als diejenige der Serie Z11-C4-1 bis -3, der E-Modul sich aber kaum verändert. Für normale Betons gibt die Norm SIA 262:2003 ([4]) eine Formel an, die für eine vierzigprozentige Steigerung der Zylinderdruckfestigkeit eine Steigerung des E-Moduls um 12 % ergibt. Die grundlegend verschiedene Materialstruktur führt also dazu, dass diese Formel nicht angewandt werden kann. Der E-Modul scheint sogar fast völlig unabhängig von der Druckfestigkeit.

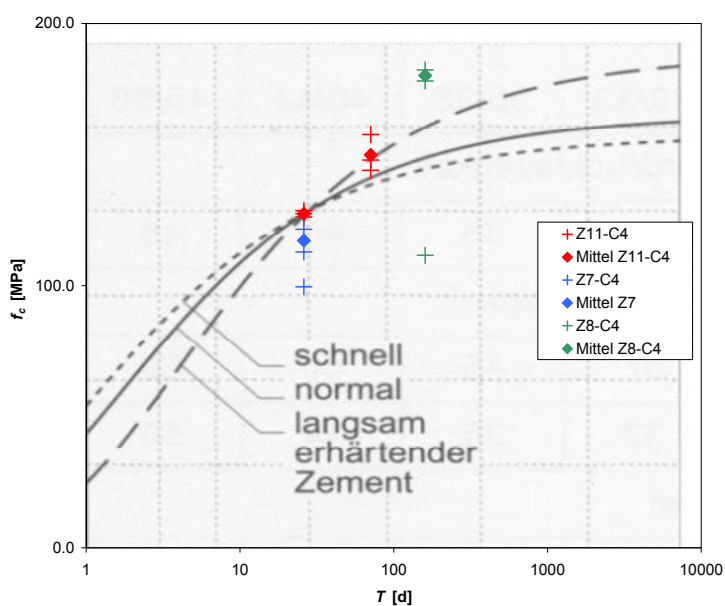


Abbildung 12: Zeitliche Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit von M2C (unterlegt mit Figur 1 der Norm SIA 262:2003)

## Würfeldruckversuche

Zur Kontrolle gleich bleibender Materialeigenschaften der einzelnen Betonchargen werden zusätzlich Würfeldruckversuche durchgeführt. Pro Betoncharge werden hierfür 3 Würfel mit 10 cm Kantenlänge hergestellt. Die Krafteinleitung erfolgt über zwei geschaltete Flächen. Die Prüfung wird vom Laboratoire de Matériaux de Construction (LMC) der EPFL nach Norm SIA 162/1 Nr. 1 bei einem Betonalter von 28 Tagen durchgeführt. Die gemessenen Würfeldruckfestigkeiten gehen aus Tabelle 4 hervor.

		Mittel	$\sqrt{s^2}$	Prüfkörper		
				1	2	3
UHFFB	Charge 1	131.7	12.6	136.9	140.8	117.3
	Charge 2	114.1	13.0	128.5	110.3	103.4
	Charge 3	123.9	20.2	137.5	133.6	100.7
	Charge 4	119.5	19.7	133.4	128.2	97.0
	<b>Mittel</b>	<b>122.3</b>				
HFB	Charge 6	124.2	8.0	130.7	126.5	115.3

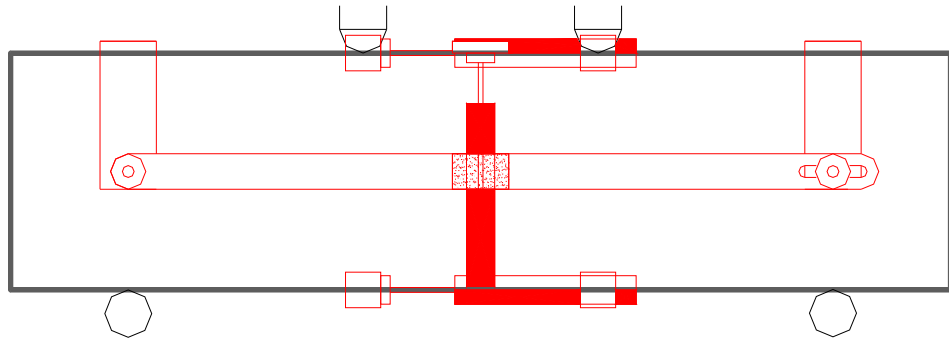
Tabelle 4: Würfeldruckfestigkeiten

Die gemessenen Würfeldruckfestigkeiten der verschiedenen Chargen bestätigen den visuellen Eindruck des Werkstoffs während des Betonierens. Beim Betonieren war zu beobachten, dass die Betonchargen 2 und 4 besonders zähflüssig waren. Es bestätigt sich hier, dass diese beiden Chargen eine geringere Festigkeit aufweisen als die Chargen 1 und 3.

Auffällig ist die recht grosse Streuung der Messresultate. Bei sämtlichen UHFFB-Chargen ist die Streuung deutlich grösser als beim HFB. Dies dürfte sich mit der Ausrichtung der Fasern erklären lassen.

Die Würfeldruckfestigkeit von 120 MPa (Charge 4) liegt unter der gemessenen Zylinderdruckfestigkeit von 128 MPa. Allerdings gilt es zu berücksichtigen, dass einer der drei Würfel mit 97 MPa als Ausreisser bezeichnet werden muss. Berücksichtigt man diesen Wert nicht in der Rechnung, so erhält man mit 131 MPa eine Würfeldruckfestigkeit, die 3 % höher liegt als die Zylinderdruckfestigkeit. Es ist typisch für ultra-hochfeste Betons, dass der Quotient Würfel- durch Zylinderdruckfestigkeit unter den für normalen Beton geltenden 1.15 liegt. Grund hierfür ist einerseits die Umschnürungswirkung der Fasern, die im Beton einen dreiachsigen Spannungszustand hervorrufen. Andererseits haben Versuche gezeigt, dass auch ultra hochfester Beton ohne Faserbewehrung (UHFB) einen geringeren Quotienten Würfel- durch Zylinderdruckfestigkeit aufweist als herkömmlicher Beton. Neben der Umschnürung müssen folglich noch weitere Phänomene zu für diesen geringeren Quotienten verantwortlich sein. Weitere Forschung in diesem Gebiet wäre wünschenswert um zuverlässige Bruchkriterien für UHFB und UHFFB formulieren zu können.





*Abbildung 14: Schematische Darstellung des verwendeten Messsystems*

Der Versuch wird weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0.5 mm/min gefahren. Die Biegezugversuche werden bei einem Betonalter von 25 Tagen durchgeführt.

## Grenzwertbetrachtung zur Zugfestigkeit $f_{ct}$

Die Spannungsverteilung im gerissenen Querschnitt ist sehr komplex (siehe Abbildung 15). Deshalb ist es sinnvoll, in einem ersten Schritt mit einigen vereinfachenden Hypothesen einen unteren Grenzwert der der Zugfestigkeit zu bestimmen.

Eine untere Grenze für Zugfestigkeit erhält man aus folgender Überlegung: Nehmen wir an, dass die Druckfestigkeit des Materials unendlich gross ist, so wird die Druckzone im biegebelasteten Querschnitt unendlich klein (siehe Abbildung 16). Der gesamte Bauteilquerschnitt steht also als Zugzone zur Verfügung. Per definitionem kann in der Zugzone die Spannung nicht höher sein als die Zugfestigkeit. Setzt man also für die gesamte Zugzone als Spannung die Zugfestigkeit an und lokalisiert die Druckresultierende entsprechend der gemachten Überlegung in der gedrückten Randfaser, so erhält man für die Resultierende der Zugzone und den Hebelarm folgende Terme:

$$R_{G,\text{inf}} = h \cdot b \cdot f_{ct\_G,\text{inf}_1} \quad (2)$$

$$d_{G,\text{inf}} = \frac{h}{2} \quad (3)$$

Das aufnehmbare Moment ergibt sich aus dem Produkt der Resultierenden mit dem Hebelarm:

$$M_R = R_{G,\text{inf}} \cdot d_{G,\text{inf}} = \frac{h^2 b}{2} f_{ct\_G,\text{inf}_1} \quad (4)$$

Aufgelöst nach  $f_{ct\_G,\text{inf}_1}$  erhält man damit:

$$f_{ct\_G,\text{inf}_1} = \frac{2M_R}{h^2 b} \Rightarrow f_{ct} \geq \frac{2M_R}{h^2 b} \quad (5)$$

Dies ist genau ein Drittel der Biegezugfestigkeit  $f_{ct,\text{flex}}$ , welche sich als die Zugfestigkeit des Materials unter Annahme einer elastischen Spannungsverteilung im Material definiert (siehe Abbildung 17).

$$f_{ct} \geq \frac{f_{ct,\text{flex}}}{3} \quad (6)$$

Bezieht man ausserdem den Wert für die Druckfestigkeit in die Überlegung mit ein, so kann man diese untere Grenze für  $f_{ct}$  weiter nach oben verschieben. Dazu ersetzen wir die Druckkraft aus dem bisherigen Modell, durch eine Druckzone, in der die Spannung überall gleich der Druckfestigkeit  $f_c$  sei (siehe Abbildung 18). Damit erhält man folgenden Grenzwert, der, für  $f_c$  gegen Unendlich, gegen den Grenzwert  $f_{ct\_G,\text{inf}_1}$  strebt:

$$f_{ct\_G,\text{inf}_2} = \frac{f_c}{\frac{bh^2 f_c}{2M_R} - 1} \quad (7)$$

$f_{ct\_G,inf\_2}$  ist grösser oder gleich gross wie  $f_{ct\_G,inf\_1}$  und liegt deshalb näher bei  $f_{ct}$ . Auf der anderen Seite ist für die Bestimmung von  $f_{ct\_G,inf\_2}$  im Unterschied zu  $f_{ct\_G,inf\_1}$  die Kenntnis der Druckfestigkeit  $f_c$  des Materials nötig.

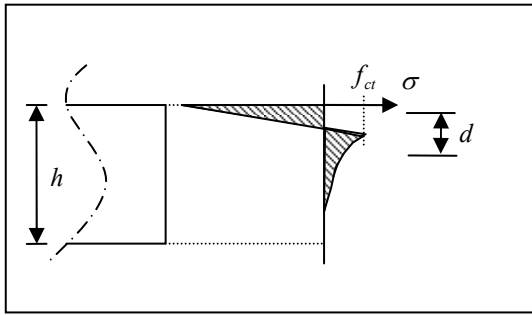


Abbildung 15: Reale Spannungsverteilung im Querschnitt bei weit fortgeschrittener Plastifizierung

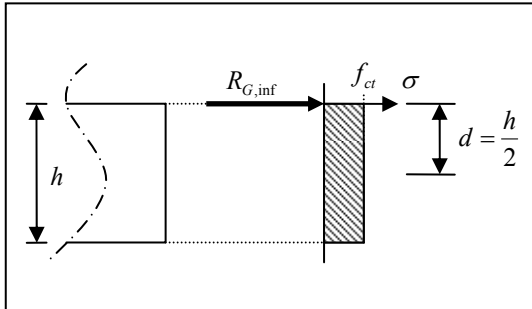


Abbildung 16: Vereinfachter Spannungszustand im Querschnitt zur Ermittlung des unteren Grenzwertes für die Zugfestigkeit  $f_{ct\_G,inf\_1}$

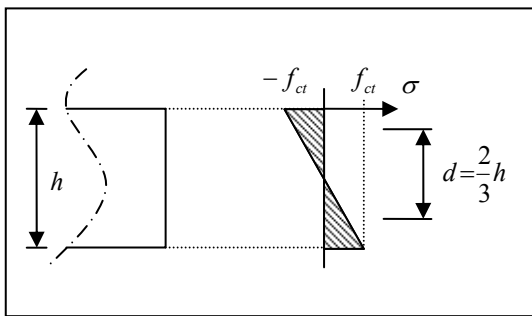


Abbildung 17: Elastischer Spannungszustand im Querschnitt. Die Daraus resultierende Biegezugfestigkeit  $f_{ct,flex}$  ist ein oberer Grenzwert für die Zugfestigkeit

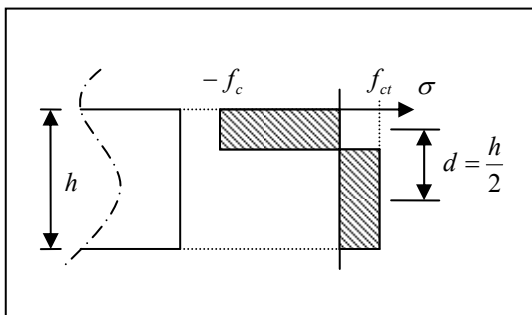


Abbildung 18: Vereinfachter Spannungszustand zur Ermittlung des unteren Grenzwertes für die Zugfestigkeit  $f_{ct\_G,inf\_2}$

Zusammenfassend lässt sich folgende Ungleichung formulieren:

$$f_{ct\_G,inf\_1} \leq f_{ct\_G,inf\_2} \leq f_{ct} \leq f_{ct,flex} \quad (8)$$

Angewandt auf die Resultate der Biegezugversuche dieser Arbeit, ergibt das:

$$10.4 \leq 11.3 \leq f_{ct} \leq 31.2 \quad (9)$$

Dies ist selbstverständlich eine völlig ungenügende Genauigkeit. Deshalb soll eine Modellrechnung eine genauere Näherung der Zugfestigkeit liefern.

## Modellrechnung zur Bestimmung der Zugfestigkeit $f_{ct}$

Für die Modellrechnung wird der Spannungszustand im Querschnitt, in dem die Rissöffnung stattfindet, betrachtet.

Für das verwendete Materialmodell wird vereinfachend ein linearelastisches Materialverhalten zwischen  $f_c$  und  $f_{ct}$  angenommen (siehe Abbildung 19). Nach Erreichen der Zugfestigkeit tritt an die Stelle einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung eine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung. Die Spannung, die durch den Riss übertragen wird, nimmt mit der Rissöffnung  $w$  quadratisch ab und sinkt auf null, wenn die Rissöffnung die halbe Faserlänge erreicht. Jenseits der Druckfestigkeit wird der Einfachheit halber ein Plateau mit der Spannung  $f_{cp}$  angesetzt. Im Abbildung 19 ist dieses Plateau nicht eingezeichnet, da das Nachbruchverhalten auf der Druckseite keinen Einfluss auf das Maximalmoment in einem ohne Normalkraft belasteten Balken hat. Der Grund hierfür ist, dass die Druckfestigkeit bei reiner Biegebelastung erst bei einer derart grossen Krümmung erreicht wird, dass das Moment auf Grund der grossen Rissöffnung bereits deutlich unter dem Maximalmoment liegt.

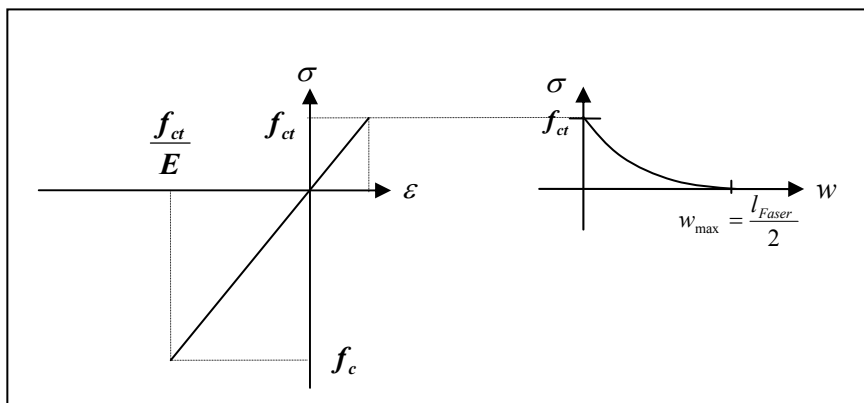
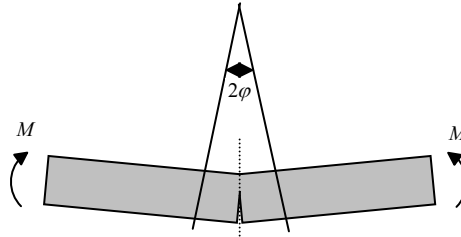


Abbildung 19: Materialmodell

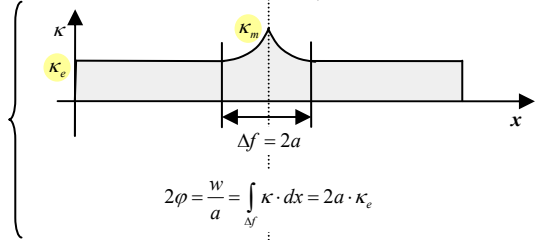
Um einen Zusammenhang zwischen Krümmung und Rissöffnung herzustellen wird das Modell von Casanova, wie es Behloul [1] verwendet, herangezogen. Dabei wird das Bauteil in einen ungerissenen Teil, der sich elastisch verhält, und einen gerissenen, dessen Krümmung über die elastische Krümmung hinausgeht, geteilt. Die Länge der gerissenen Zone um den Nachweisquerschnitt ist gleich 2 Mal die Risstiefe. Die Krümmungsverteilung in dieser Zone wird als parabolisch angenommen. Die verwendeten Hypothesen und die Gleichungen, die daraus hervorgehen, sind in Abbildung 20 dargestellt.

$$\kappa_e = \frac{M}{EI}$$

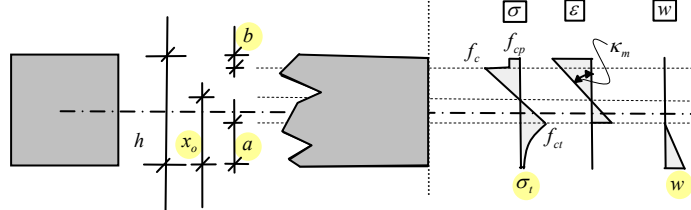
Elastische Biegung



$$w = \frac{2}{3} a^2 (2\kappa_e + \kappa_m)$$

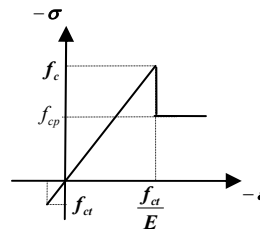


Casanova



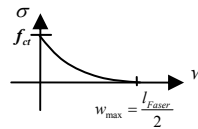
$$x_o - a = \frac{f_{ct}}{E \kappa_m}$$

$$h - x_o - b = \frac{f_c}{E \kappa_m}$$



QS-Flächen bleiben plan (Bernoulli)

$$\sigma_t = \left(1 - \frac{w}{w_{\max}}\right) f_{ct}$$



$$N = \int_{QS} \sigma(z) \cdot dz = 0$$

$$M = \int_{QS} \sigma(z) \cdot z \cdot dz$$



$$M = M(\kappa_m)$$

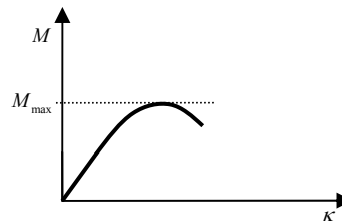


Abbildung 20: Übersicht über die dem Modell zu Grunde gelegten Hypothesen und die daraus resultierenden Gleichungen (gelb unterlegt sind die Unbekannten)



In Tabelle 5 sind als  $f_{ct,mod}$  die mit diesem Modell errechneten Zugfestigkeiten angegeben, die man aus den Maximalmomenten in den Biegezugbalken erhält. Zum Vergleich sind ausserdem die bereits erklärten verschiedenen Grenzwerte für  $f_{ct}$  aufgeführt. Ausser den Mittelwerten aus den drei Biegezugversuchen ist jeweils noch der Mittelwert ohne Berücksichtigung des Versuchs B3-C4 angegeben. Dies deshalb, weil beim Prüfkörper B3-C4 der Bruch ausserhalb der Messzone und damit auch ausserhalb der Zone, in der das Biegemoment maximal ist, gerissen ist. Dieser Prüfkörper muss also auf Grund einer lokalen Schwachstelle gerissen sein, weshalb die Werte aus diesem Versuch sich nicht ohne weiteres interpretieren lassen.

			Mittel	(ohne B3-C4)	B1-C4	B2-C4	B3-C4
Biegezugfestigkeit	$f_{ct,flex}$	[MPa]	<b>29.2</b>	<b>(31.2)</b>	34	28.4	25.1
	$f_{ct,G,inf,1}$	[MPa]	<b>9.7</b>	<b>(10.4)</b>	11.3	9.5	8.4
	$f_{ct,G,inf,2}^{(*)}$	[MPa]	<b>10.5</b>	<b>(11.3)</b>	12.4	10.2	8.9
	$f_{ct,flex}/f_{ct,G,inf,2}$	[-]	<b>2.78</b>	<b>(2.76)</b>	2.74	2.78	2.82
Modellzugfestigkeit	$f_{ct,mod}$	[MPa]	<b>12.6</b>	<b>(13.6)</b>	14.9	12.2	10.7
	$f_{ct,flex}/f_{ct,mod}$	[-]	<b>2.31</b>	<b>(2.30)</b>	2.28	2.33	2.35
Durchbiegung		[mm]	<b>0.651</b>	<b>(0.545)</b>	0.672	0.629	0.335
Rel. Durchbiegung		[-]	<b>1/460</b>	<b>(1/550)</b>	1/446	1/477	1/896

\*)  $f_c = 127.4$  MPa

Tabelle 5: Auswertung der Biegezugversuche B1- bis B3-C4

In Abbildung 21 und Abbildung 22 werden die Rissöffnungen die während der Versuche B1-C4 und B2-C4 gemessen wurden mit dem Modell verglichen. Der Einfachheit halber ist statt der Rissöffnung  $w$  die Verlängerung der gezogenen Randfaser  $u$  aufgetragen.  $u$  ist dabei die Verlängerung gemessen über 10 cm. In beiden Versuchen findet die Rissöffnung innerhalb dieser Messzone statt. Aus dem Modell wird  $u$  errechnet als die Summe der Rissöffnung und der elastischen Verformung der Randfaser, wobei die elastische Verformung aus der Spannung der Randfaser und dem Elastizitätsmodul des ungerissenen Betons errechnet wird. Auf der Ordinate ist die Biegezugspannung  $\sigma_{flex}$  aufgetragen, die Spannung in der Randfaser unter Annahme einer elastischen Spannungsverteilung im Querschnitt.

Das Rechenmodell wird bewusst nicht so weit gerechnet wie der Versuch gefahren wird. Je grösser die Krümmung, die im Rechenmodell verwendet wird, desto grösser wird der Einfluss des wenig bekannten Nachbruchverhaltens auf der Druckseite. Wie bereits erwähnt spielt dieses Nachbruchverhalten aber im Bereich des Maximalmoments keine Rolle, da die Druckfestigkeit in diesem Bereich nicht erreicht wird.

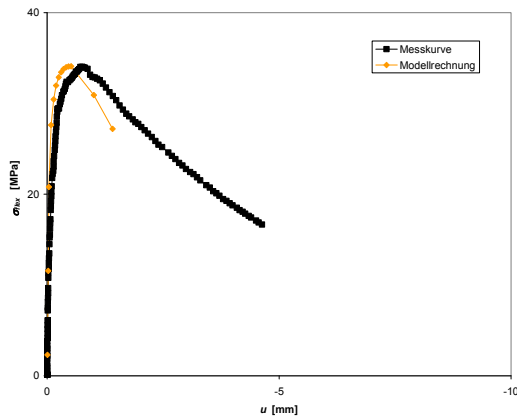


Abbildung 21: Versuch B1-C4. Vergleich zwischen der Messkurve und dem Rechenmodell

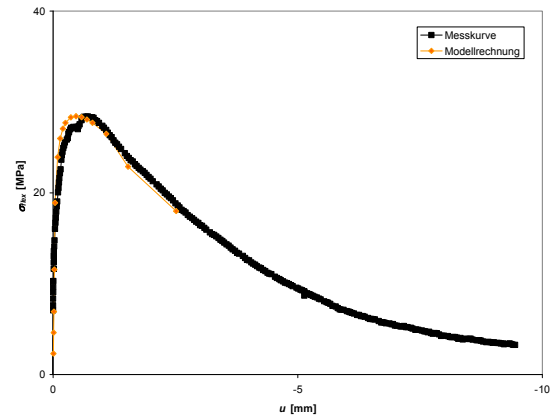


Abbildung 22: Versuch B2-C4. Vergleich zwischen der Messkurve und dem Rechenmodell

Es fällt auf, dass die Messkurven in der Phase vor dem Erreichen der maximalen Biegezugspannung bereits eine deutlich grössere Verformung zeigen als die Modellrechnungen. dürfte darauf zurückzuführen sein, dass in diesem Bereich eine Mehrfachrissbildung stattfindet. Im vereinfachten Modell wird zwischen  $f_c$  und  $f_{ct}$  ein elastisches Materialverhalten angenommen, welches eine Mehrfachrissbildung nicht vorsieht. Ausserdem müssen die Fasern, die den Riss überspannen in Wirklichkeit erst aktiviert werden. Diese aktivierende Rissöffnung ist im Modell ebenfalls nicht berücksichtigt, was zu einer Unterschätzung der Verformung führt. Während die Differenz zwischen der Messkurve und dem Rechenmodell beim Prüfkörper B2-C4 nach dem Bruch praktisch konstant bleibt, steigt sie bei B1-C4 weiter an. Ein Grund dafür könnte sein, dass sich beim Prüfkörper B1-C4 über einen Teil der Bauteilbreite 2 Risse öffnen (siehe Abbildung 23 und Abbildung 24). Damit bleibt die Rissöffnung in Realität hinter dem Wert zurück, den das Modell für eine bestimmte Faserverlängerung  $u$  annimmt. Dies führt dazu, dass das Modell die Biegezugspannung systematisch unterschätzt.

Für das Studium von Hochbaustützen, die vor allem auf Druck beansprucht werden, und die ausserdem in der Regel stark bewehrt sind, ist die genaue Kenntnis des Materialverhaltens auf der Zugseite nicht erforderlich. Das verwendete Modell genügt diesen Anforderungen völlig. Für Anwendungen, in welchen die Rissbildung und Rissöffnung unter Zugbelastung eine bedeutende Rolle spielt, wäre ein genaueres Modell aber von grosser Wichtigkeit. In diesem Bereich besteht dringender Forschungsbedarf.



Abbildung 23: Prüfkörper B1-C4 von der Seite (oben) und von unten (unten)

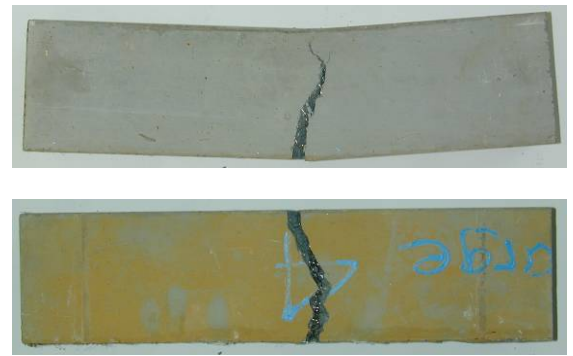


Abbildung 24: Prüfkörper B2-C4 von der Seite (oben) und von unten (unten)

## 2.3 ZUGVERSUCHE BEWEHRUNGSSTAHL

Um das Verhalten der Bewehrungsstäbe in die Modellrechnungen einbeziehen zu können, müssen die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Bewehrungsstäbe genau bekannt sein. Dabei sind insbesondere die Fließgrenze und der Elastizitätsmodul von grosser Bedeutung.

Zu diesem Zweck werden von jedem Typ der verwendeten Bewehrungsstäbe jeweils drei 60 cm lange Stücke in einem Zugversuch getestet. Dabei handelt es sich einerseits um normalfeste Stäbe mit 40 und 26 mm Durchmesser und andererseits um hochfeste Stäbe mit 40 mm Durchmesser.

Die Versuche werden vom LMM (Laboratory for Mechanical Metallurgy) der EPFL durchgeführt. Die verwendete Maschine weist eine maximale Zugkraft von 1000 kN auf.

Für den Versuch wird der Prüfkörper so eingespannt, dass zwischen den Einspannungen eine Distanz von 320 bis 345 mm bleibt. Bei jeweils einem Stab pro Messserie wird zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls die Verformung mittels eines direkt auf dem Stab befestigten Wegmessers gemessen. Die Messzone des Wegmessers ist dabei 100 mm lang. Bei den beiden anderen Prüfkörpern jeder Messserie werden jeweils nur die Kraft und der Maschinenweg gemessen.

In Tabelle 6 sind die gemessenen Materialeigenschaften zu ersehen. Da die Zugfestigkeit der hochfesten 40 mm-Stäbe die maximale Zugkraft der Maschine übersteigt, kann dafür nur ein unterer Grenzwert angegeben werden. Auch die Fließgrenze geht aus dem Versuch nicht klar hervor.

		Normalfest		Hochfest
		26 mm	40 mm	40 mm
Elastizitätsmodul	$E$ [GPa]	204	188	194
Fließgrenze	$f_s$ [MPa]	543	520	
Zugfestigkeit	$f_t$ [MPa]	660	640	>796

Tabelle 6: Materialeigenschaften der verwendeten Bewehrungsstäbe

# 3 STÜTZENVERSUCHE

## 3.1 VERSUCHSKÖRPER

Sieben verschiedene Stütztypen wurden für diese Versuchsreihe von der Firma Alphabeton AG in Ruswil hergestellt. Alphabeton ist ein Fertigteilerhersteller, der auf die Herstellung von Hochbaustützen spezialisiert ist. Bei den 7 Stütztypen handelt es sich um 5 verschiedene Typen aus UHFFB und je einen Typ aus hochfestem Beton, wie er zurzeit von Alphabeton verwendet wird, und einem Lieferbeton der Festigkeitsklasse C40/50. Die Stütztypen unterscheiden sich ausser im verwendeten Beton auch in der Querschnittsgeometrie und dem verwendeten Bewehrungsstahl. Bei sämtlichen Versuchskörpern ist der Querschnitt jedoch kreisförmig und auch die Stützenlänge ist mit  $l = 3$  m für sämtliche Typen die gleiche. In Tabelle 7 sind die Querschnitte und die verwendeten Werkstoffe der verschiedenen Stütztypen beschrieben.

	Beton- qualität	Längsbewehrung		Spiralebewehrung		Durchmesser		Über- deckung [mm]	$\rho$ [%]
			Festigkeit [MPa]		Festigkeit [MPa]	ausser [mm]	innen [mm]		
<b>S1</b>	UHFFB	keine		keine		240	-	-	0
<b>S2</b>	UHFFB	6Ø40	$f_{sm} = 520^*$	Ø6s40	$f_{sm} = 520^{***}$	240	-	20	16.7
<b>S3</b>	UHFFB	6Ø40	HF **	Ø6s40	$f_{sm} = 520^{***}$	240	-	20	16.7
<b>S4</b>	UHFFB	keine		keine		300	160	-	0
<b>S5</b>	UHFFB	14Ø26	$f_{sm} = 520^*$	Ø6s140	$f_{sm} = 520^{***}$	300	160	20	14.7
<b>S6</b>	C40/50	6Ø40	$f_{sm} = 520^*$	Ø6s40	$f_{sm} = 520^{***}$	240	-	20	16.7
<b>S7</b>	HFB	6Ø40	$f_{sm} = 520^*$	Ø6s40	$f_{sm} = 520^{***}$	240	-	20	16.7

\*) Durch Messung bestätigt

\*\*) Laut Messung:  $f_{sm} \geq 800$

\*\*\*) Herstellerangabe, nicht überprüft

Tabelle 7: Eigenschaften der hergestellten Stütztypen

Die Stützen weisen eine Länge von 3 m auf. Dies entspricht in etwa der Höhe eines Stockwerks und damit dem Standardmass einer Hochbaustütze. Die 300 cm Länge schliessen an jedem Ende der Stütze eine 2 cm dicke Endplatte ein, wie sie in der Praxis auch verwendet wird.

Der gewählte Durchmesser der Vollquerschnitte von 24 cm ist typisch für den Hochbau, ausserdem erlaubt er die Verwendung von sechs 40-mm-Bewehrungsstäben. Für die Stützen ohne Längsbewehrung ergibt sich mit dieser Geometrie eine Schlankheit von  $\lambda = 50$ .

Das **Betonrezept des M2C**, des für diese Versuche verwendeten ultra hochfesten Faserbetons ist in Tabelle 8 aufgeführt.

<b>Premix für 1,0 m<sup>3</sup></b>	<b>2'152 [kg]</b>	Bindemittel	1'116 [kg]
CEM III/A 52,5 R	644 [kg]	Bindemittel	29.9%
Schlacke	232 [kg]	Bindemittel	10.8%
Silikastaub	240 [kg]	Bindemittel	11.2%
Sand	1'036 [kg]		<u>48.1%</u>
	2'152 [kg]		100.0%
<b>Wasser</b>	<b>178 [kg]</b>		
<b>Fliessmittel Glenium ACE</b>	<b>15.12 [kg]</b>	Wasser	67.5% 10.21 [kg]
		Extrakt	32.5% 4.91 [kg]
<b>Fasern</b>	<b>156 [kg]</b>		
<b>Frischbeton</b>	<b>2'501 [kg]</b>		
<b>Quotienten</b>			
Wasser/Bindemittel	188.2	1'116	0.169
Fliessmittel/Bindemittel	491.4	1'116	0.440

Tabelle 8: Betonrezept des M2C

**Die Herstellung** der Prüfkörper erfolgt am 20 November 2003 in der Werkshalle der Firma Alphabeton in Ruswil (LU) (siehe Abbildung 25). Es werden Einweg-Kartonschalungen verwendet. Bei den Stützen mit Hohlquerschnitt dient ein Geberitrohr als verlorene innere Schalung. Die Stützen werden stehend betoniert. Dabei dient eine massive Stahlplatte als verlorene Schalung am Fuss der Stütze. Auf diese Fussplatte sind die Bewehrungsstäbe aufgeschweisst (siehe Abbildung 26). Wo dies möglich ist, ist bereits auch die obere Endplatte aufgeschweisst, ein Loch in ihrer Mitte ermöglicht das Einfüllen des Betons. Bei den unbewehrten Stützen, sowie bei den Stützen mit Hohlquerschnitt ist dies nicht möglich. Entsprechend wird zunächst der Beton gegossen und die obere Endplatte anschliessend auf die Betonoberfläche aufgelegt. Im Falle der Stützen vom Typ S5 werden die Bewehrungsstäbe anschliessend von aussen mit der Endplatte verschweisst. Die Endplatte verfügt dabei über vorgefertigte Löcher, in die die Bewehrungsstäbe eingepasst werden können.

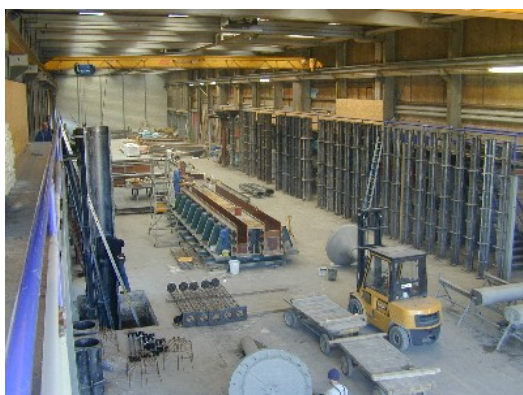


Abbildung 25: Werkshalle der Firma Alphabeton



Abbildung 26: Fussplatte mit aufgeschweissten Bewehrungsstäben. (Bei diesem Beispiel handelt es sich nicht um eine der Stützen, die für die Versuche benutzt werden)

Die Stützen und die verschiedenen Materialprüfkörper (siehe Kapitel Materialversuche) aus UHFFB werden in 4 Betonchargen betoniert, da der zur Verfügung stehende Betonmischer nur eine Kapazität von 500 l aufweist. Dabei zeigt sich, dass der M2C, der verwendete UHFFB, sehr sensibel auf Schwankungen in den Mischverhältnissen ist. Da die Betonmischanlage nicht auf UHFFB ausgelegt ist, werden Premix, Fasern, Fließmittel und Wasser von Hand abgemessen. Mit den zur Verfügung stehenden Mitteln ist dabei eine Ungenauigkeit von mehreren Prozenten unvermeidlich. Diese Schwankungen führen zu deutlichen Unterschieden bei der Viskosität der verschiedenen Betonchargen. Der visuelle Eindruck während dem Betonieren ist, dass die Chargen 1 und 3 relativ flüssig und leicht zu verarbeiten sind, während die Charge 2 etwas und die Charge 4 sehr zähflüssig sind. Im Weiteren hat sich gezeigt, dass bei der Verwendung von UHFFB die Oberfläche der Bewehrung bei der Berechnung des Wasserbedarfs unbedingt berücksichtigt werden sollte, da die trockenen Bewehrungsstäbe dem Beton viel Wasser entziehen und damit seine Fliesseigenschaften beträchtlich beeinflussen. Es wäre sinnvoll, genauere Betrachtungen zum Zusammenhang zwischen Bewehrungsoberfläche und Wasserbedarf anzustellen. Um die Stahlfasern während dem Betonieren möglichst wenig auszurichten wird der Beton nicht durch vibrieren verdichtet. Da es sich um einen selbstverdichtenden Beton handelt ist dies allerdings auch nicht nötig.

Der Lieferbeton C40/50 weist ausgesprochen schlechte Fliesseigenschaften auf. Ausserdem ist das Bewehrungsnetz zu eng für den entsprechenden Grösstkorndurchmesser von  $D_{max} = 32$  mm. Die Stützen vom Typ S6 können deshalb nicht wie gewünscht betoniert werden und sind für jegliche Versuche unbrauchbar (siehe Abbildung 27).

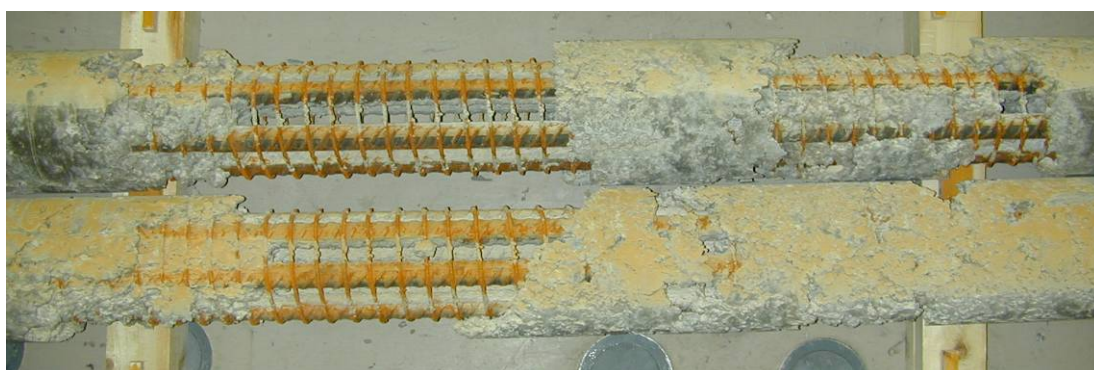


Abbildung 27: Die Stützen vom Typ S6 sind unbrauchbar

Der von Alphabeton verwendete HFB weist sehr gute Fliesseigenschaften auf. Auch dieser Beton ist selbstverdichtend und muss nicht vibriert werden.

Die geometrischen Imperfektionen der Stützen konnten im Rahmen dieser Arbeit nicht gemessen werden. In Tabelle 9 sind die Maximalwerte aufgeführt, die die Norm SIA 262:2003 ([4]) für Stützen der beiden verwendeten Geometrien angibt.

Stütztyp	$D_{int} (D_{ext})$ [m]	$e_0$ [mm]
S1, S2, S3, S6, S7	0.24 (-)	8
S4, S5	0.3 (0.16)	10

Tabelle 9: Zulässige geometrische Imperfektionen nach Norm SIA 262:2003

## 3.2 VERSUCHSAUFBAU UND –DURCHFÜHRUNG

### Statisches System

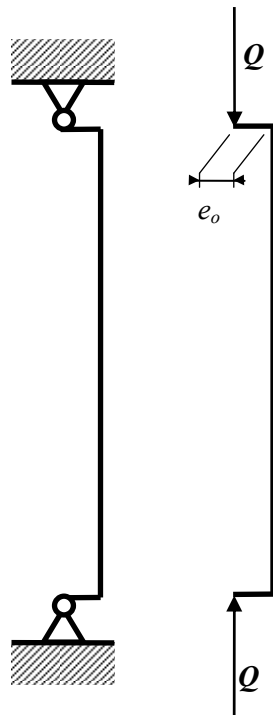


Abbildung 28: Statisches System des Versuchsaufbaus



Abbildung 29: Sicht von Norden auf den Versuchsaufbau

Die Stützen werden in einer 10 MN-Pressen getestet. Sie sind dabei zwischen zwei Linienlagern beidseitig gelenkig gelagert (siehe Abbildung 28 und Abbildung 29). Die Gelenke sind derart ausgebildet, dass die Ausmitte der Kräfteinleitung auch bei einer Verdrehung des Gelenks konstant bleibt. Mit beidseitig jeweils vier Stahlplatten, die auf die Linienlager aufgeschraubt werden, kann die Stütze millimetergenau positioniert werden und damit die Ausmitte der Kräfteinleitung eingestellt werden. Die Stützen werden dabei, verglichen mit der Position beim Betonieren, kopfüber eingebaut. Im Weiteren werden für Orts- und Richtungsangaben jeweils Himmelsrichtungen verwendet. Dabei ist anzumerken, dass die Stütze derart eingebaut wird, dass sie Richtung Westen ausknickt.

### Messsysteme

Das Messsystem besteht aus Induktiven Wegaufnehmern und Omega-Verformungsmessern (Omegas). Mit den Wegaufnehmern wird einerseits die Verkürzung der Stütze gemessen. Hierzu ist je ein Wegaufnehmer auf der Nord- und der Südrandfaser am Fuss der Stütze ca. 5 cm vom Ende der Stütze entfernt angebracht (siehe Abbildung 30). Die Wegaufnehmer sind über einen Draht mit dem oberen Ende der Stütze verbunden und messen so die Verkürzung der Stütze über die zentralen 290 cm. Sieben weitere Wegaufnehmer messen ausserdem alle 50 cm die horizontale Auslenkung der Südfaser der Stütze. Am Fuss und am Kopf der Stütze sind dabei die Wegmesser aus konstruktiven Gründen wiederum ca. 5 cm vom Stützenende versetzt angebracht. Mit 20 Omegas wird der Verformungszustand von

5 Querschnitten der Stütze gemessen. Vier Omegas pro Querschnitt messen dabei jeweils über 10 cm die Dehnung der Süd-, Ost-, Nord- und Westrandfaser.

Ergänzend ist auf beiden Gelenken jeweils ein Rotationsmessgerät angebracht.

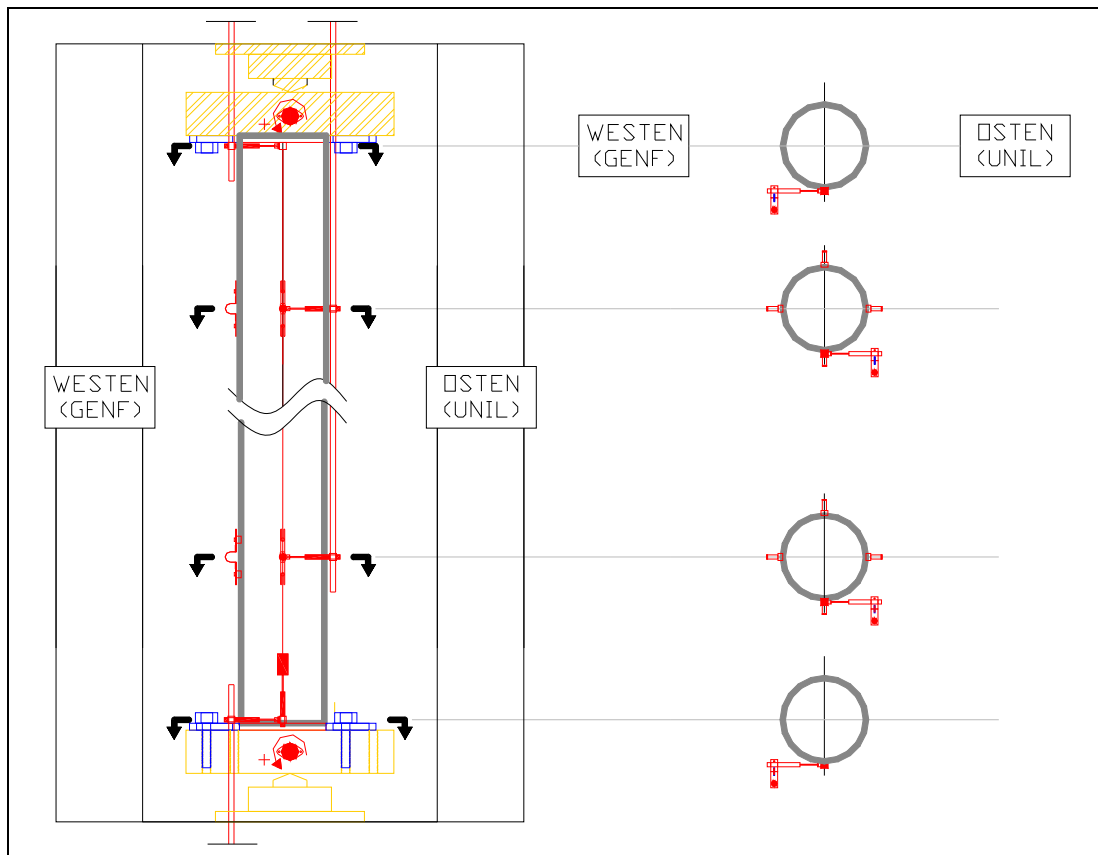


Abbildung 30: Aufbau mit Messinstrumenten (Westen und Osten sind gegenüber der normalerweise in diesem Bericht verwendeten Konvention vertauscht. Dies, da ein grosser Teil des Messsystems auf der normalerweise dem Betrachter abgewandten Seite der Stütze angebracht ist.)

Die digitale Aufzeichnung der Messwerte geschieht kontinuierlich mit Hilfe eines PCs. Zwischen 2 Messwerten liegen 2 bis 7 sec, was nahe an der Leistungsgrenze der verwendeten Messverstärker liegt. Ausser den erwähnten Messungen werden die von der Maschine aufgebrachte Druckkraft sowie der Maschinenweg aufgezeichnet.

Zu Testzwecken wird ausserdem ein fotogrammetrisches Messsystem verwendet. Dazu werden auf der Nordseite der Stütze, leicht von der Mittelachse versetzt, schwarze Punkte aufgeklebt. Eine Fotokamera wird davor fix auf einem Stativ aufgebaut. Während dem Versuch wird die Kamera mit einem Computer ferngesteuert und schießt alle 60 sec ein Foto des Messbereichs. Dank der Fernsteuerung durch einen Computer können die Bilder auch gleich auf die Festplatte des Computers übertragen werden. Dies hat den Vorteil, dass man nicht durch die Speicherkapazität der Kamera limitiert ist und deshalb die Bilder in der bestmöglichen Qualität abspeichern kann. Mit Hilfe eines Bilderkennungsporgramms können die schwarzen Punkte später auf den Fotos verfolgt werden.



## Sicherheitsmassnahmen

Da bei Knickversuchen mit Betonstützen dieser Dimensionen grosse Kräfte wirken, sind spezielle Sicherheitsmassnahmen unerlässlich. Zwei hauptsächlichen Gefahren muss Rechnung getragen werden. Zum einen ist der Bruch bei Stützen ohne Längsbewehrung ausgesprochen spröde. Dabei zerbricht die Stütze in der Regel in 2 Teile, die, wenn sie nicht angemessen gesichert sind, aus der Presse herausfallen, was zu grossen Schäden an Mensch und Material führen kann. Die zweite Gefahr betrifft längsbewehrte Stützen, und dabei vor allem Stützen aus Beton ohne Faserbewehrung, im vorliegenden Fall also die Stützen aus HFB. Beim Bruch solcher Stützen kommt es in der Regel zu Betonabplatzungen in der Druckzone. Diese Abplatzungen geschehen plötzlich und mit grosser Wucht was ebenfalls den besonderen Schutz von Mensch und Material nötig macht.

Die einfachste Sicherheitsmassnahme besteht darin, dass man bei der Beobachtung des Versuchs einen angemessenen Sicherheitsabstand einhält, vor allem kurz vor dem Bruch.

Zur Verhütung von Schäden durch Betonabplatzungen wird der Versuchstand ausserdem mit verschieblichen Holzwänden abgeschildert (siehe Abbildung 31).



Abbildung 31: Versuchsaufbau

Um ein Herauskippen der Stütze, beziehungsweise einzelner Stützteile, zu verhindern (siehe Abbildung 33), wird die Stütze ausserdem mit 2 unabhängigen Systemen gesichert. Einerseits wird die Stahlmanschette, an der die Stütze beim Einbau in die Presse gehoben wird, während dem Versuch durch Riemen so gesichert, dass sie zwar den Versuch nicht behindert, ein Herausfallen der Stütze aber verhindert (siehe Abbildung 32). Ausserdem wird die Stütze an vier bis fünf Stellen durch Spannsets mit 2 Stahlketten verzurrt, die ihrerseits so in die Maschine eingebaut sind, dass sie Verschiebungen der Stütze, die deutlich grösser sind als diejenigen, die für die Versuchsdurchführung nötig sind, verhindern.

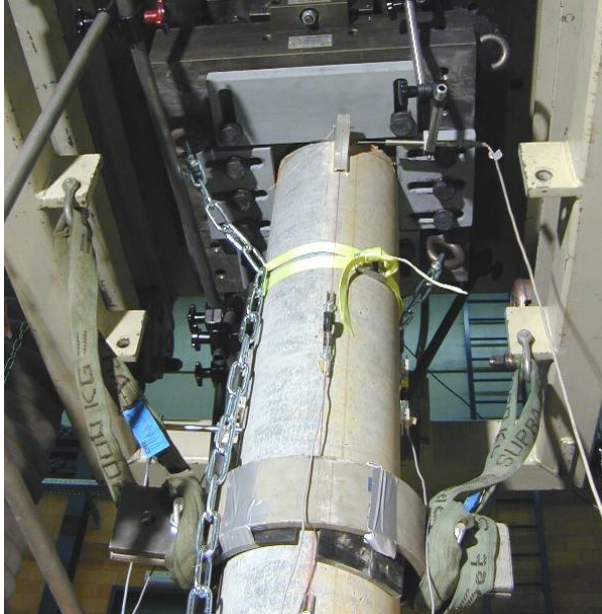


Abbildung 32: Aus der Froschperspektive sind die metallene Manschette und eine der beiden Ketten gut zu sehen



Abbildung 33: Nach dem Bruch (hier Stütze S1-1) ist die Wichtigkeit der Sicherungssysteme gut zu erkennen

## Durchführung

Die Versuche werden weggesteuert gefahren. Dabei beträgt die Belastungsgeschwindigkeit 15 mm/h. Ausnahmen bilden die Versuche S1-1, S1-2 und S2-5, die mit nur 10 mm/h gefahren werden.

Um möglichst verschiedene Messkurven im  $M-N$ -Interaktionsdiagramm zu erhalten, werden die Vollquerschnittstützen ohne Längsbewehrung mit verschiedenen Lastausmitten getestet (15, 30, 40 und 60 mm). Die restlichen Vollquerschnittstützen werden alle mit 30 respektive 40 mm Lastausmitte getestet, um einen Vergleich untereinander und mit den Stützen ohne Längsbewehrung zu erleichtern (siehe Tabelle 10).

Die Hohlquerschnittstützen werden auf dem Rand des Kerns des unbewehrten Hohlquerschnitts belastet. Dieser liegt 48 mm von der Stützenachse entfernt. Eine Ausnahme bildet die Stütze S4-10, die mit einer Ausmitte von 87 mm getestet wird. 87 mm ist die maximale Lastausmitte, die mit dem verwendeten Material eingestellt werden kann. Grund für die Wahl dieser grösseren Lastausmitte ist, dass sich die Hohlstützen wegen ihrer hohen Biegesteifigkeit nur wenig durchbiegen, weshalb der Bruch jeweils nicht auf Grund des Momentes 2. Ordnung erfolgt, sondern stets am Stützenfuss, wo die Kontaktfläche zwischen Stahlplatte und Beton eine Schwachstelle bildet. Von der höheren Lastausmitte erhofft man sich eine stärkere Krümmung der Stütze und somit bei gleicher Last ein grösseres Moment 2. Ordnung, was möglichst zu einem Biegeknickversagen führen soll. Leider ist es jedoch auch mit dieser grossen Lastausmitte nicht zu einem Biegeknickversagen gekommen.














		UHFFB											HFB	
		S1_1	S1_2	S1_3	S1_4	S2_5	S2_6	S3_7	S3_8	S4_9	S4_10	S5_11	S7_15	S7_16
Betonalter	[d]	25	20	26	144	21	145	146	27	29	32	28	147	47
Lastausmitte	[mm]	30	60	15	40	30	40	40	30	48	87	48	40	30
														
QS		voll	voll	voll	voll	voll	voll	voll	voll	voll	voll	voll	voll	voll
dext	[mm]	240	240	240	240	240	240	240	240	300	300	300	240	240
dint	[mm]	-	-	-	-	-	-	-	-	160	160	160	-	-
Bewehrung		-	-	-	-	normal	normal	HF	HF	-	-	normal	normal	normal

Tabelle 10: Versuchsparameter

# 4 VERSUCHSERGEBNISSE

## 4.1 ERKLÄRUNGEN ZUR VERSUCHSAUSWERTUNG

Die Ergebnisse der Versuche sind im Folgenden erst für jeden Versuch einzeln dargestellt. In einem zweiten Teil, am Ende des Kapitels Versuchsergebnisse, werden dann die verschiedenen Versuche miteinander verglichen.

Die meisten der in der folgenden Auswertung dargestellten Graphen zeigen die Entwicklung von Querschnittsgrößen wie zum Beispiel der Normalkraft. Um Missverständnissen vorzubeugen ist es deshalb sinnvoll hier die Nomenklatur der Messquerschnitte zu definieren: Bei sämtlichen Stützen gibt es 5 Messquerschnitte, der erste bei einer Höhe von  $h = 50$  cm. In 50-cm-Schritten folgen die 4 weiteren Messquerschnitte, der letzte liegt bei  $h = 250$  cm. Die Nummerierung beginnt mit QS1 (bei  $h = 50$  cm) und geht bis QS5 (bei  $h = 250$  cm). Der Querschnitt QS3, der auf halber Stützhöhe liegt, wird der besseren Anschaulichkeit halber in der Regel SQS (Symmetriequerschnitt) genannt.

Die nachfolgende Auflistung der Ergebnisse folgt einem festen Schema. Zuerst zeigt ein Graph die **Verformung der Stütze** in verschiedenen Momentaufnahmen (siehe Abbildung 34). Die Zeitpunkte dieser Momentaufnahmen sind frei gewählt, wobei eine der Momentaufnahmen jeweils den Zustand unter der Maximallast zeigt. Bei den bewehrten Stützen ist jeweils auch mindestens eine Momentaufnahme im Nachbruchbereich dargestellt. Die Verformung wird durch 2 redundante Systeme gemessen, die Wegmesser und die Fotogrammetrie. Beide sind in dem Graph dargestellt. Dass die beiden Systeme nicht immer völlig deckungsgleiche Resultate liefern, liegt in erster Linie daran, dass der Zeitschritt zwischen zwei Messungen bei den Wegmessern circa 5, bei der Fotogrammetrie 60 Sekunden beträgt. Die Messkurven der beiden Systeme sind also nicht immer genau zeitgleich aufgenommen. Besonders bei den Momentaufnahmen bei weit fortgeschrittenem Versuch, kann dies zu deutlichen Unterschieden führen. Trotzdem ist es interessant auch die Resultate der Fotogrammetrie zu betrachten, da sie einen Messpunkt alle 10 cm liefert, während nur alle 50 cm ein Wegmesser angebracht ist. Besonders im Nachbruchbereich erhält man deshalb aus der Fotogrammetrie ein genaueres Bild der Bauteilverformung. Zu beachten ist, dass beide Messsysteme die Verformung in einem absoluten Koordinatensystem messen. Die dargestellten Durchbiegungen sind also nicht gleich der Ausmitte 2. Ordnung, da der Drehpunkt der Auflager nicht auf der Kontaktfläche zwischen dem Auflager und der Stütze sondern im innern des Gelenks liegt. Um die Ausmitte 2. Ordnung zu bestimmen muss deshalb noch die Horizontalverschiebung der Stützenenden abgezogen werden.

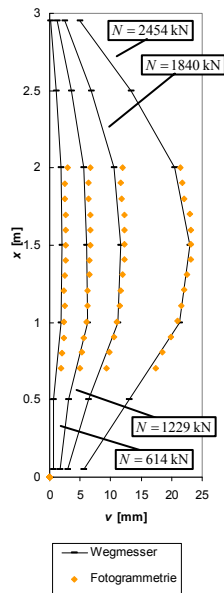


Abbildung 34: Entwicklung der Verformung (hier das Beispiel der Stütze S1-1)

Um die Interpretation zu vereinfachen sind die Messpunkte, die den vorgängig erwähnten Momentaufnahmen entsprechen auch in den folgenden Graphen jeweils hervorgehoben.

Neben dem Verformungs-Graphen zeigen **Fotos** in der Regel die Stütze nach dem Bruch, sowie eventuell interessante Detailaufnahmen

Anschliessend folgt eine Reihe von Graphen, die den Versuch genauer beschreiben.

Im **Ausmitte-2.-Ordnung-Normalkraft-Diagramm** (siehe Abbildung 35) ist die Messkurve des SQS, das heisst des Querschnitts auf halber Stützhöhe, dargestellt. Wie bereits erwähnt berechnet sich die Ausmitte 2. Ordnung als die Durchbiegung  $v_{SQS}$  minus Mittel der Verschiebungen  $v_{Kopf}$  und  $v_{Fuss}$  des Kopf- und des Fussendes der Stütze (Gleichung (10)). Als schwarze Punkte sind die den bereits angesprochenen Momentaufnahmen entsprechenden Messpunkte dargestellt.

$$e_2 = v_{SQS} - \frac{v_{Kopf} + v_{Fuss}}{2} \quad (10)$$

Im **Moment-Normalkraft-Diagramm** (siehe Abbildung 36) sind die Messkurven für das Moment 1. Ordnung, den Momentbeitrag 2. Ordnung sowie die Summe dieser beiden dargestellt (Gleichungen (11)). Auch hier ist die Messkurve des SQS dargestellt. Das Moment 1. Ordnung ist gleich dem Produkt der eingestellten Lastausmitte 1. Ordnung und der aufgetragenen Axiallast ( $Q$ ), der Momentbeitrag 2. Ordnung errechnet sich aus der Multiplikation der Ausmitte 2. Ordnung ( $e_2$ ) mit der Axiallast. Durch horizontale schwarze Linien sind die den oben erwähnten Momentaufnahmen entsprechenden Messwerte gekennzeichnet.

$$\begin{aligned} M_1 &= e_1 \cdot Q \\ M_2 &= e_2 \cdot Q \\ M &= M_1 + M_2 \end{aligned} \quad (11)$$

Generell wird das Moment 2. Ordnung ( $M$ ), das heisst die Summe des Moments 1. Ordnung ( $M_1$ ) und des Momentbeitrags 2. Ordnung ( $M_2$ ) als „das Moment“ bezeichnet.

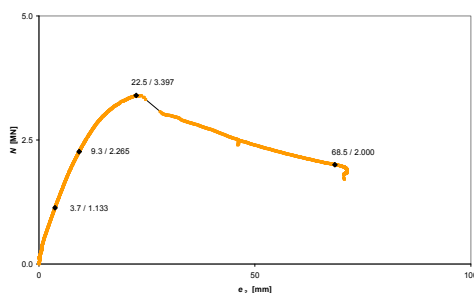


Abbildung 35: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft (Stütze S2-5)

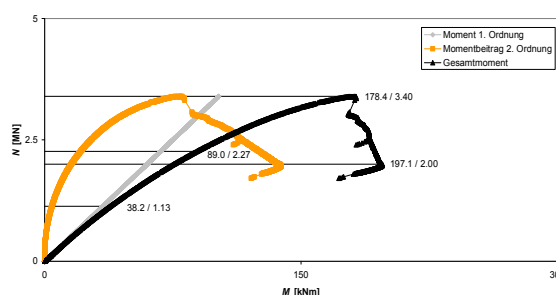


Abbildung 36: Moment – Normalkraft (Stütze S2-5)

Im **Krümmungs-Moment-Diagramm** (siehe Abbildung 37) sind die Messkurven sämtlicher 5 Messquerschnitte eingezeichnet. Schwarz hervorgehoben ist die Kurve für den SQS. Die Kurven der 4 anderen Messquerschnitte, sind in der Regel in einem hellen Grau dargestellt. Die Krümmung  $\kappa_{QSX}$  errechnet sich aus den Verformungen  $u_{QSXost}$  und  $u_{QSXwest}$  der östlichen und westlichen Randfasern (Gleichung (12)). Dazu werden die Messwerte der Omegas verwendet, weshalb man eine durchschnittliche Krümmung über 10 cm Messlänge erhält. Mit einer dunkelgrauen Linie ist in der unteren linken Ecke ausserdem der Bildausschnitt markiert, der im anschliessenden Diagramm vergrössert dargestellt wird.

$$\kappa = \kappa_{QSX} = \frac{u_{QSXost} - u_{QSXwest}}{l_m \cdot D} \quad (12)$$

In Gleichung (12) bezeichnet  $l_m$  die Messlänge der Omega-Dehnungsmesser und  $D$  den Querschnittsdurchmesser. Die Messlänge beträgt  $l_m = 100$  mm.

Im **vergrösserten Krümmungs-Moment-Diagramm** (siehe Abbildung 38) ist der Anfang des Diagramms vergrössert dargestellt. Zusätzlich zu den im vorhergehenden Abschnitt beschriebenen Kurven ist hier eine orangefarbene Tendenzgerade eingezeichnet, aus der sich die Anfangssteifigkeit des SQS ablesen lässt. Sofern nicht anders angegeben, werden für die Berechnung der Tendenzgerade die Messwerte bis zur ersten Momentaufnahme verwendet. Die Geradengleichung dieser Tendenzgeraden ist jeweils angegeben. Aus ihr kann leicht die Steigung der Geraden, und damit die Anfangssteifigkeit des Querschnitts, abgelesen werden. Auch in diesem Graph sind durch schwarze Punkte die Messwerte, die den Momentaufnahmen entsprechen, hervorgehoben. Allerdings ist wegen der Vergrösserung manchmal bereits der Messwert der ersten Momentaufnahme ausserhalb des dargestellten Bereichs.

$$EI = \frac{dM}{d\kappa} \quad (13)$$

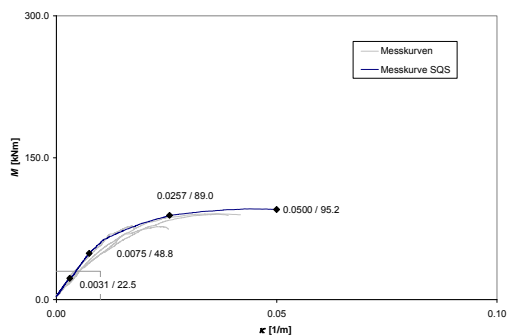


Abbildung 37: Krümmung – Moment (Stütze S1-2)

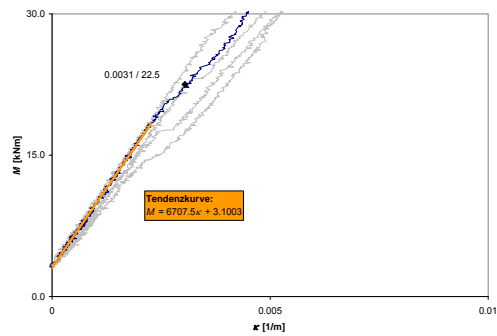


Abbildung 38: Krümmung – Moment (vergrößert) (Stütze S1-2)

In einem weiteren Diagramm ist das Moment 2. Ordnung gegen die **Lage der neutralen Achse** aufgetragen (siehe Abbildung 39). Die Messwerte stammen aus dem SQS. Auch hier sind die Messwerte der Momentaufnahmen durch dicke schwarze Punkte markiert. Die Lage der neutralen Achse wird aus den Dehnungen der östlichen und westlichen Randfasern errechnet. Dazu werden wiederum die Messwerte der Omegas verwendet. Zur Bestimmung der Lage der neutralen Achse wird die Hypothese von Bernoulli über das Planbleiben der Querschnitte angewandt. Es gilt zu bedenken, dass die Lage der neutralen Achse dabei aus dem Quotienten der Dehnungen der östlichen und der westlichen Randfaser errechnet wird. Beide Dehnungen sind anfangs verglichen mit der Messgenauigkeit sehr klein, was dazu führt, dass die Genauigkeit der Messwerte für die Lage der neutralen Achse erst sehr schlecht ist und sich dann ständig verbessert. Die Variable  $x$  bezeichnet den Abstand der neutralen Achse von der gezogenen (westlichen) Randfaser (siehe Gleichung (14)).

$$x = D \frac{u_{SQSwest}}{u_{SQSwest} - u_{SQSost}} \quad (14)$$

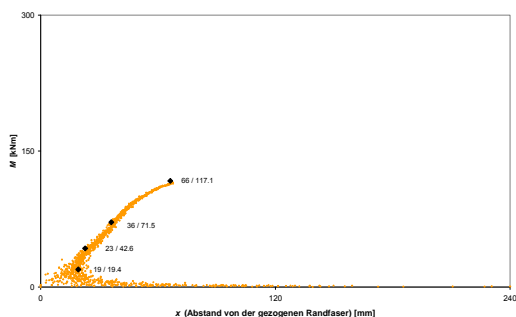


Abbildung 39: Lage der neutralen Achse im Symmetriequerschnitt (Stütze S1-1)

## 4.2 VERSUCHSERGEBNISSE IM EINZELNEN

### S1-1: 30 mm Lastausmitte

Die Stütze S1-1 wird mit einer Lastausmitte von  $e_l = 30$  mm getestet. Der Versuch erfolgt bei einem Betonalter von 25 Tagen.

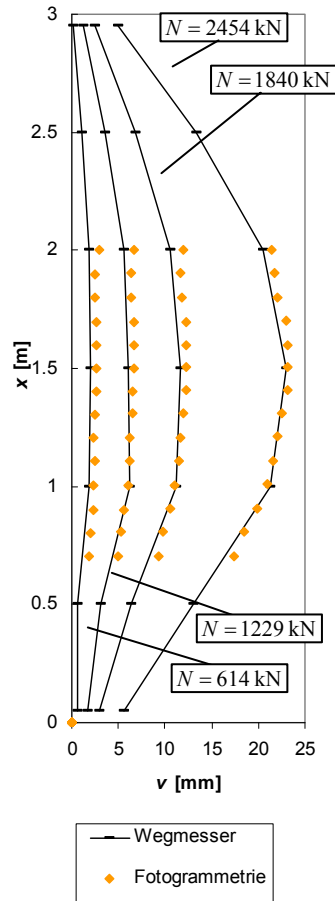


Abbildung 40: Entwicklung der Verformung

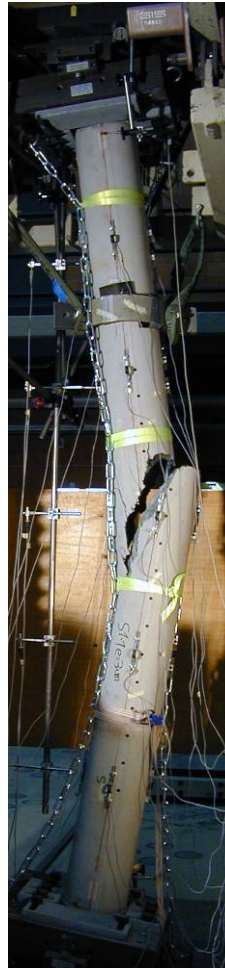


Abbildung 41: Bruchbild



Abbildung 42: Bruchfläche

Die Kraft steigt kontinuierlich an. Der Bruch erfolgt schlagartig bei Erreichen der maximalen Axiallast von  $N = 2454$  kN. Abbildung 41 zeigt die Stütze nach dem Bruch. Der Bruch konzentriert sich auf den Mittelteil des Prüfkörpers. Der Rest der Stütze, insbesondere der Fuss- und der Kopfbereich, ist nach visueller Untersuchung völlig ungerissen.

Die Bruchfläche ist klar in 2 Zonen geteilt. Die eine (links in Abbildung 42) ist die Druckbruchzone. Sie ist gegenüber der Bauteilachse nur leicht geneigt (ungefähr  $15^\circ$ ). Die Bruchfläche in der Zugbruchzone steht hingegen weitgehend senkrecht zur Bauteilachse. Die Druckbruchzone hat eine Tiefe von ungefähr 16 cm, die restlichen 8 cm entfallen auf die Zugbruchzone.



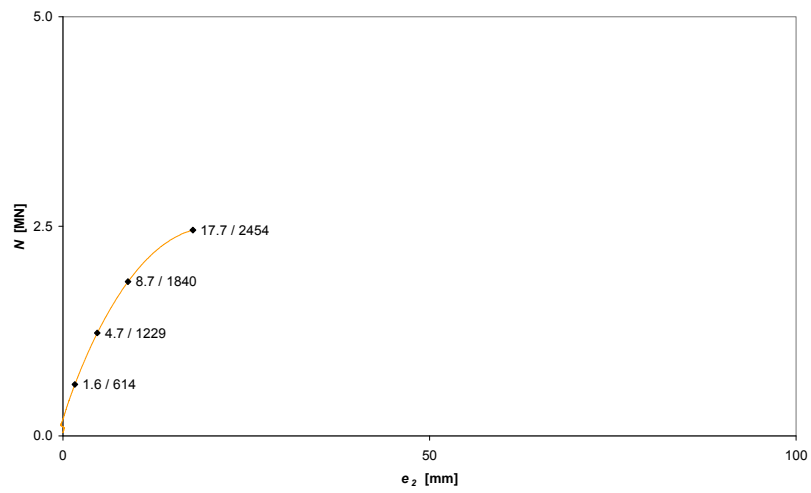


Abbildung 43: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft

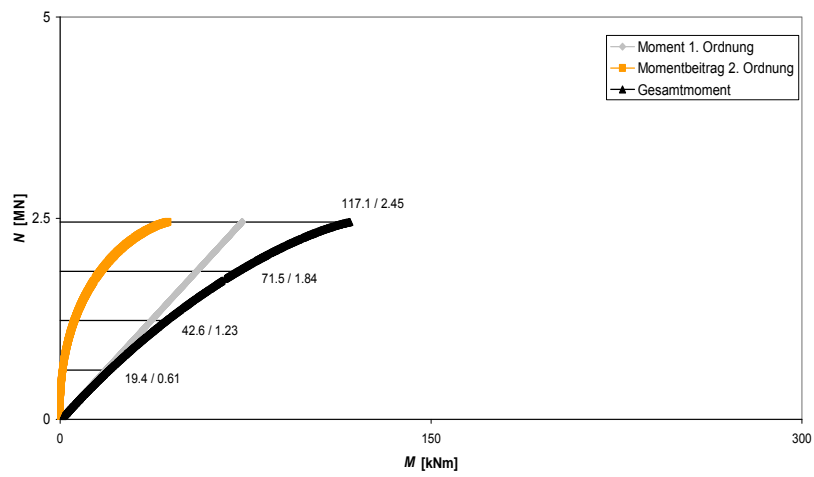


Abbildung 44: Moment – Normalkraft

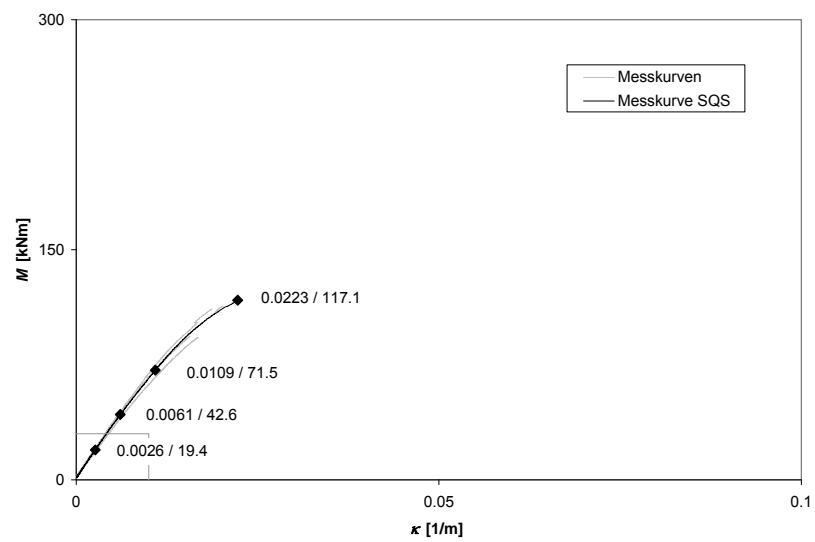


Abbildung 45: Krümmung – Moment

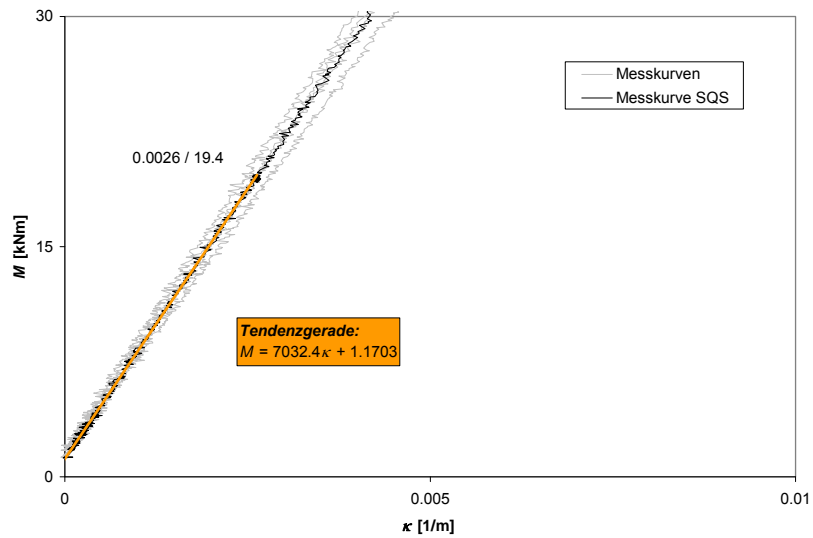


Abbildung 46: Krümmung – Moment (vergrößert)

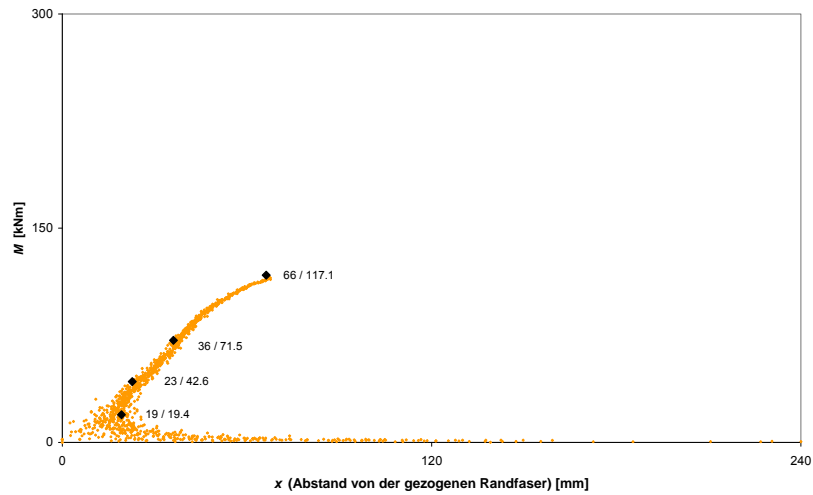


Abbildung 47: Lage der neutralen Achse im SQS

Wenn man einen Elastizitätsmodul von  $E = 46 \text{ GPa}$  ansetzt, beträgt die theoretische Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts  $EI_{th} = 7.49 \text{ MNm}^2$ . Der aus der Steigung der Moment-Krümmungs-Kurve (siehe Abbildung 46) berechnete Wert der Anfangssteifigkeit liegt mit  $EI_0 = 7.03 \text{ MNm}^2$  etwas tiefer.

Da die Lasteintragung auf dem Rand des Querschnittskerns erfolgt, ist die theoretische Lage der neutralen Achse zu Beginn in der westlichen (der „gezogenen“) Randfaser, das heisst bei  $x = 0$  (vergleiche Abbildung 47).

## S1-2: 60 mm Lastausmitte

Die Stütze S1-2 wird mit einer Lastausmitte von  $e_l = 60$  mm getestet. Der Versuch erfolgt bei einem Betonalter von 20 Tagen.

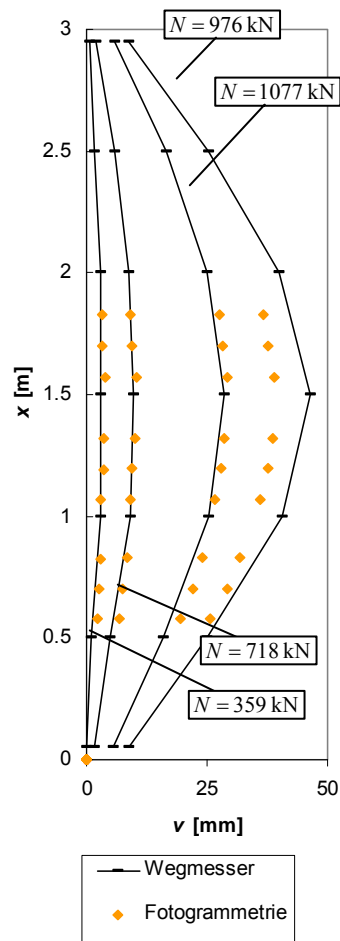


Abbildung 48: Entwicklung der Verformung

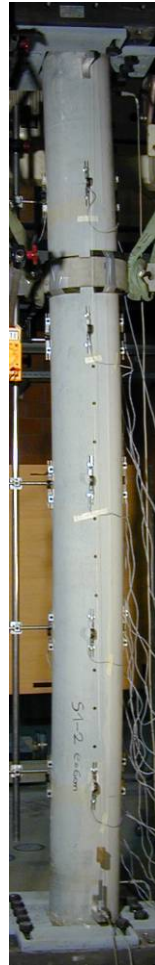


Abbildung 49: Bei einer Axiallast von  $N = 1071$  kN



Abbildung 50: Die Bruchfläche in Seitenansicht (oberes Bild) und schräg von oben (unteres Bild)

Die Kraft steigt erst lange kontinuierlich an und erreicht mit  $N = 1077$  kN ihr Maximum. Anders als bei Versuch S1-1 findet der Bruch nicht unmittelbar mit Erreichen der Maximallast statt. Vielmehr geht die Kraft wieder kontinuierlich zurück, während das Moment 2. Ordnung weiter zunimmt, bevor die Stütze bei einer Axiallast von  $N = 976$  kN zerbricht.

Abbildung 49 zeigt die Stütze unter maximaler Axiallast. Bis unmittelbar vor dem Bruch sind von Auge keinerlei Risse zu erkennen. Der Bruch konzentriert sich auf den Mittelteil des Prüfkörpers. Der Rest der Stütze, insbesondere auch der Fuss- und der Kopfbereich, ist nach visueller Untersuchung völlig ungerissen.

Die Bruchfläche lässt sich wie im Versuch S1-1 in eine Druck- und eine Zugbruchzone teilen. Die Druckbruchzone macht hier ungefähr 5.5 cm aus, die Zugbruchzone 18.5 cm. Die Druckbruchzone ist in mehrere Schollen gespalten, deren Bruchflächen jeweils nur leicht gegenüber der Bauteilachse geneigt sind. Die Zugbruchfläche ist am gezogenen Rand weitgehend senkrecht zur Bauteilachse und krümmt sich zur Mitte der Stütze hin.

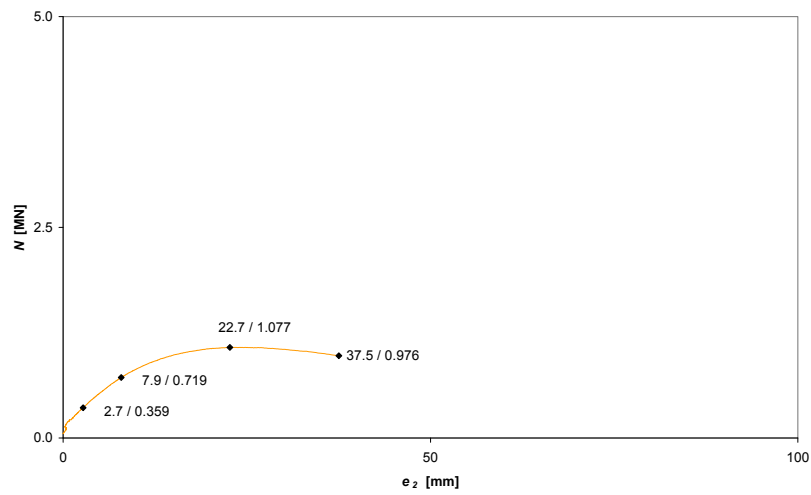


Abbildung 51: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft

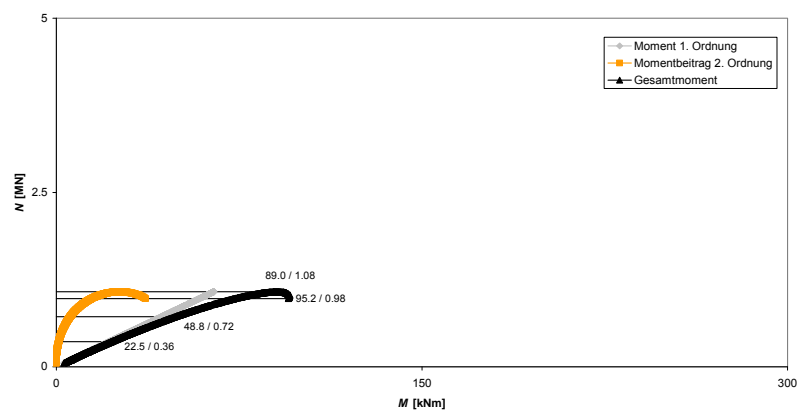


Abbildung 52: Moment – Normalkraft

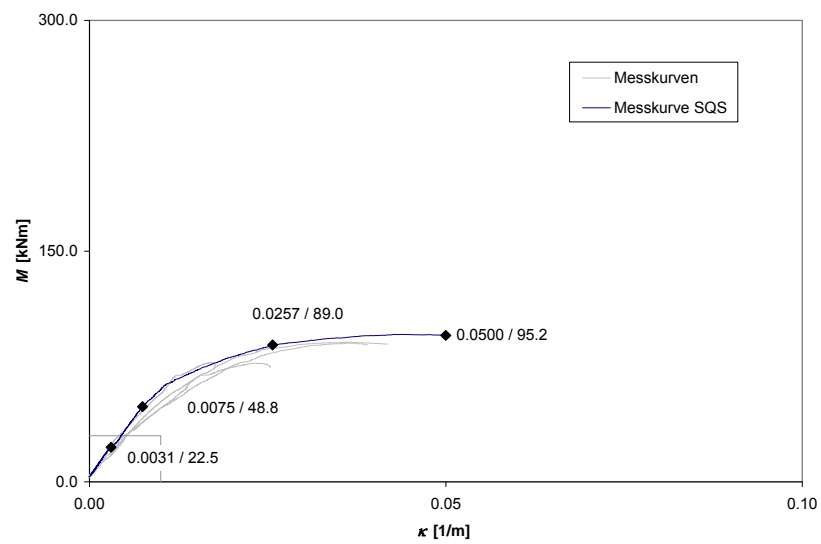


Abbildung 53: Krümmung – Moment

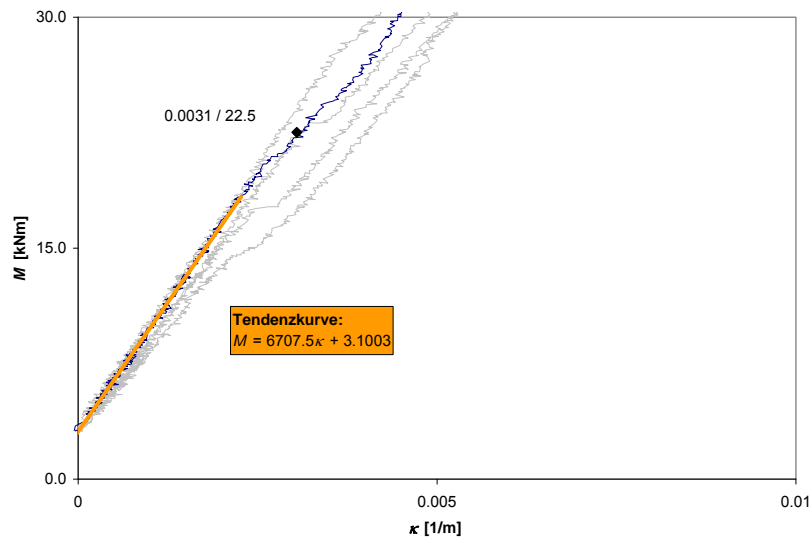


Abbildung 54: Krümmung – Moment (vergrössert)

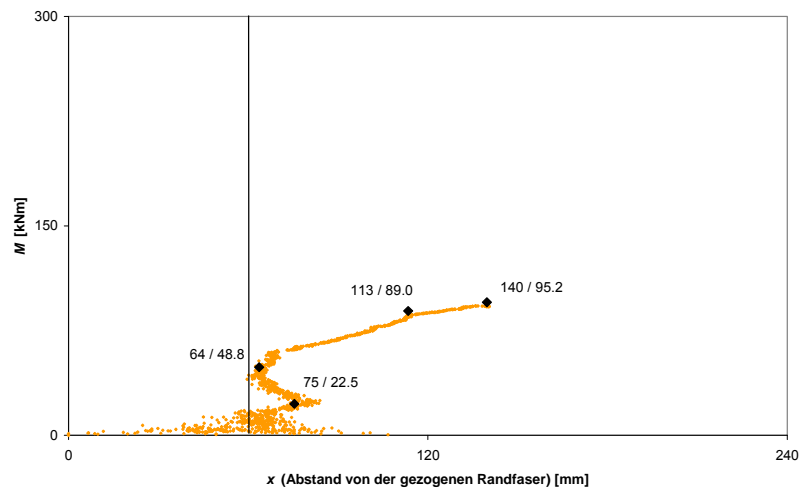


Abbildung 55: Lage der neutralen Achse im SQS. (Durch einen vertikalen schwarzen Strich ist  $x = 60$  mm gekennzeichnet)

Die neutrale Achse liegt anfangs bei ungefähr  $x = 60$  mm, was der theoretischen Position im ungerissenen Querschnitt entspricht. (siehe Abbildung 55). In der Folge verschiebt sich die neutrale Achse Richtung Querschnittsmitte. Zwischen  $N = 400$  und  $450$  kN kehrt sich diese Tendenz um bis die Bewegung nach  $N = 650$  kN wieder von der gezogenen Randfaser wegführt.

### S1-3: 15 mm Lastausmitte

Die Stütze S1-3 wird mit einer Lastausmitte von  $e_l = 15 \text{ mm}$  geprüft. Der Versuch erfolgt bei einem Betonalter von 26 Tagen.

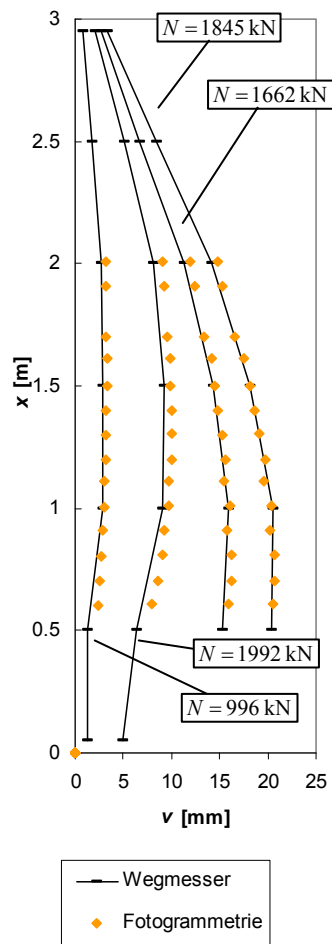


Abbildung 56: Entwicklung der Verformung



Abbildung 57: Bruch am Fuss der Stütze



Abbildung 58: Die Bruchstelle von Süden (oben) und von Norden (unten)

Die Stütze bricht bei einer Axiallast von 1992 kN. Der frühzeitige Bruch findet nicht auf Grund des Momentes 2. Ordnung in der Bauteilmitte, sondern im Lasteinleitungsbereich am Stützenfuss statt. Nach Erreichen der Maximallast fällt die Kraft rasch unter 1900 kN. In der Folge sinkt die Kraft langsam weiter bis auf ca. 1660 kN bevor sie wieder nach und nach bis auf 1845 kN steigt. Nachdem die Kraft nach dieser Marke wieder kontinuierlich zurückgeht, wird der Versuch abgebrochen, da kaum mehr Hoffnung besteht, dass die Kraft noch einmal so weit steigen wird, dass es zu einem Bruch auf Grund des Momentes 2. Ordnung kommen wird. Beim Bruch am Stützenfuss bildet sich ein Riss unter der Verankerung des Wegmessers, der die Horizontalverschiebung misst. Dadurch fällt diese ab, weshalb im Nachbruchbereich die entsprechenden Messungen fehlen. Die Ausmitte 2. Ordnung, für deren Berechnung dieser Messwert benötigt wird, ist deshalb im Nachbruchbereich nicht zuverlässig zu berechnen.

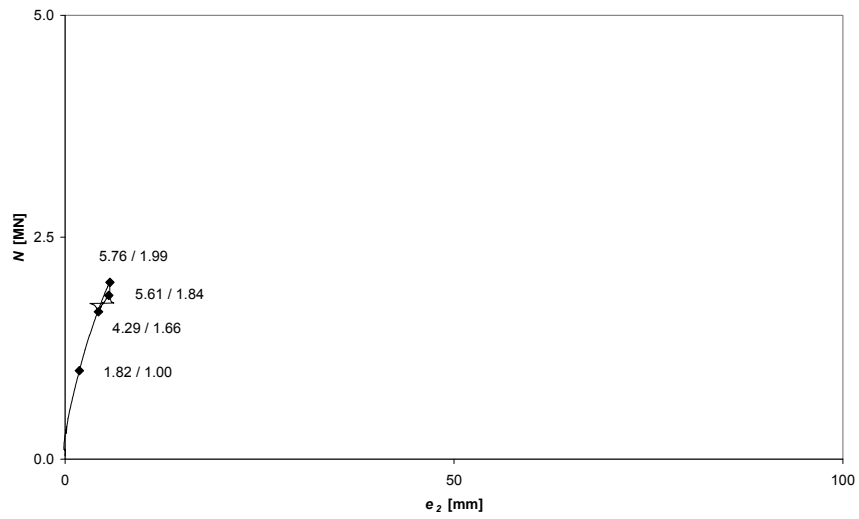


Abbildung 59: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft

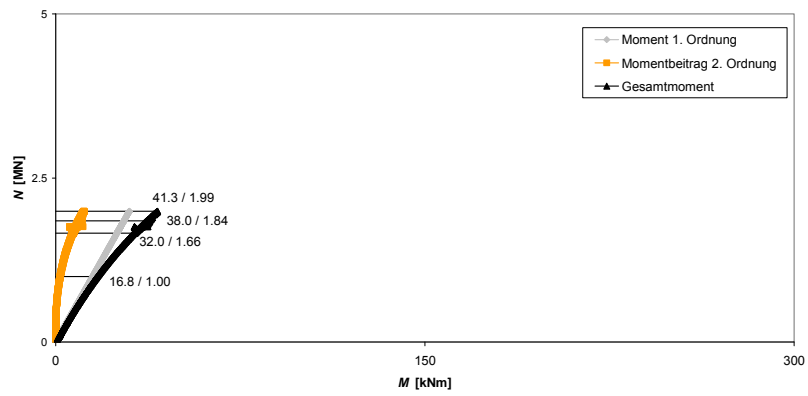


Abbildung 60: Moment – Normalkraft

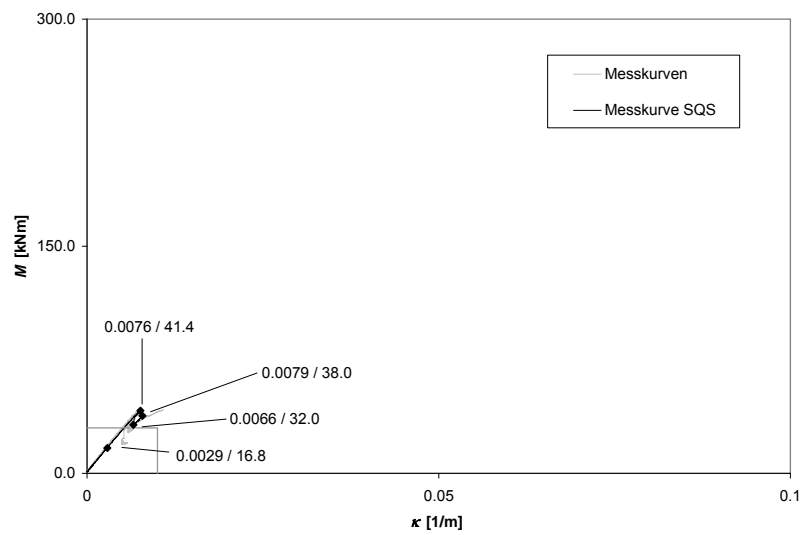


Abbildung 61: Krümmung – Moment

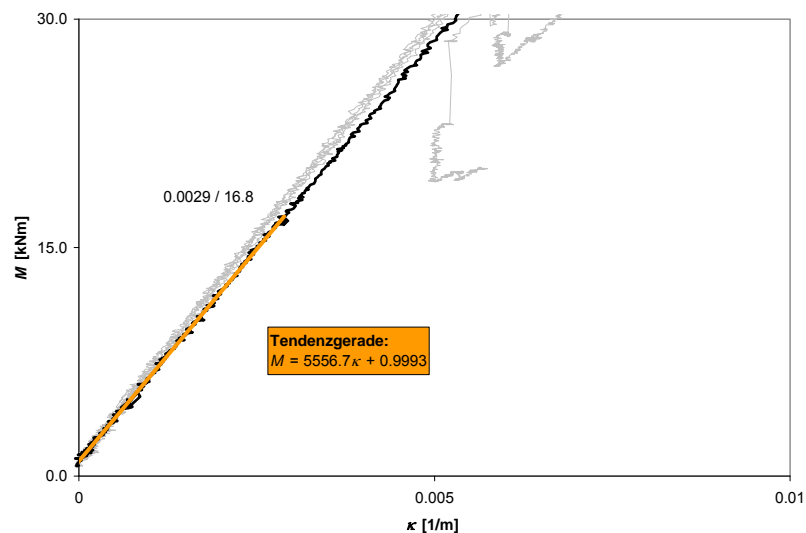


Abbildung 62: Krümmung – Moment (vergrössert)

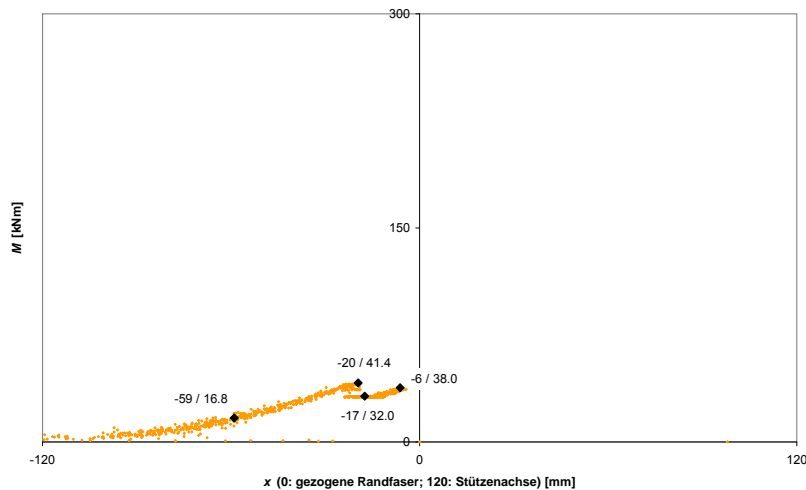


Abbildung 63: Die neutrale Achse liegt bei diesem Versuch jenseits der westlichen Randfaser

Aus der Krümmungs-Moment-Kurve (siehe Abbildung 62) lässt sich die Anfangssteifigkeit des Querschnitts auf  $EI_0 = 5.56 \text{ MNm}^2$  berechnen. Dies ist eine sehr geringe Steifigkeit, die einem E-Modul von  $E = 34.1 \text{ GPa}$  entspräche. Allerdings gilt es zu beachten, dass bei einer Ausmitte der Lasteinleitung von nur 1.5 cm der Einfluss einer möglichen Ausmitte infolge geometrischer Imperfektionen sehr gross ist. Wenn man eine zusätzliche Ausmitte von  $e_0 = 0.8 \text{ cm}$  annimmt, wie sie nach Norm zulässig ist, so erhält man bereits eine Anfangssteifigkeit von  $EI_0 = 8.25 \text{ MNm}^2$ , was ein E-Modul von  $E = 50.7 \text{ GPa}$  ergibt.

Bei einer Ausmitte der Lasteinleitung von  $e_1 = 15 \text{ mm}$  ist die theoretische Ausgangsposition der neutralen Achse bei  $x = -120 \text{ mm}$ , das heisst, 12 cm ausserhalb des Querschnitts jenseits der westlichen („gezogenen“) Randfaser (vergleiche Abbildung 63).



### S1-4: 40 mm Lastausmitte

Die Stütze wird mit einer Lastausmitte von  $e_1 = 40$  mm geprüft. Der Versuch erfolgt bei einem Betonalter von 144 Tagen.

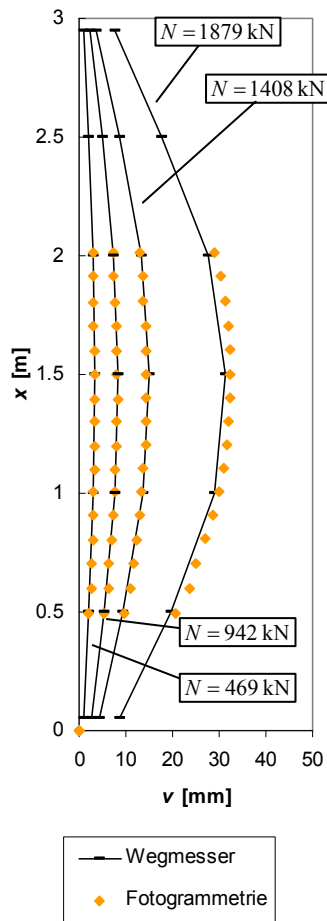


Abbildung 66: Entwicklung der Verformung



Abbildung 64: Zugrisse



Abbildung 65: Bruchfläche



Abbildung 67: Bruchfläche

Die Kraft steigt kontinuierlich bis zum Maximalwert von  $N = 1879$  kN. Auf diesem Wert stabilisiert sie sich ungefähr eine Minute, oder 0.24 mm Maschinenweg, bevor die Stütze in einem explosionsartigen Bruch in zwei Teile zerbricht. Während der Belastung finden bei ca.  $N = 950$  kN erste kleine Abplatzungen am Stützenfuss statt. Bei ungefähr  $N = 1500$  kN kann auf halber Stützhöhe der erste Zugriss beobachtet werden. Mehrere Zugrisse öffnen sich danach deutlich, bevor die Stütze zerbricht (siehe Abbildung 64).

Der Druckbruchzone der Bruchfläche ist ungefähr 7 cm tief, die Zugbruchzone entsprechend 17 cm.

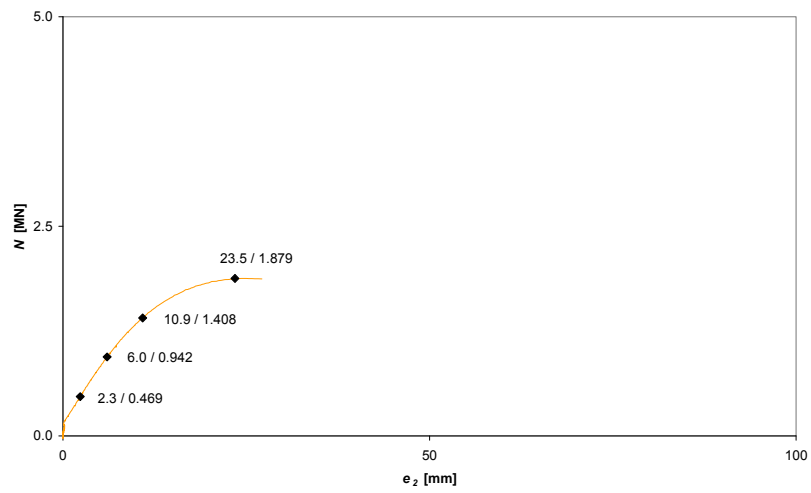


Abbildung 68: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft

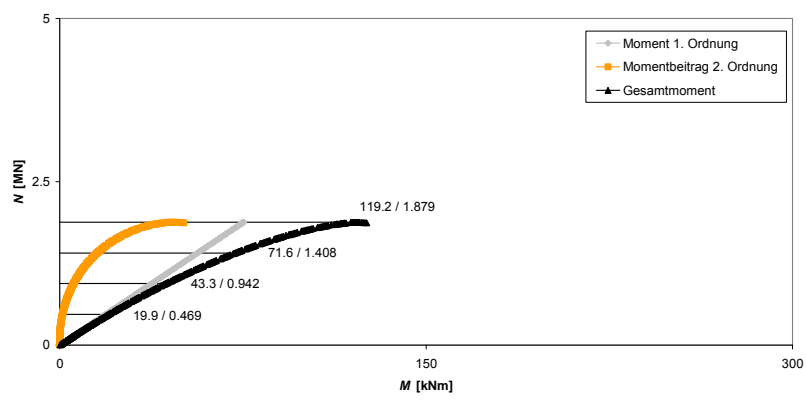


Abbildung 69: Moment – Normalkraft

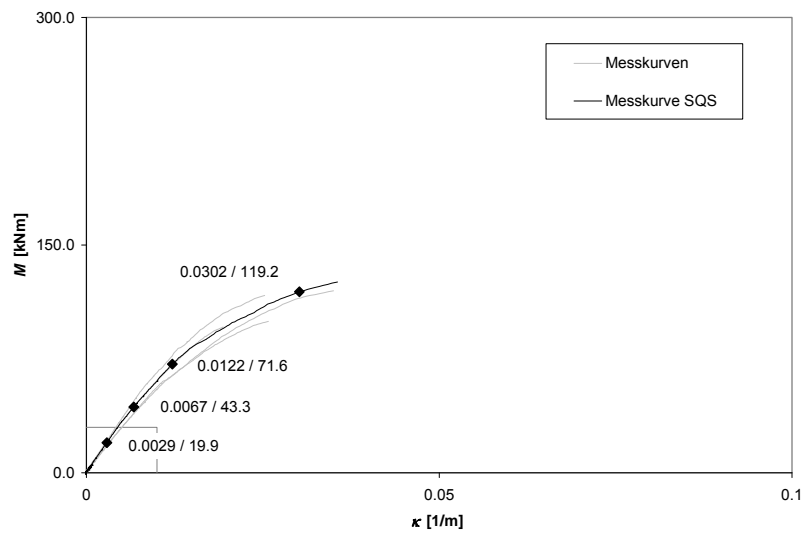


Abbildung 70: Krümmung – Moment

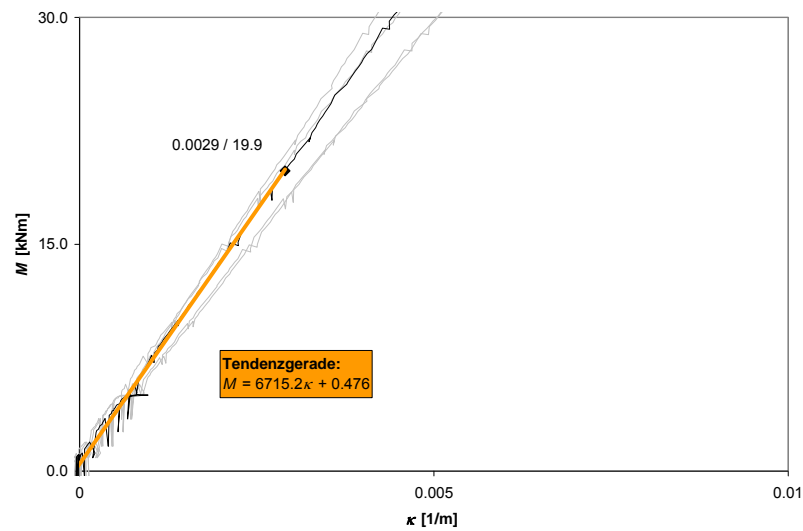


Abbildung 71: Krümmung – Moment (vergrössert)

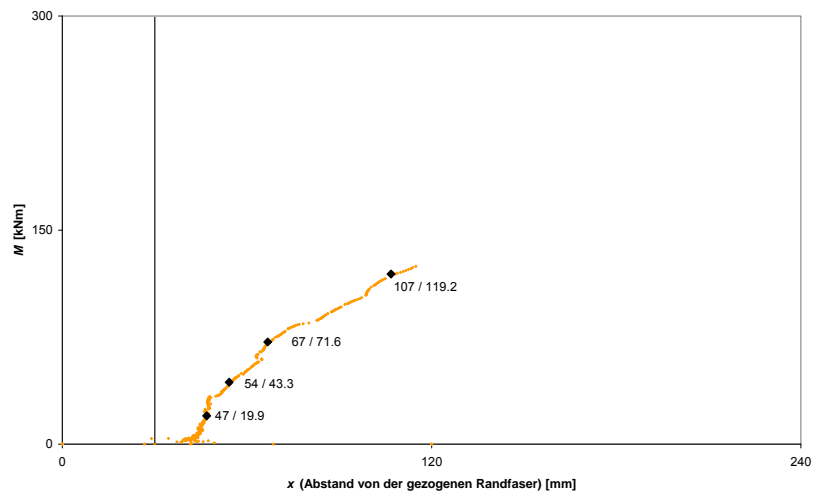


Abbildung 72: Lage der neutralen Achse im SQS (mit einer vertikalen Linie ist  $x = 30$  mm markiert)

Nach Erreichen des Maximums sinkt die Axiallast leicht ab. Das Moment steigt dabei aufgrund der zunehmenden Verformung der Stütze aber weiter (siehe Abbildung 69).

Die theoretische Ausgangsposition der neutralen Achse liegt bei  $x = 30$  mm (vergleiche Abbildung 72).

## S2-5: 30 mm Lastausmitte

Die Stütze S2-5 wird mit einer Lastausmitte von  $e_l = 30$  mm belastet. Der Versuch wird bei einem Betonalter von 21 Tagen durchgeführt.

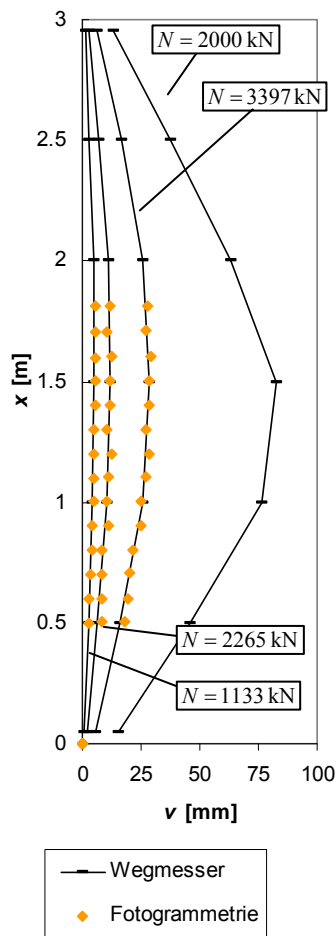


Abbildung 73: Entwicklung der Verformung

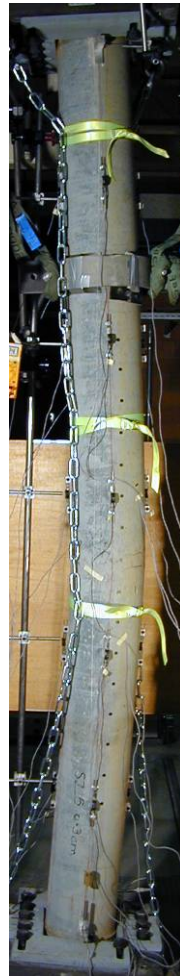


Abbildung 74: Die Stütze nach dem Lastmaximum bei  $N = 2024$  kN



Abbildung 75: Plastisches Gelenk ungefähr 1.3 m über dem Stützenfuss

Ergebnisse der Fotogrammetrie liegen nicht bis zum Ende des Versuchs vor, da bei zahlreichen Bildern die verfolgten Punkte von Zuschauern verdeckt werden. Anhand der in Abbildung 73 dargestellten Verformungsentwicklung lässt sich erkennen, dass sich auf einer Höhe zwischen 1 und 1.5 m über dem Stützenfuss ein plastisches Gelenk bildet.

In den Abbildung 74 und Abbildung 75 ist das plastische Gelenk zu sehen. Auf der Druckseite (links) bildet sich eine Vielzahl von zusammenhängenden Rissen, die in alle Richtungen verästelt sind. Auf der Zugseite (rechts) gehen 2 Zugrisse auf. Die Beobachtungen haben gezeigt, dass die Zugrisse in der Regel dort entstehen, wo bereits Schwindrisse vorliegen.

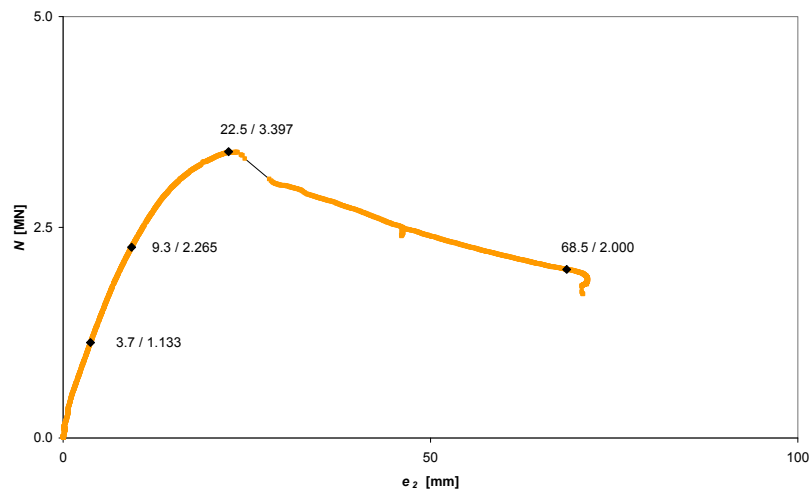


Abbildung 76: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft

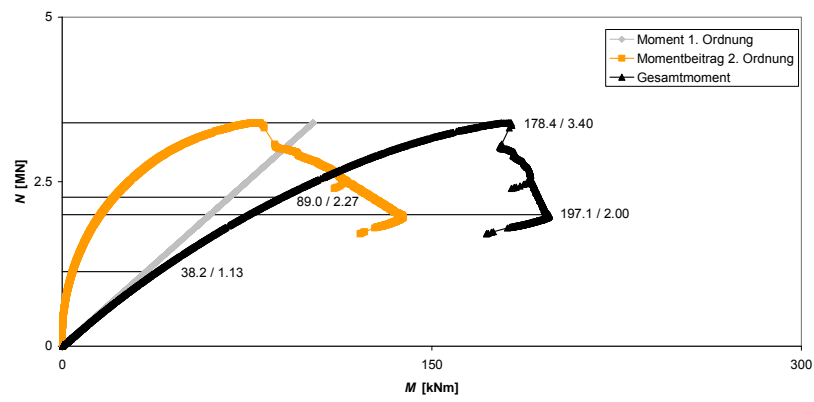


Abbildung 77: Moment – Normalkraft

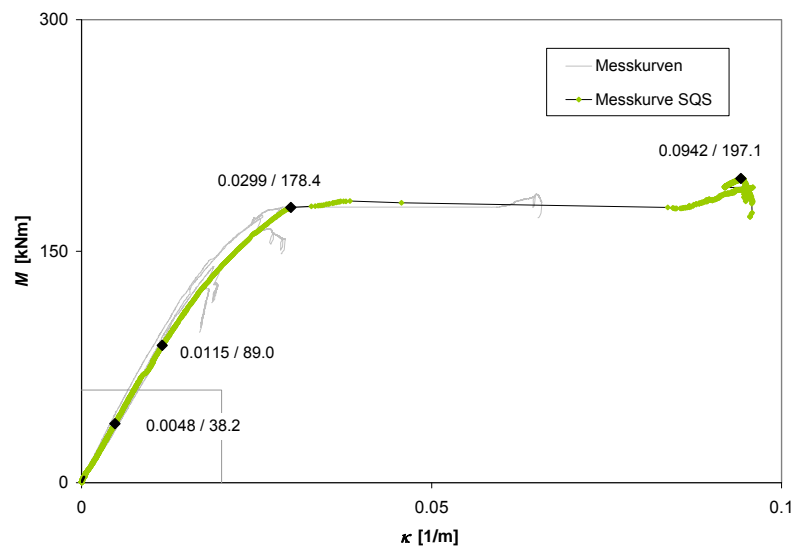


Abbildung 78: Krümmung – Moment

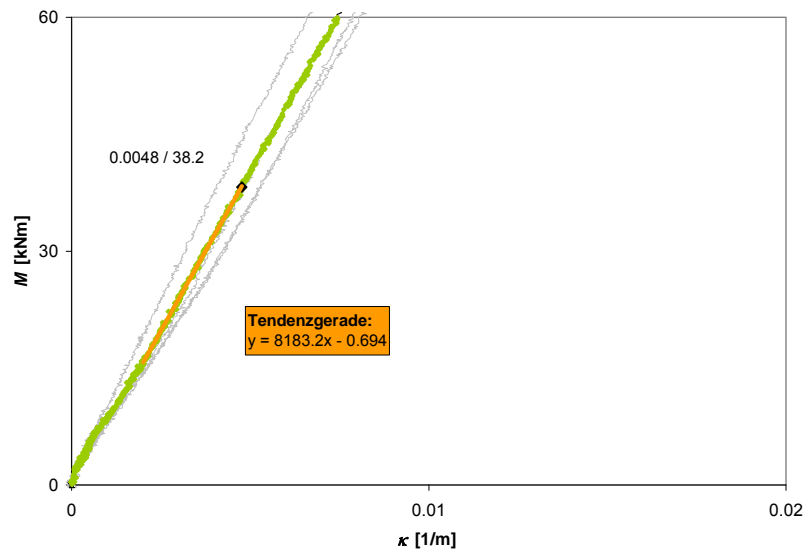


Abbildung 79: Krümmung – Moment (vergrössert). Es gilt zu beachten, dass der Massstab hier halb so gross ist wie bei den anderen Versuchen.

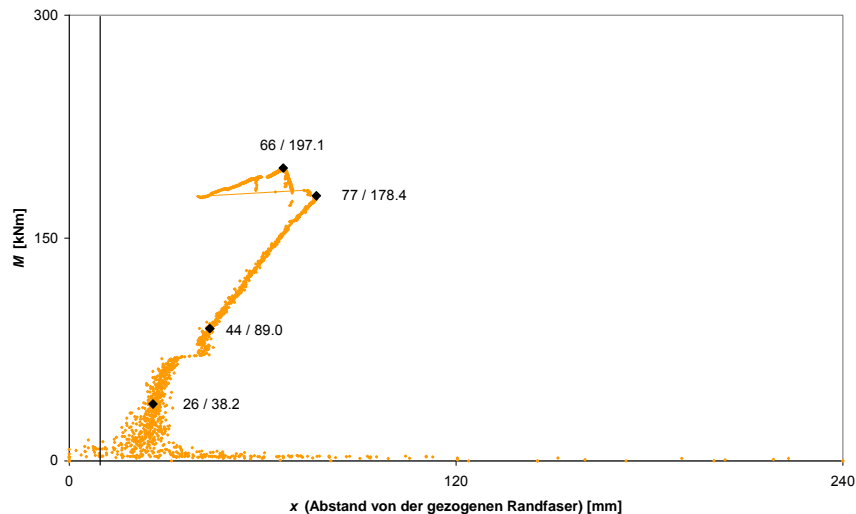


Abbildung 80: Lage der neutralen Achse im SQS (mit einer vertikalen schwarzen Linie ist  $x = 9 \text{ mm}$  markiert)

Die Moment-Normalkraft-Kurve (siehe Abbildung 77) zeigt, dass das Moment auch nach Überschreiten der Maximallast weitgehend konstant bleibt.

Die Krümmung entwickelt sich mit steigendem Moment erst kontinuierlich und macht dann bei Erreichen der Maximallast von  $N = 3397 \text{ kN}$  einen Sprung. Anschliessen entwickelt sich die Krümmung wieder kontinuierlich, während das Moment weitgehend konstant bleibt. Der zweite, grössere, Sprung der Krümmung ist beim Kraftabfall auf  $N = 3074 \text{ kN}$  zu beobachten. Die Krümmung steigt dabei aber nicht augenblicklich, der „Sprung“ scheint sich vielmehr über mehrere Sekunden zu erstrecken. Dies kann daraus ersehen werden, dass ein Messwert zwischen Ausgangs- und Endmesswert des Sprungs zu liegen kommt (siehe Abbildung 78).

Da es am Anfang der Belastung dieses Prüfkörpers zu einer leichten Starrkörperbewegung kommt, müssen die Messwerte der Horizontalverschiebung nachträglich korrigiert werden. Dies führt dazu, dass die Messwerte für die Horizontalverschiebungen erst nach Abschluss dieser Starrkörperbewegung

zuverlässig sind. Das gleiche gilt für das Moment 2. Ordnung, das sich aus diesen Horizontalverschiebungen errechnet. Aus diesem Grund werden zur Errechnung der Anfangssteifigkeit des Querschnitts in diesem Falle ausnahmsweise die ersten Messwerte nicht berücksichtigt (siehe Abbildung 79).

Die theoretische Ausgangsposition der neutralen Achse liegt bei  $x = 9 \text{ mm}$  (vergleiche Abbildung 80).

### S2-6: 40 mm Lastausmitte

Die Stütze S2-6 wird mit einer Lastausmitte von  $e_l = 40 \text{ mm}$  getestet. Der Versuch wird bei einem Betonalter von 145 Tagen durchgeführt.

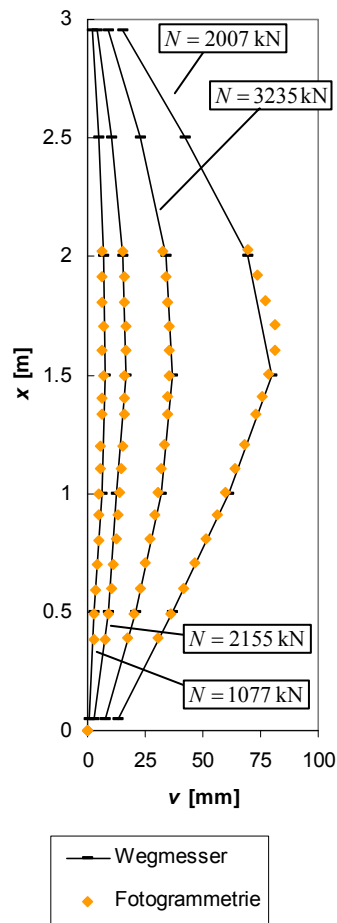


Abbildung 81: Entwicklung der Verformung

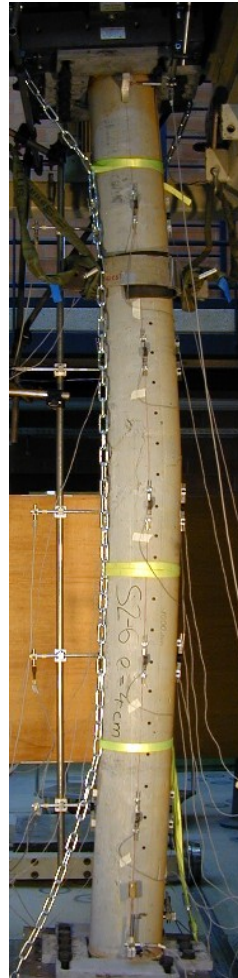


Abbildung 82: Verformung im Nachbruchbereich (bei  $N = 1978 \text{ kN}$ )



Abbildung 83: Das plastische Gelenk von Norden (oben) und von Osten

Die Last steigt kontinuierlich bis zum Maximalwert von  $N = 3235 \text{ kN}$ . Nach Erreichen dieses Wertes fällt die Last erst zügig auf  $N = 2786 \text{ kN}$  ab. Von diesem Niveau aus sinkt sie dann langsam und kontinuierlich weiter. Das plastische Gelenk bildet sich ungefähr  $1.75 \text{ m}$  über dem Stützenfuss.

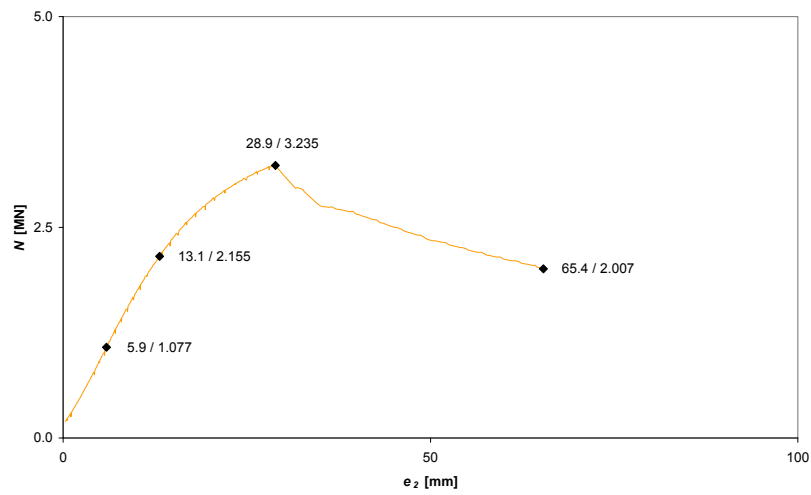


Abbildung 84: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft

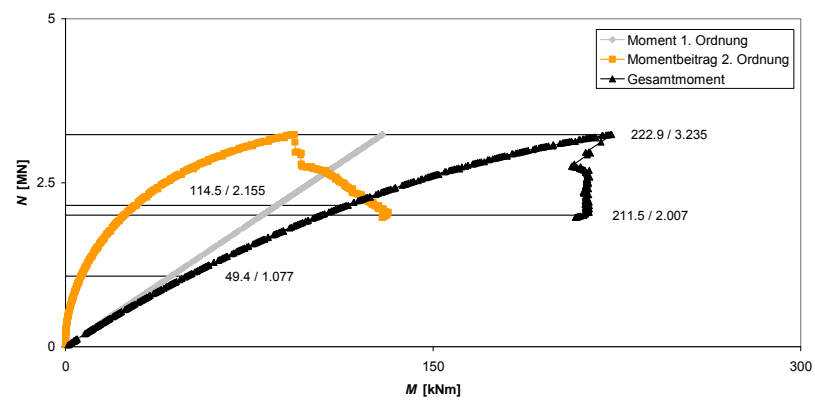


Abbildung 85: Moment – Normalkraft

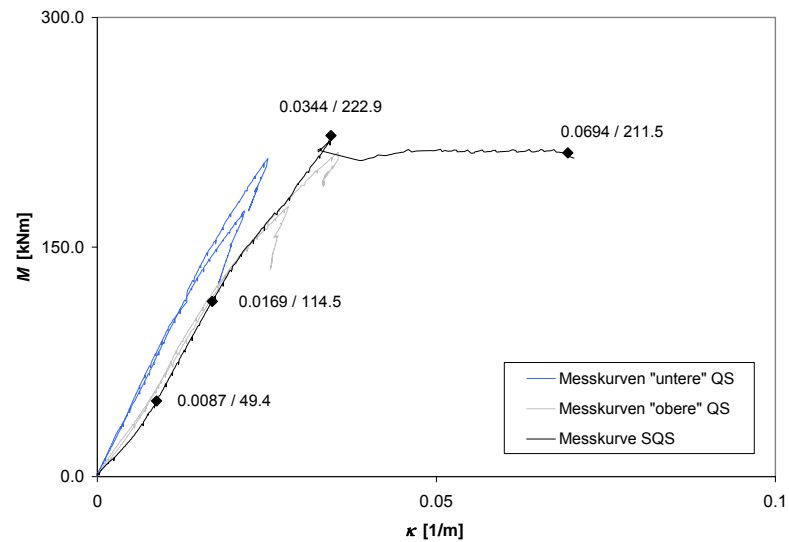


Abbildung 86: Krümmung – Moment



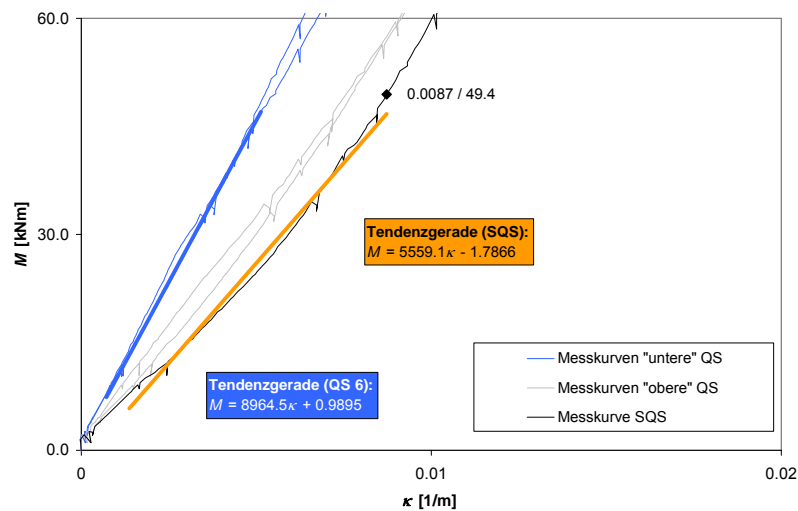


Abbildung 87: Krümmung – Moment (vergrössert)

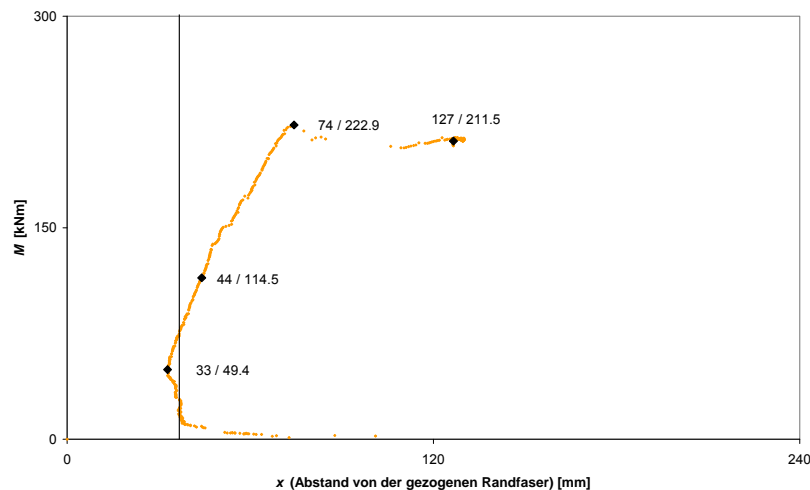


Abbildung 88: Lage der neutralen Achse im SQS (eine schwarze vertikale Linie markiert  $x = 36 \text{ mm}$ )

Das Moment bleibt im Nachbruchbereich, nach dem Erreichen der Maximallast, weitgehend konstant (siehe Abbildung 85).

Der theoretische Wert der Anfangssteifigkeit des Querschnitts liegt bei  $EI_{th} = 10.6 \text{ MNm}^2$ , die Stiefigkeit der Bewehrungsstäbe ohne Berücksichtigung des Beton beträgt  $EI_{Stäbe} = 3.9 \text{ MNm}^2$ . Da zwischen Messung 23 und 24 die Wegmesser neu positioniert werden müssen, sind die ersten 23 Messungen für die Berechnung der Tendenzgeraden in Abbildung 87 nicht berücksichtigt. Sämtliche Querschnitte weisen im Versuch eine deutlich geringere Biegesteifigkeit auf (siehe Abbildung 87). Dabei fällt auf, dass vor allem die „oberen“ Querschnitte und der SQS, das heisst also die Querschnitte ab einer Höhe von 1.5 m eine ausgesprochen geringe Steifigkeit zeigen. Ein ähnliches Bild zeigt sich auch, wenn man die Momente 1. und 2. Ordnung mit dem elastischen Moment aus den Omegas vergleicht (siehe Abbildung 89).

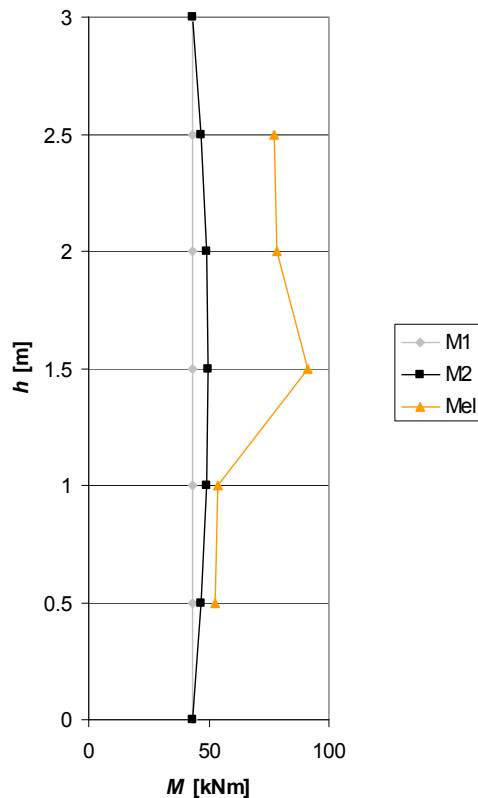


Abbildung 89: Momente 1. und 2. Ordnung, sowie das elastische Moment aus den Omegas. (im SQS bei der ersten Momentaufnahme,  $N = 1077 \text{ kN}$ )

Die theoretische Ausgangsposition der neutralen Achse liegt unter Annahme einer elastischen Spannungsverteilung bei  $x = 36 \text{ mm}$  (vergleiche Abbildung 88). Dass die Nullachse nach der Berechnung erst näher an der gezogenen Randfaser liegt als sie theoretisch sollte, deutet vielleicht darauf hin, dass in diesem Bereich auf der Druckseite Schwindrisse zusammengedrückt werden. Dies würde erklären, weshalb die Biegesteifigkeit in dieser Phase deutlich unter dem theoretischen Wert liegt und später, nachdem die Schwindrisse zusammengedrückt sind, sich diesem Wert annähert (ohne ihn jedoch zu erreichen). Damit lässt sich allerdings noch nicht erklären, weshalb die Anfangsbiegesteifigkeit in den oberen 3 Querschnitten deutlich geringer ist als in den unteren zweien.

### S3-7: 40 mm Lastausmitte

Die Stütze S3-7 wird mit einer Lastausmitte von  $e_1 = 40$  mm getestet. Der Versuch wird bei einem Betonalter von 146 Tagen durchgeführt.

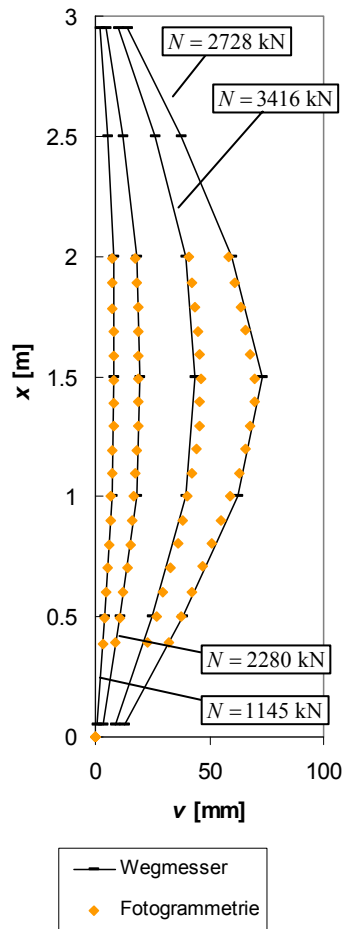


Abbildung 92: Entwicklung der Verformung



Abbildung 90: Plastisches Gelenk aufgenommen von der Druckseite



Abbildung 91: Zugrisse auf der Höhe des plastischen Gelenks



Abbildung 93: Hohlraum über der Endplatte am Stützenfuß

Die Last steigt kontinuierlich bis zum Maximalwert von  $N = 3235$  kN. Nach Erreichen dieses Wertes fällt die Last innerhalb von 40 Sekunden auf  $N = 2786$  kN ab. Von diesem Niveau aus sinkt sie dann langsam und kontinuierlich weiter. Das plastische Gelenk bildet sich ungefähr 1,75 m über dem Stützenfuß.

Wie auch einige andere Stützen, weist auch die Stütze S3-7 einen sichtbaren Hohlraum auf über der unteren Endplatte (siehe Abbildung 93). In diesem Fall führt diese Schwachstelle zum Glück nicht zu einem vorzeitigen Bruch des Prüfkörpers, das Foto zeigt aber eindeutig, dass dieses konstruktive Detail eine Schwachstelle des Bauteils bildet.

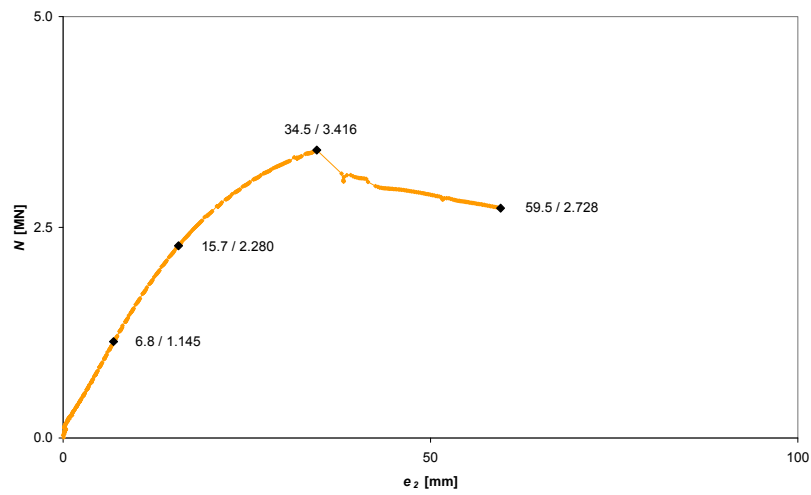


Abbildung 94: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft

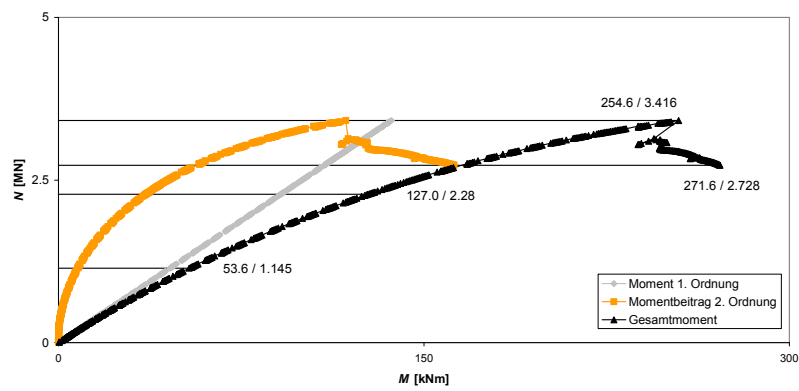


Abbildung 95: Moment – Normalkraft

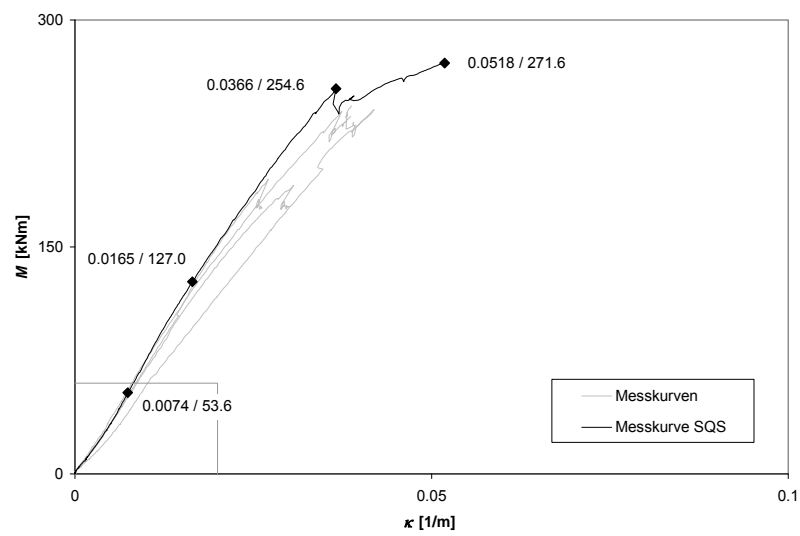


Abbildung 96: Krümmung – Moment

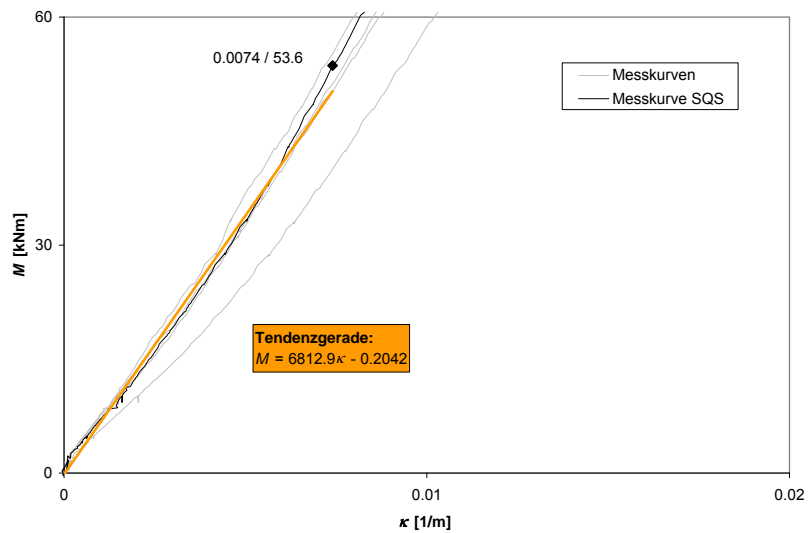


Abbildung 97: Krümmung – Moment (vergrössert)

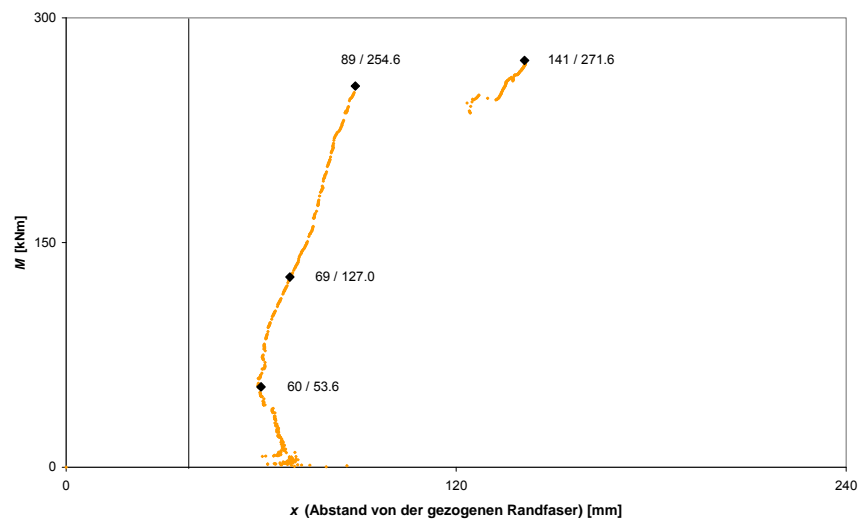


Abbildung 98: Lage der neutralen Achse im SQS (mit einer vertikalen schwarzen Linie ist  $x = 37$  mm markiert)

Die theoretische Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts beträgt bei einem Betonalter von ungefähr 160 Tagen und der verwendeten Bewehrung  $EI_{th} = 10.7 \text{ MNm}^2$ . Auch bei diesem Versuch nimmt die Steifigkeit des SQS zunächst zu. Der Wert steigt nach der ersten Momentaufnahme auf ungefähr  $EI = 8.2 \text{ MNm}^2$  (siehe Abbildung 97).

Eine theoretische Berechnung der Ausgangsposition der neutralen Achse liefert  $x = 37$  mm (vergleiche Abbildung 98).

### S3-8: 30 mm Lastausmitte

Die Stütze S3-8 wird mit einer Lastausmitte von  $e_l = 30$  mm getestet. Der Versuch wird bei einem Betonalter von 27 Tagen durchgeführt.

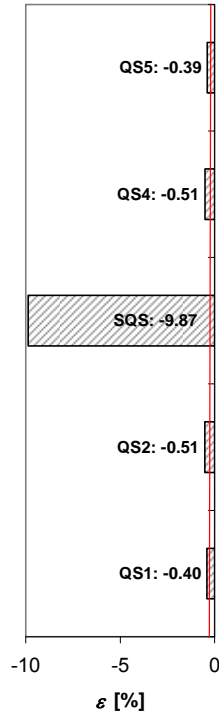
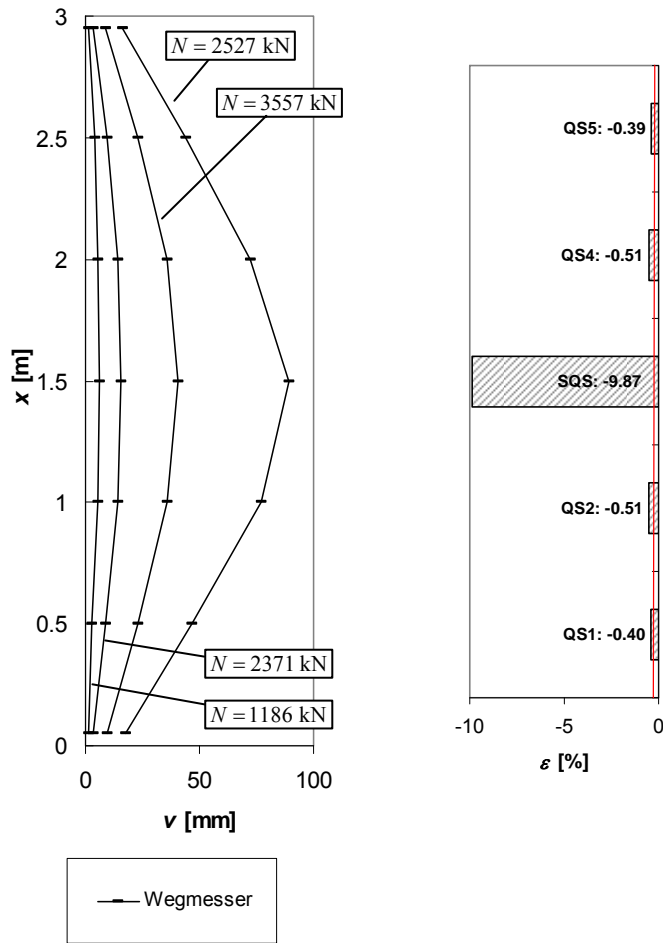


Abbildung 99: Entwicklung der Verformung (photogrammetrische Messungen liegen von diesem Versuch keine vor)

Abbildung 100: Randdehnungen auf der Druckseite bei der Nachbruch-Momentaufnahme  $N = 2527$  kN (in rot: Elastizitätsgrenze)

Abbildung 101: Das plastische Gelenk aufgenommen aus nordöstlicher (oben) und südwestlicher Richtung

Das plastische Gelenk bildet sich genau auf halber Höhe der Stütze. Die Darstellung der Randdehnungen in Abbildung 100 zeigt die sehr starke Stauchung der Randfaser des SQS im Nachbruchbereich. Grund dafür ist, dass sich ein Druckriss im Messbereich des entsprechenden Omegas bildet (siehe Abbildung 101 oben).

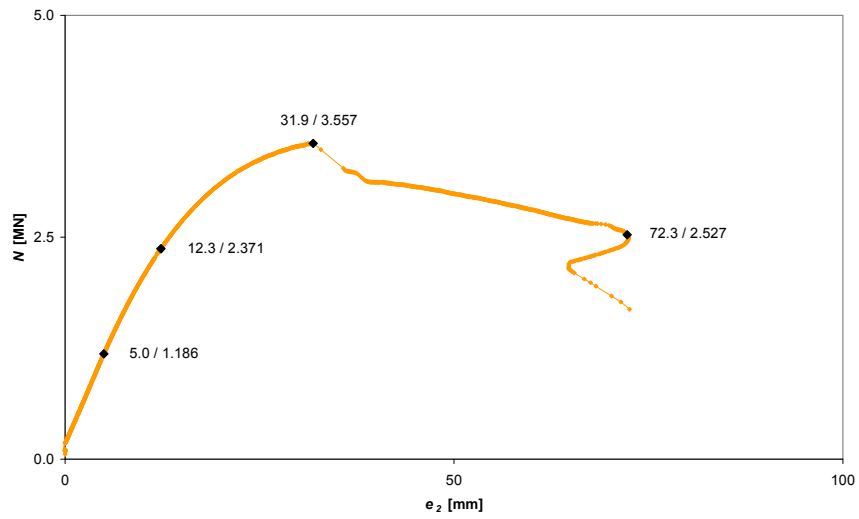


Abbildung 102: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft

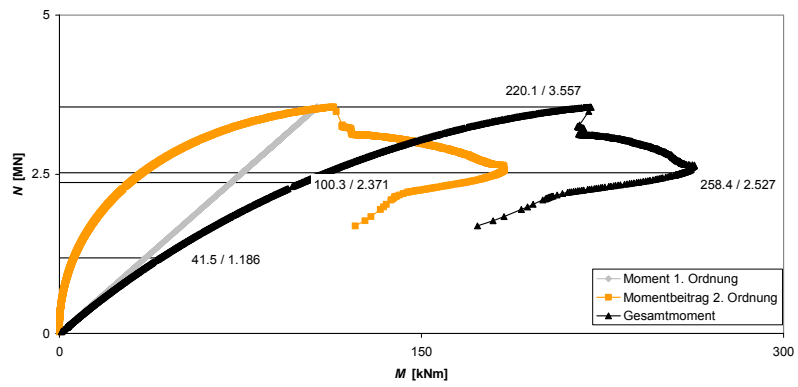


Abbildung 103: Moment – Normalkraft

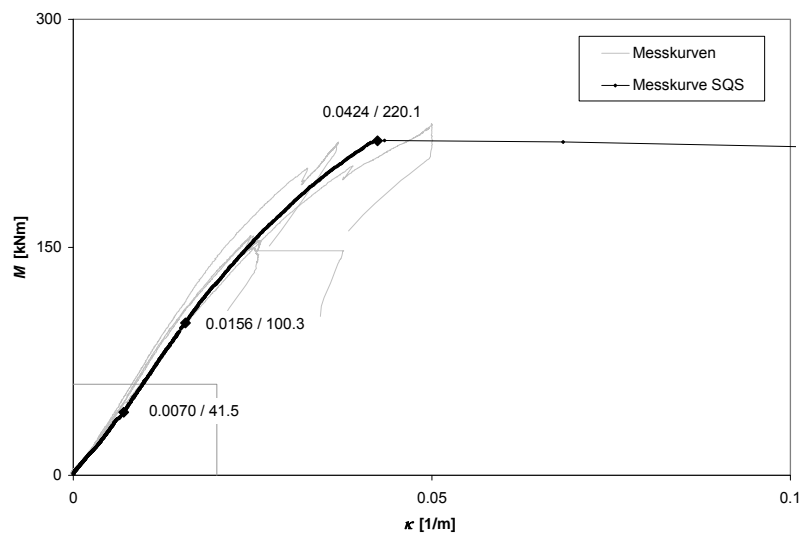


Abbildung 104: Krümmung – Moment

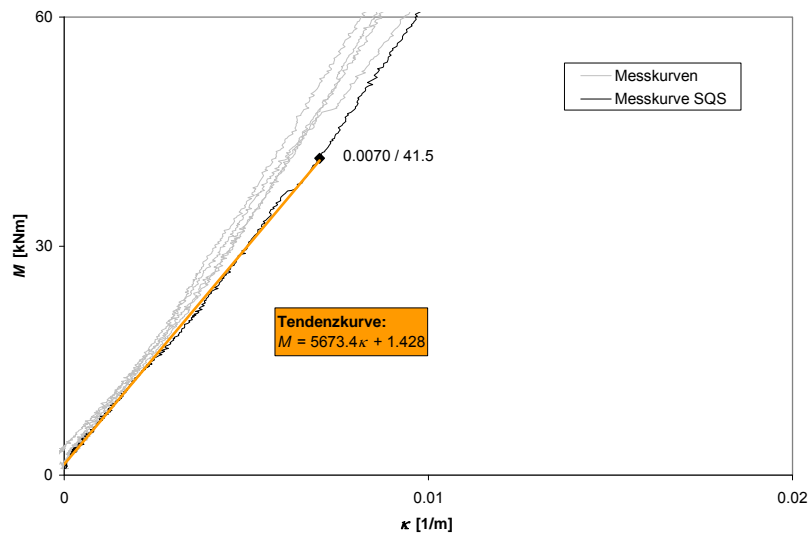


Abbildung 105: Krümmung – Moment (vergrössert)

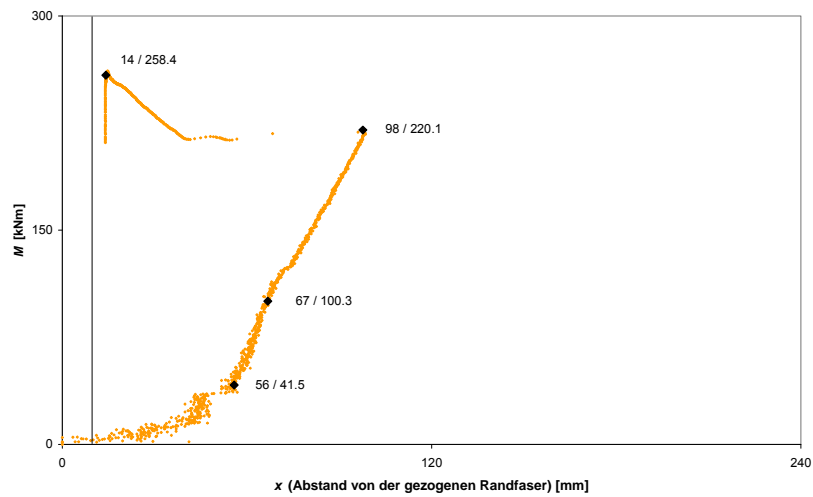


Abbildung 106: Lage der neutralen Achse (mit einem vertikalen schwarzen Strich ist  $x = 9 \text{ mm}$  markiert)

Die theoretische Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts beträgt  $EI_{th} = 10.5 \text{ MNm}^2$  (vergleiche Abbildung 105).

Die theoretische Ausgangsposition der neutralen Achse liegt bei  $x = 9 \text{ mm}$  (vergleiche Abbildung 106).



### S4-9: 48 mm Lastausmitte

Die Stütze S4-9 wird mit einer Lastausmitte von  $e_l = 48 \text{ mm}$  getestet. Der Versuch wird bei einem Betonalter von 29 Tagen durchgeführt.

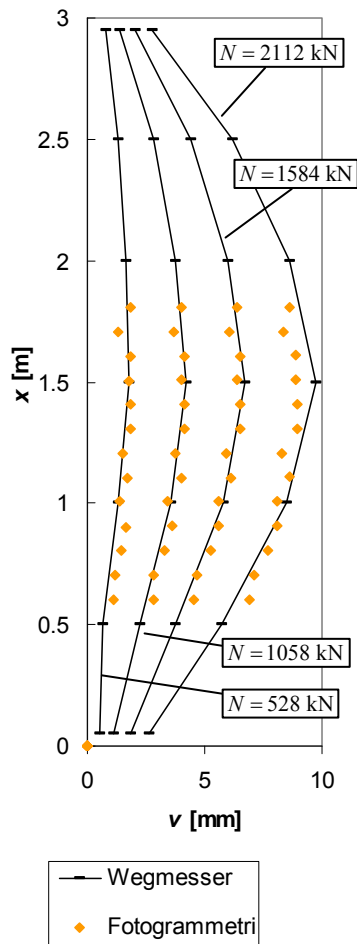


Abbildung 107: Entwicklung der Verformung



Abbildung 108: Der Bruch findet am Fuss der Stütze statt



Abbildung 109: Die Bruchstelle von Süden (oben), Osten (Mitte) und Norden

Bei der Betrachtung der Abbildung 107 ist zu beachten, dass der Massstab bedeutend grösser ist als bei den Stützen mit Vollquerschnitt. Der Hohlquerschnitt ist sehr steif, so dass es nur zu einem geringen Moment 2. Ordnung kommt. Deshalb kommt es zu keinem Knickversagen, sondern zu einem Bruch am Stützenfuss, einer Schwachstelle des Bauteils (siehe Abbildung 109).

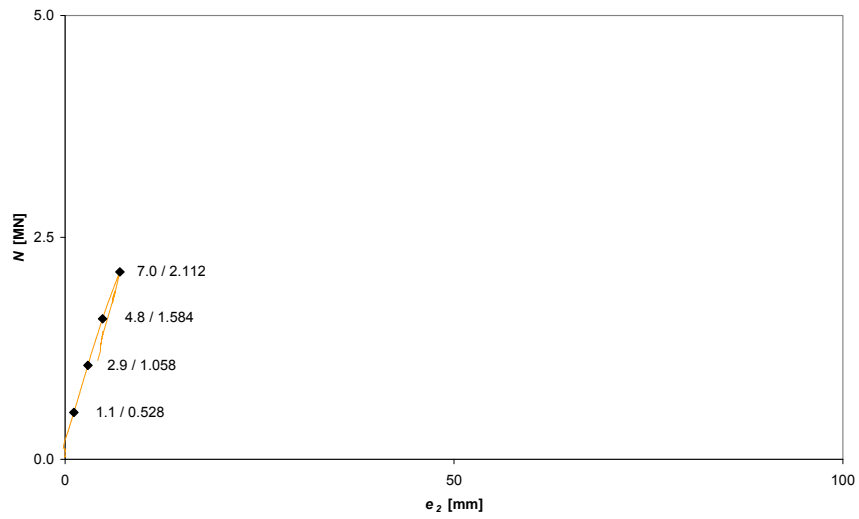


Abbildung 110: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft

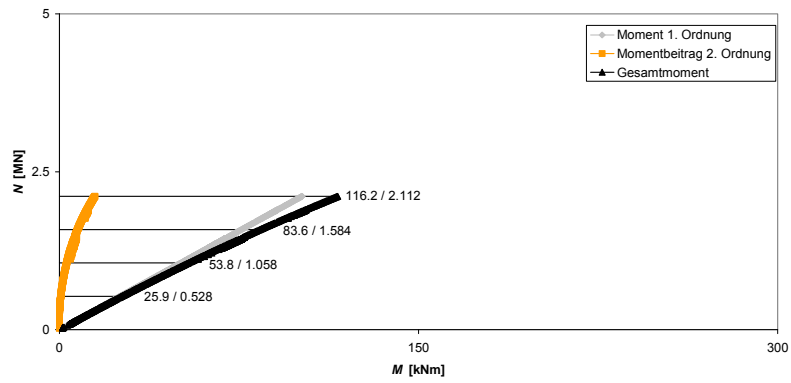


Abbildung 111: Moment – Normalkraft

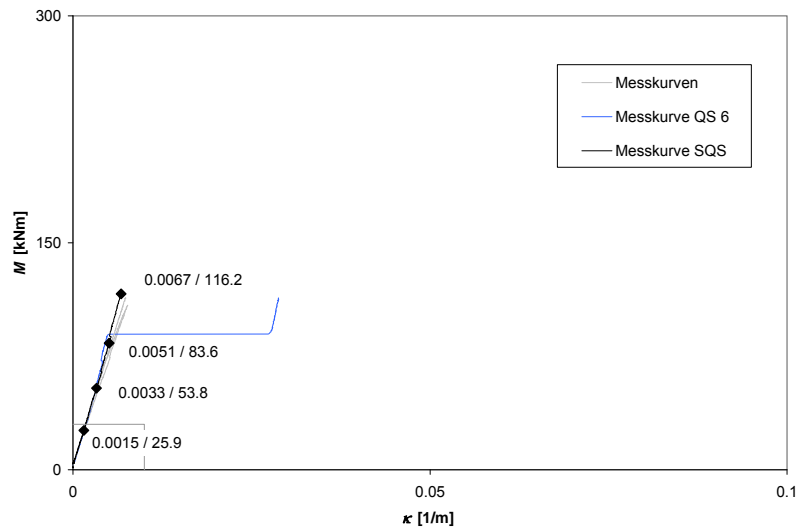


Abbildung 112: Krümmung – Moment

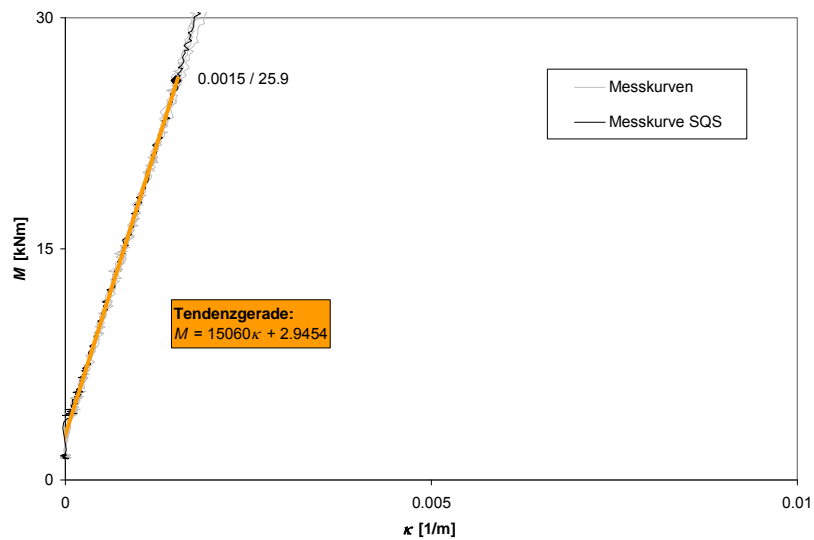


Abbildung 113: Krümmung – Moment (vergrößert)

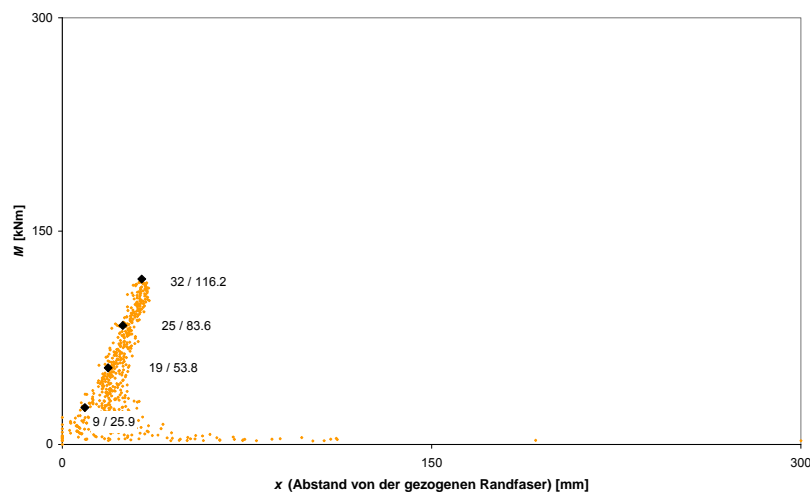


Abbildung 114: Lage der neutralen Achse im SQS

Der theoretische Wert der Anfangssteifigkeit des Querschnitts beträgt  $EI_{th} = 16.8 \text{ MNm}^2$  (vergleiche Abbildung 113).

Der Kern dieses Querschnitts liegt bei 48.2 mm. Im Rahmen der Genauigkeit, mit der die Lastausmitte eingestellt werden kann, kann deshalb gesagt werden, dass die Stütze auf dem Rand des Querschnittskerns belastet wird und die Ausgangsposition der neutralen Achse deshalb auf die westliche, „gezogene“, Randfaser zu liegen kommt (vergleiche Abbildung 114).

### S4-10: 87 mm Lastausmitte

Die Stütze S4-10 wird mit einer Lastausmitte von  $e_l = 87$  mm getestet. Der Versuch wird bei einem Betonalter von 32 Tagen durchgeführt.

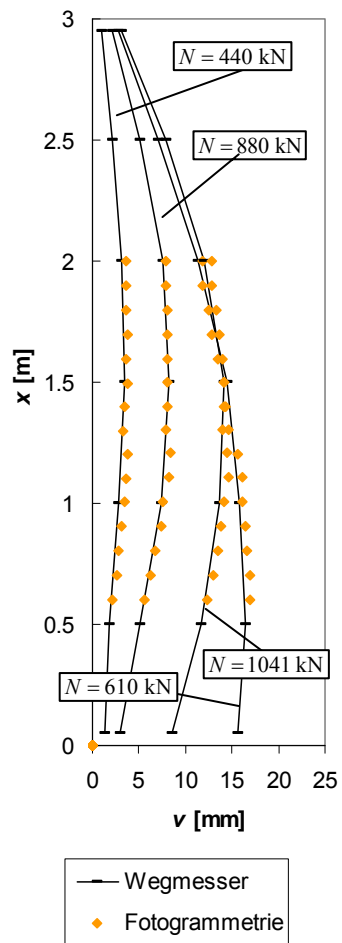


Abbildung 115: Entwicklung der Verformung

Abbildung 116: Die Bruchstelle am Stützenfuss von Norden (oben), Osten (Mitte) und von Westen

Wiederum bricht die Stütze an ihrem Fuss (vergleiche Abbildung 115). Dabei bricht der Beton auf der Druckseite, während auf der Zugseite ein Riss zwischen der Fussplatte und dem Beton aufgeht (siehe Abbildung 116).

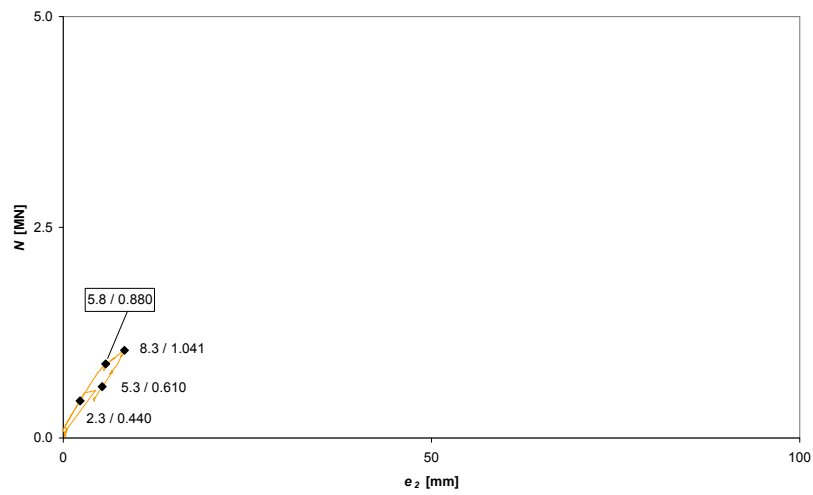


Abbildung 117: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft

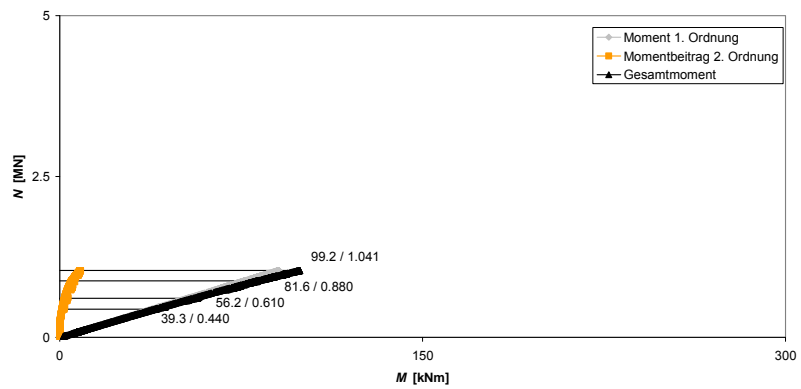


Abbildung 118: Moment – Normalkraft

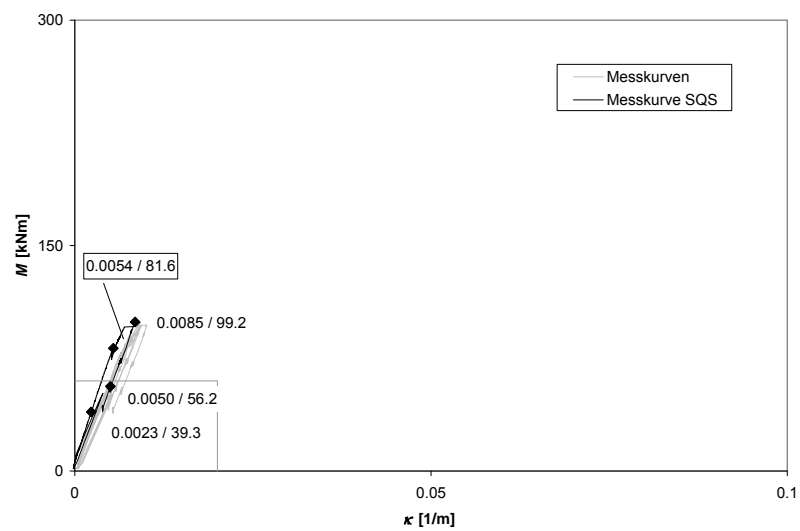


Abbildung 119: Krümmung – Moment

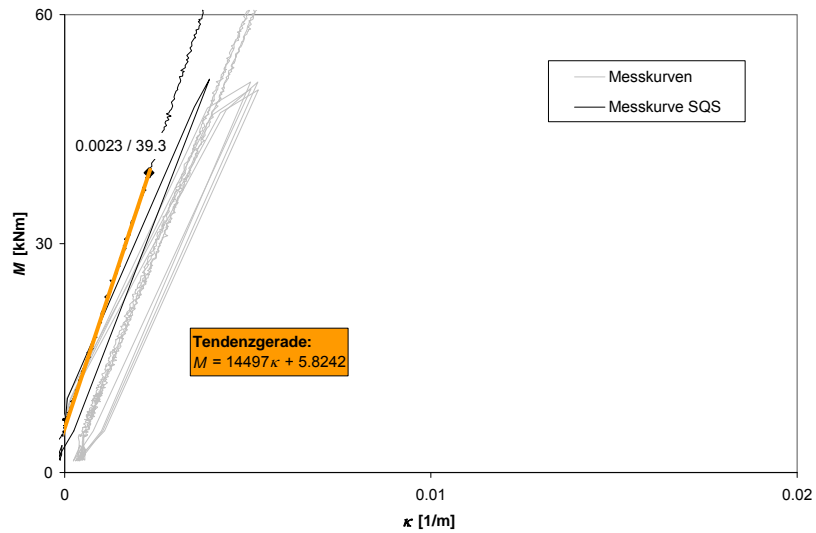


Abbildung 120: Krümmung – Moment (vergrössert)

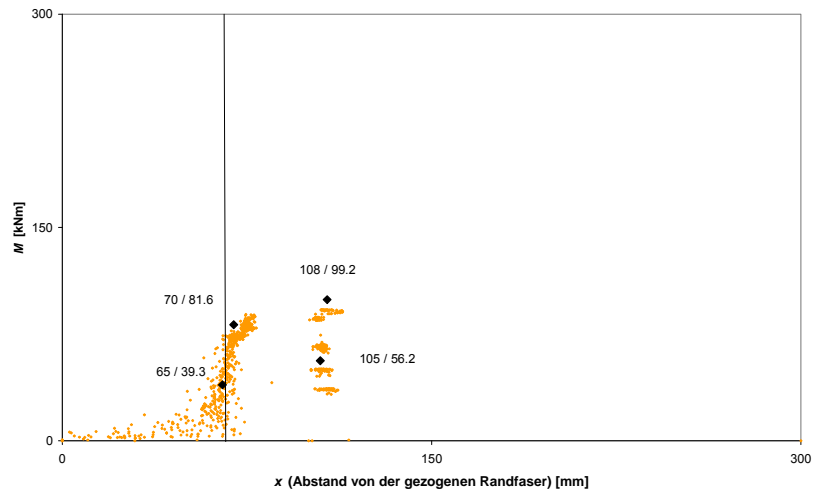


Abbildung 121: Lage der neutralen Achse (eine vertikale schwarze Linie markiert  $x = 67 \text{ mm}$ )

In der vergrösserten Darstellung der Krümmungskurve (siehe Abbildung 120) ist der Übersichtlichkeit halber nur der aufsteigende Ast abgebildet. Der theoretische Wert der Anfangssteifigkeit des Querschnitts beträgt  $EI_{th} = 16.8 \text{ MNm}^2$ .

Die theoretische Ausgangsposition der neutralen Achse liegt bei  $x = 67 \text{ mm}$  (vergleiche Abbildung 121).

## S5-11: 48 mm Lastausmitte

Die Stütze S7-15 wird mit einer Lastausmitte von  $e_l = 48$  mm getestet. Der Versuch wird bei einem Betonalter von 28 Tagen durchgeführt.

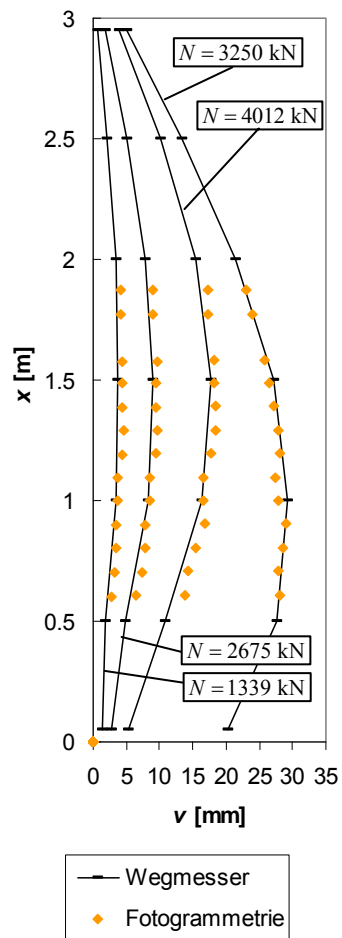


Abbildung 122: Entwicklung der Verformung

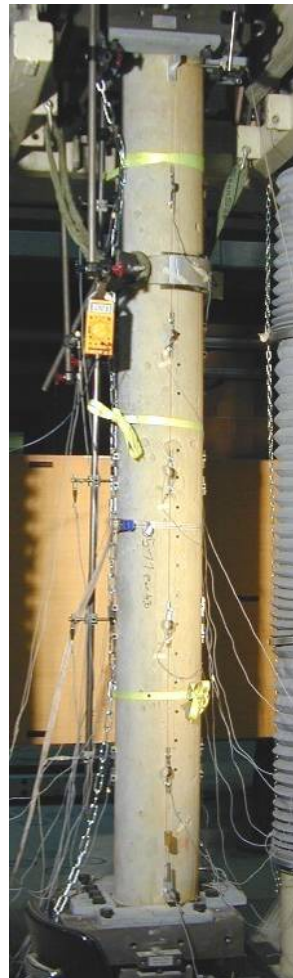


Abbildung 123: Die Stütze bei einer Last von  $N = 923$  kN



Abbildung 124: Die Bruchstelle am Stützenfuss, von Norden (oben) und von Süden

Die bewehrte Stütze mit Hohlquerschnitt weist zwar eine bedeutend höhere Festigkeit auf als ihre unbewehrten Gegenstücke, auch in diesem Fall kommt es aber zu einem Bruch am Stützenfuss und nicht zum erhofften Biegeknickversagen (siehe Abbildung 122 bis Abbildung 124).

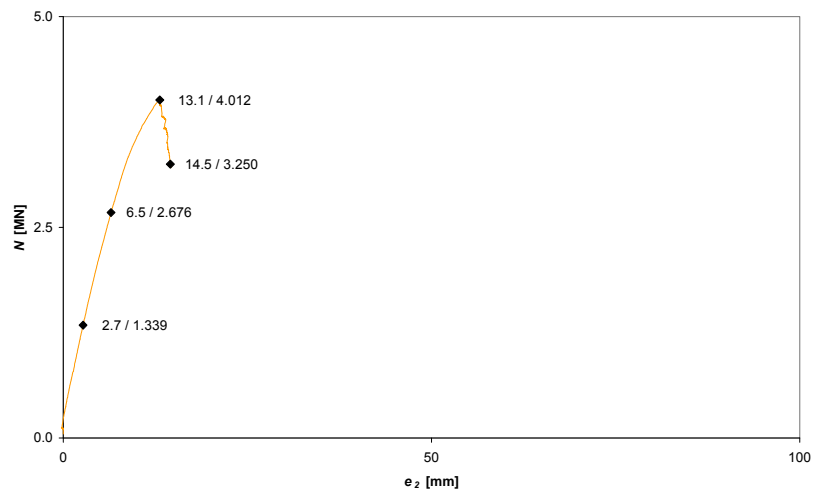


Abbildung 125: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft

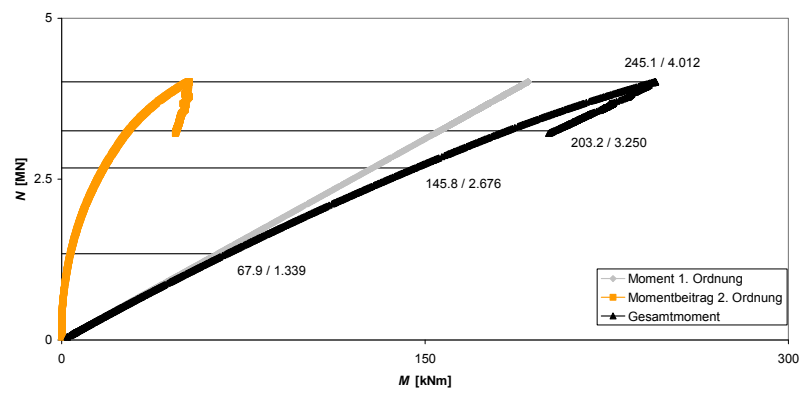


Abbildung 126: Moment – Normalkraft

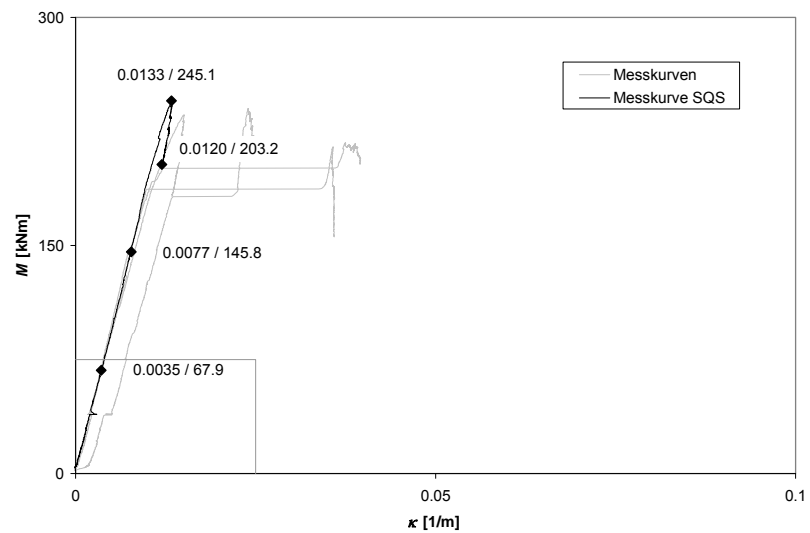


Abbildung 127: Krümmung – Moment



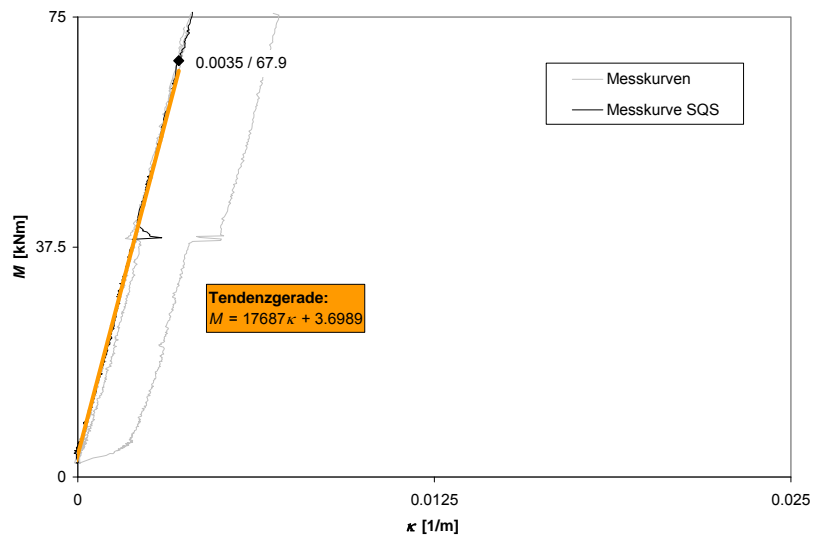


Abbildung 128: Krümmung – Moment (vergrößert)

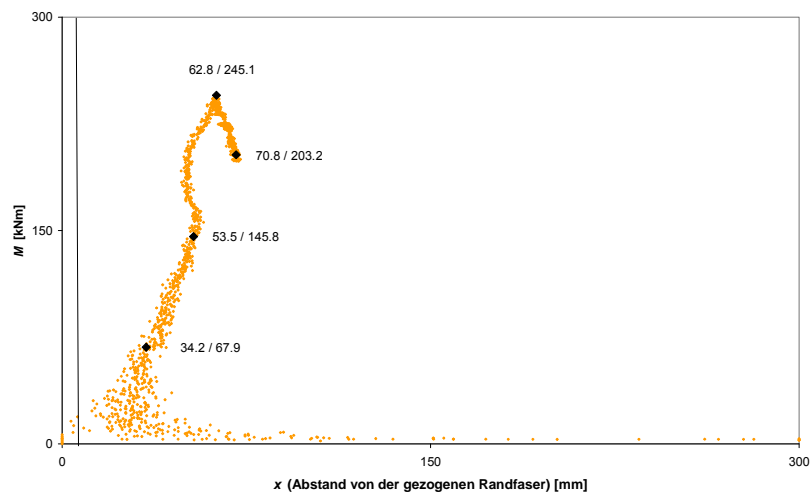


Abbildung 129: Lage der neutralen Achse (eine vertikale schwarze Linie markiert  $x = 7 \text{ mm}$ )

Die theoretische Anfangssteifigkeit des ungerissenen Querschnitts beträgt  $EI_{th} = 24 \text{ MNm}^2$ . Bei Abbildung 128 ist zu beachten, dass der Massstab etwas kleiner ist als bei den anderen Versuchen.

Die theoretische Ausgangsposition der neutralen Achse liegt bei  $x = 7 \text{ mm}$  (vergleiche Abbildung 129).

### S7-15: 40 mm Lastausmitte

Die Stütze S7-15 wird mit einer Lastausmitte von  $e_l = 40$  mm getestet. Der Versuch wird bei einem Betonalter von 147 Tagen durchgeführt.

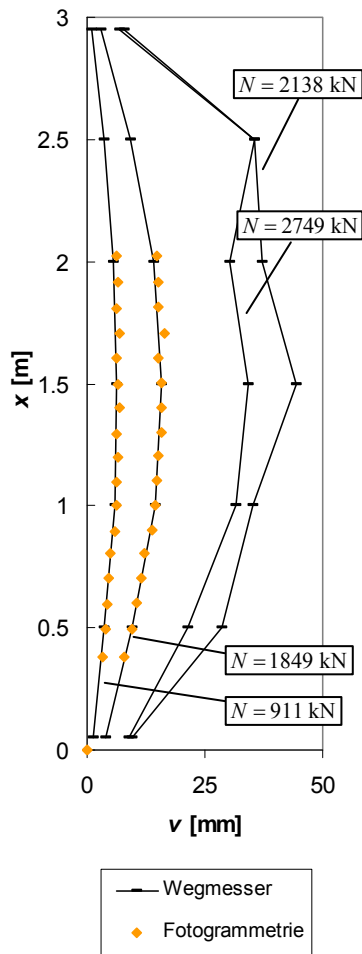


Abbildung 130: Entwicklung der Verformung



Abbildung 131: Die Stütze nach der Entlastung



Abbildung 132: Abplatzungen auf der Druckseite, in der Stützenmitte (oben) und am Fuss

Da die Verschiebungen kurz vor und kurz nach dem Bruch sehr rasch wachsen, liefert die Fotogrammetrie mit nur einem Bild alle 60 sec in diesem Bereich keine brauchbaren Resultate, weshalb die entsprechenden Daten in Abbildung 130 fehlen. Der Wegmesser im Querschnitt 5 (auf Höhe  $h = 2.5$  m) erreicht bereits bei  $N = 2100$  kN sprunghaft sein Maximum und verändert sich nachher nicht mehr. In Abbildung 130 ist eindeutig zu erkennen, dass die Regionen um den SQS und am Fuss der Stütze im Nachbruchbereich an Steifigkeit verlieren. Es handelt sich um die beiden Regionen, in denen grossflächige Betonabplatzungen auftreten (siehe Abbildung 132).

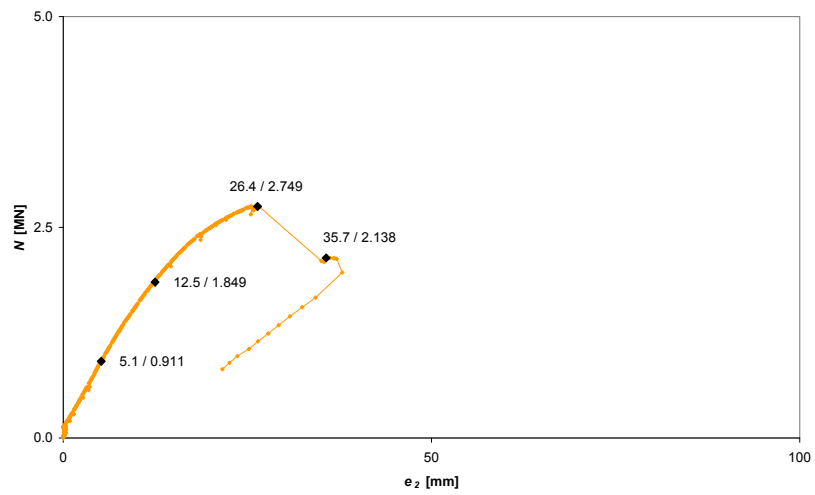


Abbildung 133: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft

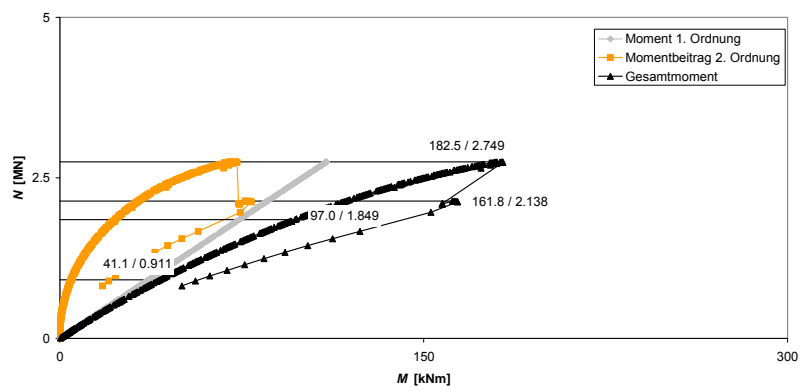


Abbildung 134: Moment – Normalkraft

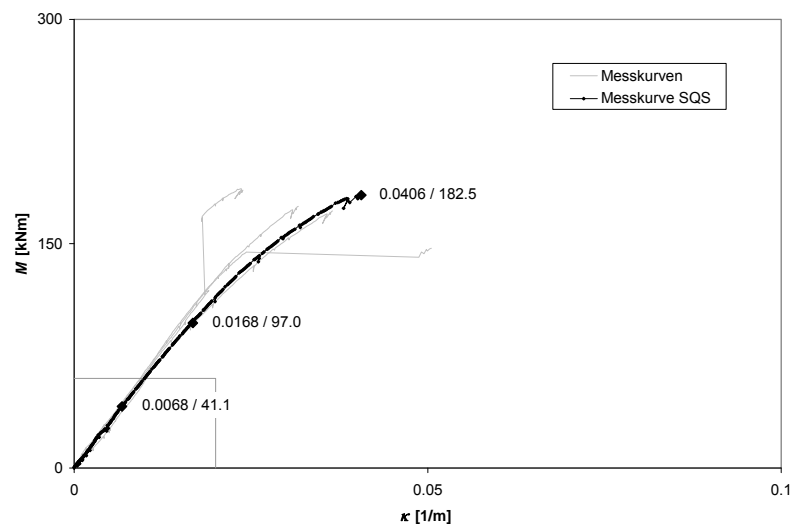


Abbildung 135: Krümmung – Moment

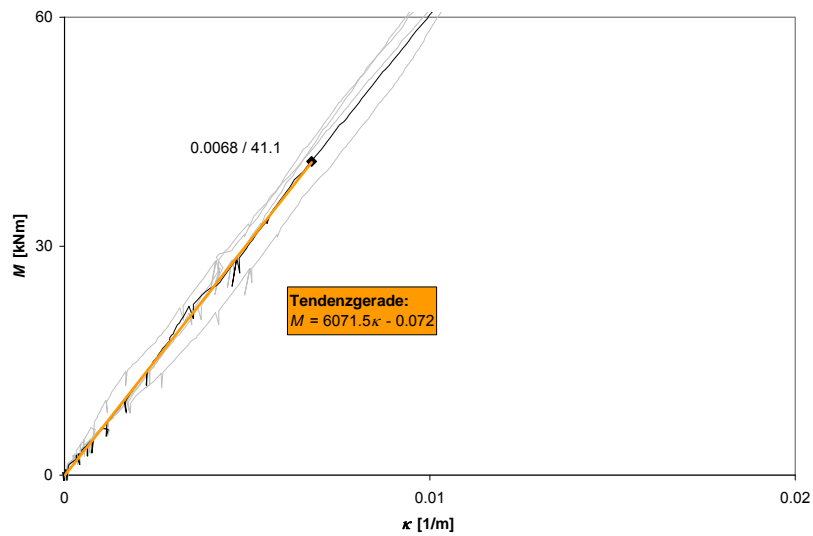


Abbildung 136: Krümmung – Moment (vergrößert)

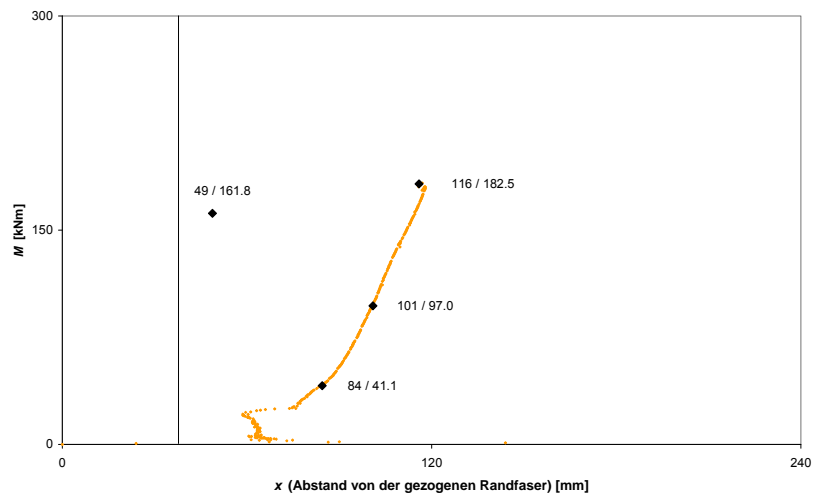


Abbildung 137: Lage der neutralen Achse im SQS (eine vertikale schwarze Linie markiert  $x = 37 \text{ mm}$ )

Die theoretische Anfangssteifigkeit des ungerissenen Querschnitts beträgt  $EI_{th} = 9.7 \text{ MNm}^2$  (vergleiche Abbildung 136).

Die theoretische Ausgangsposition der neutralen Achse im ungerissenen Querschnitt liegt bei  $x = 37 \text{ mm}$  (vergleiche Abbildung 137).

### S7-16: 30 mm Lastausmitte

Die Stütze S7-16 wird mit einer Lastausmitte von  $e_l = 30$  mm getestet. Der Versuch wird bei einem Betonalter von 47 Tagen durchgeführt.

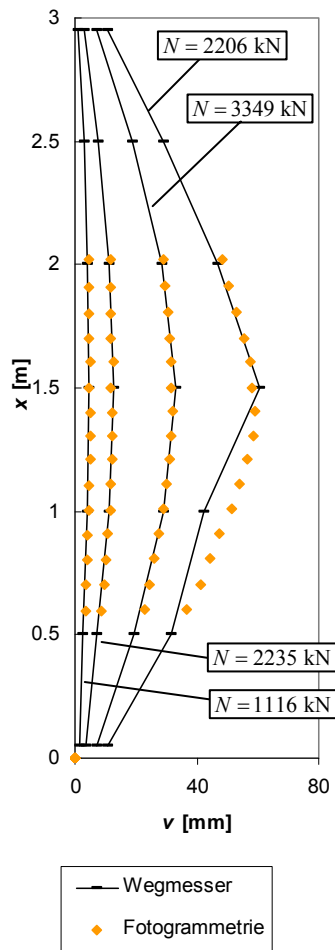


Abbildung 138: Entwicklung der Verformung



Abbildung 139: Grossflächige Abplatzungen auf der Druckseite. (Aufnahme aus südöstlicher Richtung)

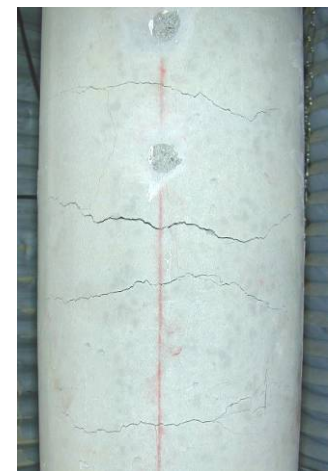


Abbildung 140: Detailaufnahmen des plastischen Gelenks, Druckseite (oben) und Zugseite

Bei diesem Versuch zeigt sich gut einer der Vorteile der Fotogrammetrie. Durch das Abplatzen grosser Teile der Überdeckung fallen unter anderem auch einige Messgeräte ab. Deshalb fällt bei der letzten Momentaufnahme bereits der Wegmesser im Querschnitt 5 (auf der Höhe  $h = 1$  m) aus, später fallen auch noch weitere Messgeräte aus (siehe Abbildung 138).

Auf der Druckseite platzt die Überdeckung grossflächig ab, wieder sind die am stärksten betroffenen Gebiete die Mitte der Stütze und der Stützenfuss (siehe Abbildung 139).

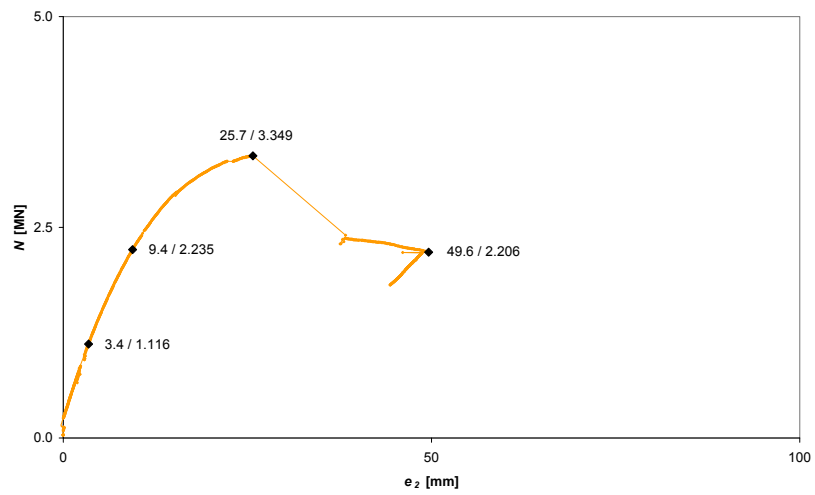


Abbildung 141: Ausmitte 2. Ordnung – Normalkraft

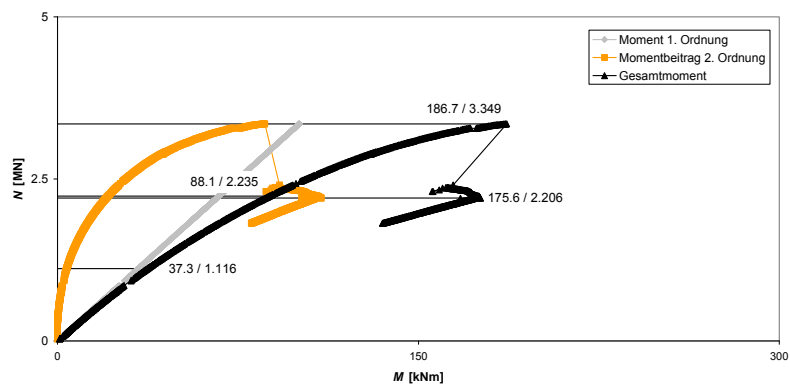


Abbildung 142: Moment – Normalkraft

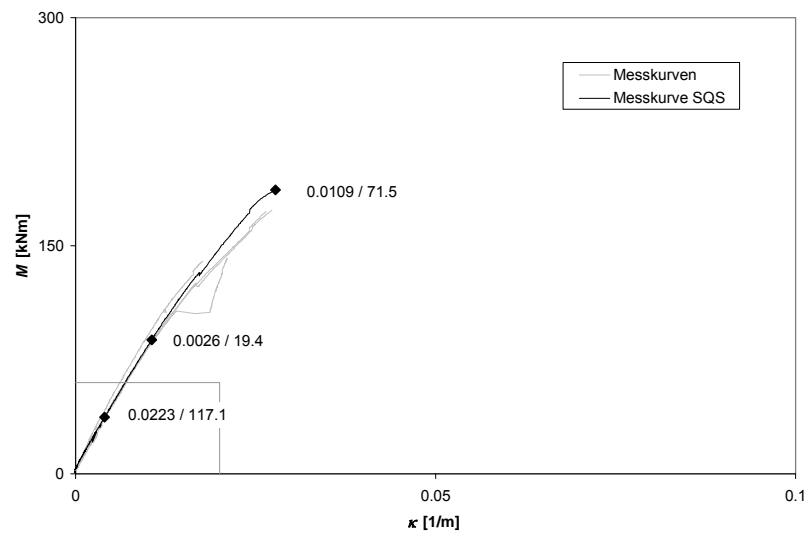


Abbildung 143: Krümmung – Moment

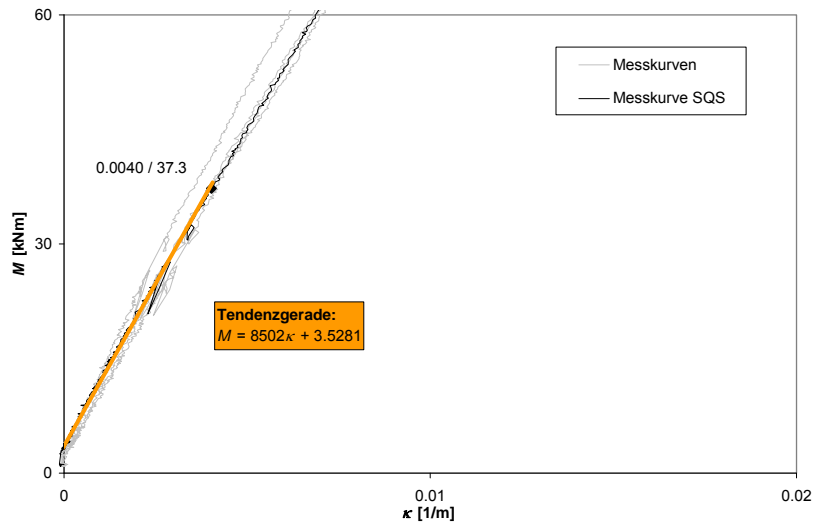


Abbildung 144: Krümmung – Moment (vergrößert)

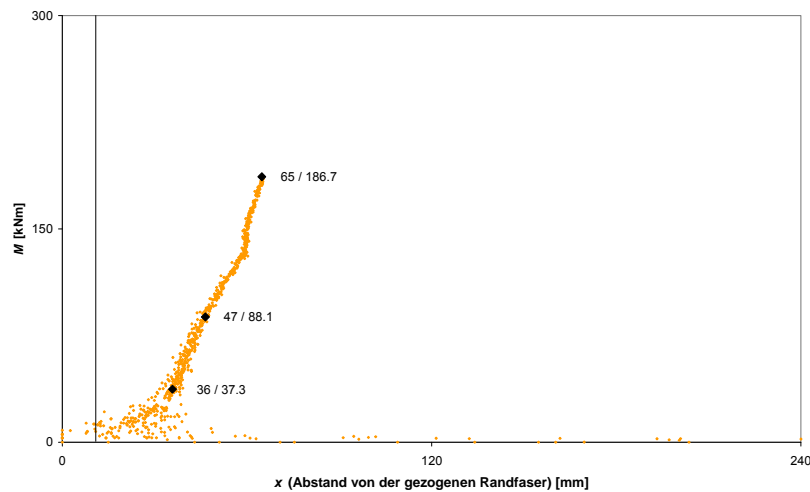


Abbildung 145: Lage der neutralen Achse im SQS (eine vertikale schwarze Linie markiert  $x = 10 \text{ mm}$ )

Die Krümmung ist in Abbildung 143 nur bis zur Maximallast aufgezeichnet, da danach weite Teile der Überdeckung abplatzen. Mehrere Omegas lösen sich mit der Überdeckung und die Messungen für die Krümmung sowie die Lage der neutralen Achse sind danach ohne jede Aussagekraft.

Die theoretische Ausgangsposition der neutralen Achse liegt bei  $x = 9 \text{ mm}$  (vergleiche Abbildung 145).

### 4.3 ERGEBNISSE IM ÜBERBLICK

Das Verhalten des Betonquerschnitts unter verschiedenen Lasten wird bestimmt von einem Zusammenhang der drei Größen Normalkraft, Moment und Krümmung. Dieser Zusammenhang kann als eine Fläche im dreidimensionalen Raum  $\kappa$ - $N$ - $M$  dargestellt werden. Jeder Spannungszustand, der im Querschnitt möglich ist, entspricht einem Punkt dieser Fläche. Ein Versuch mit stetig wachsender Verformung der Stütze ergibt in dieser dreidimensionalen Darstellung eine Kurve auf der erwähnten Fläche.

Die Abbildung 146 und die Abbildung 147 zeigen die  $\kappa$ - $N$ - $M$ -Fläche für den Fall eines Kreisquerschnitts aus M2C mit Durchmesser  $D = 24$  cm. Abbildung 148 und Abbildung 149 zeigen die gleiche  $\kappa$ - $N$ - $M$ -Fläche im Vergleich mit den experimentellen Messkurven der Versuche S1-1 und S1-2. Das farbige Gitternetz stellt die Ergebnisse einer numerischen Modellrechnung dar, der folgende Parameter zu Grunde liegen:

Druckfestigkeit:  $f_c = 128$  MPa

Zugfestigkeit:  $f_{ct} = 13$  MPa

Elastizitätsmodul:  $E = 46$  GPa

Maximale Stauchung:  $\varepsilon_{max} = -4.2$  ‰

Für eine genaue Beschreibung des verwendeten Rechenmodells, siehe [3].

Kleine schwarze Kreuze markieren in den erwähnten Abbildungen Messpunkte aus den Stützenversuchen S1-1 bis S1-3. Der besseren Übersichtlichkeit halber ist die  $\kappa$ - $N$ - $M$ -Fläche undurchsichtig dargestellt. Dadurch sind nur diejenigen Messpunkte zu sehen, die auf der  $\kappa$ - $N$ - $M$ -Fläche oder darüber liegen. Eine schwarze Linie zeigt jeweils den Abstand des Messpunktes gegenüber der errechneten  $\kappa$ - $N$ - $M$ -Fläche an. Als Abstand gilt dabei die Differenz zwischen dem gemessenen und dem rechnerischen Momentwert für ein gegebenes  $\kappa$ - $N$ -Paar.

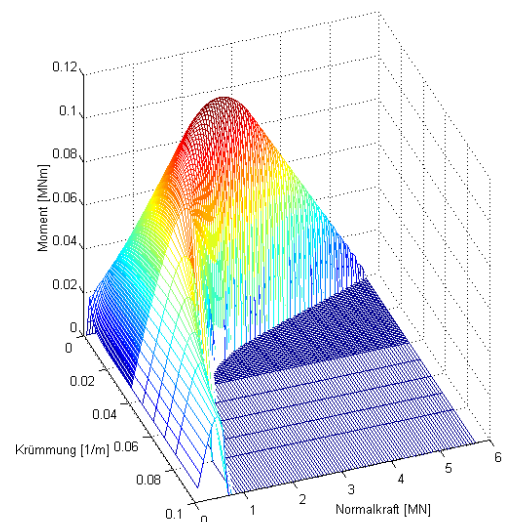
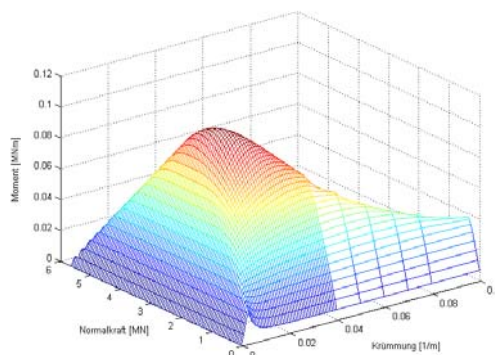


Abbildung 146: 3D-Ansicht der  $\kappa$ - $N$ - $M$ -Fläche (nach einem numerischen Rechenmodell) für einen Kreisquerschnitt mit Durchmesser  $D = 24$  cm

Abbildung 147: Gleiche  $\kappa$ - $N$ - $M$ -Fläche wie in Abbildung 146 aus anderer Perspektive



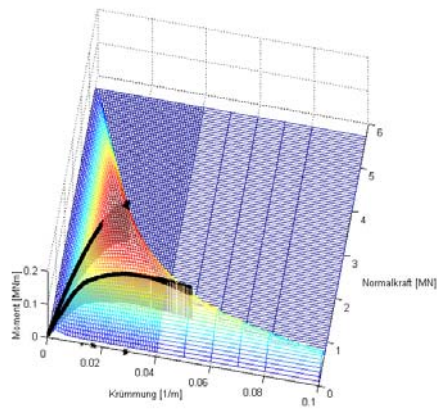


Abbildung 148: 3D-Ansicht der experimentellen Kurven S1-1 und S1-2 im Vergleich mit dem Rechenmodell

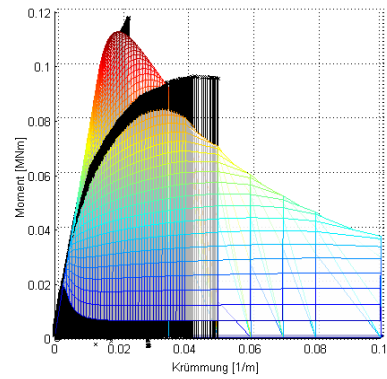


Abbildung 149: Projektion der  $\kappa$ -N-M-Fläche und der experimentellen Kurven S1-1 und S1-2 in die  $k$ -M-Ebene

Da dreidimensionale Graphen schwer darzustellen sind, wird häufig die Darstellung von zweidimensionalen  $\kappa$ -M-Graphen gewählt.

Abbildung 150 zeigt die  $\kappa$ -M-Messpunkte der Versuche S1-1 bis S1-3. Diese drei Versuche verwenden alle Stützen gleicher Geometrie und, bis auf 6 Tage Unterschied, auch gleichen Betonalters. Der besseren Übersichtlichkeit halber sind dabei die Messpunkte mit Linien verbunden. Die Messpunkte werden aus den Messdaten gewonnen, indem jeweils auf dem genannten Lastniveau die Momente 2. Ordnung und die Krümmungen in den 5 Messquerschnitten abgelesen werden. Deshalb gibt es pro Lastniveau bis zu 15 Messpunkte.

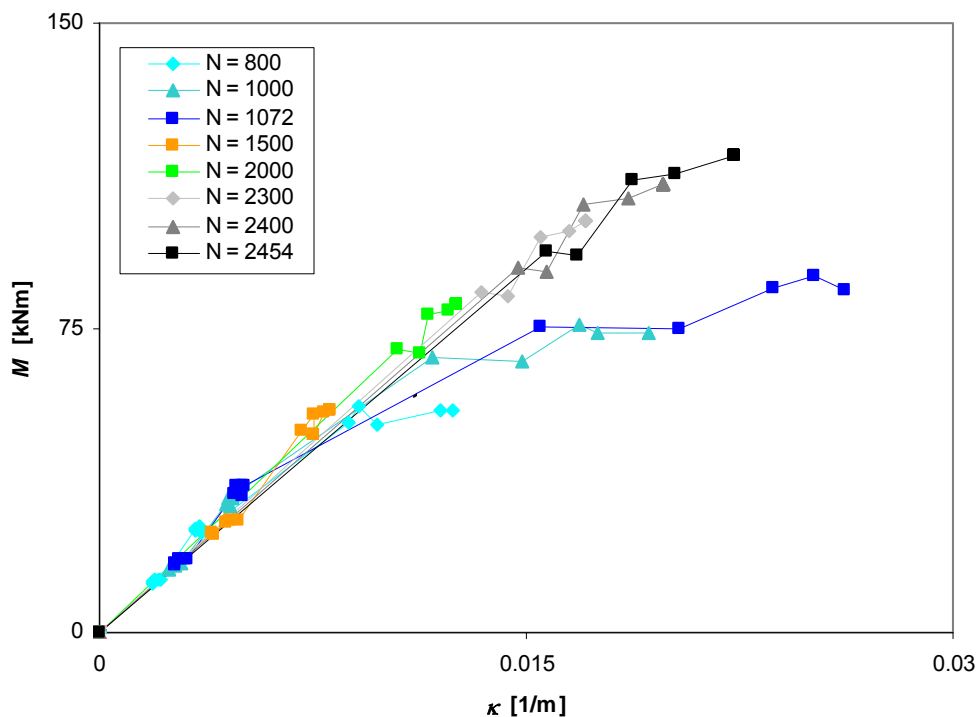


Abbildung 150: Krümmung – Moment der Versuche S1-1 bis S1-3

Eine weitere Darstellungsmöglichkeit ist die Projektion der Messkurven in die  $M$ - $N$ -Ebene. Im Folgenden sind die experimentellen Messkurven nach Querschnittstyp zusammengefasst in solchen Interaktionsdiagrammen dargestellt. Dabei sind Versuche mit jungem und mit altem Beton farblich unterschieden. In schwarz und

Grautönen sind die Versuche mit jungem Beton, das heisst einem Betonalter zwischen 20 und 48 Tagen, in orange solche mit altem Beton (144 bis 147 Tage) dargestellt. Die Interaktionskurven der Versuchsserien S4 und S5 sind nicht abgebildet, da es bei diesen Stützen, es handelt sich um die Vollquerschnittstützen, nie zu einem Biegeknickversagen gekommen ist.

In Abbildung 151 sind die Messkurven der Versuche S1-1 bis S1-4 abgebildet. Es handelt sich dabei um die Stützen mit Vollquerschnitt ohne Längsbewehrung. Dabei ist zu beachten, dass der Versuch S1-3, der mit einer Lastausmitte von  $e_l = 15$  mm gefahren wird, nicht zu einem Biegeknickversagen führt. Die entsprechende Kurve ist zum Vergleich mit abgebildet, ihr Maximum entspricht aber nicht der Grenze der Querschnittstragfähigkeit, diese dürfte vielmehr deutlich höher liegen.

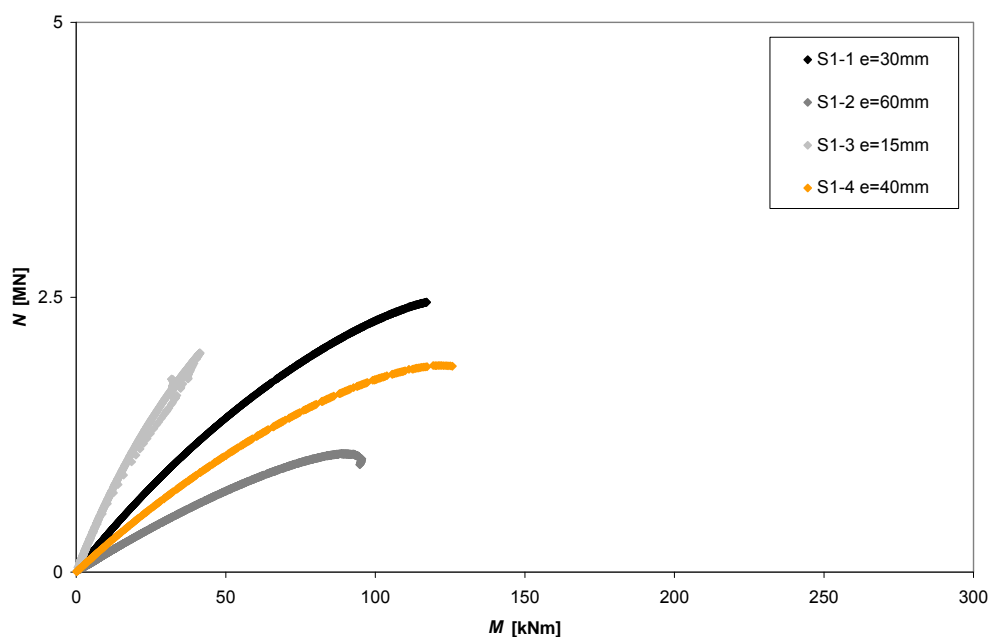


Abbildung 151: Moment – Normalkraft der Versuche S1-1 bis S1-4 im Vergleich

In Abbildung 152 sind die Messkurven der Versuche S2-5 und S2-6 abgebildet. Es handelt sich um die Stützen mit normalfester Längsbewehrung und Vollquerschnitt. Zum Vergleich sind mit feinen Linien die Messkurven der Stützen ohne Längsbewehrung mit eingezeichnet.

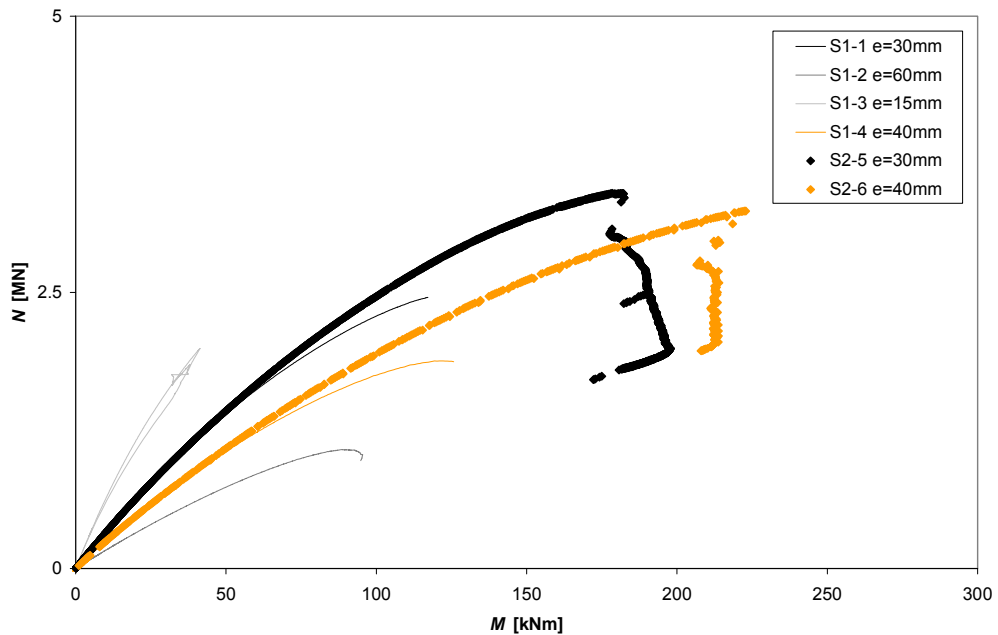


Abbildung 152: Moment – Normalkraft der Versuche S2-5 und S2-6

In Abbildung 153 sind die Versuche S3-7 und S3-8 dargestellt. Es handelt sich dabei um die Stützen mit hochfester Längsbewehrung und Vollquerschnitt. Zum Vergleich sind mit feinen Linien die Kurven der Serie S2 und gestrichelt diejenigen der Serie S1 mit eingezeichnet.

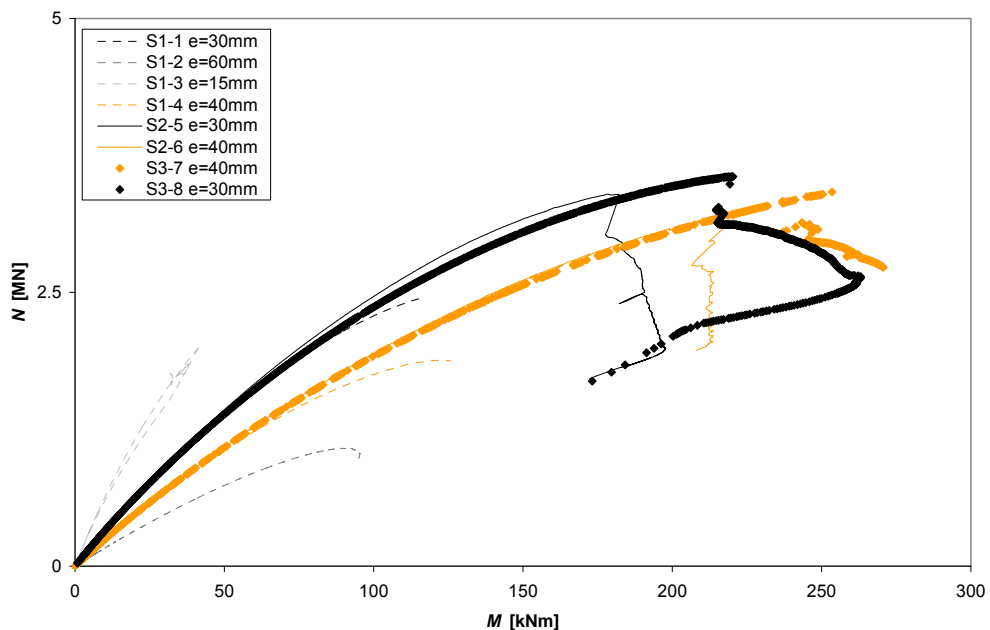


Abbildung 153: Moment – Normalkraft der Versuche S3-6 und S3-7

In Abbildung 154 sind die Messkurven der Serie S7 dargestellt. Dabei handelt es sich um die Stützen aus dem hochfesten Referenzbeton. Geometrie und Bewehrung sind identisch mit den Stützen der Serie S2, der einzige Unterschied liegt im verwendeten Beton. Zum Vergleich sind die Resultate der Serie S2 mit abgebildet.

Es ist festzustellen, dass die Tragfähigkeiten der Stützen aus M2C und HFB in jungem Betonalter sehr nahe beieinander liegen. Grund hierfür ist, dass die Druckfestigkeiten der beiden Materialien in diesem Alter sehr nahe beieinander liegen. Hingegen ist das Nachbruchverhalten der HFB-Stütze deutlich spröder als

dasjenige der M2C-Stütze. Im Augenblick des Bruchs sinkt die Tragfähigkeit der HFB-Stütze um  $\Delta Q = 942$  kN, diejenige der M2C-Stütze nur um  $\Delta Q = 241$  kN. Auch die Entwicklung des Moments im Nachbruchbereich zeigt diesen Duktilitätsunterschied: Während sich das Moment in der M2C-Stütze stabilisiert, oder sogar noch leicht ansteigt, erreicht es bei der HFB-Stütze nie mehr das Niveau während des Bruchs.

Über die Stützen, die bei höherem Betonalter getestet wurden lassen sich die gleichen Aussagen machen, wie zuvor zu den vorigen. Allerdings kommt hinzu, dass die beträchtliche Nacherhärtung des M2C dazu führt, dass der Unterschied der Tragfähigkeiten der HFB- und M2C-Stützen deutlich grösser ist (M2C 18 % höher als HFB).

Verantwortlich für das sprödere Verhalten der HFB-Stützen, welches die Messkurven dokumentieren, ist das Abplatzen der Überdeckung, das bei den HFB-Stützen, anders als bei den M2C-Stützen beobachtet werden kann. Grund für diesen unterschied wiederum ist das extrem spröde Materialverhalten des HFB unter Druckbelastung.

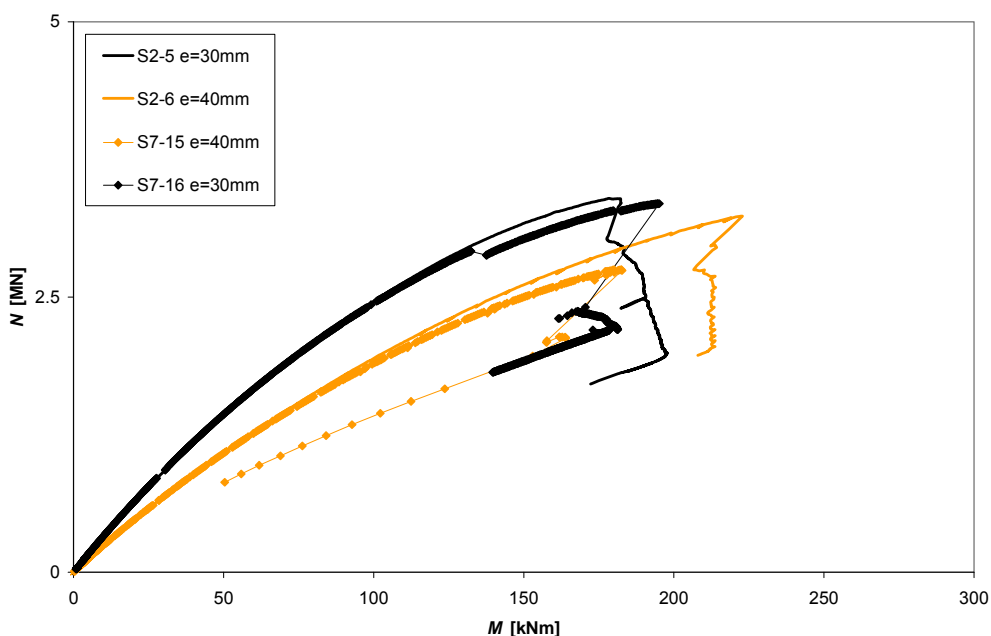


Abbildung 154: Moment – Normalkraft der Versuche S7-15 und S7-16

In Tabelle 11 sind die wichtigsten Ergebnisse der Stützenversuche zusammengefasst.

	Beton	QS (*)	Bew. (**)	Alter [d]	$e_1$ [mm]	VA (***)	$Q_{max}$ [kN]	$M(Q_{max})$ [kNm]	$EI_0$ (SQS) [MNm <sup>2</sup> ]	$EI_{0,th}$ [MNm <sup>2</sup> ]	$EI_0/EI_{0,th}$ [-]
S1-1	M2C	v	-	25	30	BK	2454	117	7.0	7.5	0.93
S1-2	M2C	v	-	20	60	BK	1077	89	6.7	7.5	0.89
S1-3	M2C	v	-	26	15	VV	1992	41	5.6	7.5	0.75
S1-4	M2C	v	-	144	40	BK	1879	119	5.7	7.7	0.74
S2-5	M2C	v	N	21	30	BK	3397	178	8.2	10.4	0.79
S2-6	M2C	v	N	145	40	BK	3235	223	5.6	10.6	0.53
S3-7	M2C	v	HF	146	40	BK	3416	255	6.8	10.7	0.64
S3-8	M2C	v	HF	27	30	BK	3557	220	5.7	10.5	0.54
S4-9	M2C	h	-	29	48	VV	2112	116	15.1	16.8	0.90
S4-10	M2C	h	-	32	87	VV	1041	99	14.5	16.8	0.86
S5-11	M2C	h	N	28	48	VV	4012	245	17.7	24	0.74
S7-15	HFB	v	N	147	40	BK	2749	185	6.1	9.7	0.63
S7-16	HFB	v	N	47	30	BK	3349	187	8.5	9.7	0.88
										Mittel unbewehrt:	0.85
										Mittel bewehrt:	0.68

- \*) v : Vollquerschnitt  
h : Hohlquerschnitt
- \*\*) N : normalfeste Längsbewehrung  
HF : hochfeste Längsbewehrung
- \*\*\*) VA : Versagensart  
BK : Versagen durch Biegeknicken  
VV : Vorzeitiges Versagen durch Bruch in einer Schwachstelle des Bauteils

Tabelle 11: Zusammenstellung der wichtigsten Versuchsergebnisse im Überblick

Betrachtet man die gemessenen **Anfangsbiegesteifigkeiten**  $EI_0$  und vergleicht sie mit den theoretischen Werten  $EI_{0,th}$ , die man für einen ungerissenen Querschnitt erhält, so stellt man fest, dass die Messwerte alle (zum Teil deutlich) unter den theoretischen Werten liegen. Es gibt verschiedene Ursachen für diese Abweichung:

- o **Geometrische Imperfektionen** der Stützen führen zu einem zusätzlichen Moment, das in der Berechnung der Biegesteifigkeit nicht berücksichtigt wird. Gleichung (15) gibt den daraus resultierenden Fehler an:

$$err_{imp}(EI_0) = \frac{dM_{imp}}{d\kappa} = e_0 \frac{dQ}{d\kappa} \quad (15)$$

In Gleichung (15) bezeichnet  $e_0$  den Anteil an der Lastausmitte im SQS aus der geometrischen Imperfektion der Stütze. Es ist physikalisch leicht einzusehen, dass die Krümmung mit zunehmender Axiallast schnell wächst, wenn die Lastausmitte gross ist, und langsamer ansteigt, wenn die Ausmitte geringer ist. Die Ableitung der Axiallast nach der Krümmung, und damit auch der Fehler  $err_{imp}$ , sind deshalb umgekehrt proportional zu der Ausmitte der Lasteintragung  $e_1$ . Abhängig vom Vorzeichen von  $e_0$  kann der Fehler  $err_{imp}$  im Übrigen positive oder negative Werte annehmen.

- o Weist der Beton der Stütze bereits **Vorschädigungen** auf, so kann sich die Steifigkeit der Stütze vermindern. Solche Vorschädigungen können zum Beispiel durch das Schwinden des Betons verursacht werden. Die bewehrten Stützen, die für diese Arbeit verwendet werden, weisen auf der Oberfläche auch wirklich alle Risse senkrecht zur Bauteilachse auf, die sich zu einem Netz verästeln, das die ganze Bauteiloberfläche überzieht (siehe Abbildung 155). Diese Risse entstehen als Folge des Schwindens des Betons. Der Beton

verkürzt sich dabei, was zu einer geometrischen Inkompatibilität mit den Bewehrungsstäben führt. Die ausserordentlich steifen Bewehrungsstäbe widersetzen sich der Verkürzung des Betons und führen zur Bildung der beobachteten senkrecht zur Bauteilachse verlaufenden Risse. Die netzartigen feinen Risse dazwischen sind entweder ebenfalls auf dieses Phänomen zurückzuführen, oder aber sie entstehen als Folge des Feuchtigkeitsgradienten, beim Trocknen der Stütze. Auch dabei handelt es sich um ein Phänomen, das als Schwinden bezeichnet wird.



Abbildung 155: Schwindrisse auf der Oberfläche der bewehrten Stütze S3-8

Da ein Grossteil der Schwindrisse nur bei bewehrten Stützen auftreten, ist die zu erwartende Abminderung der Biegesteifigkeit  $\Delta EI_{schw}$  grösser für bewehrte als für unbewehrte Stützen.

Das Schwinden des Betons führt zu einer systematischen Unterschätzung der Biegesteifigkeit. Bei bewehrten Querschnitten ist ausserdem zu erwarten, dass die Biegesteifigkeit des gerissenen Querschnitts mit zunehmender Last erst zunimmt, da die Steifigkeit des Betons auf der Druckseite mit zunehmendem Zusammendrücken der Risse ansteigt.

Zu beachten ist im Übrigen, dass die Krümmung aus den Messwerten der Omega-Dehnmesser errechnet wird. Es handelt sich dabei deshalb um eine durchschnittliche Krümmung über die Messlänge von 100 mm. Da die Schwindrisse einen diskreten Charakter haben, ist der Einfluss der Schwindrisse auf die gemessene Krümmung, und damit auch die Biegesteifigkeit, abhängig von Anzahl und Lage der Schwindrisse gegenüber der Messzone.

- Eine weitere Fehlerquelle ist das **Messsystem**. Dabei ist besonders zu erwähnen, dass die Krümmung aus den Dehnungen der Randfasern errechnet wird. Da die Axiallast im Versuch kontinuierlich gesteigert wird, sind diese Dehnungen anfangs recht gering und wachsen dann immer stärker an. Deshalb ist der Einfluss der Dehnungs-Messfehler auf die errechnete Biegesteifigkeit am Anfang besonders gross. Dies ist unglücklich, da gerade die Anfangsbiegesteifigkeit von Interesse ist.

Dieser Fehler kann sowohl positive wie auch negative Werte annehmen.

Es ist schwierig den Einfluss der einzelnen Phänomene zu quantifizieren. Es spricht aber einiges dafür, dass die grösste Bedeutung der Abminderung der Biegesteifigkeit durch Vorschädigung zukommt. Erstens sind die gemessenen Biegesteifigkeiten durchwegs kleiner als die theoretischen. Da einzig die Vorschädigung des Bauteils zwingend einen kleineren Messwert der Biegesteifigkeit zur Folge hat, ist dies ein Indiz dafür, dass dieses Phänomen vorherrschend ist. Wenn man ausserdem die Quotienten aus dem Messwert und dem theoretischen Wert der Biegesteifigkeit betrachtet (im Folgenden „**normalisierte Biegesteifigkeit**“ genannt), so stellt man fest, dass dessen Mittelwert über sämtliche unbewehrten Stützen mit 0.85 deutlich höher liegt als der Mittelwert über die bewehrten Prüfkörper (0.68).

Abbildung 156 und Abbildung 157 zeigen die normalisierten Biegesteifigkeiten der dreizehn Stützenversuche, einmal aufgetragen gegen die Ausmitte der Lasteinleitung, das andere Mal aufgetragen gegen das Betonalter. Dabei scheint die normalisierte Biegesteifigkeit mit zunehmender Ausmitte der Lasteinleitung tendentiell etwas zuzunehmen. Mit zunehmendem Betonalter hingegen scheint die normalisierte Biegesteifigkeit eher etwas abzunehmen. Beide Feststellungen liessen sich unter der Annahme, dass in erster Linie das Schwinden verantwortlich ist für die Abnahme der Biegesteifigkeit, gut erklären. Allerdings ist die Tendenz viel zu undeutlich als dass sich darüber gesicherte Aussagen machen liessen.

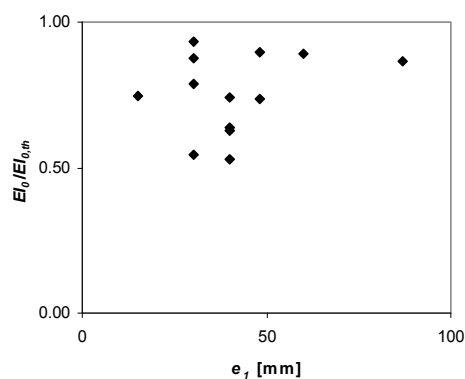


Abbildung 156: Die normalisierte Biegesteifigkeit aufgetragen gegen die Ausmitte der Lasteintragung  $e_1$

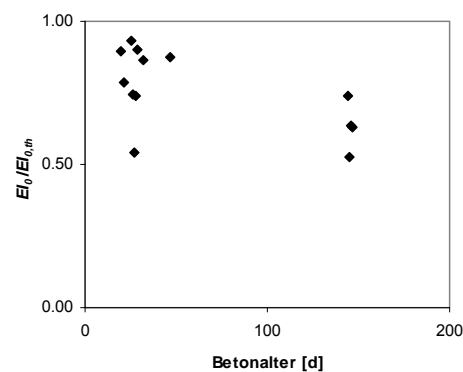


Abbildung 157: Die normalisierte Biegesteifigkeit aufgetragen gegen das Betonalter bei Durchführung des Versuchs

## 5 FEHLERBETRACHTUNG ZUR FOTOGRAMMETRIE

Die fotogrammetrischen Messungen, welche im Rahmen dieser Arbeit gemacht worden sind, hatten in erster Linie zum Ziel, die Vor- und Nachteile dieser Art von Messsystem zu erforschen. Das grösste Interesse gilt dabei der Quantifizierung der Messfehler, mit denen das System behaftet ist.

Die hier dargestellte Fehlerbetrachtung soll daher dazu dienen, eine Grössenordnung für den zu erwartenden systemimmanenten Fehler des im Rahmen dieser Arbeit verwendeten fotogrammetrischen Messsystems zu liefern.

### 5.1 ZUSAMMENFASSUNG DER ERGEBNISSE

Das zur Bildanalyse verwendete Computerprogramm erlaubt es in Bilderserien Objekte zu verfolgen, welchen ein Pixelmuster zugeordnet wurde. Um dabei die Genauigkeit der Objekterkennung zu erhöhen, wurden beim Versuchsaufbau diejenigen Punkte auf den Versuchskörpern, deren Bewegungen später ausgewertet werden sollten, mit runden schwarzen Aufklebern markiert (siehe Abbildung 158). Dadurch werden die Kontraste in den Regionen um die Messpunkte erhöht, was dem Programm die Erkennung der Messpunkte erleichtert. Der Durchmesser der Aufkleber beträgt bei der verwendeten Auflösung ungefähr 14 Pixel.



Abbildung 158: Zoom einer Markierung, wie sie für diese Arbeit verwendet wurden

In Tabelle 12 sind die Standardabweichungen der beiden wichtigsten Fehlerquellen, der Verzerrung und der Bilderkennung angegeben.

Kamera		Verzerrung	Statistischer Fehler
S50	x	0.110 *	0.05
	y	0.110 *	0.05
G1	x	0.095	0.05
	y	0.076	0.05

Tabelle 12: Standardabweichung der wichtigsten inneren Fehler in [Pixel]. Die mit (\*) bezeichneten Werte sind mit einer geringeren Brennweite entstanden. Der Fehler wächst mit abnehmender Brennweite tendenziell, es handelt sich also um eine obere Grenze des Fehlers.



In Tabelle 13 sind die Standardabweichungen der Verzerrung sowie des statistischen Fehlers in [ $\mu\text{m}$ ] nach Prüfkörper aufgeführt. Für Fehler, die in  $x$ - und  $y$ -Richtung verschieden sind, wird jeweils der grössere Wert berücksichtigt.

	S1-1	S1-2	S1-3	S1-4	S2-5	S2-6	S3-7	S4-9	S4-10	S5-11	S7-15	S7-16
Verzerrung	69	69	69	79	69	79	79	69	69	69	79	73
Stat. Fehler	31	31	31	42	31	42	42	31	31	31	42	38

Tabelle 13: Standardabweichung der Messresultate bezüglich des wahren Werts in Mikrometer

## 5.2 THEORETISCHE GRUNDLAGEN

Um die Genauigkeit dieser Messmethode abschätzen zu können, müssen zunächst die möglichen Fehlerquellen identifiziert werden. Folgende Fehlerquellen kommen in Frage:

- Brechung des Lichts in der Luft zwischen dem Objekt und der Kamera (Flimmern)
- Verzerrung durch die Kamera
- Bewegung der Kamera
- Bewegung der Fixpunkte
- Fehler bei der Bilderkennung

Die Fehler lassen sich nach 2 Kriterien klassifizieren (siehe Abbildung 159). Erstens lassen sich die Fehler in innere, das heisst systemimmanente, und äussere, vom Messsystem unabhängige, Fehler unterteilen. Die inneren Fehler sind diejenigen, die auch bei perfekter Handhabung und unter idealen äusseren Bedingungen nicht zu vermeiden sind. Die äusseren Fehler sind solche, die durch die äusseren Bedingungen oder durch fehlerhafte Manipulationen verursacht werden.

Zweitens können die Fehler in statistische und in systematische Fehler unterteilt werden. Systematische Fehler sind „reproduzierbare“ Fehler. Wird die genau gleiche Messung am genau gleichen Objekt 2 Mal in identischer Weise gemacht, so ist auch der systematische Fehler jeweils der gleiche. Der statistische Fehler hingegen ist nicht „reproduzierbar“. Er gehorcht einer Wahrscheinlichkeitsverteilung, ist aber innerhalb dieses Rahmens völlig zufällig verteilt.

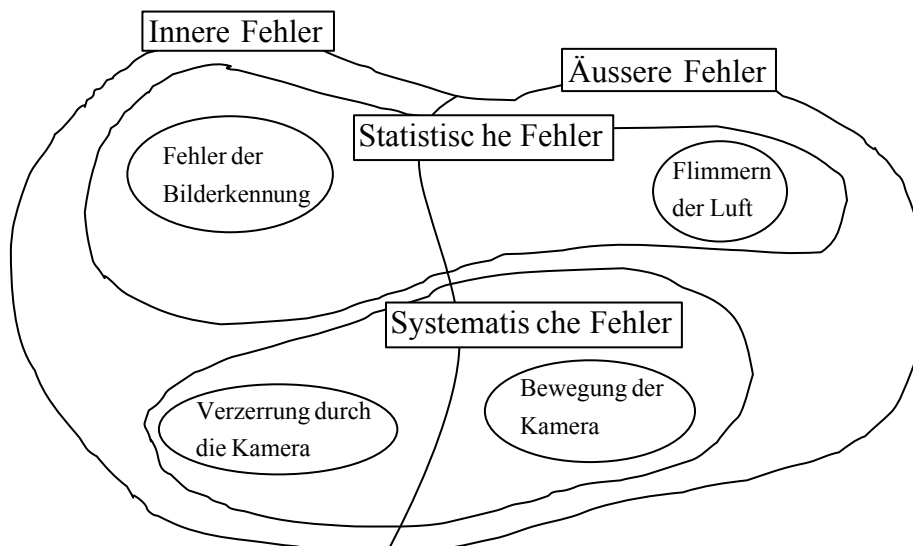


Abbildung 159: Darstellung verschiedener Fehlerquellen in einem Mengendiagramm. Die Aufzählung ist nicht erschöpfend.

### 5.3 QUANTIFIZIERUNG UND ELIMINATION DER SYSTEMATISCHEN FEHLER

Der Fehler aus der **Verzerrung** durch die Kamera wird durch die numerische Entzerrung der Bilder teilweise entfernt. Diese numerische Entzerrung stützt sich allerdings auf vereinfachende mathematische Modelle, was dazu führt, dass ein Teil der Verzerrung erhalten bleibt. Die Matlab-Applikation, die hier für die Entzerrung der Bilder verwendet wird, liefert eine Fehlerschätzung. Dabei ist der angegebene Fehler laut Handbuch gleich „ungefähr 3 Mal der Standardabweichung“. Die Fehler, die die Matlab-Applikation angibt, sind in Tabelle 14 aufgelistet. Es gilt zu beachten, dass die Kalibrierung der Kamera S50 mit einer kleineren Brennweite erfolgt als die Brennweite, die bei den Versuchen verwendet wird. Dies ist im Grunde falsch, da es hier aber vor allem darum geht, die Grössenordnung des Fehlers abzuschätzen, kann dies toleriert werden. Ausserdem ergibt eine kleinere Brennweite eine grössere Verzerrung und tendenziell auch einen grösseren systematischen Fehler. Deshalb ist der in Tabelle 14 angegebene Wert als obere Grenze anzusehen.

Kamera		Pixel error	Standardabw.
S 50	x	0.329	0.110
	y	0.330	0.110
G1	x	0.284	0.095
	y	0.227	0.076

Tabelle 14: Fehler der Bildentzerrung

Ein Fehler, der von einer **Bewegung der Kamera oder der Fixpunkte** herrührt, kann leicht erkannt werden, wenn die Bewegung zwischen zwei Aufnahmen stattfindet. Dazu können die Messpunkte eines Fixpunktes verfolgt werden. Eine solche Bewegung führt dabei dazu, dass die Messpunkte vor der Bewegung und die nach der Bewegung deutlich in zwei Gruppen unterteilt werden können. Dabei lässt sich die Differenz zwischen den Mittelwerten der Messpunkte vor und derjenigen nach der Bewegung ausrechnen. Die Differenz kann anschliessend aus den Messwerten herausgerechnet werden und der Fehler lässt sich vollständig eliminieren.

Findet eine stetige Bewegung der Kamera statt, so kann der entsprechende Fehler nicht ohne weiteres von der Bewegung des Objekts unterschieden werden. Deshalb muss nach der Elimination aller anderen Fehler und der Quantifizierung der Unsicherheiten daran gedacht werden, dass solche Fehler die Resultate beeinflussen können. In der Regel sollte aber, wenn die Kamera sorgfältig aufgebaut ist, keine Bewegung der Kamera stattfinden. Hingegen ist daran zu denken, dass, im konkreten Fall der Stützenversuche dieser Arbeit, die Stange, die den „Fixpunkten“ als Träger dient, auf der Presse angebracht ist, die unter der aufgebrachten Last ebenfalls eine gewisse elastische Erformung erfährt. Es ist also zu erwarten, dass die Fixpunkte während der Versuche kontinuierlich leicht wandern.

## 5.4 QUANTIFIZIERUNG DES STATISTISCHEN FEHLERS

Nehmen wir an, dass die Summe der statistischen Fehler zu einem normal verteilten Fehler führt. Nennen wir deshalb diese Summe den statistischen Fehler, der bestimmt ist durch seinen Erwartungswert und seine Standardabweichung. Nehmen wir an, dass sein Erwartungswert gleich null sei, so ist der Fehler vollständig definiert durch die Standardabweichung.

Betrachten wir nun drei „Fixpunkte“. Als Fixpunkt bezeichnen wir in diesem Zusammenhang Punkte,

- die sich nur wenig bewegen
- deren Abstände von einander (im vektoriellen Sinne) konstant sind
- und deren Bewegungen ausschliesslich in einer Ebene senkrecht zur Blickrichtung der Kamera stattfinden.

Da die wirkliche Position der Punkte nicht bekannt ist und auch nicht zwingend unbeweglich ist, kann die Standardabweichung nicht ohne weiteres errechnet werden. Mit der Methode, die im Folgenden beschrieben wird, kann der Fehler aber dennoch quantifiziert werden.

Rein deterministisch lässt sich unter den angesprochenen Bedingungen folgende Gleichung aufstellen:

$$\begin{pmatrix} x_B \\ y_B \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} x_A \\ y_A \end{pmatrix} + u \cdot \begin{pmatrix} x_C - x_A \\ y_C - y_A \end{pmatrix} + v \cdot \begin{pmatrix} -y_C + y_A \\ x_C - x_A \end{pmatrix} \quad (16)$$

Dabei bezeichnen  $x_Z$  und  $y_Z$  die wirklichen Koordinaten der drei Fixpunkte im absoluten Koordinatensystem und  $u$  und  $v$  sind die Koordinaten des Punkts B im Vektorraum, der vom Vektor  $\overrightarrow{AC}$  und dessen Normalvektor aufgespannt wird.

Spalten wir nun den Messwert eines Punktes in zwei Teile, den „wirklichen“ Teil und den statistischen Fehler. Beide sind zunächst unbekannt:

$$\begin{pmatrix} X_Z \\ Y_Z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} x_Z \\ y_Z \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} U_Z \\ V_Z \end{pmatrix} \quad (17)$$

Dabei sind sowohl die Messwerte als auch die statistischen Fehler Zufallsvariablen, während der wirkliche Teil eine Konstante ist. Die Zufallsvariablen in  $x$ - und in  $y$ -Richtung sind dabei unabhängig. Ebenso sind die Zufallsvariablen der verschiedenen Punkte voneinander unabhängig.

Der wirkliche Teil beinhaltet hier auch den systematischen Fehler, von dem wir aber annehmen wollen, dass er konstant ist, und damit die Präzision der Messung eines Fixpunktes von einem Bild zum nächsten nicht beeinflusst. Diese Annahme ist zulässig, wenn die Fixpunkte sich, wie gefordert, nur geringfügig verschieben.

Die deterministische Gleichung (16) kann nun in probabilistischer Form ausgedrückt werden:

$$\begin{pmatrix} X_B^* \\ Y_B^* \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_A \\ Y_A \end{pmatrix} + u \cdot \begin{pmatrix} X_C - X_A \\ Y_C - Y_A \end{pmatrix} + v \cdot \begin{pmatrix} -Y_C + Y_A \\ X_C - X_A \end{pmatrix} \quad (18)$$

Dabei entstehen zwei neue Zufallsvariablen  $X_B^*$  und  $Y_B^*$ . Da sie aus einer Summe von normal verteilten Zufallsvariablen entstehen, sind auch sie normal verteilt. Dabei erhält man für den Erwartungswert von  $X_B^*$ :

$$\begin{aligned} E(X_B^*) &= E(X_A + u \cdot (X_C - X_A) + v \cdot (-Y_C + Y_A)) \\ E(X_B^*) &= x_A + u \cdot (x_C - x_A) + v \cdot (-y_C + y_A) + (1-u)E(U_A) + E(U_C) - vE(V_C) + vE(V_A) \end{aligned} \quad (19)$$

Da die Erwartungswerte von  $U_A$ ,  $U_C$ ,  $V_C$  und  $V_A$  gleich null sind, lässt sich diese Gleichung weiter vereinfachen:

$$\begin{aligned} E(X_B^*) &= x_A + u \cdot (x_C - x_A) + v \cdot (-y_C + y_A) \\ E(X_B^*) &= x_B = E(X_B) \end{aligned} \quad (20)$$

Für die Varianz von  $X_B^*$  ergibt sich:

$$\begin{aligned} \sigma^2(X_B^*) &= \sigma^2(X_A + u \cdot (X_C - X_A) + v \cdot (-Y_C + Y_A)) \\ \sigma^2(X_B^*) &= \sigma^2(U_A + u \cdot U_C - u \cdot U_A - v \cdot V_C + v \cdot V_A) \end{aligned} \quad (21)$$

Da die einzelnen Terme von einander unabhängig sind, ergibt dies:

$$\sigma^2(X_B^*) = (1+u^2)\sigma^2(U_A) + u^2 \cdot \sigma^2(U_C) + v^2 \cdot \sigma^2(V_C) + v^2 \cdot \sigma^2(V_A) \quad (22)$$

Nimmt man ausserdem an, dass die Varianzen in  $x$ - und in  $y$ -Richtung für jeden Punkt gleich sind, so erhält man:

$$\sigma^2(X_B^*) = (1+2u^2)\sigma^2(U) + 2v^2 \cdot \sigma^2(V) \quad (23)$$

Für  $Y_B^*$  erhält man in gleicher Weise:

$$E(Y_B^*) = y_B = E(Y_B) \quad (24)$$

und

$$\sigma^2(Y_B^*) = 2v^2 \cdot \sigma^2(U) + (1+2u^2)\sigma^2(V) \quad (25)$$

Für die Differenzen  $X_B^* - X_B$  und  $Y_B^* - Y_B$  erhält man deshalb:

$$\begin{aligned} E(X_B^* - X_B) &= E(X_B^*) - E(X_B) = x_B - x_B = 0 \\ E(Y_B^* - Y_B) &= E(Y_B^*) - E(Y_B) = y_B - y_B = 0 \end{aligned} \quad (26)$$

und

$$\begin{aligned} \sigma^2(X_B^* - X_B) &= (2+2u^2)\sigma^2(U) + 2v^2 \cdot \sigma^2(V) \\ \sigma^2(Y_B^* - Y_B) &= 2v^2 \cdot \sigma^2(U) + (2+2u^2)\sigma^2(V) \end{aligned} \quad (27)$$

Dieses Gleichungssystem lässt sich nach den Varianzen von  $U$  und  $V$  auflösen und man erhält:

$$\begin{aligned}\sigma^2(U) &= \frac{(2+2u^2) \cdot \sigma^2(X_B^* - X_B) - 2v^2 \cdot \sigma^2(Y_B^* - Y_B)}{(2+2u^2)^2 - (2v^2)^2} \\ \sigma^2(V) &= \frac{(2+2u^2) \cdot \sigma^2(Y_B^* - Y_B) - 2v^2 \cdot \sigma^2(X_B^* - X_B)}{(2+2u^2)^2 - (2v^2)^2}\end{aligned}\quad (28)$$

Mit diesen theoretischen Formeln gilt es nun aus den Messresultaten **Schätzer für die Varianzen  $\sigma^2(U)$  und  $\sigma^2(V)$**  zu errechnen.

Aus (16) erhält man für  $u$  und  $v$  folgende Terme:

$$\begin{aligned}u &= \frac{(x_A - x_B)(x_A - x_C) + (y_A - y_B)(y_A - y_C)}{(x_A - x_C)^2 + (y_A - y_C)^2} \\ v &= \frac{(x_A - x_C)(y_A - y_B) - (x_A - x_B)(y_A - y_C)}{(x_A - x_C)^2 + (y_A - y_C)^2}\end{aligned}\quad (29)$$

Aus den gemessenen Mittelwerten  $\overline{X_Z}$  und  $\overline{Y_Z}$  können deshalb folgende Schätzer für  $u$  und  $v$  errechnet werden:

$$\begin{aligned}\hat{u} &= \frac{(\overline{X_A} - \overline{X_B})(\overline{X_A} - \overline{X_C}) + (\overline{Y_A} - \overline{Y_B})(\overline{Y_A} - \overline{Y_C})}{(\overline{X_A} - \overline{X_C})^2 + (\overline{Y_A} - \overline{Y_C})^2} \\ \hat{v} &= \frac{(\overline{X_A} - \overline{X_C})(\overline{Y_A} - \overline{Y_B}) - (\overline{X_A} - \overline{X_B})(\overline{Y_A} - \overline{Y_C})}{(\overline{X_A} - \overline{X_C})^2 + (\overline{Y_A} - \overline{Y_C})^2}\end{aligned}\quad (30)$$

Als Schätzer für  $\sigma^2(X_B^* - X_B)$  und  $\sigma^2(Y_B^* - Y_B)$  können die gemessenen Varianzen  $s^2(X_B^* - X_B)$  und  $s^2(Y_B^* - Y_B)$  dienen. Damit erhält man aus (28):

$$\begin{aligned}\hat{\sigma}^2(U) &= \frac{(2+2\hat{u}^2) \cdot s^2(X_B^* - X_B) - 2\hat{v}^2 \cdot s^2(Y_B^* - Y_B)}{(2+2\hat{u}^2)^2 - (2\hat{v}^2)^2} \\ \hat{\sigma}^2(V) &= \frac{(2+2\hat{u}^2) \cdot s^2(Y_B^* - Y_B) - 2\hat{v}^2 \cdot s^2(X_B^* - X_B)}{(2+2\hat{u}^2)^2 - (2\hat{v}^2)^2}\end{aligned}\quad (31)$$

## 5.5 NUMERISCHE ANWENDUNG

Zwei Versuche, während derer 3 Fixpunkte im Kamerablickfeld verfolgt werden können, sollen hier ausgewertet werden um die Standardabweichungen  $\sqrt{\sigma^2(U)}$  und  $\sqrt{\sigma^2(V)}$  abzuschätzen.

Für die Aufnahmen wird im ersten Fall eine Kamera vom Typ Canon S50, im zweiten eine vom Typ Canon G1 verwendet. Die Sichtfelder sind so gewählt, dass 1 mm im ersten Fall ungefähr 1.6 Pixel entspricht, im zweiten beträgt der Wert 1.3 Pixel.

Als Grundlage der Untersuchung des statistischen Fehlers dienen bereits entzerrte Bilder. Dabei ist es wichtig darauf zu achten, dass die Bilder, die zur Kalibrierung der Kamera dienen mit der gleichen Brennweite aufgenommen werden wie die Bilder, die zu entzerren sind. Es ist anzumerken, dass in den beiden folgenden numerischen Beispielen die Kalibrierung fälschlicherweise mit Bildern anderer Brennweiten gemacht wurde. Allerdings ist der Einfluss auf die Grösse des statistischen Fehlers sehr gering. Grund dafür ist, dass die betrachteten Fixpunkte sich nur sehr geringfügig verschieben. Da der statistische Fehler sich nicht sprunghaft verändert, bleibt er in der Umgebung der Fixpunkte näherungsweise konstant. Entsprechend beeinflusst die Entzerrung wohl die Position des Fixpunktes, aber kaum dessen Bewegung. Da die verwendete Methode zur Quantifizierung des statistischen Fehlers aber die Unterschiede in den Bewegungen der Fixpunkte untersucht und nicht deren Position, ist der Einfluss der Entzerrung auf den Wert des statistischen Fehlers vernachlässigbar.

### Versuch S2-5 e = 3 cm

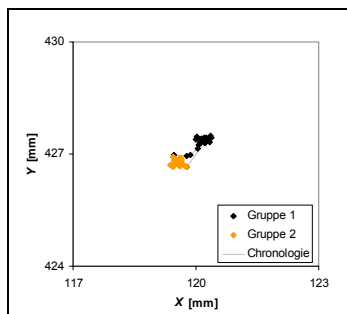


Abbildung 160: Messpunkte des Fixpunkts A

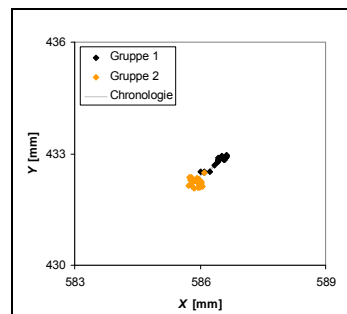


Abbildung 161: Messpunkte des Fixpunkts B

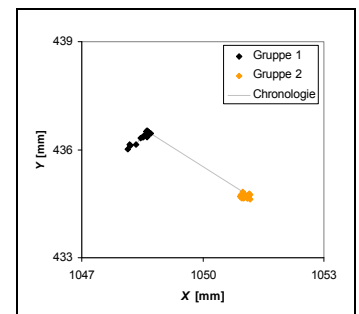
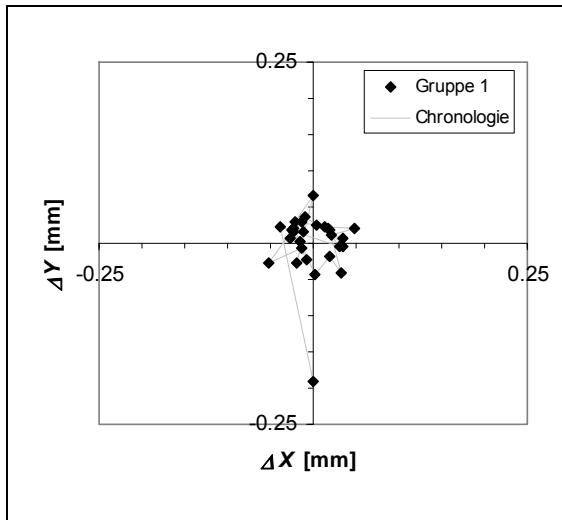


Abbildung 162: Messpunkte des Fixpunkts C

Die Messpunkte lassen sich eindeutig in 2 Gruppen teilen. (siehe Abbildung 160 bis Abbildung 162) Der Grund für den Sprung, den die Messwerte machen, ist, dass auf einem Bild zwischen den beiden Gruppen ein Hindernis mehrere der verfolgten Punkte verdeckt. Deshalb müssen auf dem darauf folgenden Bild die zu verfolgenden Punkte neu definiert werden. Es handelt sich also bei diesem Sprung nicht um eine wirkliche Bewegung der Fixpunkte, sondern nur um einen Fehler bei der Bildanalyse. Da dieser Fehler allerdings auch zu einer Veränderung der Parameter  $u$  und  $v$  führt, müssen die Gruppen separat auf den statistischen Fehler untersucht werden.

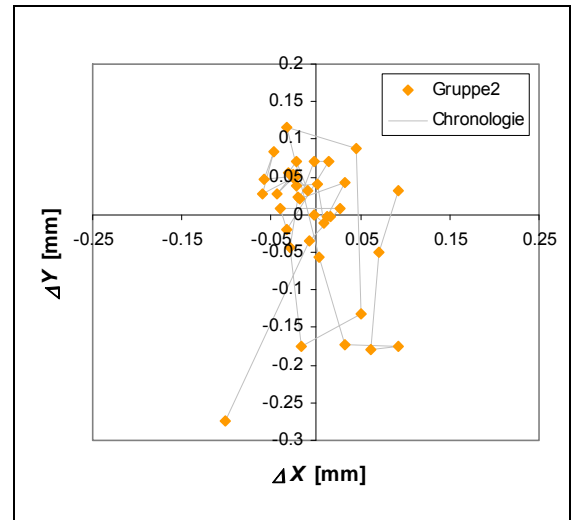
In den Abbildung 163 und Abbildung 164 sind für beide Gruppen von Messpunkten folgende Variablen grafisch dargestellt:

$$\begin{aligned}\Delta X &= X_B^* - X_B \\ \Delta Y &= Y_B^* - Y_B\end{aligned}\quad (32)$$



Anzahl Messpunkte:	28
$\hat{u} =$	0.5023
$\hat{v} =$	0.0010
$s^2(X_B^* - X_B) =$	0.00061 mm <sup>2</sup>
$s^2(Y_B^* - Y_B) =$	0.00207 mm <sup>2</sup>
$\sqrt{\hat{\sigma}^2(U)} =$	0.016 mm 0.026 Pixel
$\sqrt{\hat{\sigma}^2(V)} =$	0.029 mm 0.046 Pixel

Abbildung 163: Differenz zwischen dem Messwert und dem Rechenwert für Fixpunkt B



Anzahl Messpunkte:	37
$\hat{u} =$	0.5007
$\hat{v} =$	0.0016
$s^2(X_B^* - X_B) =$	0.00156 mm <sup>2</sup>
$s^2(Y_B^* - Y_B) =$	0.00619 mm <sup>2</sup>
$\sqrt{\hat{\sigma}^2(U)} =$	0.025 mm 0.040 Pixel
$\sqrt{\hat{\sigma}^2(V)} =$	0.050 mm 0.080 Pixel

Abbildung 164: Differenz zwischen dem Messwert und dem Rechenwert für Fixpunkt B



## Versuch S7-16 e = 3 cm

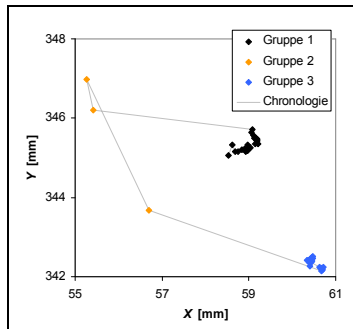


Abbildung 165: Messpunkte des Fixpunkts A

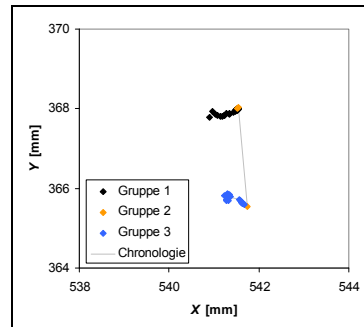


Abbildung 166: Messpunkte des Fixpunkts B

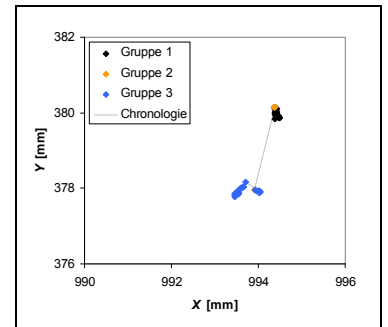
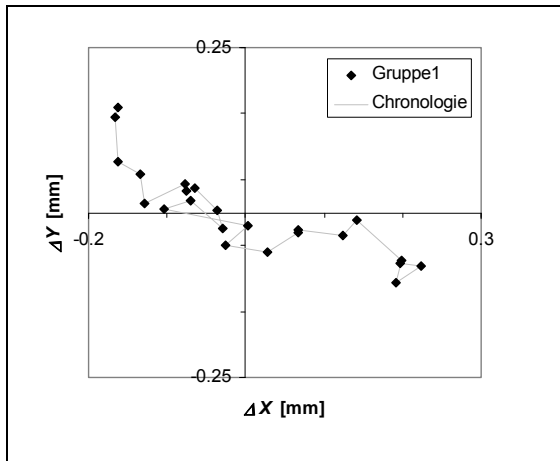


Abbildung 167: Messpunkte des Fixpunkts C

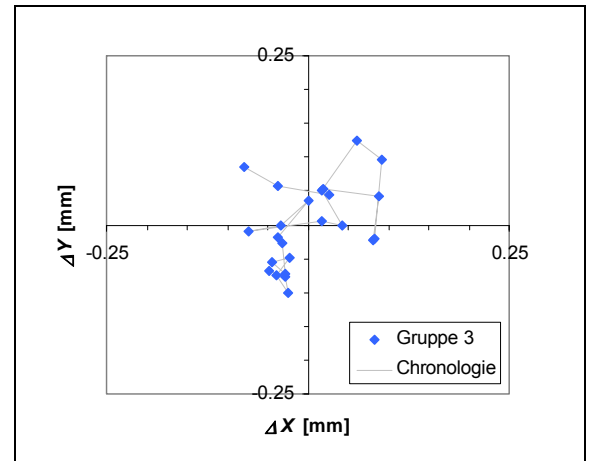
Wiederum sind mehrere Gruppen von Punkten zu erkennen. Dieses Mal kann man von 3 Gruppen sprechen. Grund für das sprunghafte Verhalten zwischen den Gruppen 1 und 2 ist dieses Mal, dass durch die Verformung der Stütze während dem Versuch die Kabel von einigen Messgeräten sich nach und nach verschieben und dabei den Fixpunkt A verdecken. Die ersten zwei Messpunkte der Gruppe 2 sind deshalb bei den Fixpunkten B und C, die nicht verdeckt werden, noch eindeutig in einer Reihe mit der Gruppe 1 zu sehen, während sie bei Fixpunkt A heftige Sprünge machen, die daher kommen, dass das Bilderkennungsprogramm Schwierigkeiten bekommt, den praktisch völlig verdeckten Fixpunkt A zu erkennen. Ausserdem lässt sich bei einer visuellen Untersuchung der Bilder feststellen, dass die Trägerstange, auf der die Fixpunkte aufgeklebt sind während dieser Phase eine deutliche Verschiebung erfährt. Dies erklärt, warum innerhalb der Gruppe 2 schliesslich auch eine Verschiebung der Fixpunkte B und C stattfindet. Diese Verschiebung der Trägerstange geschieht entweder bei der Entfernung der Kabel, die die Sicht auf den Fixpunkt A verdecken oder durch ein Stück Beton, dass während dieser Zeit am Fuss der Stütze abplatzt und dabei die Stange getroffen haben könnte.

Die Gruppe 2, die diejenigen Punkte zusammenfasst, die den Übergang bilden von der Gruppe 1 zur Gruppe 3, ist nicht sinnvoll auszuwerten. Deshalb beschränken wir uns auf die Gruppen 1 und 3.



Anzahl Messpunkte:	23
$\hat{u} =$	0.5158
$\hat{v} =$	0.0050
$s^2(X_B^* - X_B) =$	0.01639 mm <sup>2</sup>
$s^2(Y_B^* - Y_B) =$	0.00455 mm <sup>2</sup>
$\sqrt{\hat{\sigma}^2(U)} =$	0.080 mm 0.104 Pixel
$\sqrt{\hat{\sigma}^2(V)} =$	0.042 mm 0.055 Pixel

Abbildung 168: Differenz zwischen dem Messwert und dem Rechenwert für Fixpunkt B



Anzahl Messpunkte:	24
$\hat{u} =$	0.5155
$\hat{v} =$	0.0054
$s^2(X_B^* - X_B) =$	0.00270 mm <sup>2</sup>
$s^2(Y_B^* - Y_B) =$	0.00368 mm <sup>2</sup>
$\sqrt{\hat{\sigma}^2(U)} =$	0.033 mm 0.043 Pixel
$\sqrt{\hat{\sigma}^2(V)} =$	0.038 mm 0.049 Pixel

Abbildung 169: Differenz zwischen dem Messwert und dem Rechenwert für Fixpunkt B

## 5.6 AUSWERTUNG

Während für die Auswertung eines Versuches die Genauigkeit der Bilderkennung in [mm] interessant ist, ist die logische Einheit dieser Genauigkeit das [Pixel]. Als Mittel der Standardabweichungen der Bilderkennung erhält man im ersten Beispiel 0.048 Pixel, im zweiten 0.063 Pixel. Zu beachten ist aber, dass der Wert im zweiten Beispiel von  $\sqrt{\hat{\sigma}^2(U)}$  der Gruppe 1 stark nach oben gedrückt wird. Dieser hohe Wert von  $\sqrt{\hat{\sigma}^2(U)}$  kommt aber nur zu Stande, weil der statistische Fehler in diesem Fall eindeutig von einem systematischen überlagert wird. Bei der Quelle dieses systematischen Fehlers handelt es sich sehr wahrscheinlich um ein Kabel, das sich nach und nach vor den Fixpunkt A schiebt und so in der Auswertung des Bilderkennungsprogramms für eine stetige Verschiebung des Punktes sorgt (kontinuierliche Verschiebung der Messpunkte in Abbildung 168). Berücksichtigt man diesen Wert nicht für die Berechnung der durchschnittlichen Genauigkeit, so erhält man eine durchschnittliche Standardabweichung von 0.049 Pixel, also praktisch denselben Wert wie im ersten Rechenbeispiel.

Wie zu erwarten ist, ergibt sich also für beide verwendeten Kameras eine Standardabweichung des statistischen Fehlers von ungefähr 0.05 Pixel. In Tabelle 15 sind die Standardabweichungen in [ $\mu\text{m}$ ], die sich daraus für die verschiedenen Versuche ergeben, aufgelistet.

	S1-1	S1-2	S1-3	S1-4	S2-5	S2-6	S3-7	S4-9	S4-10	S5-11	S7-15	S7-16
Verzerrung	69	69	69	79	69	79	79	69	69	69	79	73
Stat. Fehler	31	31	31	42	31	42	42	31	31	31	42	38

Tabelle 15: Standardabweichung der Messresultate bezüglich des wahren Werts in [ $\mu\text{m}$ ]

## LITERATUR

- [1] : **Behloul M.**, Analyse et modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra hautes performances. Thèse de doctorat, Ecole normale supérieure de Cachan 1996
- [2] : **Stirnimann D., Jungwirth J., Muttoni A.**, Stützen aus Ultra-hochfestem Faserbeton. Diplomarbeit, IS-Beton, EPF Lausanne 2004
- [3] : **Stirnimann D., Jungwirth J., Muttoni A.**, Flambage de colonnes en béton fibré à ultra haute performance (BFUHP), Bericht 00.02.R6, IS-Beton, EPF Lausanne 2004
- [4]: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Schweizer Norm SN 505 262 „Betonbau“, Norm SIA 262:2003, 2003

## DANKSAGUNG

Die für diese Arbeit verwendeten Prüfkörper wurden von der Firma Alphabeton in Zusammenarbeit mit der Firma Holcim hergestellt und dem IS-Beton unentgeltlich zur Verfügung gestellt. Hierfür gilt ihnen unser grosser Dank.

Ein besonderes Dankeschön geht dabei an die Herren Ruch (Alphabeton) und Keller (Holcim), die die Arbeit begleitet und ihr Wissen und ihre Erfahrung eingebracht haben.

Ausserdem gilt ein grosser Dank auch den Studenten Bekir Omerovic und Olivier Bolliger, sowie dem Mechaniker-Team des IS für die grosse Hilfe bei den umfangreichen Laborarbeiten.