

DIPLOMARBEIT
Master's Thesis

**ERMITTLUNG DER BIEGESTEIFIGKEIT UND
DER VERFORMBARKEIT VON GERISSENEN
STAHLBETONQUERSCHNITTEN**

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

O. Univ. Prof. Dipl. Ing. Dr. Ing. Johann Kollegger, M.Eng.

[E212]

Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau
Karlsplatz 13/212
A-1040 Wien

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Schneider Bernd

0126542

A-5350 Strobl

Weissenbach 272

Wien, im April 2008

.....

Danksagung

Diese Arbeit markiert das Ende meines Bauingenieurstudiums an der TU - Wien. Für die fortwährende Unterstützung während der letzten Jahre gilt meiner Familie, insbesondere meinen Eltern, ein besonderer Dank. Ohne sie wäre das Studium in dieser Zeit nicht zu bewerkstelligen gewesen.

Besonders bedanken möchte ich mich auch bei allen Mitarbeitern des Instituts für Tragkonstruktionen – Betonbau, allen voran bei Herrn o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger M.Eng und Herrn Dipl.-Ing. Anton Schweighofer für deren Unterstützung, konstruktive Diskussionen und für den unkomplizierten Umgang. Sowohl die Arbeiten im Labor als auch die zahlreichen Diskussionen zum Thema waren eine Bereicherung meiner Studienzzeit.

Natürlich gebührt mein Dank auch allen Studienkolleginnen und Kollegen, die ich während der letzten Jahre kennen lernen durfte. Für ihre fortwährende Unterstützung möchte ich mich an dieser Stelle besonders bedanken. Weiters möchte ich mich bei allen Freunden und Bekannten bedanken, die mich in allen Lebenslagen unterstützt haben. Ein besonderer Dank für ihre Geduld und Verständnis gebührt meiner Freundin Monika.

Kurzfassung

Weitgespannte Schalentragerwerke üben im Bauwesen eine große Faszination bezüglich des geringen Materialeinsatzes und der hohen erreichbaren Spannweite aus. Jedoch ist die Schalung für ein derart doppelt gekrümmtes Bauwerk sehr aufwändig. An der Technischen Universität Wien wurde ein Verfahren entwickelt mit dem es möglich ist, zweifach gekrümmte Schalentragerwerke aus einer ebenen Ausgangsform herzustellen. Die ÖBB ist an das Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau herangetreten, um Voruntersuchungen für den Bau einer Wildbrücke durchzuführen. Diese Wildbrücke soll mit dem neuen Herstellungsverfahren angefertigt werden.

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit diesen Voruntersuchungen. Es wird einerseits der reine Stahlbetonquerschnitt analysiert und andererseits das Luftkissen, welches für den Aufstellvorgang des Bauswerks benötigt wird, getestet. Die Voruntersuchungen basieren auf zwei unterschiedlich bewehrten Plattenstreifen welche zu einem Bogen verkrümmt werden. Anschließend werden Belastungstestes durchgeführt und mögliche Grenzen des Verfahrens ermittelt. Vergleichsrechnungen des Umformungsprozesses und der Belastungstestes bilden den Abschluss der Arbeit.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	9
2	Projektbeschreibung	11
2.1	Grund des Baus einer Wildbrücke	11
2.2	Querschnittswahl	14
2.3	Statisches System	16
3	Herstellungsverfahren	23
4	Versuchskörper	26
5	Vorberechnungen	31
5.1	Momenten-Krümmungs-Beziehung	31
5.1.1	Ungerissener Zustand [10]	33
5.1.2	Gerissener Zustand [10]	34
5.1.3	Getroffene Annahmen	36
5.1.4	Berechnungen und Analyse	37
5.2	Luftdruck	43
5.2.1	Kompensieren des Eigengewichts	44
5.2.2	Erstrissbildung	44
5.2.3	Vorverformung	45
5.2.4	Auflagerkraft	46
5.2.5	Benötigter Luftdruck	47
6	Versuche und Analysen	48
6.1	Luftkissen	48
6.1.1	Aufgaben und Aufbau des Luftkissens	48
6.1.2	Anforderungen an die Folie	49
6.1.3	Versuchsaufbau	51
6.1.4	Versuchsergebnisse	55
6.2	Aufstellvorgang	56

<i>INHALTSVERZEICHNIS</i>	4
6.2.1 Versuchsaufbau	57
6.2.2 Betonfestigkeit	66
6.2.3 Aufstellvorgang des Plattenstreifens mit Betonstahl (Probekörper 1)	69
6.2.4 Aufstellvorgang des Plattenstreifens mit schlaff bewehrtem Spannstahl (Probekörper 2)	71
6.3 Numerische Simulation des Aufstellvorgangs	76
6.4 Belastungstests	81
6.4.1 Versuchsaufbau und Messtechnik	82
6.4.2 Ergebnisse der Belastungstests	87
6.5 Steifigkeitsanalyse	87
6.6 Maximal erreichbare Krümmung	94
6.6.1 Versuchsaufbau	94
6.6.2 Versuchsergebniss	94
7 Zusammenfassung und Ausblick	99
Literaturverzeichnis	103
A Folienversuche	104

Abbildungsverzeichnis

2.1	Wildquereinrichtungen [6]	12
2.2	Bahnstrecke der Koralmbahn [6]	13
2.3	Mindestquerschnittsfläche [6]	14
2.4	Gründe für die Querschnittsgröße [6]	15
2.5	Momentenlinie verschiedener statischer Systeme	17
2.6	Bestehende Rahmenbrücke [6]	18
2.7	Schalungsaufwand einer Kuppel [7]	19
2.8	Grundriß der Wildbrücke	20
2.9	Längenschnitt der Wildbrücke	21
2.10	Querschnitt der Wildbrücke	22
3.1	Abgewinkelte Kuppel am Beispiel einer Orangenschale [3]	24
3.2	Schematische Darstellung des Schalungssystems	25
4.1	Grundriss der Wildbrücke mit Plattenstreifen	27
4.2	Schnitte der Wildbrücke mit Plattenstreifen	28
4.3	Geometrische Zusammenhänge eines Bogens	29
5.1	Momenten-Krümmungs-Beziehung	32
5.2	Wirksamer Querschnitt Zustand I und Zustand II	32
5.3	Querschnittselement im Zustand I	34
5.4	Querschnittselement im Zustand II	36
5.5	C25/30 Momenten-Krümmungs-Diagramm	37
5.6	C30/37 Momenten-Krümmungs-Diagramm	39
5.7	C40/50 Momenten-Krümmungs-Diagramm	40
5.8	C50/60 Momenten-Krümmungs-Diagramm	40
5.9	Querschnitt Bewehrungsführung	43
5.10	Kräfteverteilung des Luftdrucks	47
6.1	Freie Oberfläche bei einer Kuppel [3]	49
6.2	Freie Oberfläche eines Plattenstreifens.	51

6.3	Versuchsaufbau Folienversuch	52
6.4	Möglichkeiten der Nahtstellen von Folien	54
6.5	Zugversuch PVC Folie mit Kleber	56
6.6	Schalungsplan Probekörper 1 und Probekörper 2	58
6.7	Bewehrungsplan Probekörper 1: obere Lage	59
6.8	Bewehrungsplan Probekörper 1: untere Lage	60
6.9	Bewehrungsplan Probekörper 1: Schnitte	61
6.10	Bewehrungsplan Probekörper 2: obere Lage	62
6.11	Bewehrungsplan Probekörper 2: untere Lage	63
6.12	Bewehrungsplan Probekörper 2: Schnitte	64
6.13	Herstellung des Luftkissens	65
6.14	Aufbau eines Plattenstreifens	65
6.15	Betonierte Versuchskörper	65
6.16	Dehnungsmessstreifen	66
6.17	Einrichtung zur horizontalen Verschiebung	67
6.18	Festigkeitsverlauf des Betons	69
6.19	Probekörper 1	70
6.20	Form Probekörper 1	71
6.21	Horizontalschub in Abhängigkeit des Stichts	72
6.22	Probekörper 2	73
6.23	Querschnitt Luftkissen mit Plattenstreifen	74
6.24	Form Probekörper 2	75
6.25	Rissbild Probekörper 2	76
6.26	Ergebnisse Bemessungsmodell	78
6.27	Vergleich der Formen aus Berechnung und Feldversuch	79
6.28	Spannungsverlauf während des Aufstellvorgangs	80
6.29	Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegung	82
6.30	Belastung des Bogens	83
6.31	Angeschweißte Bewehrung	84
6.32	Belastete Systeme	84
6.33	Vergleich der Durchbiegung mit dem Ist - Zustand	85
6.34	Berechnete Durchbiegung ungerissener Querschnitt	88
6.35	Berechnete Durchbiegung gerissener Querschnitt	89
6.36	Berechnete Durchbiegung System 1	90
6.37	Berechnete Durchbiegung System 2	91
6.38	Vergleich der Durchbiegungen bei Belastung in der Feldmitte	92
6.39	Vergleich der Durchbiegungen bei Belastung im Viertelpunkt	93
6.40	Maximal erreichte Form	95
6.41	Verkrümmung bis zum Versagen des Probekörpers	96
6.42	Schwachstelle des Betonquerschnitt und Bruchbild	96

6.43 Last - Dehnungs - Diagramm Spannstahl	97
7.1 Herstellung des Probekörpers	100
7.2 Belastungstests	101
7.3 Erhöhung des Stiches bis zum Bruch	101
7.4 Versagen des Querschnitts	102
A.1 Zugversuch PE Baufolie	104
A.2 Zugversuch PE Coreth Dampfbremse	105
A.3 Zugversuch PE Silofolie	105
A.4 Zugversuch PVC Folie mit Patex Gewebeklebeband	106
A.5 Zugversuch PVC Folie mit Kleber	106
A.6 Zugversuch PVC Folie mit Kleber kalt	107

Tabellenverzeichnis

4.1	Geometrische Zusammenhänge	30
5.1	Betongüten und Stahleinlagen und deren charakteristischen Eigenschaften	38
5.2	Rechenergebnisse für Querschnitte mit Betonstahl und Spannstahl	42
6.1	Verhältnis Öffnungswinkel zu Längendifferenz	50
6.2	Kombinationsmöglichkeiten Folie und Naht	55
6.3	Versuchsergebnisse der Druckversuche	68
6.4	Höhe Probekörper 2	73
6.5	Numerische Simulation des Aufstellvorgangs mit ABAQUS . .	77
6.6	Durchbiegungen System 1 und System 2	86
6.7	Steifigkeitsverlauf System 1 und System 2	89
6.8	Vorhandene Durchbiegungen und berechnete Durchbiegungen . .	91
6.9	Messergebnisse des Verkrümmens bis zum Bruch	95

Kapitel 1

Einleitung

Zweifach gekrümmte Schalen aus Beton herzustellen hat einerseits den Vorteil des geringen Materialaufwands, andererseits ist die Anfertigung der Schalung sehr aufwendig. An der Technischen Universität Wien (Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau) wurde ein Verfahren entwickelt mit dem es möglich ist, zweifach gekrümmte Schalentragswerke aus einer ebenen Ausgangsform herzustellen. Die aufwändigen Schalungsarbeiten sind daher nicht mehr notwendig.

Im Zuge des Baus der neuen Koralmbahn hat die ÖBB (Österreichische Bundesbahnen) die TU-Wien beauftragt Voruntersuchungen für den Bau einer Wildbrücke durchzuführen. Diese Brücke soll mit dem neuen Schalungssystem hergestellt werden. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit diesen Voruntersuchungen. Zuerst muss der notwendige Luftdruck, welcher für den Aufstellvorgang des Probekörpers benötigt wird, und die benötigte Bewehrung ermittelt werden. Da man unterschiedliche Bewehrungsarten testen wollte (Spannstahl, Betonstahl), hat man zwei Probekörper hergestellt. Ein Probekörper ist mit Baustahl, der andere mit schlaff eingelegtem Spannstahl bewehrt worden. Für die Verkrümmung des Betons ist ein Luftkissen erforderlich. Weil es sich bei den Probekörpern nicht um eine Kuppel, sondern um einen Bogen handelt, ist das Luftkissen der freien Oberfläche ausgesetzt. Aus diesem Grund werden Zugkräfte in der Folie aktiviert. Um ein geeignetes Luftkissen herzustellen, müssen im Vorfeld das Zugverhalten der Folie und deren Nahtstellen getestet werden. Nachdem das Luftkissen angefertigt worden ist, wurden die Plattenstreifen betoniert. Anschließend wurden diese zu einem Bogen verkrümmt. Dieser Aufstellvorgang wurde ebenfalls mit einem Finite Elemente Programm simuliert. Belastungstests mit dem Ziel die vorhandene Steifigkeit des teilweise gerissenen Querschnitts zu bestimmen wurden danach durchgeführt. Mit Hilfe von Vergleichsrechnungen und den Ergebnissen der Belastungstests wurden die vorhandenen Steifigkeiten ermittelt. Zum Schluss wurde die maximal erreichbare Krümmung des Probe-

körpers durch eine Verkrümmung bis zu seinem Bruch erfasst.

Zu Beginn der Arbeit wird das vorliegende Projekt der ÖBB beschrieben und das statische System erläutert. Im Anschluss wird das Herstellungsverfahren erklärt und die Geometrie des Probekörpers für die Voruntersuchungen dargestellt. Die notwendigen Vorberechnungen für die benötigte Bewehrung (Momenten-Krümmungs-Beziehung) und des Luftdrucks, welcher für die Verkrümmung des Probekörpers notwendig ist, werden im nächsten Kapitel behandelt. Anschließend werden praktischen Versuche beschrieben. Diese umfassen das Luftkissen und dessen Folie, welche den Luftdruck aufnehmen muss, sowie den Aufstellvorgang der beiden Probekörper. Versuche mit den aufgestellten Probekörpern wie Belastungstest und maximal erreichbare Krümmung und Berechnungen des Aufstellvorgangs sowie der Steifigkeit bilden den Abschluss dieses Kapitels. Am Ende wird noch ein kurzer Ausblick für mögliche weiterführende Arbeiten beschrieben.

Kapitel 2

Projektbeschreibung

2.1 Grund des Baus einer Wildbrücke

Im Zuge eines Bahnprojekts sind neben den Gleisanlagen auch einige Kunstbauten erforderlich. Dazu gehören Lärmschutzwände, Brücken und Entwässerungsanlagen. Allein um den Umweltschutz gerecht zu werden, sind spezielle Bauwerke notwendig. Darunter fallen beispielsweise Wildquereinrichtungen und Entwässerungsanlagen.

Wenn sich auf beiden Seiten der Bahnstrecke ein Wald befindet, sollte es die Möglichkeit eines Wildwechsels für die Tiere geben. Die Querung der Gleisanlage muss für die Tiere sicher sein. Für diese Querung sind spezielle Bauwerke zu planen. Diese Bauwerke werden Wildwechseleinrichtungen genannt.

Wenn sich ein Tier (Großwild) auf die Gleise verirrt, gibt es mehrere negative Konsequenzen. Einerseits besteht für das Tier die Gefahr, vom herannahenden Zug mitgerissen zu werden. Andererseits kann ein Tier auf den Schienenanlagen eine Notbremsung verursachen, die der Lockführer auslöst, falls er das Wild auf den Gleisanlagen sieht. Durch eine derartige Bremsung entstehen zwei Probleme. Einerseits kann es für die Zuginsassen gefährlich werden, denn ein plötzlicher Halt setzt große Fliehkräfte frei. Diese Kräfte wirken auf die jeweilige Person im Zugsinneren und können diese aus dem Gleichgewicht bringen. Verletzungen sind die Folge. Neben dem Verletzungspotential für die Insassen des Zuges existiert noch eine weitere negative Konsequenz einer Notbremsung. Der gebremste Zug kann unmöglich aufgrund der Verzögerung zeitgerecht die nächste planmäßige Haltestelle erreichen. Eine solche Störung im Fahrplan beeinflusst jedoch nicht nur einen Zug, auch die nachfolgenden Züge müssen gebremst werden. Nach einer derartigen Kettenreaktion ist es schwierig, den geregelten Fahrplan wiederherzustellen.

Um die eben beschriebenen negativen Konsequenzen zu vermeiden, sind



(a) Wildunterführung



(b) Wildüberführung



(c) Wildquerung mittels Tunnel

Abbildung 2.1: Wildquereinrichtungen [6]

Kunstabauten erforderlich. Daher sind Wildsperranlagen und bauliche Quereinrichtungen zu planen. Die Wildsperranlagen dienen dazu, das Wild von den Schienenanlagen fernzuhalten. Die baulichen Quereinrichtungen bieten dem Wild die Möglichkeit, die Gleisanlagen ohne Gefahr zu überqueren.

Zu den Wildsperranlagen zählen:

- Lärmschutzwände
- Steinschlagschutz
- Stützmauern
- Wildzäune

Zu den Wildquereinrichtungen zählen:

- Wildunterführung (siehe Abb. 2.1a)
- Wildüberführung (siehe Abb. 2.1b)
- Wildquerung mittels Tunnel (siehe Abb. 2.1c)

Welche Art der Querung verwendet wird, hängt nicht zuletzt von den örtlichen Gegebenheiten ab. Wenn sich die Bahntrasse in einem Einschnitt befindet,

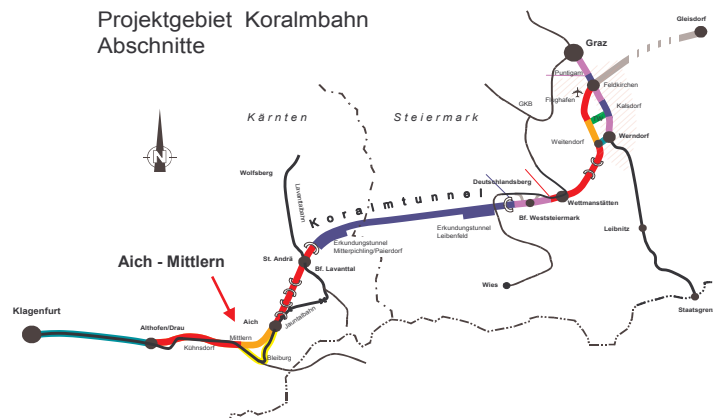


Abbildung 2.2: Bahnstrecke der Koralmbahn [6]

ist eine Wildüberführung anzustreben. Eine Wildüberführung ist ein Brückenbauwerk, welches die Tiere und nicht die Züge benutzen. Die Brücke verläuft von einer Seite der Gleisanlagen auf die andere Seite über die Schienen hinweg. Auf diese Weise entsteht eine sichere Möglichkeit für die Tiere, die Bahnanlagen zu queren. Ob nun ein Tunnel in offener Bauweise oder eine Wildbrücke zu planen ist, hängt meist von wirtschaftlichen Überlegungen ab. Der Tunnel ist die weitaus kostenintensivere Variante, bringt aber gleichzeitig einen nicht zu vernachlässigenden Lärmschutz für die Anrainer mit sich. Wenn es sich also um ein besiedeltes Gebiet handelt, wird - wenn möglich - ein Tunnel angestrebt.

Eine Wildunterführung ist dann sinnvoll, wenn sich die Bahn in einer Damm-lage befindet. Ein Damm bringt den Vorteil, dass man keine aufwendigen Grabungsarbeiten verrichten muss. Es kann ausreichend sein, eine Öffnung, welche im Endzustand als Wildunterführung dient, von der Dammschüttung auszulassen. Diese Öffnung muss zuvor mit einem Tragwerk ausgestattet werden. Im Falle einer Wildunterführung nutzt das Wild nicht die Brücke, um die Gleisanlagen sicher zu  berqueren, sondern den freigehaltenen Weg unter der Brücke. Das Bauwerk ist eine Brücke für den Zug.

Aus dem Gesichtspunkt des Wildes ist es nicht relevant, ob eine Wildunterführung oder eine Wildüberführung vorhanden ist. Im Hinblick auf den Eingriff in die Natur ist eine Wildquerung mittels Tunnel am besten geeignet. Für die Tiere entsteht nicht nur der Vorteil, dass mehr Platz für die Querung vorhanden ist, die Lärmbelastung wird ebenfalls minimiert.

Im Zuge des Baus der neuen Koralmbahnstrecke von Klagenfurt nach Graz sind ebenfalls mehrere Wildquerungen nötig. Eine Quereinrichtung befindet sich im Abschnitte Aich - Mittlern, siehe Abb 2.2 . Die ÖBB hat der TU - Wien (Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau) den Auftrag erteilt, Voruntersuchun-

gen für den Bau einer Wildüberführung durchzuführen. Als statisches System soll ein Schalentragsystem dienen. Dieses Schalentragsystem wird mittels einer neu an der TU-Wien entwickelten Methode hergestellt. Das Schalungssystem ist in Kapitel 3 beschrieben [6].

An der vorgesehenen Stelle ist aufgrund der Topographie keine Wildunterführung anzustreben. Es ist demnach zu entscheiden, ob eine Wildbrücke oder ein Tunnel geplant werden soll. Im Hinblick auf die Baukosten wird von einem Tunnel in offener Bauweise abgesehen. Ein weiteres Argument für eine Wildbrücke ist die Besiedelung. Da keine dichte Besiedelung vorliegt, ist ein aufwändiger Lärmschutz nicht erforderlich. Aus diesen Gründen wird eine Wildbrücke errichtet.

2.2 Querschnittswahl

Der folgende Abschnitt bezieht sich auf projektspezifische Angaben, die laut Herrn Dipl.-Ing. Dr. Hannes Kari (ÖBB) notwendig sind [6].

Die Koralmbahn ist als eine zweigeleisige Strecke geplant. Eine derartige Strecke hat einen gewissen Mindestquerschnitt, welcher eingehalten werden muss, siehe Abb.2.3. Dieser Mindestquerschnitt setzt sich aus dem erforderlichen Lichtraumprofil der Züge zusammen. Pro Gleis muss ein Zug fahren können, ohne dass ein Hindernis im Weg steht. Das theoretische Lichtraumprofil zweier nebeneinander fahrender Züge erfordert einen Tunnelquerschnitt von ca. $79 m^2$.

Neben dem Raum, der für die Zugfahrt zur Verfügung stehen muss, gibt es noch andere Einflussfaktoren für den Querschnitt. Diese Faktoren haben aerodynamische und sicherheitstechnische Hintergründe.

In kurzen Tunnelabschnitten - die Wildbrücke ist vom Prinzip her ein Tunnel - kann es bei kleinen Querschnittsöffnungen zu einem gesundheitsschädigenden Problem für die Fahrgäste kommen. Wenn sich im Tunnelbereich zwei Züge be-

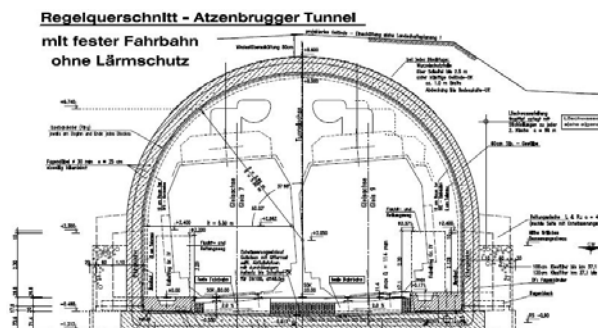
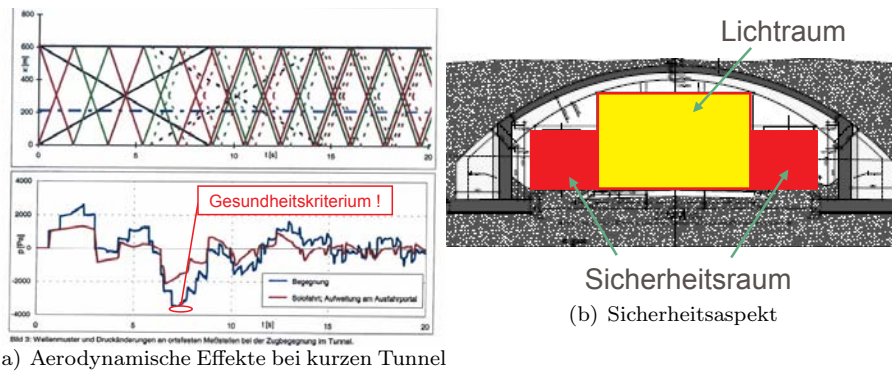


Abbildung 2.3: Mindestquerschnittsfläche [6]



(a) Aerodynamische Effekte bei kurzen Tunnel

Abbildung 2.4: Gründe für die Querschnittsgröße [6]

gegen und sich die Schallwellen überlagern, ist es möglich, dass im Inneren des Zuges ein lautes Geräusch wahrgenommen wird (siehe Abb. 2.4a). Dieses Geräusch kann derart intensiv werden, dass es zu Hörschäden der Passagiere kommen kann. Diese Arbeit beschäftigt sich nicht mit dem aerodynamischen Effekten eines kurzen Tunnelabschnittes sondern mit der statischen Analyse von Schalensystemen. Aus diesem Grund wird, um die Ursachen des beschriebenen Phänomens zu erkunden, auf einschlägige Fachliteratur verwiesen. Um die Gesundheitsgefährdung der Insassen zu vermeiden, ist ein größerer Tunnelquerschnitt zu wählen. Die erforderliche Querschnittsfläche beträgt ca. 120 m^2 .

Ein zweiter Grund, welcher zu einem größerem Querschnitt als dem Mindestquerschnitt führt, ist der betriebliche Sicherheitsaspekt. Gemäß dem UIC-Kodex 777-2E sind, wenn eine Weichenanlage in dem Abstand d zur Überführungen vorhanden ist, bei bestimmten Höchstgeschwindigkeiten gewisse Mindestabstände der Gleisachse zum Widerlager einzuhalten. Der Mindestabstand von den Weichenanlagen zum Widerlager errechnet sich wie folgt.

$$d = \frac{v_{max}^2}{80} \quad (2.1)$$

In der Nähe der geplanten Wildbrücke befindet sich eine Überleitstelle. Da der Mindestabstand der Überleitstelle zum Tunnelportal nicht eingehalten wird und eine Projektierungsgeschwindigkeit von $v_{max} = 200 \text{ km/h}$ geplant ist, ist ein Abstand der Gleisachse zum Widerlager von $a \geq 9 \text{ m}$ erforderlich. Dieser Abstand dient dazu, falls ein Zug entgleisen sollte, dass dieser nicht am Tunnelportal anfährt, sondern neben dem Gleis ohne Hindernis entlangschlittern kann (siehe Abb. 2.4b).

Der Tunnelquerschnitt soll einerseits wegen den aerodynamischen Problemen und andererseits wegen dem Sicherheitsaspekt eine Mindestfläche von 120 m^2 aufweisen.

2.3 Statisches System

Für eine derartige Brücke gibt es mehrere Möglichkeiten, wie man sie statisch verwirklichen kann. Prinzipiell gibt es die Möglichkeit, das Tragwerk als Balken, als Rahmen oder als Bogen auszuführen. Für jede Variante gibt es wieder mehrere Möglichkeiten.

Bei einer Balkenbrücke kann man beide Enden gelenkig lagern oder mit einer biegesteifen Verbindung versehen. Die gelenkige Lagerung kann keine Momente übertragen, wobei eine biegesteife Verbindung des Balkens an den Rändern das volle Biegemoment aufnehmen kann. Der Vorteil dieser Momentenübertragung an den Auflagern ist jener, dass die Durchbiegungen kleiner gehalten werden. Das Feldmoment bei einer biegesteifen Einspannung ist ebenfalls geringer als von einem gelenkig gelagerten Balken. Aus diesen Gründen ist eine volle Einspannung an den Auflagerpunkten zwar vorteilhaft, rein bautechnisch aber schwierig herstellbar. Es ist demnach zumindest eine Teileinspannung einzuplanen.

Wenn man einen Rahmen plant, kann man an verschiedenen Stellen ein Gelenk einfügen. Ein Gelenk dient als Unterbrechung des Systems, welches keine Biegemomente überträgt. Es ist möglich, beide Stiele des Rahmens biegesteif oder gelenkig mit dem Untergrund zu verbinden. Die biegesteife Verbindung hat, ähnlich wie bei einem Balken, Vorteile bei der Momententragfähigkeit und der Durchbiegung. Ein Dreigelenksrahmen hat zusätzlich zu den beiden Gelenken an den Stielen ebenfalls noch eines im Riegel. Der Vorteil bei dieser Ausbildung liegt in der statischen Bestimmtheit. Bevor leistungsfähige Computer entwickelt worden waren, war dieser Dreigelenksrahmen eine gängige Lösung für ein derartiges Tragwerk. Das Problem ist allerdings, dass man aufgrund des zusätzlich eingeführten Gelenks im Riegel Systemreserven nicht aktivieren kann. Es treten weiters größere Schnittgrößen und Durchbiegungen als bei einem Rahmen ohne Gelenk auf.

Bei der Wahl eines Bogens als statisches System besteht ähnlich wie bei einem Rahmen die Möglichkeit, an verschiedenen Stellen gelenkige, beziehungsweise biegesteife Verbindungen einzuführen. Eine weitere Möglichkeit der Variation ist die Form des Bogens. Das Tragwerk kann als Parabel oder Teil eines Kreises entworfen werden. Es besteht auch die Möglichkeit, einen Halbkreis herzustellen. Wenn es sich um einen Kreisabschnitt handelt, ruft eine vertikal wirkende Gleichlast nicht nur eine vertikal wirkende Auflagerkraft, sondern auch einen Horizontalschub hervor. Bei einem Halbkreis ist die horizontal wirkende Auflagerkraft, wie in Abb 2.5 gezeigt wird, deutlich geringer als bei einem Kreissegment. Neben dem Radius eines Kreissegments ist der Stich ein wichtiger Parameter. Der Stich ist gleichbedeutend mit der Höhe des Bogens. Je geringer der Stich ist, desto größer wird die horizontale Auflagerkraft. Im Extremfall

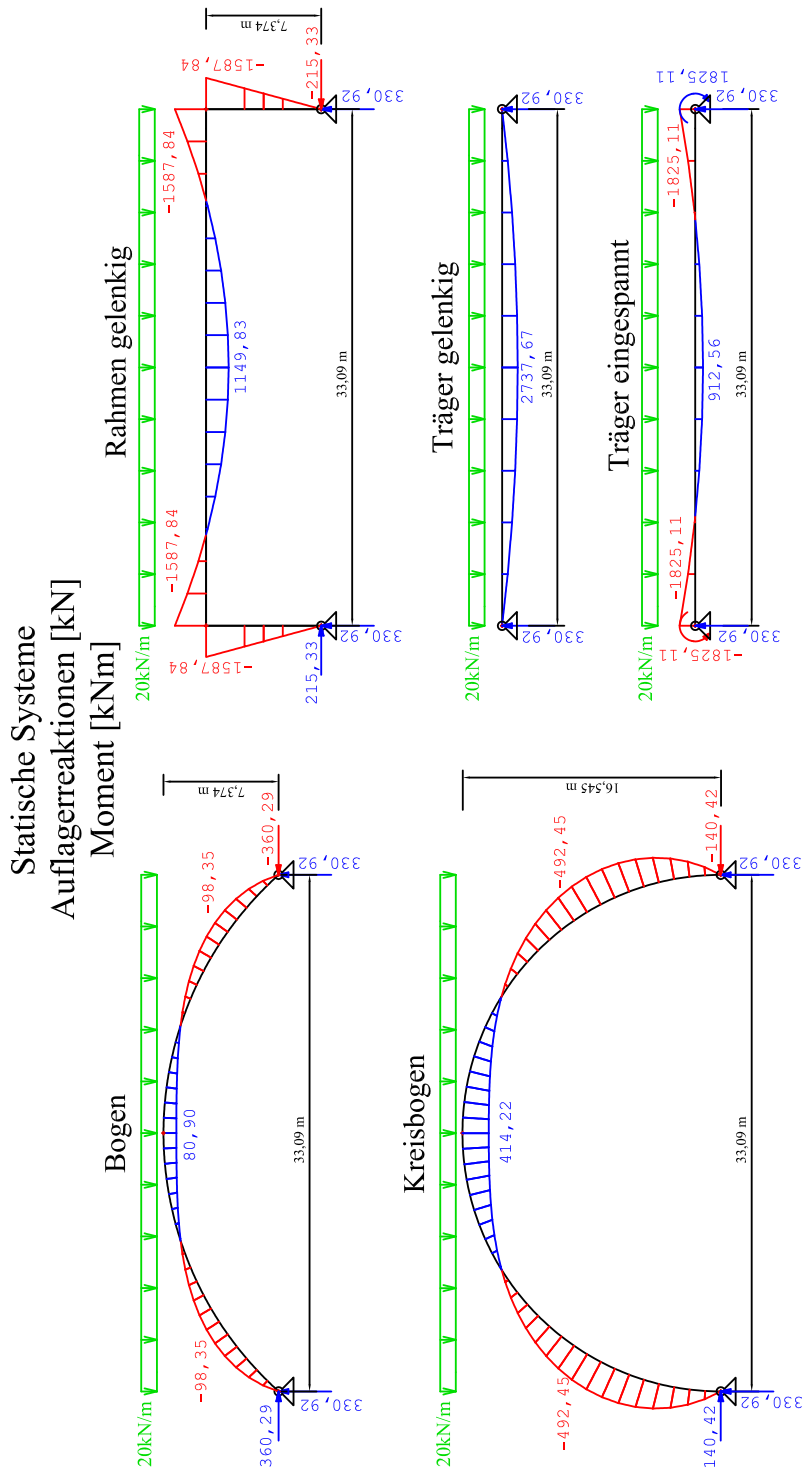


Abbildung 2.5: Momentenlinie verschiedener statischer Systeme



Abbildung 2.6: Bestehende Rahmenbrücke [6]

geht der Horizontalschub bei einem unendlich kleinen Stich ins Unendliche. Rein statisch gesehen ist ein idealer Bogen im Wesentlichen nichts anderes als eine gespiegelte Seillinie. Eine Seillinie ist jene Form, welche ein Seil lediglich zufolge des Eigengewichts einnimmt. Das Seil überträgt unter Gleichlast ausschließlich Zugkräfte und eine Stützlinie (Bogen) überträgt im Idealfall lediglich Druckkräfte. Der Bogen muss in diesem Fall einer Parabel angenähert sein. Da Beton eine hohe Druckfestigkeit aufweist, ist er ein geeigneter Baustoff für einen Bogen. [8]

Wie Abb 2.5 anhand der Momentenlinie zeigt, hat eine Bogenbrücke gegenüber einer Balkenbrücke und einer Rahmenbrücke statische Vorteile. Es wird nicht nur, wie dargestellt, die Momentenlinie minimiert, sondern es werden auch die Durchbiegungen verkleinert.

Im Westabschnitt der Strecke Wien - St. Pölten wurde 2005 eine Wildbrücke gebaut deren Abmessungen ähnlich sind wie bei jener, welche von der TU-Wien zu entwerfen ist. Das bereits errichtete Objekt hat eine Spannweite von $22,70\text{ m}$ und das gewählte statische System ist ein Rahmentragwerk mit einem gebogenen Riegel. Für den Rohbau wurde eine Bauzeit von ca. 14 Wochen benötigt. Wie in Abb. 2.6 ersichtlich ist, ist das Rahmentragwerk eine sehr massive Bauweise. Ein weiterer Nachteil dieser Brücke ist neben der massiven Bauweise der große Schalungsaufwand. Für ein Betontragwerk benötigt man eine Schalung. Diese besteht meistens aus genormten Platten oder einfachen Brettern. Aus solchen Materialien können einfach gekrümmte Schalungen hergestellt werden. Der Schalungsaufwand für zweifach gekrümmte Betontragwerke ist jedoch sehr viel größer. Abb 2.7 veranschaulicht den erhöhten Schalungsaufwand bei einer Kuppel.

Aufgrund des erhöhten Schalungsaufwandes ist es kaum möglich, ein doppelt-



Abbildung 2.7: Schalungsaufwand einer Kuppel [7]

gekrümmtes Schalentragwerk wirtschaftlich zu bauen. Um den Materialaufwand und den Schalungsaufwand zu minimieren, wird die neu zu errichtende Brücke mit dem in Kapitel 3 beschriebenen Verfahren hergestellt. Eine Schale wird als statisches System herangezogen [6].

In Abbildung 2.8 bis 2.10 ist der Grundriß, der Längenschnitt und der Querschnitt der geplanten Wildbrücke dargestellt.

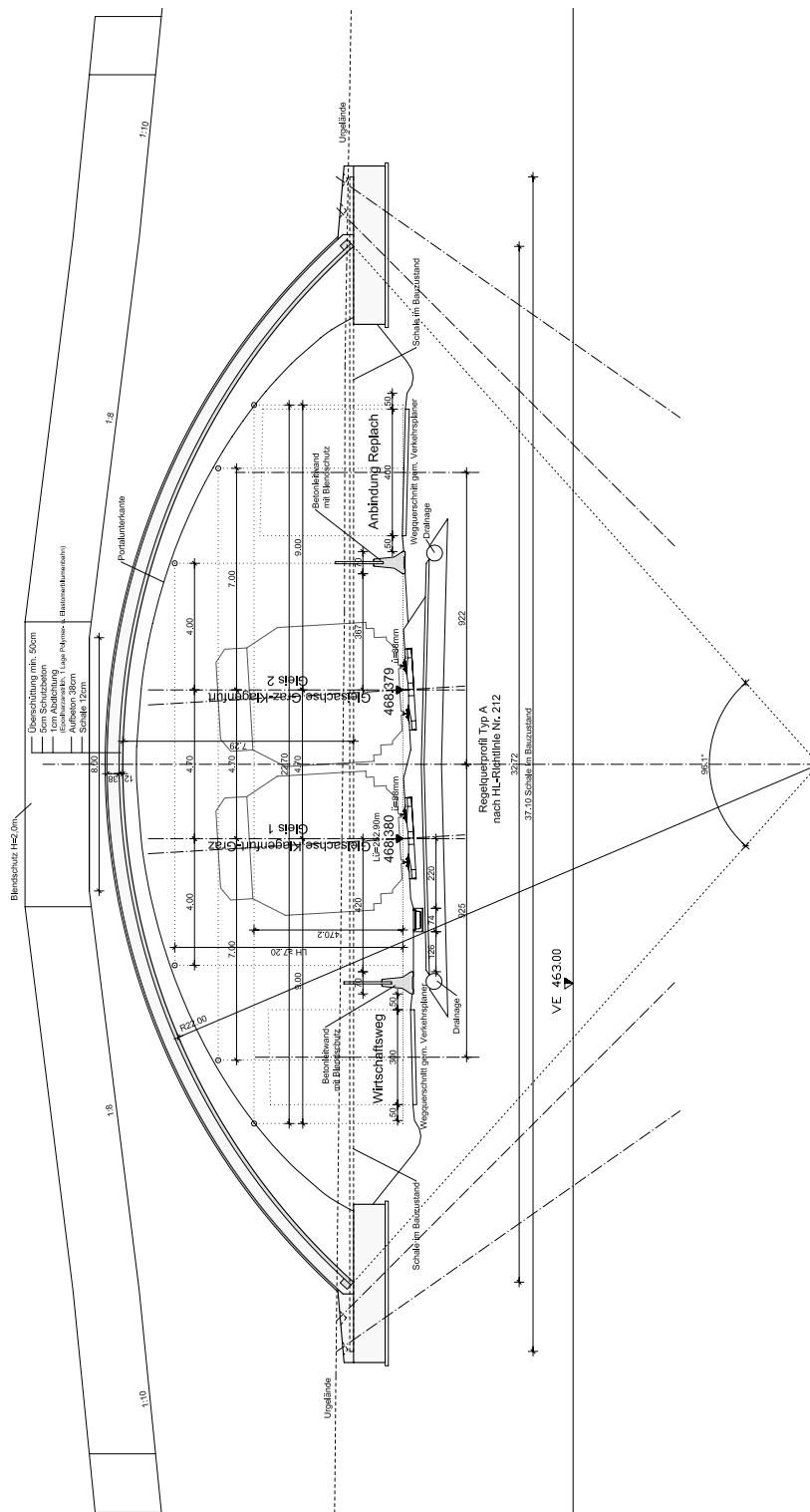


Abbildung 2.10: Querschnitt der Wildbrücke

Kapitel 3

Herstellungsverfahren

Das folgende Kapitel erläutert kurz die neuartige Schalungstechnik von Kollegger und Preisinger (TU-Wien) [3][5].

Wie bereits erwähnt sind zweifach gekrümmte Schalen aus Beton aufgrund ihrer Form schwierig herzustellen. Das Problem liegt bei den aufwendigen Schalungsarbeiten. Ziel des neuen Verfahrens ist es, eine Kuppel ohne Schalung zu errichten.

Die am günstigsten zu schalende Form ist eine ebene Platte. Die Modellvorstellung geht davon aus, eine Kuppel aus einer Platte zu formen. Es stellen sich nun zwei Probleme:

- Um eine Platte umzuformen, muss man den Beton verkrümmen.
- Eine Kuppel ist, wie jede doppeltgekrümmte Form, eine nicht abwickelbare Form. Das bedeutet, das dreidimensionale Gebilde kann nicht in eine zweidimensionale Ebene gebracht werden. Abb 3.1 verdeutlicht das Problem anhand einer Orangenschale.

Eine Kreisscheibe hat eine größere Oberfläche als eine Kuppel. Diesen Umstand veranschaulicht Abb 3.1. Um eine gleich große Oberfläche zu bekommen, ist es notwendig, Teile aus der Kreisplatte herauszuschneiden. Dies geschieht mit Hilfe von Einschnitten, welche in radialer Richtung vorgenommen werden. Somit wird die nicht abwickelbare, doppelt gekrümmte Form abschnittsweise in einfach gekrümmte und abwickelbare Bereiche unterteilt. Die entstandenen Öffnungen werden während des Aufstellvorganges wieder geschlossen. Da es erforderlich ist, die Endform plangerecht sicherzustellen, ist es notwendig, die Einschnitte mit einem Material zu füllen. Dieses Material muss folgende Eigenschaften aufweisen

- Das Material muss eine ausreichend plastische Verformbarkeit aufweisen.

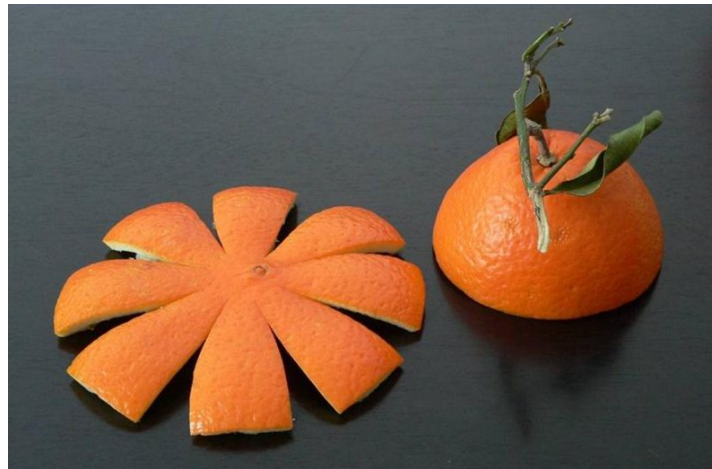


Abbildung 3.1: Abgewickelte Kuppel am Beispiel einer Orangenschale [3]

- Im Vergleich zum Hauptmaterial, in diesem Fall Beton, muss es eine niedrige Fließgrenze aufweisen. Das Material in den Fugen soll nicht ausknicken, sondern gestaucht werden. Bei einer geringen Fließgrenze des Fugenmaterials sinkt ebenfalls der Widerstand beim Formgebungsprozess.

Bei einer geschickten Wahl von Stauchungsfugen ist prinzipiell jede denkbare Form herstellbar.

Wie bereits in Kapitel 2.3 erwähnt, ist der Horizontalschub abhängig vom jeweiligen Stich. Um den Horizontalschub zu minimieren, muss das Eigengewicht des Betons minimiert werden. Dies wird mittels eines Luftkissens erreicht. Das Luftkissen wird auf die Sauberkeitsschicht gelegt und dient somit als Untergrund für die Platte. Auf das nicht aufgeblasene Luftkissen werden zunächst die Bewehrung und die Stauchungsfugen verlegt. Anschließend erfolgt der Betoniervorgang. Sobald der Beton erhärtet ist, wird das Luftkissen aufgeblasen und der Beton wird regelrecht ins Schweben gebracht. Ein beschwerter Rand verhindert das Abheben der Ränder und bewirkt das Anheben des Mittelpunktes der Platte. Da allerdings ein Kreis eine größere horizontale Fläche als eine Kuppel aufweist, ist eine Auflagerverschiebung notwendig. Diese wird mittels Pressen und einem kreisförmigen Spannglied bewerkstelligt. Das Spannglied erfüllt allerdings nicht nur die Aufgabe der Auflagerverschiebung, sondern drückt die Stauchungsfugen zusammen. Durch das Zusammenwirken von Luftkissen und Spannglied wird der Beton verbogen und es entsteht eine Kuppel. Abb 3.2 zeigt schematisch den Ablauf des neuen Schalungssystems.

Die Grundvoraussetzung, um einen Betonkörper verbiegen zu können, ist ein ausgehärteter Beton. Während des Umformungsprozesses entstehen auf der Oberseite der Platte Zugspannungen, welche von der eingelegten Bewehrung

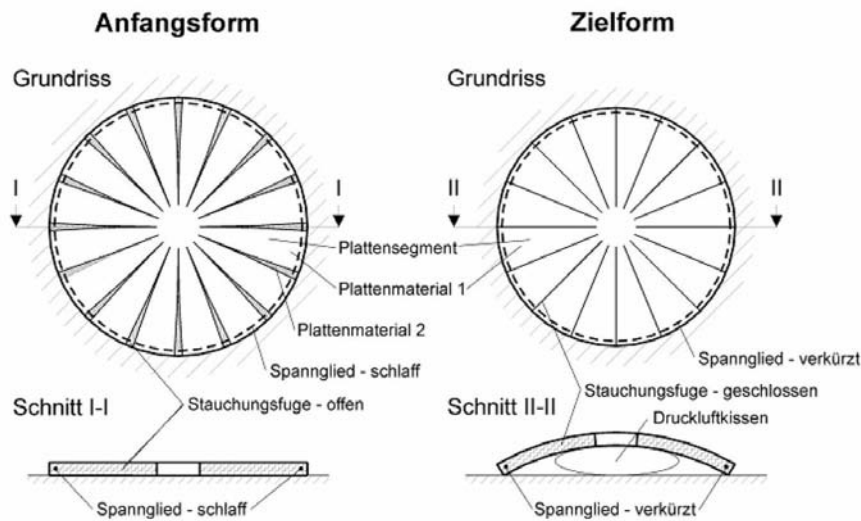


Abbildung 3.2: Schematische Darstellung des Schalungssystems

aufgenommen werden. Zur Aktivierung der Bewehrung ist ein Mitwirken des Betons zwischen den Rissen erforderlich. Die auf der Unterseite der Platte entstehenden Druckspannungen müssen vom Beton aufgenommen werden. Um das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen und das Aufnehmen der Druckspannungen gewährleisten zu können, ist eine Festigkeit des Betons notwendig. Aus diesem Grund ist ein ausgehärteter Beton erforderlich.

Die beschriebene Schalungsmethode ist bereits an verschiedenen Versuchsschalen getestet worden. Das verwendete Material war neben Beton auch Eis. Eis hat ähnliche Eigenschaften wie Beton (geringe Zugfestigkeit bei einer großen Druckfestigkeit) und ist demnach für dieses Verfahren ebenfalls geeignet. Anstelle der Bewehrungsseisen werden in Kombination mit Eis Glasfasermatten eingelegt.

Die Festigkeitseigenschaft ist nicht das Einzige, das vom Baustoff gefordert wird. Es müssen ebenfalls Stauchungen und Dehnungen aufgenommen werden. Da das Bauteil eine Krümmung um die Schwerachse erfährt, dehnt sich die Oberseite der Platte und die Unterseite der Platte wird gestaucht. Die Stauchung muss vom Beton aufgenommen werden und die Dehnung von der eingelegten Bewehrung.

Kapitel 4

Versuchskörper

Das Ziel dieser Arbeit ist es, anhand eines Plattenstreifens die mögliche Verwirklichung des Baus der Wildbrücke zu untersuchen. Daher werden im Zuge dieser Voruntersuchung Versuche an Plattenstreifen durchgeführt. Die Versuchskörper weisen dieselbe Dicke, Krümmung, Betonart und denselben Bewehrungsgrad wie die geplante Wildbrücke auf. Es wird fiktiv gesehen ein Streifen aus der Wildbrücke geschnitten. Der Plattenstreifen hat eine Breite von $b = 0,64\text{ m}$, eine Höhe von $h = 0,12\text{ m}$ und eine Länge von $l = 15\text{ m}$. Der Krümmungsradius $R = 22\text{ m}$ ist identisch mit dem der Wildbrücke. Die Wildbrücke weist eine Spannweite von $32,7\text{ m}$ auf. Um ein Betontragwerk verkrümmen zu können, ist es erforderlich, die Querschnittshöhe so gering wie möglich zu halten. Je größer die Höhe ist, desto größere Stauchungen beziehungsweise Dehnungen treten an den Querschnittsrändern auf. Aus diesem Grund wird das Schalentragswerk mit einer Querschnittshöhe von 12 cm vorgesehen. Das fertiggestellte Tragwerk wird mit Erdmaterial überschüttet, um einen Wildwechsel von einem Ende zum anderen zu ermöglichen. Aufgrund dieser Überschüttung ist es notwendig die 12 cm dicke Stahlbetonschale mit einem Aufbeton zu verstärken. Die Querschnittshöhe der aufgestellten Schale ist zu gering, um die erforderlichen Lasten aufnehmen zu können, daher wird ein Aufbeton mit einer Dicke von 38 cm gewählt (siehe Abb 4.2). Das fertige Bauwerk besitzt dann eine Querschnittshöhe von 50 cm .

Abb 4.1 und Abb 4.2 zeigen Grundriss und zwei Schnitte der geplanten Wildbrücke. Rot eingezeichnet ist der Plattenstreifen zu erkennen, welcher für die Voruntersuchungen verwendet wird.

Die Wildbrücke besteht aus einem Zylinderabschnitt und zwei Kugelabschnitten. Ein Kreisabschnitt ist, wie in Kapitel 3 beschrieben, eine nicht abwickelbare Form. In diesen Bereichen müssen Stauchungsfugen eingelegt werden. Ein Zylinder kann allerdings in eine ebene Form gebracht werden, somit gibt es keine Stauchungsfugen. Der Versuchskörper für die Voruntersuchungen ist ein

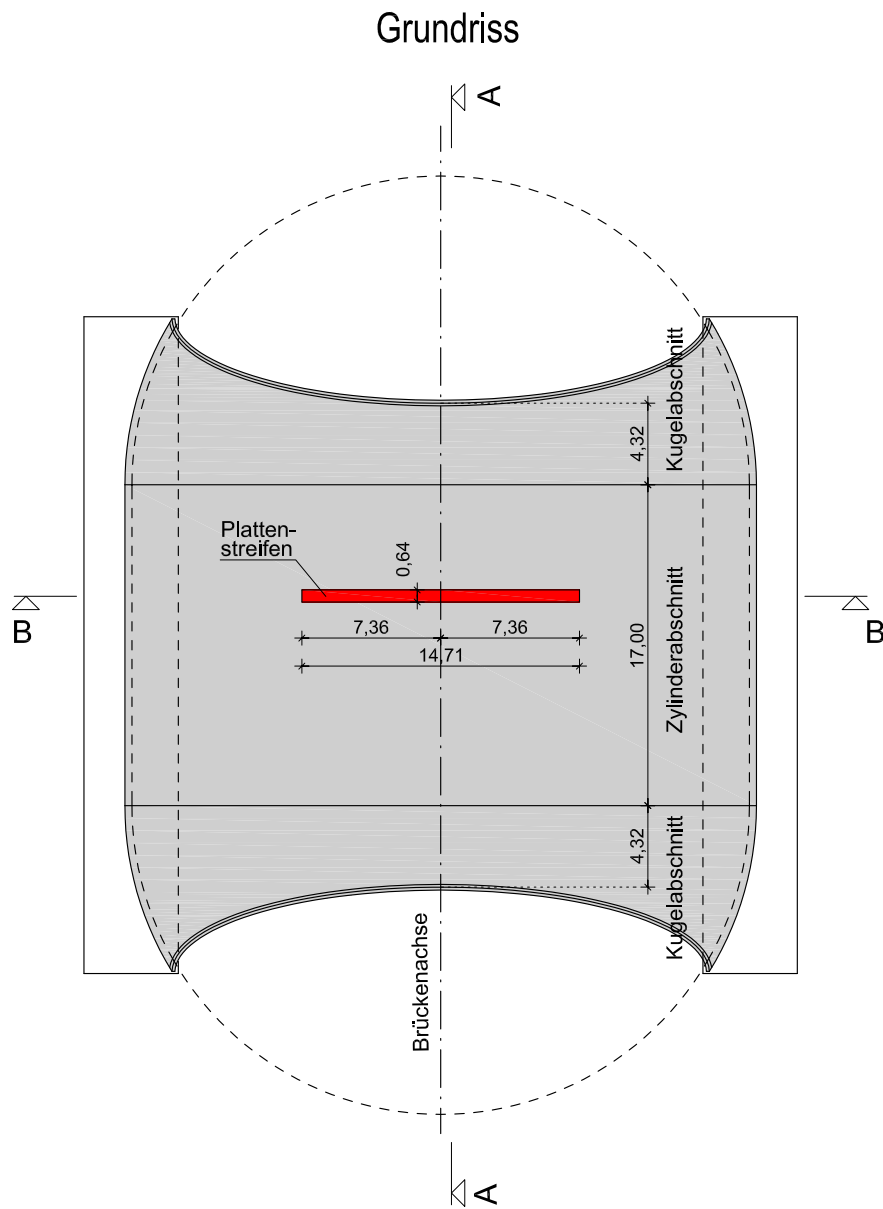


Abbildung 4.1: Grundriss der Wildbrücke mit Plattenstreifen

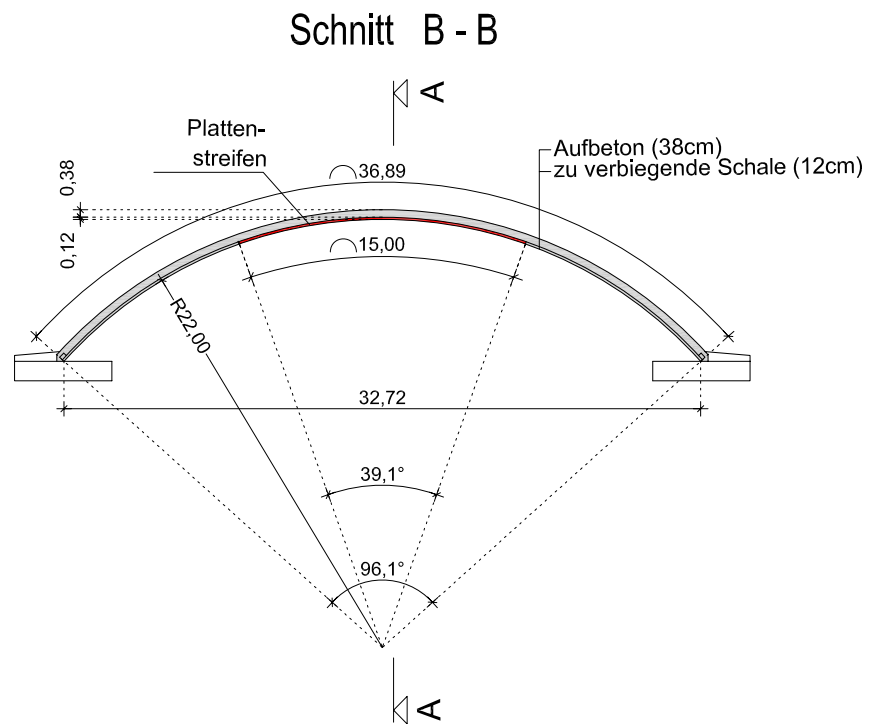
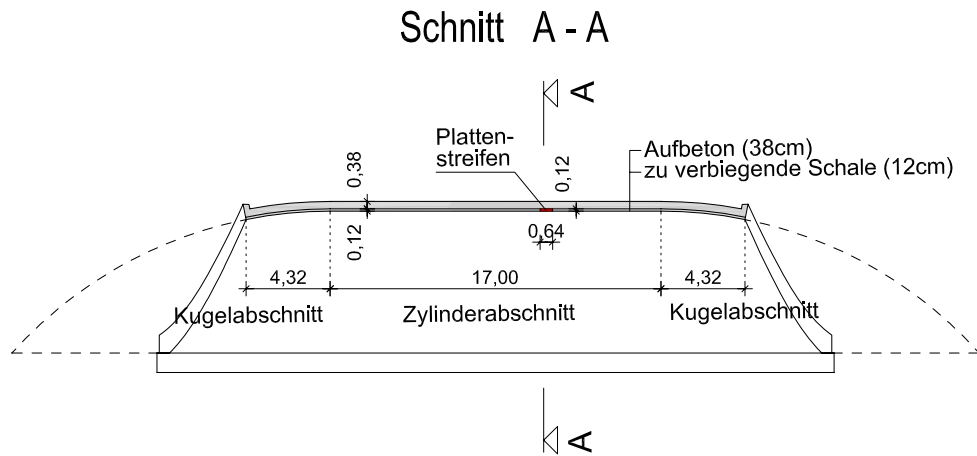


Abbildung 4.2: Schnitte der Wildbrücke mit Plattenstreifen

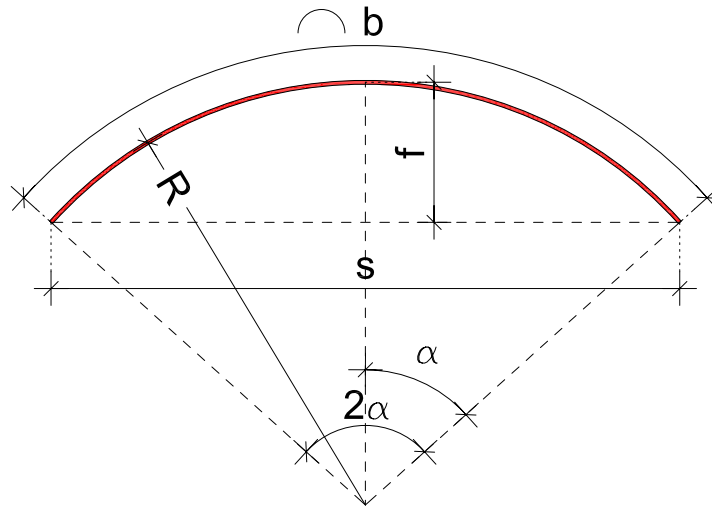


Abbildung 4.3: Geometrische Zusammenhänge eines Bogens

Teil des Zylinderabschnitts, daher sind keine Stauchungsfugen im Probekörper erforderlich.

Für die Berechnung eines Kreissegmentes sind einige Parameter zu ermitteln. In Abb 4.3 sind sämtliche Kennwerte eines Bogens dargestellt. Diese sind die Bogenlänge b , der Stich f , die Sehnenlänge s , der Krümmungsradius R , und der Öffnungswinkel $2 \cdot \alpha$.

Die geometrischen Beziehungen stehen wie folgt im Zusammenhang.

$$f = R \cdot (1 - \cos \alpha) \quad (4.1)$$

$$s = 2 \cdot R \cdot \sin \alpha \quad (4.2)$$

$$\alpha = \frac{90 \cdot b}{R \cdot \pi} \quad (4.3)$$

Der beschriebene Plattenstreifen wird mit dem Verfahren, welches in Kapitel 3 beschrieben wird, verbogen. Aufgrund des erforderlichen Krümmungsradius von 22 m und der vorgegebenen Bogenlänge von 15 m ist ein Stich $f = 1,27 \text{ m}$ und ein Öffnungswinkel $2 \cdot \alpha = 39,07^\circ$ erforderlich. In Tabelle 4.1 sind einige ausgewählte geometrische Zustände, die der Bogen während des Aufstellvorgangs durchläuft, festgehalten. Die Längendifferenz Δl ergibt sich aufgrund der konstanten Bogenlänge. Wenn sich die Bogenlänge nicht verändert, verkürzt sich die Sehne bei größer werdendem Stich. Aus diesem Grund kann man sich die Längendifferenz wie folgt berechnen

$$\Delta l = b - s \quad (4.4)$$

Bogenlänge b	Radius R	Öffnungswinkel 2α	halber Öffnungswinkel α	Sehnenlänge s	Längendifferenz Δl	Stich f
[m]	[m]	[°]	[°]	[m]	[m]	[m]
15,00	10000,00	0,09	0,04	15,00	0,00	0,00
15,00	5000,00	0,17	0,09	15,00	0,00	0,01
15,00	2000,00	0,43	0,21	15,00	0,00	0,01
15,00	1000,00	0,86	0,43	15,00	0,00	0,03
15,00	800,00	1,07	0,54	15,00	0,00	0,04
15,00	600,00	1,43	0,72	15,00	0,00	0,05
15,00	400,00	2,15	1,07	15,00	0,00	0,07
15,00	200,00	4,30	2,15	15,00	0,00	0,14
15,00	100,00	8,59	4,30	14,99	0,01	0,28
15,00	90,00	9,55	4,77	14,98	0,02	0,31
15,00	70,00	12,28	6,14	14,97	0,03	0,40
15,00	50,00	17,19	8,59	14,94	0,06	0,56
15,00	30,00	28,65	14,32	14,84	0,16	0,93
15,00	25,00	34,38	17,19	14,78	0,22	1,12
15,00	22,00	39,07	19,53	14,71	0,29	1,27
15,00	21,00	40,93	20,46	14,68	0,32	1,33
15,00	20,00	42,97	21,49	14,65	0,35	1,39

Tabelle 4.1: Geometrische Zusammenhänge

Kapitel 5

Vorberechnungen

5.1 Momenten-Krümmungs-Beziehung

Die Krümmung eines Bogens errechnet sich mittels folgender Formel wobei κ die Krümmung und R der Radius des Kreises ist.

$$\kappa = \frac{1}{R} \quad (5.1)$$

Da bei der geplanten Wildbrücke die Krümmung mit dem notwendigen Radius bereits feststeht, kann man die erforderliche Bewehrung abschätzen. Man geht hierbei von der Momenten-Krümmungs-Beziehung aus (siehe Abb 5.1).

Ist die Krümmung des Querschnitts bekannt, so kann die notwendige Steifigkeit EI berechnet werden. Diese Steifigkeit hängt im ungerissenen Zustand vorwiegend von den Querschnittsabmessungen (siehe Kapitel 5.1.1) ab. Im gerissenen Zustand sind der Abstand $d - x$ und die eingelegte Bewehrung die wichtigsten Parameter für die Steifigkeit (siehe Kapitel 5.1.2). Beim Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand sinkt die Steifigkeit, da der Beton gerissen ist. Es darf demnach nur mehr ein geringerer Betonanteil eingerechnet werden, siehe Abb 5.2.

Ein Stahlbetonquerschnitt unter Biegung kann bis zu seinem Versagen, wie in Abb 5.1 gezeigt wird, in vier Abschnitte unterteilt werden:

1. Befindet sich der Querschnitt im ersten Teilbereich, so liegt ein ungerissener Beton mit der Biegesteifigkeit $(EI)_I$ vor (Zustand I). Die erforderliche Zugkraft wird vom Beton übernommen.
2. Während des zweiten Teilabschnitts erfolgt die Rissbildung. Dieser Abschnitt beginnt zu dem Zeitpunkt, wenn das kritische Rissmoment M_{cr} , bei dem die Zugfestigkeit des Betons erreicht ist, überschritten wird und

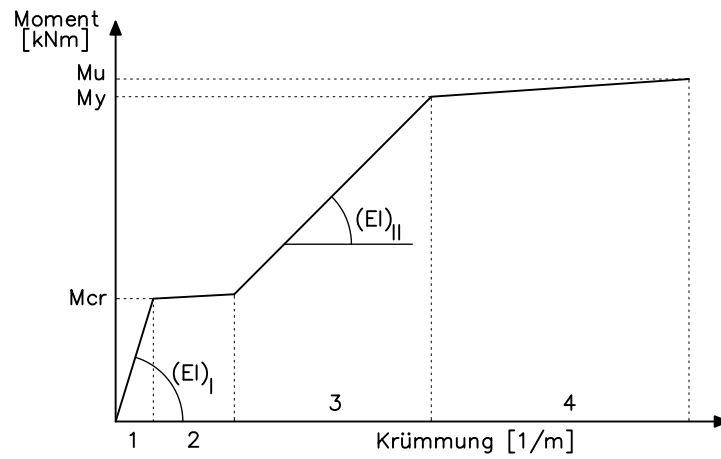


Abbildung 5.1: Momenten-Krümmungs-Beziehung

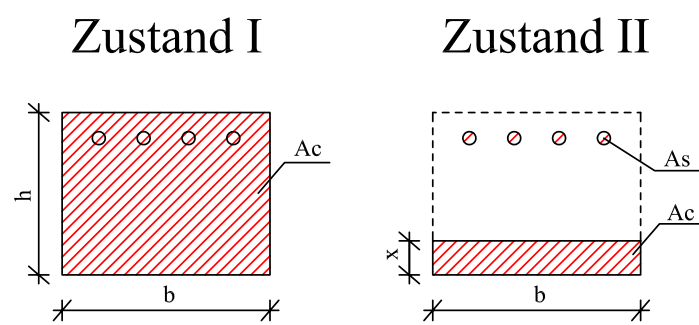


Abbildung 5.2: Wirksamer Querschnitt Zustand I und Zustand II

endet mit einer vollkommen gerissenen Zugzone.

3. Im dritten Abschnitt liegt der Zustand II vor, das bedeutet es handelt sich um einen vollständig gerissenen Querschnitt, welcher die Biegesteifigkeit $(EI)_{II}$ besitzt. Die Biegesteifigkeit ist im Vergleich zum ersten Teilabschnitt aufgrund des kleineren werdenden Querschnitts geringer. Dieser Bereich endet mit dem Fließmoment M_y .
4. Nach dem Fließen der Zugbewehrung wird die Betondruckzone aufgrund der Gleichgewichtsbedingungen kleiner. Der Querschnitt versagt bei M_u durch Betonzerstauchung in der Druckzone.

Um die in Kapitel 3 beschriebene Schalungstechnik verwenden zu können, ist das Überschreiten des Rissmoments notwendig. Es liegt demnach ein Betonquerschnitt im Zustand II vor.

5.1.1 Ungerissener Zustand [10]

Wenn ein ungerissener Zustand eines Stahlbetonbalkens vorliegt, stimmt bei reiner Biegebeanspruchung die Dehnungsnulllinie mit der Schwerlinie überein. Die auftretenden Druck- und Zugspannungen wachsen proportional mit den Abstand zur Schwerlinie an. Diese Spannungen können mittels der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens aus den Verzerrungen ermittelt werden. Ist die Zugfestigkeit des Betons nicht überschritten, kann die Spannungen σ wie folgt berechnet werden:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = \frac{M}{I} \cdot z \quad (5.2)$$

Hierbei ist E der Elastizitätsmodul des Betons, I das Trägheitsmoment, M das einwirkende Moment, z der innere Hebelsarm und ε die Dehnung.

Vor der ersten Rissbildung des Betons ist die Stauchung auf der Druckseite ε_{c2} und die Dehnung auf der Zugseite ε_{c1} gleich groß. Die Krümmung κ eines solchen Querschnitts kann wie folgt berechnet werden, wobei die Variable h die Querschnittshöhe ist.

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_{c2}| + \varepsilon_{c1}}{h} = \frac{M}{E \cdot I} \quad (5.3)$$

Integriert man die Betonspannungen über die Querschnittsfläche, so erhält man die resultierende Druckkraft F_2 und die Zugkraft F_1 . Wenn die Regeln der Gleichgewichtsbedingungen befolgt werden, erhält man mittels Multiplikation der Kraft mit dem inneren Hebelsarm z das zugehörige Moment mit

$$M = F_2 \cdot z = F_1 \cdot z \quad (5.4)$$

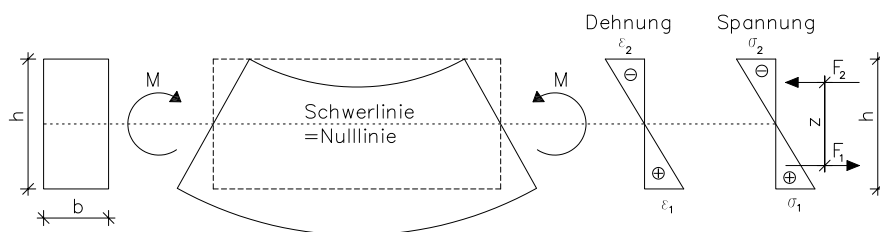


Abbildung 5.3: Querschnittselement im Zustand I

Bei Vernachlässigung des Einflusses der Bewehrung ist die Biegesteifigkeit im Zustand I $(EI)_I$ gleich der Biegesteifigkeit des reinen Betonquerschnitts $E_c I_c$.

$$(EI)_I = E_c I_c \quad (5.5)$$

E_c ist der Elastizitätsmodul des Betons, welcher eine materialspezifische Größe ist. Das Trägheitsmoment I ist für einen Rechtecksquerschnitt mittels der Breite b und der Querschnittshöhe h wie folgt zu berechnen.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (5.6)$$

In Abb.: 5.3 sind alle Variablen, die für die Berechnung der Biegesteifigkeit erforderlich sind, graphisch dargestellt.

5.1.2 Gerissener Zustand [10]

Aufgrund der Tatsache, dass Beton eine im Vergleich zur Druckfestigkeit geringe Zugfestigkeit aufweist, ist es notwendig, die Zugzone mit Bewehrung zu verstärken. Dies ist eine effektive Möglichkeit, die Materialeigenschaften ideal auszunutzen.

Wenn bei einem Stahlbetonquerschnitt das äußere Moment so weit gesteigert wird, dass die Betonzugfestigkeit überschritten wird, bekommt der Querschnitt Risse. In den Rissen werden die Zugspannungen auf den eingelegten Stahl übertragen. Der statische Querschnitt im Riss besteht nun aus der Betondruckzone mit der Druckzonenhöhe x und der eingelegten Zugbewehrung mit der Fläche A_s . Da vom Ebenbleiben der Querschnitte auch nach der Rissbildung ausgegangen wird, muss die Bewehrung die gesamte Zugkraft aufnehmen können. Aufgrund der Tatsache, dass die Dehnsteifigkeit der Bewehrung $E_s A_s$ viel kleiner ist als die Dehnsteifigkeit der Betonzugzone $E_c A_{c,Zugzone}$ ist, führt die Spannungsumlagerung zu einer sprunghaften Zunahme der Dehnungen in der Zugzone.

Die resultierende Druckkraft der Betondruckzone F_c muss laut den Gleichge-

wichtsbedingungen gleich groß wie die Stahlzugkraft F_s sein. Die Dehnungsnulllinie wird aufgrund der unterschiedlichen Dehnsteifigkeiten verschoben. Damit vergrößert sich auch der innere Hebelsarm z .

$$F_c - F_s = 0 \quad (5.7)$$

$$M = F_c \cdot z \quad (5.8)$$

Aus den Gleichgewichtsbedingungen lässt sich die Krümmung eines Betonquerschnitts in Zustand II herleiten.

$$M = F_s \cdot z = A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s1} \cdot z \quad (5.9)$$

Durch Umformen erhält man:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{M}{E_s \cdot A_s \cdot z} \quad (5.10)$$

Mittels der geometrischen Beziehung

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_{c2}| + \varepsilon_{s1}}{d} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - x} \quad (5.11)$$

erhält man die Krümmung κ

$$\kappa = \frac{M}{z \cdot E_s \cdot A_s \cdot (d - x)} \quad (5.12)$$

Das Trägheitsmoment I_{II} für einen gerissenen Stahlbetonquerschnitt errechnet sich unter Vernachlässigung des Eigentragheitsmoments der Bewehrung wie folgt

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2}\right)^2 + A_s \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot (d - x)^2 \quad (5.13)$$

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{3} + A_s \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot (d - x)^2 \quad (5.14)$$

Die Biegesteifigkeit eines gerissenen Stahlbetonquerschnitts ergibt sich demnach wie folgt:

$$B_{II} = E_c \cdot I_{II} \quad (5.15)$$

Die Statischen Momente der Betondruckzone und der Bewehrung um die Nulllinie müssen ident sein.

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x^2 = \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s \cdot (d - x) \quad (5.16)$$

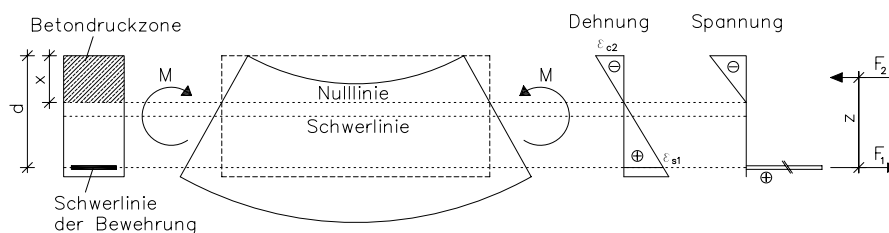


Abbildung 5.4: Querschnittselement im Zustand II

Durch Umformen und Auflösen erhält man die Druckzonenhöhe x wie folgt

$$x = \frac{A_s \cdot E_s}{b \cdot E_c} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot E_c \cdot d}{A_s \cdot E_s}} - 1 \right) \quad (5.17)$$

In den oben beschriebenen Formeln gelten dieselben Abkürzungen der Variablen wie schon in Kapitel 5.1.1. Ergänzend ist zu erwähnen, dass die Variablen A_s die Querschnittsfläche der Bewehrung, E_s der Elastizitätsmodul des Stahls und ε_{s1} die Dehnung des Stahls ist.

Zum besseren Verständnis sind in Abb 5.4 alle notwendigen Variablen graphisch dargestellt.

5.1.3 Getroffene Annahmen

Die notwendige Bewehrung wird anhand der vorgestellten Momenten-Krümmungs-Beziehung ermittelt. Aufgrund des Projekthintergrundes ist der Radius R bekannt und die erforderliche Krümmung κ kann wie folgt berechnet werden.

$$\kappa = \frac{1}{R} = \frac{1}{22} = 0,0455 \left[\frac{1}{m} \right] \quad (5.18)$$

Um den Beton verkrümmen zu können, ist es erforderlich, das kritische Rissmoment M_{cr} zu überwinden. Der Betonquerschnitt wird mit einer Breite $b = 0,64 \text{ m}$ und einer Höhe $h = 0,12 \text{ m}$ vorausgesetzt. Aus diesen Angaben kann das notwendige Rissmoment wie folgt berechnet werden.

$$M_{cr} = \sigma \cdot W = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = f_{ctm} \cdot \frac{0,64 \cdot 0,12^2}{6} = f_{ctm} \cdot 0,001536 \text{ [Nm]} \quad (5.19)$$

Hierbei ist f_{ctm} die Zugfestigkeit des Betons, welche mit der Einheit $[N/m^2]$ eingesetzt wird.

In Kapitel 5.1.4 werden Momenten-Krümmungs-Beziehungen von verschiedenen Beton- und Stahlgüten gegenübergestellt. Die überprüften Betonklassen

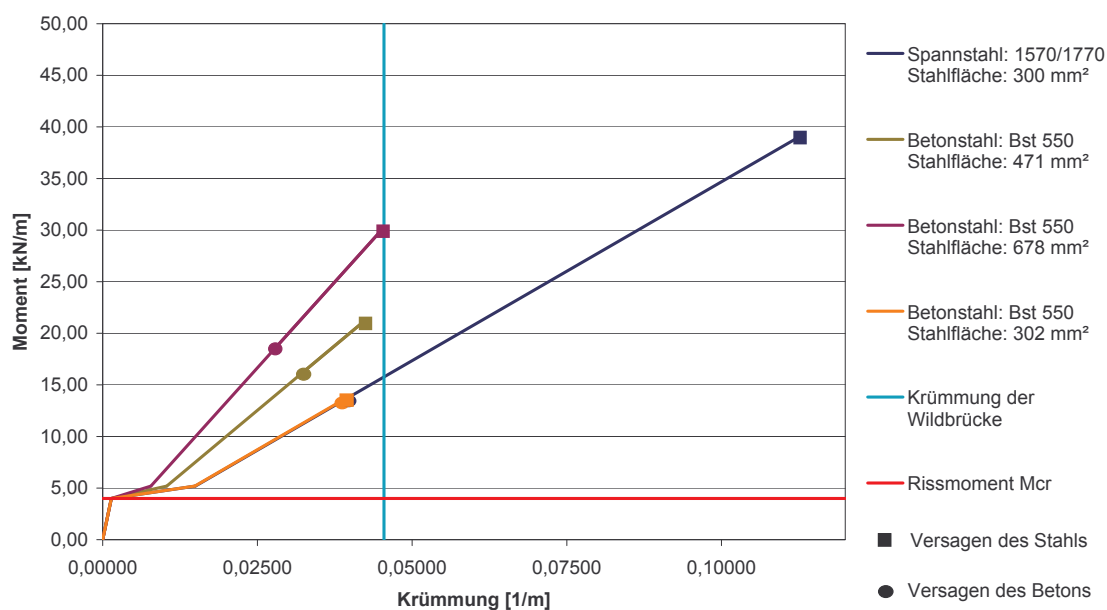


Abbildung 5.5: C25/30 Momenten-Krümmungs-Diagramm

und Stahleinlagen mit den jeweiligen charakteristischen Eigenschaften sind in Tabelle 5.1 dargestellt[1].

Um die Rechnungen möglichst einfach zu gestalten, wird von einem linear-elastischen Materialverhalten ausgegangen. Die Druckzone des Betons wird daher nicht mit dem üblichen Parabel-Rechteck-Diagramm beziehungsweise dem Block-Diagramm modelliert, sondern mit einem Dreieck (siehe Abb 5.3). Neben der Minimierung des Rechenaufwandes werden gewisse Reserven erzeugt. Falls der Beton Schwachstellen aufweist oder die Form des Bogens nicht gleichmäßig ist, können diese Reserven aktiviert werden. Auf diese Weise kann trotz ungünstiger Einflüsse, zum Beispiel einer geringeren Stahl- beziehungsweise Betonfestigkeit, der Umformungsprozess gelingen.

5.1.4 Berechnungen und Analyse

In jedem einzelnen der folgenden Momenten-Krümmungs-Diagramme ist ein anderer Beton untersucht worden. Die Variation der Bewehrung erfolgt über die im Kapitel 5.1.3 beschriebenen Annahmen. Die eingetragenen Punkte in Abb 5.5 bis Abb 5.8 sind die kritischen Momente, die einerseits die Bewehrung und andererseits der Beton aufnehmen können. Eine wichtige Voraussetzung für dieses Schalungssystem ist, dass das kritische Rissmoment überschritten werden kann. Dieses wird, wie in den Abb 5.5 bis Abb 5.8 zu sehen ist, von jeder Variante erfüllt.

(a) Betonklassen

Befongüte	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	Zugfestigkeit	Elastizitätsmodul
	f_{ck} [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]
C25/30	25	2,6	31000
C30/37	30	2,0	33000
C40/50	40	3,5	35000
C50/60	50	4,1	37000

(b) Stahleinlagen

Stahlgüte	Zugfestigkeit	Elastizitätsmodul	Stabdurchmesser	Querschnittsfläche eines Stabes bzw. einer Litzen	Anzahl der Stäbe bzw. Litzen	Gesamtquerschnittsfläche
	f_y [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	\emptyset [mm]	A_{Stab} [mm ²]	n [Stk]	A_s [mm ²]
Betonstahl Bst 550	550	200000	8	50,3	6	302
Betonstahl Bst 550	550	200000	10	78,5	6	471
Betonstahl Bst 550	550	200000	12	113,0	6	678
Spannstahl 1570/1770	1570	200000	-	150,0	2	300

Tabelle 5.1: Betongüten und Stahleinlagen und deren charakteristischen Eigenschaften

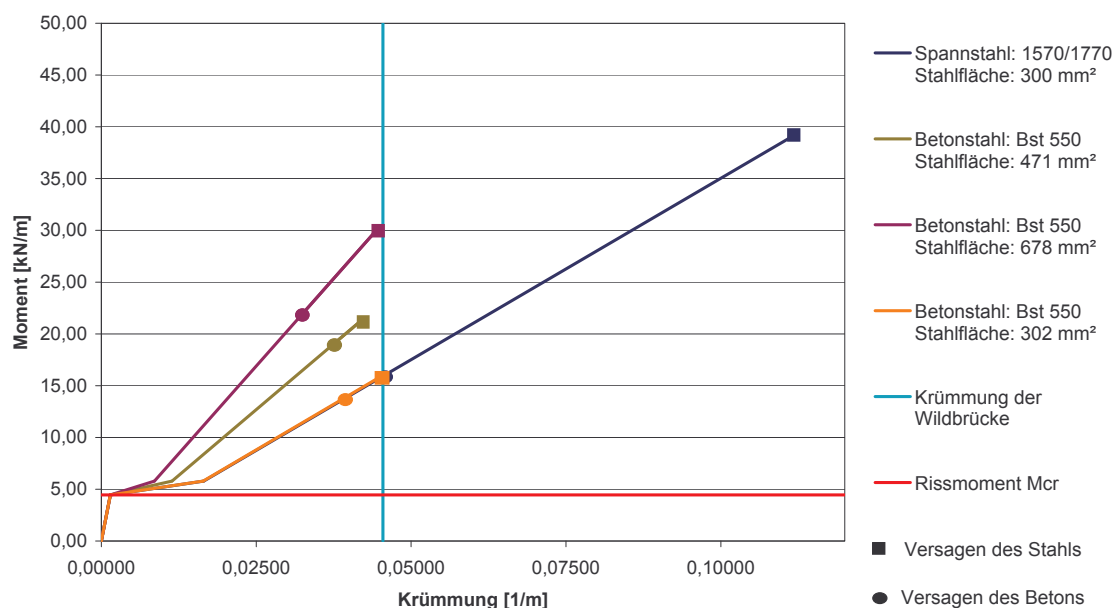


Abbildung 5.6: C30/37 Momenten-Krümmungs-Diagramm

Abb 5.5 zeigt, dass der Beton C25/30, welcher die geringste Festigkeit der untersuchten Betongüten aufweist, die notwendige Krümmung nicht aufnehmen kann. In Kombination mit Spannstahl erreicht zwar der Stahlanteil die erforderliche Krümmung, der Betonanteil kann diese allerdings nicht aufnehmen.

Eine ähnliche Situation erhält man bei der Auswertung eines Betons der Güte C30/37. In Abb 5.6 ist das Momenten-Krümmungs-Diagramm des Betons C30/37 dargestellt. Die Querschnitte mit Betonstahl erreichen die erforderliche Krümmung nicht. Betrachtet man allerdings den Betonquerschnitt mit Spannstahl, so versagt theoretisch der Beton, der Stahl aber würde die notwendige Krümmung und das zugehörige Moment erreichen.

Verwendet man, wie in Abb 5.7 dargestellt, allerdings einen Beton C40/50, welcher eine Druckfestigkeit von $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ besitzt, so schafft es der Querschnitt mit 302 mm^2 Betonstahl, die gewünschte Krümmung zu erreichen. In diesem Fall kann jedoch der Stahl die geforderte Zugspannungen nicht aufnehmen. Der Beton hingegen würde rein rechnerisch den Druckspannungen widerstehen. Bei Verwendung eines Spannstahlquerschnittes mit der Güte 1570/1770 und der Fläche 300 mm^2 kann sowohl der Stahl als auch der Beton, der Klasse C40/50 die Spannungen aufnehmen.

Die Abb 5.8 zeigt das Momenten-Krümmungs-Diagramm des Querschnitts mit einem Beton C50/60. Wie auch bei den vorhergehenden Berechnungen besitzt der schlaff bewehrte Spannbetonquerschnitt die hinreichenden Widerstän-

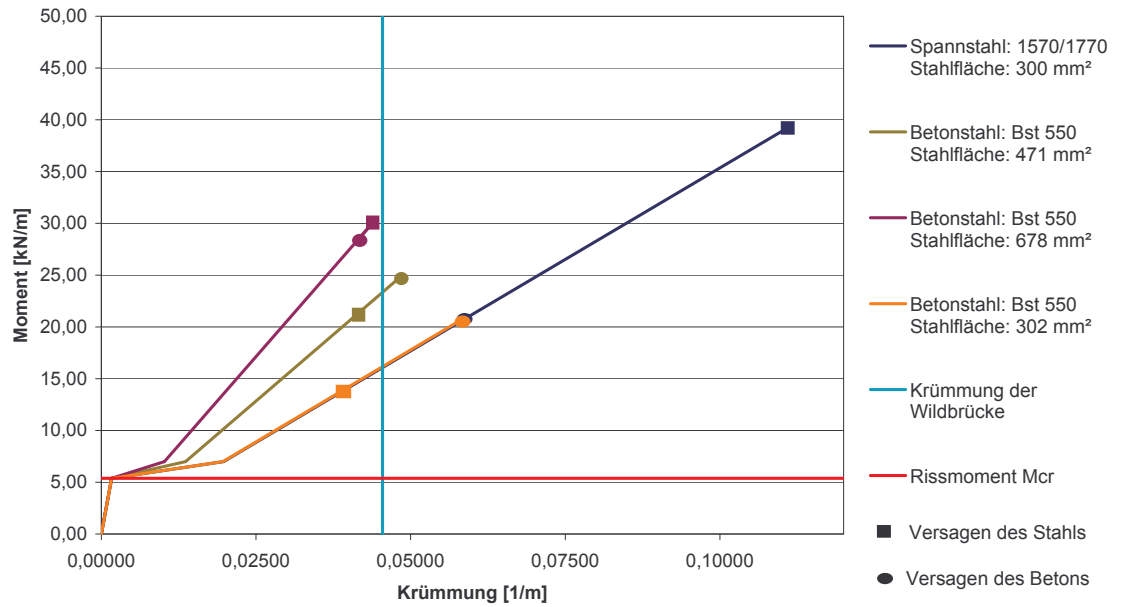


Abbildung 5.7: C40/50 Momenten-Krümmungs-Diagramm

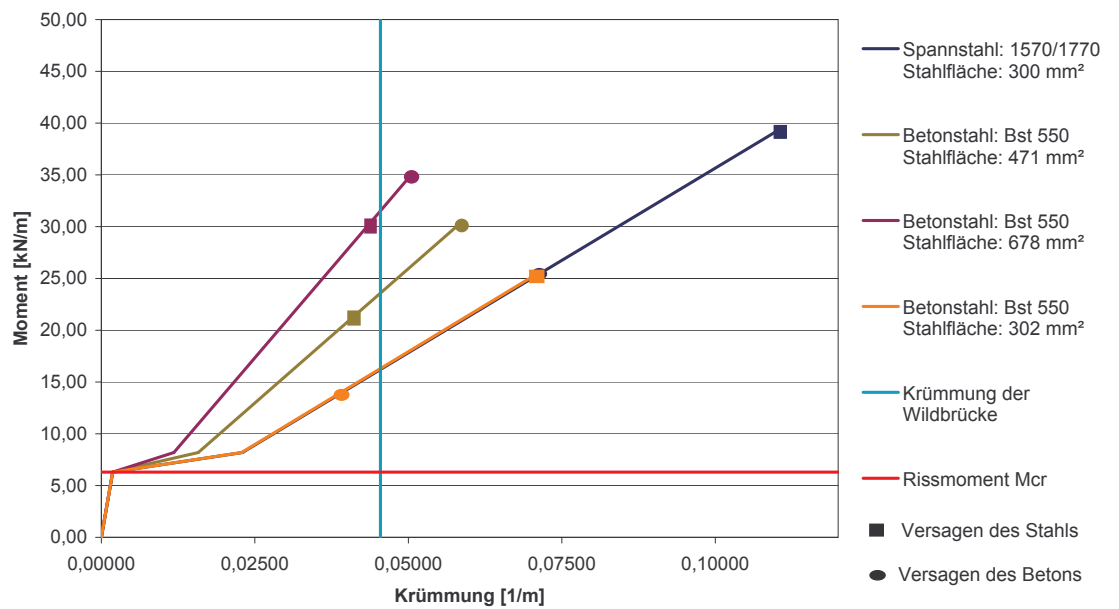


Abbildung 5.8: C50/60 Momenten-Krümmungs-Diagramm

de. Bei jeder untersuchten Variante mit Betonstahl erreicht der Betonanteil die erforderliche Krümmung. Die Bewehrung überschreitet allerdings rein rechnerisch in jedem Fall die Fließgrenze.

Werden die Momenten-Krümmungs-Diagramme der Querschnitte mit Betonstahl miteinander verglichen, ist zu erkennen, dass der am stärksten bewehrte Querschnitt auch den steilsten Anstieg besitzt. Bei der Verwendung eines härteren Betons, zum Beispiel C40/50 oder C50/60, versagt der Querschnitt mit 678 mm^2 schlaffer Betonstahlfläche bei einer geringeren Krümmung als die anderen untersuchten Querschnitte. Der Querschnitt mit der größten schlaff bewehrten Fläche kann einerseits die geringste Krümmung aufnehmen, andererseits kann dieser auch das größte Moment übertragen. Bei dieser Untersuchung ist die Krümmung und nicht die Momententragfähigkeit ausschlaggebend. Aus diesem Grund ist eine 678 mm^2 schlaffe Betonstahlfläche nicht zielführend.

Obwohl keiner der Querschnitte mit Betonstahl rechnerisch die notwendige Krümmung und die damit verbundene Momentenbeanspruchung aufnehmen kann, wird trotzdem ein Probekörper mit einer derartigen Bewehrung hergestellt. Dies geschieht aus dem Grund, da man untersuchen möchte, ob es praktisch möglich ist, die Wildbrücke mit Betonstahl herzustellen. Verwendet man einen Beton der Klasse C50/60, so versagt, wie in Abb 5.8 ersichtlich ist, der Stahl vor dem Beton, das heißt, die Zugfestigkeit des Stahls wird überschritten. Die rechnerisch zulässige Zugfestigkeit des Stahls beträgt $f_{yk} = 550 \text{ N/mm}^2$.

Ein Stahlquerschnitt von 471 mm^2 versagt rein rechnerisch bei einer größeren Krümmung als ein Stahlquerschnitt von 302 mm^2 . Neben der Krümmung kann auch ein höheres Moment übertragen werden. Aus diesen Gründen wird in den Probekörper 471 mm^2 Betonstahlfläche eingelegt. Dies entspricht 6 Stäben mit einem Durchmesser von jeweils 10 mm (entspricht $\text{Ø}10/10$).

Der Spannstahlquerschnitt von 300 mm^2 kann die notwendigen Einwirkungen schon ab einer Betongüte von C40/50 aufnehmen. Aufgrund der Tatsache, dass der Betonstahlquerschnitt eine Betongüte von C50/60 benötigt, werden beide Probekörper mit demselben Beton hergestellt. Dadurch können die beiden Querschnitte besser miteinander verglichen werden.

Zusammenfassend sind folgende Punkte zu erwähnen:

- Je höher der Bewehrungsgrad gewählt wird, umso größer ist die Momententragfähigkeit
- Je höher der Bewehrungsgrad gewählt wird, umso geringer ist die errechnete Krümmung
- Je größer die Druckfestigkeit des Betons ist, desto größer ist die Momententragfähigkeit

(a) Betonstahl

Eingangsdaten	Stahl	A_s	E_s	f_{yk}			
		[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			
		471	200000	550			
	Beton	b	h	E_c	f_{ctm}	f_{ck}	
		[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
	640	120	37000	4,1	50		
	System	R	K_{eff}				
		[m]	[1/m]				
	22	0,0455					
Querschnittsergebnisse		d	x	z	EI_I	EI_{II}	I_{II}
		[mm]	[mm]	[mm]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[mm ⁴]
		90	23,08	82,31	$34,1 \times 10^{11}$	$5,2 \times 10^{11}$	$14,0 \times 10^6$
		M	σ_s	σ_c	ϵ_s	ϵ_c	K
		[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[%]	[1/m]
Erstrissbildung		6,30	-	4,10	-	0,01	0,0018
Abgeschlossene Rissbildung		8,19	211,18	13,47	0,11	0,04	0,0158
Versagen Betonstahl		21,32	550,00	35,08	0,28	0,09	0,0411
Versagen Beton		30,39	783,87	50,00	0,39	0,14	0,0586

(b) Spannstahl

Eingangsdaten	Stahl	A_s	E_s	f_{yk}			
		[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			
		300	200000	1570			
	Beton	b	h	E_c	f_{ctm}	f_{ck}	
		[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
	640	120	37000	4,1	50		
	System	R	K_{eff}				
		[m]	[1/m]				
	22	0,0455					
Querschnittsergebnisse		d	x	z	EI_I	EI_{II}	I_{II}
		[mm]	[mm]	[mm]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[mm ⁴]
		90	18,97	83,68	$34,1 \times 10^{11}$	$3,6 \times 10^{11}$	$9,6 \times 10^6$
		M	σ_s	σ_c	ϵ_s	ϵ_c	K
		[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[%]	[1/m]
Erstrissbildung		6,30	-	4,10	-	0,01	0,0018
Abgeschlossene Rissbildung		8,19	326,13	16,12	0,16	0,04	0,0230
Versagen Beton		25,40	1011,84	50,00	0,51	0,14	0,0712
Versagen Spannstahl		39,41	1570,00	77,58	0,79	0,21	0,1105

Tabelle 5.2: Rechenergebnisse für Querschnitte mit Betonstahl und Spannstahl

- Je größer die Druckfestigkeit des Betons ist, desto größere Krümmungen können erzielt werden.

Es werden zwei Probekörper mit folgenden Eigenschaften hergestellt:

- Der Erste besitzt eine Betongüte der Klasse C50/60 und ist mit 471 mm^2 Betonstahl *BSt550* bewehrt. (Probekörper 1)

- Der Zweite wird ebenfalls aus Beton der Klasse C50/60 gebaut und hat als Zugbewehrung zwei schlaff eingelegte Spannlitzen der Güte 1570/1770 mit einem Querschnitt von je 150 mm^2 . (Probekörper 2)

Die Rechenergebnisse für den gewählten, schlaff bewehrten Querschnitt mit Betonstahl sind in Tab 5.2a zusammengefasst. Die Werte des schlaff bewehrten Spannbetonquerschnittes sind in Tab 5.2b dargestellt. In Abb 5.9 ist der Querschnitt des Versuchskörpers mit Betonstahl und mit Spannstahl angegeben.

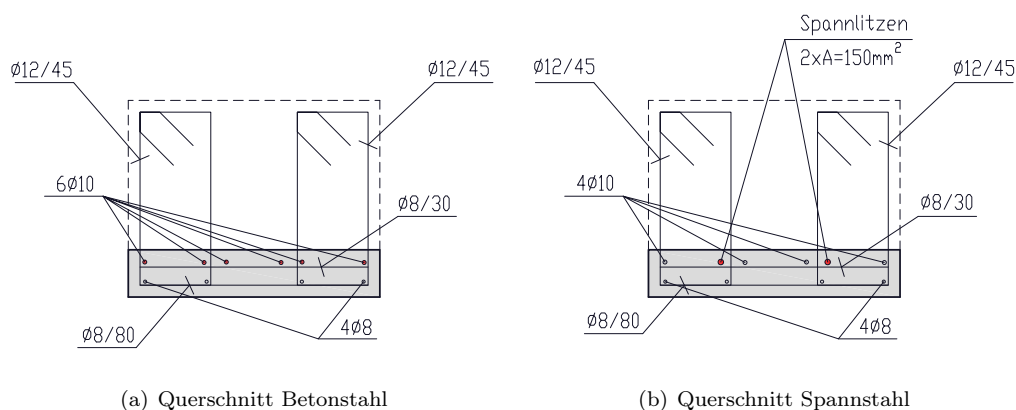


Abbildung 5.9: Querschnitt Bewehrungsführung

5.2 Luftdruck

Wie in Kapitel 3 beschrieben, ist für den Aufstellvorgang ein Luftkissen notwendig. Wenn das Luftkissen aufgeblasen wird, wirkt es als äußere Krafteinleitung. Diese Krafteinleitung hat die Funktion, dem Eigengewicht des Plattenstreifens entgegenzuwirken und eine Vorverformung zu erreichen.

Folgende Randbedingungen für die Berechnung des Luftdrucks sind einzuhalten. Diese sind Grundlagen für das Schalungssystem, welches bei dieser Untersuchung verwendet wird.

- Der Luftdruck soll den Beton schwerelos machen. Das heißt, dass das Eigengewicht des Betons kompensiert wird. Wenn der eingeleitete Luftdruck genausoviel Kraft aufbringt wie das vorhandene Eigengewicht, heben sich die Lasten gegenseitig auf und der Horizontalschub geht gegen Null.
- Die Erstrissbildung muss überwunden werden. Es ist notwendig, dass der Beton Risse bekommt. Nur so kann die eingelegte Bewehrung wirksam werden. Für das Verkrümmen des Betons ist ebenfalls eine Rissbildung erforderlich.

- Um eine Vorverformung sicherzustellen. Würde ein Plattenstreifen mit einer Normalkraft belastet (die Normalkraft wird für die Auflagerverschiebung benötigt), so würde ein nahezu hydrostatischer Spannungszustand entstehen. Ist keine Vorverformung vorhanden, ist eine große Kraft erforderlich um eine Formgebung auszulösen. Diese Formgebung ist in diesem Fall allerdings ein sprunghaftes Ausknicken. Aus diesem Grund wird der Luftdruck derart eingestellt, dass eine 10 cm große Durchbiegung des Trägers erzeugt wird.
- Die angeführten Einwirkungen erzeugen in Summe eine abhebende Kraft an den Endlagern des Plattenstreifens. Es ist allerdings erforderlich die Lager festzuhalten, um eine Verwölbung zu erzeugen. Aus diesem Grund müssen die Enden des Versuchskörpers beschwert werden. Nur so kann das Luftkissen sinnvoll eingesetzt werden.

Das Ziel der folgenden Berechnungen ist es, den resultierenden Luftdruck zu bestimmen welcher für die oben genannten Aufgaben erforderlich ist. Angaben über den Luftdruck werden grundsätzlich in der Einheit $[bar]$ beziehungsweise $[mbar]$ getroffen. Die Einwirkungen werden in der Einheit $[kN/m^2]$ berechnet. Es werden zwei verschiedene Einheiten verwendet, welche, um sie vergleichen zu können, auf eine einheitliche Einheit umgerechnet werden müssen. Dies erfolgt folgendermaßen

$$10 \text{ mbar} = 1 \text{ kN/m}^2 \quad (5.20)$$

5.2.1 Kompensieren des Eigengewichts

Ein Stahlbetonquerschnitt besitzt die spezifische Wichte von $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Die Höhe des Plattenstreifens beträgt $h = 12 \text{ cm}$. Die Breite des Streifens ist für die Berechnung des Luftdrucks nicht relevant. Der notwendige Luftdruck p_{EG} , um den Beton schwerelos zu machen, ergibt sich aus der Multiplikation der Wichte mit der Querschnittshöhe

$$p_{EG} = \gamma \cdot h = 25 \cdot 0,12 = 3,00 \text{ kN/m}^2 \quad (5.21)$$

$$p_{EG} = 30,0 \text{ mbar} \quad (5.22)$$

5.2.2 Erstrissbildung

Um die Erstrissbildung erfassen zu können, wird von einem linearen Materialverhalten, wie in Kapitel 5.1.1, ausgegangen. Für die Vorversuche wird ein

Beton der Klasse C50/60 verwendet. Ein derartiger Beton hat die Zugfestigkeit von $f_{ctm} = 4,1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$. Diese Zugfestigkeit gilt es, mit Hilfe des Luftdrucks zu überwinden.

Wenn das einwirkende Moment auf ein System bekannt ist und die Spannung berechnen werden soll, wird folgendermaßen vorgegangen.

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{b \cdot h^2}{6}} \quad (5.23)$$

Hierbei ist σ die entstehende Spannung, M das einwirkende Moment, b die Breite und h die Höhe des Querschnitts. Um das Moment zu errechnen, welches notwendig ist, die Zugfestigkeit zu überwinden, wird die Formel 5.23 wie folgt umgewandelt.

$$M = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \sigma \quad (5.24)$$

Der Probekörper hat eine Breite von $b = 0,64 \text{ m}$ und eine Höhe von $h = 0,12 \text{ m}$. Die Spannung σ ist gleichbedeutend mit der Zugfestigkeit $f_{ctm} = 4100 \text{ kN/m}^2$. Mit Hilfe dieser Angaben ergibt sich das erforderliche Moment wie folgt

$$M = \frac{0,64 \cdot 0,12^2}{6} \cdot 4100 = 6,30 \text{ kNm} \quad (5.25)$$

Das Ziel dieser Berechnung ist allerdings nicht, das notwendige Moment sondern die damit verbundene Gleichlast p_R zu berechnen. Für einen Einfeldträger errechnet sich das Moment wie folgt

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} \quad (5.26)$$

Die Variable $l = 15,00 \text{ m}$ ist die Länge des Trägers. Nach Umformen dieser Formel und Einsetzen des Momentes M und der Länge l erhält man die notwendige Gleichlast p_R .

$$p_R = \frac{M \cdot 8}{l^2} = \frac{6,30 \cdot 8}{15,00^2} = 0,22 \text{ kN/m}^2 \quad (5.27)$$

$$p_R = 2,2 \text{ mbar} \quad (5.28)$$

5.2.3 Vorverformung

Um eine regelmäßige Verkrümmung zu gewährleisten, ist eine gewisse Vorverformung notwendig. Diese geschieht, wie bereits erwähnt, mit Hilfe des Luftdrucks. Zusätzlich zu den oben angeführten Voraussetzungen soll auch eine 10 cm große Durchbiegung erreicht werden. Die Durchbiegung eines Betonquerschnitts ist

neben der Belastung von der Geometrie des Querschnitts und dem Materialeigenschaften abhängig.

Eine übliche Methode, die Durchbiegung zu bestimmen, ist das Kraftgrößen-Verfahren. Bei diesem Berechnungsverfahren ist eine Einflussgröße des Materials der Elastizitätsmodul (E -Modul) und eine Einflussgröße des Querschnitts das Trägheitsmoment I .

Der E -Modul von Beton C50/60 beträgt $E_{cm} = 37000 \text{ [N/mm}^2\text{]}$. Das Trägheitsmoment hängt von der Breite b und der Höhe h des Querschnitts ab. Die Breite beträgt $b = 64 \text{ cm}$ und die Höhe $h = 12 \text{ cm}$. Mit Hilfe der angeführten Werte ergibt sich das Trägheitsmoment I wie folgt.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,64 \cdot 0,12^3}{12} = 0,000092 \text{ m}^4 \quad (5.29)$$

Für einige statische Systeme mit spezieller Belastung gibt es bereits vorgefertigte Formeln, welche auf dem Kraftgrößen-Verfahren beruhen [9]. Die Formel für einen Einfeldträger, welcher mit einer Gleichlast belastet wird, ist im folgenden beschrieben, wobei w ist die Durchbiegung ist, l die Länge des Balkens, E der Elastizitätsmodul des Baustoffs und I das Trägheitsmoment des Querschnitts.

$$w = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (5.30)$$

Durch Umformen erhält man

$$p = \frac{w \cdot 384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot l^4} \quad (5.31)$$

Setzt man $w = 10 \text{ cm}$, $l = 15,00 \text{ m}$ und für E sowie für I die bereits definierten Werte ein, so erhält man den geforderten Luftdruck.

$$p_V = \frac{0,1 \cdot 384 \cdot 37000000 \cdot 0,000092}{5 \cdot 15^4} = 0,52 \text{ kN/m}^2 \quad (5.32)$$

$$p_V = 5,2 \text{ mbar} \quad (5.33)$$

5.2.4 Auflagerkraft

Um zu verhindern, dass der Betonquerschnitt abhebt, müssen die Auflager entsprechend beschwert werden. Die resultierende Kraft je Auflager hängt entweder von der Kraft, die zur Erstrissbildung oder von der Kraft, die für die Vorverformung verantwortlich ist, ab. Hierbei ist die größere Einwirkung maßgebend. Die Auflagerkraft errechnet sich daher folgendermaßen:

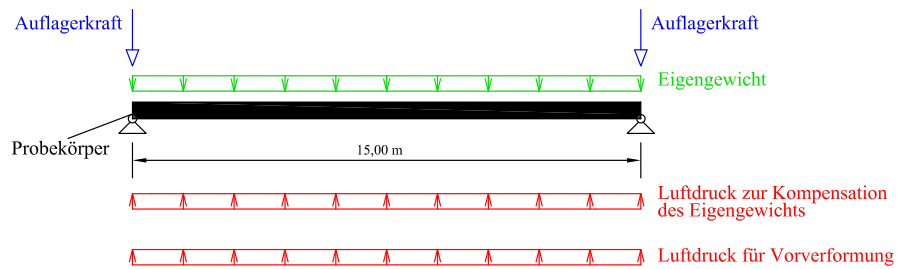


Abbildung 5.10: Kräfteverteilung des Luftdrucks

$$A = \frac{l \cdot b \cdot p_V}{2} = \frac{15,00 \cdot 0,64 \cdot 0,52}{2} = 2,50 \text{ kN} \quad (5.34)$$

5.2.5 Benötigter Luftdruck

In Abb 5.10 sind die Kräfte mit der jeweiligen Orientierung dargestellt. Der benötigte Luftdruck p_{LD} , um alle Aufgaben erfüllen zu können, setzt sich aus dem berechneten Luftdruck in Kapitel 5.2.1 und dem größeren Wert von Kapitel 5.2.2 und Kapitel 5.2.3 zusammen. Daraus ergibt sich ein benötigter Luftdruck von:

$$p_{LD} = p_{EG} + p_V = 30,0 + 5,2 = 35,2 \text{ mbar} \quad (5.35)$$

Kapitel 6

Versuche und Analysen

6.1 Luftkissen

Um eine für den Versuch brauchbare Folie zu verwenden, wurden im Vorfeld Versuche durchgeführt. Es wurde nicht nur die Folie, sondern auch die notwendige Nahtverbindung getestet. Ein Verbinden von Folienteilen ist bei einem Luftkissen immer erforderlich, da es nicht in einem Stück gefertigt werden kann. Auch wenn eine Produktion ohne Naht möglich wäre, ist es für diese Zwecke nicht wirtschaftlich, da jedes Luftkissen der Form des zu verbiegenden Betonstücks angepasst werden muss.

Aufgrund des Innendrucks treten in der Folie und der Nahtstelle Zugkräfte auf. Aus diesem Grund beschränken sich die Testreihen auf Zugversuche.

6.1.1 Aufgaben und Aufbau des Luftkissens

Wie in Kapitel 5.2 erläutert, muss das Luftkissen mehrere Aufgaben erfüllen.

- Kompensation des Eigengewichts
- Rissbildung im Beton
- Vorverformung erzeugen
- Eine möglichst gleichmäßige Krümmung während des Umformungsprozesses gewährleisten

Für die Erfüllung dieser Aufgaben ist ein Innendruck erforderlich, siehe Kapitel 5.2.

Das Luftkissen besteht aus einer Folie und einem Vlies. Die Folie ist allseits geschlossen. Dies ist erforderlich, um einen Innendruck aufbauen zu können. Im

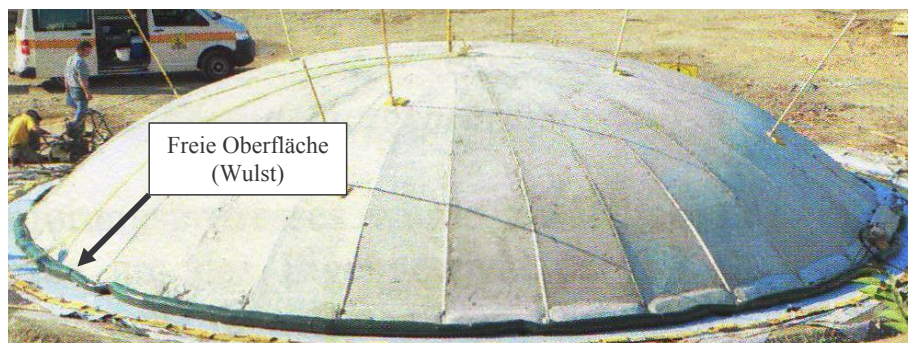


Abbildung 6.1: Freie Oberfläche bei einer Kuppel [3]

Innerern des Luftkissens ist ein Vlies eingelegt. Im Anfangszustand liegt der Beton auf dem nicht aufgeblasenen Luftkissen auf. Das Vlies hat die Aufgabe zu verhindern, dass die Folienteile zusammenkleben, damit ein gleichmäßiger Luftdruck erzeugt wird.

6.1.2 Anforderungen an die Folie

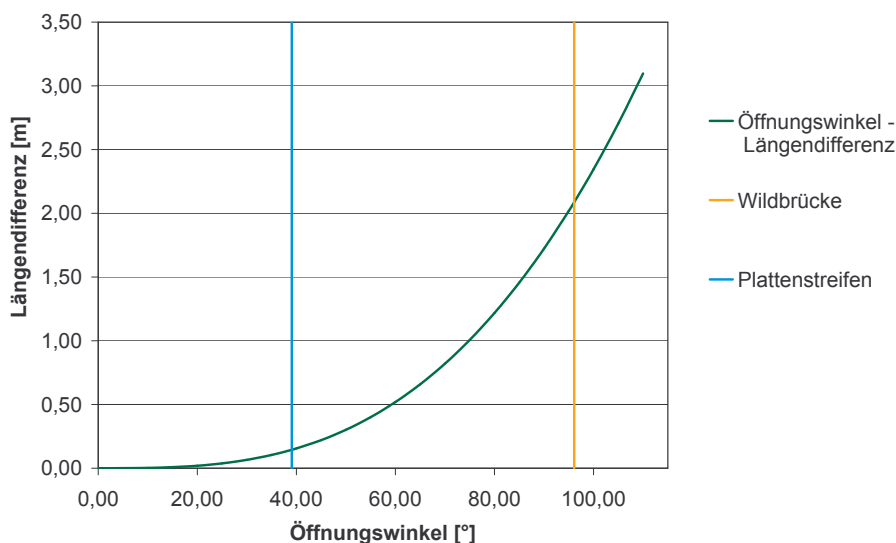
Im Falle einer Kuppel oder einer ähnlichen geschlossenen Form ist das Luftkissen und somit die Folie wenig beansprucht. Dies lässt sich mit Hilfe der Kesselformel zeigen. Bei dünnwandigen Zylindern ist die Umfangsspannung näherungsweise

$$\sigma_{\vartheta} = \frac{r_0}{t} \cdot p_i \quad (6.1)$$

wobei die Umfangsspannung σ_{ϑ} annähernd konstant ist[4]. Hierbei ist r_0 der mittlere Radius, t die Wandstärke und p_i der Innendruck. Der Sonderfall eines dünnwandigen Zylinders ist dann gegeben, wenn $t \ll r_0$ ist.

Wenn das Luftkissen keine freie Oberfläche hat, das heißt, alle Seiten sind entweder vom Untergrung oder von der Konstruktion bedeckt, so ist der Radius r_0 und die Umfangsspannung gleich Null. Wie in Abb. 6.1 zu erkennen ist, entsteht die einzige freie Oberfläche des Luftkissens bei einer Kuppel am Rand. Beim Verkrümmen der Kuppel verschieben sich die Ränder nach innen, wobei die Oberfläche der Kuppel konstant bleibt, aber die Aufstandsfläche kleiner wird. Aufgrund der Verkleinerung der Aufstandsfläche drängt ein Teil der Folie nach außen und es entsteht ein Wulst. Dieser ist abhängig von der Bogenlänge und dem jeweiligem Stich. Im Falle einer Kuppel mit einer Bogenlänge von 15 m und einem Stich von $1,27\text{ m}$ entsteht eine horizontale Verschiebung von insgesamt $0,28\text{ m}$. Der maximale Durchmesser ist damit $0,28\text{ m}$.

Der oben beschriebene Wulst ist annähernd ein Zylinder. Aufgrund der Tatsache, dass seine Wandstärke im Vergleich zum Radius sehr klein ist, kann die



	Radius R [m]	Öffnungswinkel 2α [°]	halber Öffnungswinkel α [m]	Sehnenlänge s [m]	Längendifferenz pro Seite Δl / 2 [m]	Stich f [m]
Plattenstreifen	22,00	39,07	15,00	14,71	0,14	1,27
Wildbrücke	22,00	96,10	36,90	32,72	2,09	7,29

Tabelle 6.1: Verhältnis Öffnungswinkel zu Längendifferenz

Kesselformel für dünnwandige Zylinder herangezogen werden. Wird der erforderliche Innendruck $p_{LD} = 3,52 \text{ kN/m}^2$ eingesetzt, welcher im Kapitel 5.2 errechnet wurde, und der oben angeführte Durchmesser, so entsteht eine Umfangsspannung von

$$\sigma_{\vartheta} = \frac{r_0}{t} \cdot p_i = \frac{0,28}{t} \cdot 3,52 = \frac{0,99}{t} \quad (6.2)$$

Durch Umformen erhält man

$$\sigma_{\vartheta} \cdot t = 0,99 \text{ kN/m} \quad (6.3)$$

Der Ausdruck $\sigma_{\vartheta} \cdot t$ kann als Kraft pro Längeneinheit angesehen werden. Die oben angeführte Rechnung zeigt, dass die Kraft, welche bei einer Kuppel mit 15 m Durchmesser auftritt, vernachlässigbar klein ist.

Bei der Wildbrücke verhält es sich aufgrund des Öffnungswinkel und der Bogenlänge anders. Wie in Tabelle 6.1 zu erkennen ist, verschieben sich die Ränder um jeweils 2,09 m nach Innen. Aus diesem Grund entsteht eine nicht zu vernachlässigende Umfangsspannung in der Folie.

Bei einem Plattenstreifen, der bei dieser Untersuchung verwendet wird, gibt



Abbildung 6.2: Freie Oberfläche eines Plattenstreifens.

es, wie in Abb. 6.2 zu sehen ist, eine zusätzliche freie Oberfläche. Die maximale Umfangsspannung ist demnach größer als die bei einer Kuppel mit denselben Abmessungen. Diese auftretende Spannung muss sowohl von der Folie als auch von den Nähten aufgenommen werden. Aufgrund der Form des Luftkissens ist es notwendig, an mehreren Stellen eine kraftschlüssige und luftdichte Verbindung herzustellen. Die Probekörper weisen in der verkrümmten Form einen Stich von $f = 1,27\text{ m}$ auf. Dieser Wert ist ebenfalls der maximale Durchmesser D , den das Luftkissen einnehmen kann. Demnach ist $D = 1,27\text{ m}$. Durch Umformen der Gleichung 6.1 und unter der Annahme, dass der Innendruck $p_{LD} = 3,52\text{ kN/m}^2$ beträgt, ergibt sich die maximal aufzunehmende Umfangskraft P wie folgt.

$$P = \frac{D \cdot p_i}{2} \quad (6.4)$$

$$P = \frac{1,27 \cdot 3,52}{2} = 2,24\text{ kN/m} \quad (6.5)$$

Aus diesem Grund muss die verwendete Folie wie auch die notwendigen Nähte eine Kraft pro Laufmeter von $P = 2,24\text{ kN/m}$ aufnehmen können.

6.1.3 Versuchsaufbau

In diesem Kapitel ist der Aufbau des durchgeführten Zugversuches beschrieben. Es wurde, wie in Abb 6.3 dargestellt, eine Schlaufe der zu prüfenden Folie hergestellt, welche mit der zu prüfenden Naht geschlossen wurde. Dieser rund 35 cm breite Probekörper wurde anschließend in die Hainzelmaschine (welche auf der TU-Wien zur Verfügung steht) eingespannt. Bei einer derartigen Maschine bleibt der obere Teil festgehalten und der untere Teil kann verschoben werden. Den Weg, den der Balken zurücklegt, wurde mittels eines Computers festgehalten. Auf diese Weise konnte man Kraft in den Probekörper übertragen,

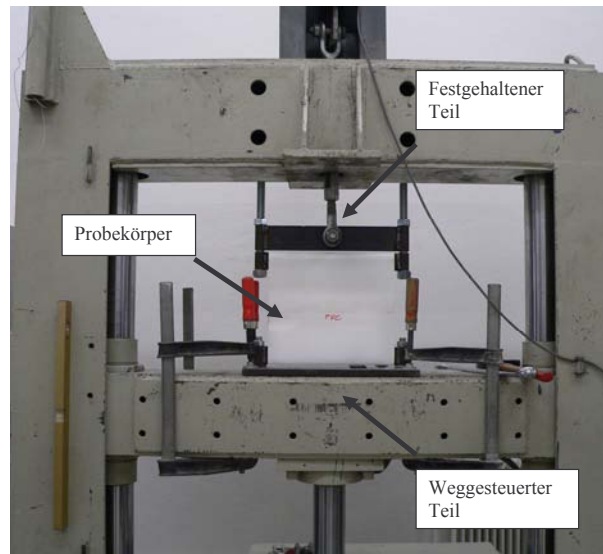


Abbildung 6.3: Versuchsaufbau Folienversuch

welche mit Hilfe einer Kraftmessdose gemessen wurde. Die gemessene Kraft bezieht sich allerdings auf beide Seiten des Probekörpers und auf eine Länge von 35 cm , da der Versuchskörper 35 cm breit ist. Für eine leichtere Vergleichbarkeit werden alle Messdaten auf einen 1 Meter breiten Folienstreifen bezogen. Demnach müssen alle Werte wie folgt umgerechnet werden.

$$P = \frac{x}{2} \cdot \frac{100}{l} = [kN/m] \quad (6.6)$$

P bezeichnet die resultierende Kraft in der Folie pro Meter, x die gemessene Kraft in der Kraftmessdose und l die Länge des Probekörpers (welche in diesem Fall rund 35 cm ist).

Für die Folie werden zwei Grundmaterialien getestet:

- PVC (Polyvinylchlorid)
- PE (Polyethylen)

PVC ist ein amorpher, thermoplastischer Kunststoff, der hart und spröde ist und erst durch Zugabe von Weichmachern und Stabilisatoren weich, formbar und technisch anwendbar wird. Dieses Material weist eine Gebrauchstemperaturspanne von $-15\text{ }^\circ\text{C}$ bis $+60\text{ }^\circ\text{C}$ auf [2].

PE ist ein durch Polymerisation von Ethen hergestellter, thermoplastischer Kunststoff, der sich durch seine hohe Zähigkeit und Reißdehnung sowie gutes Gleitverhalten, geringe Wasseraufnahme und Beständigkeit gegen fast alle polaren Lösungsmitteln auszeichnet. Die Temperaturbeständigkeitsspanne reicht

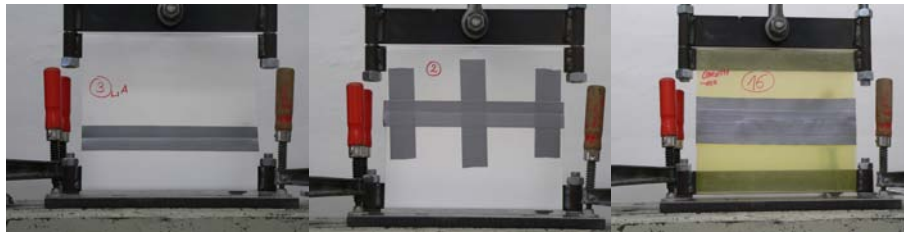
von -85°C bis zu $+90^{\circ}\text{C}$. [2]

Die getesteten Folien sind

- Baufolie: Diese Folie ist aus dem Material PE und hat eine Stärke von $200\ \mu\text{m}$ (Typ 1)
- Coreth Dampfbremse: Diese Folie ist aus dem Material PE gefertigt. Bei den Zugversuchen wurden zwei unterschiedliche Stärken dieser Folie getestet
 - $150\ \mu\text{m}$ (Typ 2)
 - $220\ \mu\text{m}$ (Typ 3)
- Silofolie: Eine derartige Folie ist aus dem Material PE gefertigt. Es wurden zwei unterschiedliche Silofolien mit verschiedenen Stärken getestet
 - $120\ \mu\text{m}$ (Typ 4)
 - $200\ \mu\text{m}$ (Typ 5)
- Plane: Diese Art der Folie, welche vorwiegend für die Verkleidung von LKW Anhänger verwendet wird, ist aus PVC gefertigt. Diese Folie hat ein Gewicht von $600\ \text{g}/\text{m}^2$ (Typ 6).

Neben den Folien müssen auch die notwendigen Nähte die auftretende Kraft aufnehmen können. Die getesteten Nähte sind folgende

- Pattex Gewebeklebeband
 - Typ A: Einfache Klebebreite (siehe Abb. 6.4.a). Bei dieser Art der Verbindung werden die Folienteile mit einer Schicht Pattex Gewebeklebeband verbunden.
 - Typ B: Einfache Klebebreite mit senkrechten Kreuzungen (siehe Abb. 6.4.b). Diese Verbindung stellt eine Erweiterung der einfachen Klebebreite dar. Die Folienteile werden zusätzlich mit einem Klebeband senkrecht zum Folienende versehen.
 - Typ C: Dreifache Klebebreite (siehe Abb. 6.4.c). Diese Verbindung ist ebenfalls eine Erweiterung der einfachen Klebebreite. Es werden parallel zu den Folienenden auf dem ersten Klebeband weitere Klebebänder befestigt. Dies geschieht mit einem Versatz, dadurch erhält man eine größere Klebefläche.
- PVC Kleber



(a) einfache Klebebreite (b) einfache Klebebreite mit senkrechten Kreuzungen (c) dreifache Klebebreite



(d) überlappende Klebefläche (e) eingeschlagene Klebefläche (f) geschweißt

Abbildung 6.4: Möglichkeiten der Nahtstellen von Folien

- Typ D: Überlappende Klebefläche (siehe Abb. 6.4.d). Auf ein Folienende wird ein PVC Kleber aufgetragen und das zweite Folienende wird darauf gelegt und somit verklebt.
- Typ E: Eingeschlagene Klebefläche (siehe Abb. 6.4.e). Die Klebefläche der beiden Folienteile liegt an deren Innenseite. Die Folienenden werden um 90° geknickt und die aufstehenden Teile miteinander verklebt.
- Typ F: Schweißen (siehe Abb. 6.4.f). Mittels einer Schweißzange, welche Hitze erzeugt, werden die beiden Enden der Folie zusammengeschweißt.

Der verwendete Kleber ist eine spezielle Substanz, welche nur in Kombination mit PVC anwendbar ist. Aus materialspezifischen Gründen ist das Kleben von einer PE Folie nicht möglich. Geräte zum Schweißen von PVC Folien existieren zwar, können aber nur gerade Bahnen schweißen. Aus diesem Grund wird auf das Schweißen von PVC verzichtet und nur die Schweißverbindung von PE Folien getestet.

Tabelle 6.2 stellt die Kombinationsmöglichkeiten für die einzelnen Folien und Nähte dar.

		Folie						
			PE Baufolie 200µm	PE Coreth Dampfbremse 150µm	PE Coreth Dampfbremse 220µm	PE Silofolie 120µm	PE Silofolie 200µm	PVC Plane 600g/m²
Naht		Typ	1	2	3	4	5	6
Patex Gewebe- klebeband	einfache Klebebreite	A	nein	nein	ja	ja	nein	ja
	einfache Klebebreite mit senkrechter Kreuzung	B	ja	ja	ja	ja	nein	ja
	dreifache Klebebreite	C	ja	ja	nein	nein	ja	ja
PVC Kleber	überlappende Klebefläche	D	nein	nein	nein	nein	nein	ja
	eingeschlagene Klebefläche	E	nein	nein	nein	nein	nein	ja
Schweißen		F	ja	nein	ja	ja	nein	nein

ja	Verbindung wurde getestet
nein	Verbindung wurde nicht getestet

Tabelle 6.2: Kombinationsmöglichkeiten Folie und Naht

6.1.4 Versuchsergebnisse

Wie in Anhang A ersichtlich ist, erfüllte lediglich eine PE Folie die geforderten rund $2,24 \text{ kN/m}$. Diese Folie war eine $200 \mu\text{m}$ dicke Silofolie, welche mit einer dreifachen Klebebreite verbunden wurde (Folientyp 5 mit Nahttyp C). Die PVC Folie erfüllte mit jeder verwendeten Nahtstelle die gewünschte Krafteinleitung. Jedoch war die aufnehmbare Kraft der Klebeverbindung um einiges höher als die der Verbindung mit Klebeband. Neben der Tatsache, dass eine PVC Folie eine bessere Zugfestigkeit als eine PE Folie aufweist, ist diese Folie strapazierfähiger. Dies ist speziell beim Verlegen der Bewehrung eine wichtige Eigenschaft.

Aus diesen Gründen wurde eine PVC Folie verwendet. Als Verbindungsmittel kommt ein PVC Kleber zum Einsatz (dies entspricht einer Kombination zwischen dem Folientyp 5 und der Naht D). Alle getesteten Kraft-Weg-Diagramme einer derartigen Folie sind in Abb. 6.5 ersichtlich.

Die unterschiedlichen Steigungen im Kraft-Weg-Diagramm ergeben sich dadurch, dass die Probekörper mit unterschiedlicher Geschwindigkeit gezogen wurden. Bei einer geringeren Geschwindigkeit ist die Kurve flacher. In so einem Fall konnte sich die Folie besser auf die erzwungene Dehnung einstellen. Bei einem Knick in der ausgewerteten Kurve wurde von einer Geschwindigkeit auf eine andere gewechselt. Das Wechseln von einer Geschwindigkeit auf die andere hat keine Auswirkung auf die Belastbarkeit der Folie beziehungsweise der Naht.

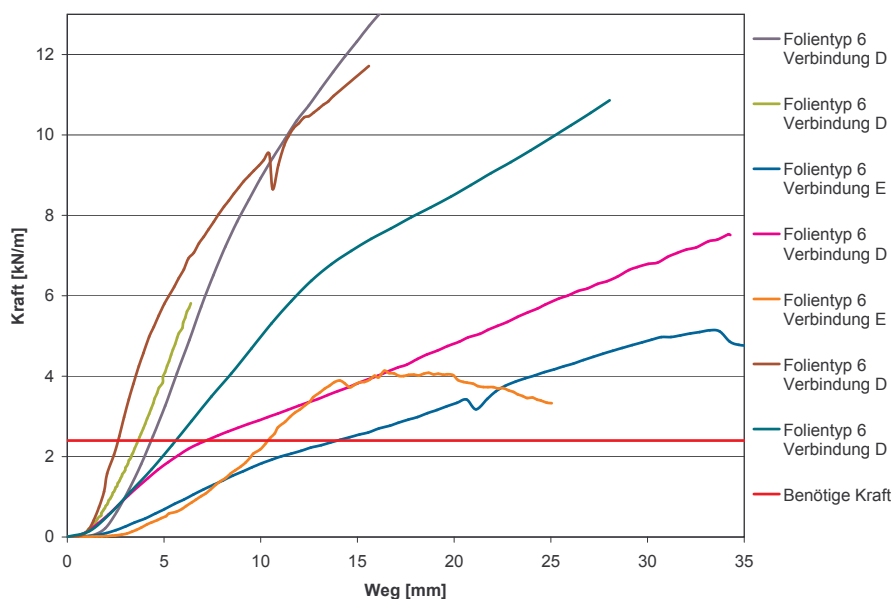


Abbildung 6.5: Zugversuch PVC Folie mit Kleber

6.2 Aufstellvorgang

Wie in Kapitel 5.1.4 beschrieben ist, wurden zwei Versuchskörper hergestellt. Sie unterschieden sich lediglich in der Art der Bewehrung. Einer wurde mit Betonstahl, ($6\text{Ø}10$) (Probekörper 1) und der andere mit schlaff eingelegten Spannstahl ($4\text{Ø}10$ und 2 Litzen $A = 150 \text{ mm}^2$) (Probekörper 2) bewehrt. In beiden Fällen wurde ein Beton der Klasse C50/60 verwendet.

Aufgrund der Tatsache, dass bei der Wildbrücke noch ein Aufbeton erforderlich ist (siehe Kapitel 4), wurden Schubdügel vorgesehen. Diese erzeugen eine kraftschlüssige Verbindung zwischen der aufgestellten Schale und dem Aufbeton. Schubdügel werden üblicherweise aufgrund der erleichterten Einbausituation senkrecht eingebaut. In diesem Versuch werden die Dügel allerdings um 45° gegen die Vertikale geneigt. Für die Kraftübertragung im Endzustand hat dies keine Vorteile, jedoch ergeben sich Vorteile beim Aufbringen des Aufbetons. Wie in Kapitel 6.4 beschrieben, werden die Belastungstests an zwei verschiedenen Systemen durchgeführt. Die erste Versuchsreihe wurde ohne Zuhilfenahme der Schubdügel, die zweite Versuchsreihe mit deren Unterstützung durchgeführt. Im zweiten Fall wurde die obere Lage der Bewehrungsstäbe auf der Oberseite der Schubdügel mittels einer Schweißverbindung befestigt und ein aufgesetztes Fachwerk erzeugt. Das Ziel dieses Vorgangs war es, dem Bogen eine höhere Steifigkeit zu geben und auf diese Weise die Durchbiegungen zu verringern und die

Tragfähigkeit zu erhöhen.

Abb 6.6 bis Abb 6.12 zeigen Planausschnitte der Schal- und Bewehrungspläne der beiden Versuchskörper. Der einzige Unterschied in der Bewehrungsführung liegt in der Hauptbewehrung. Diese wurde wie in Kapitel 5.1.4 berechnet vorgesehen.

6.2.1 Versuchsaufbau

Es sollte ein Bogen mit Hilfe der Schalungstechnik von Kollegger und Preisinger hergestellt werden. Die Abmessungen waren: Breite $b = 0,64\text{ m}$, Höhe $h = 0,12\text{ m}$ und Bogenlänge $l = 15,00\text{ m}$. Um einen Bogen zu erlangen musste der Probekörper verkrümmt werden, siehe Kapitel 3.

Bevor der Plattenstreifen hergestellt werden konnte, musste das Luftkissen angefertigt werden. In Abb 6.13 ist das fertiggestellte Luftkissen, sowie die Überprüfung der Nähte ersichtlich. Die Form des Luftkissens ergibt sich aus der Form des Bogens. Ein regelmäßiger Bogen weist in Feldmitte den größten Stich auf. Die Umfangslänge des Luftkissens setzt sich aus der Breite des Plattenstreifens und der Umfangslänge des Wulstes, welcher abhängig von der zu erreichenden Höhe ist, zusammen. Das Luftkissen ist so konzipiert, dass im Endzustand die freie Oberfläche des Luftkissens einen Halbkreis bildet. Der Durchmesser dieses Halbkreises ist von der vorhandenen Höhe des Bogens abhängig. Aus diesem Grund war an den Rändern des Luftkissens eine geringere Umfangslänge als in der Mitte erforderlich.

Vor dem Betonieren des Plattenstreifens wurde ein ebener Untergrund mittels einer Sauberkeitsschicht hergestellt. Auf diese Sauberkeitsschicht wurde das vorgefertigte Luftkissen gelegt. Nach Abschluss der Schalungsarbeiten wurde die Bewehrung verlegt und die Plattenstreifen betoniert. Abb 6.14 zeigt das Luftkissen, die Schalung und die eingelegte Bewehrung. In Abb 6.15 sind die fertiggestellten Plattenstreifen dargestellt.

Die zwei entscheidenden Faktoren für dieses Verfahren sind die Dehnung des Stahls ε_{s1} und die Stauchung des Betons ε_c . Um Messdaten zu bekommen, sind vor dem Betoniervorgang Dehnungsmeßstreifen (DMS) auf die Bewehrung geklebt worden, siehe Abb 6.16. Diese DMS messen die vorhandenen Dehnungen der Bewehrung. Bei bekannter Dehnung des Stahls und Krümmung κ kann die Stauchung des Betons ermittelt werden. Hierbei werden die Formeln von Kapitel 5.1.2 verwendet. Anhand der Form des Bogens wird der maximale Krümmungsradius R abgelesen mit welchem die Krümmung κ berechnet werden kann.

Für den Aufstellvorgang war es erforderlich, den Beton gewichtslos zu machen und eine horizontale Auflagerverschiebung zu ermöglichen. Mit Hilfe eines Luftkissens wurde eine Kraft erzeugt, welche dem Eigengewicht des Betons ent-

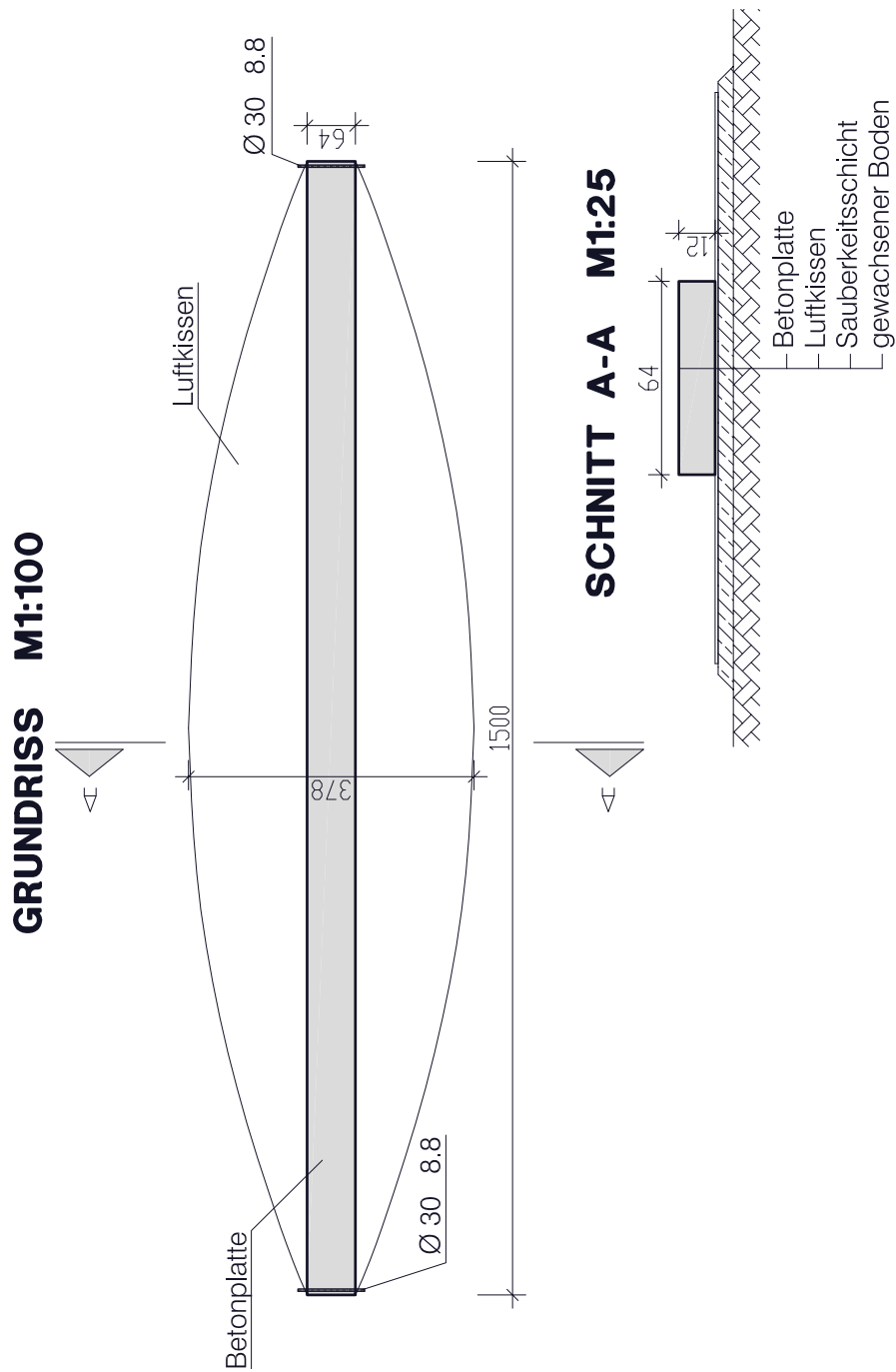


Abbildung 6.6: Schalungsplan Probekörper 1 und Probekörper 2

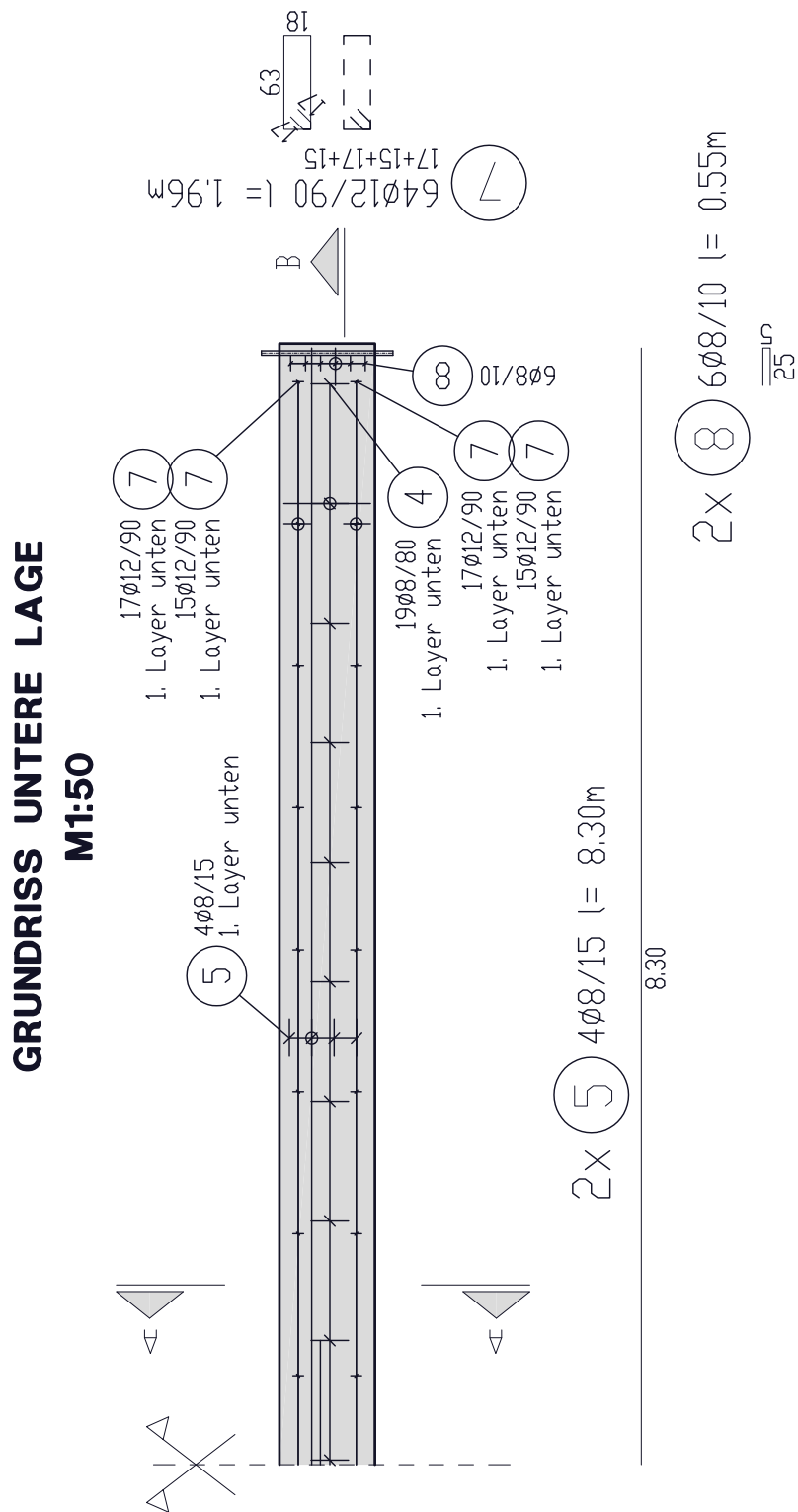


Abbildung 6.8: Bewehrungsplan Probekörper 1: untere Lage

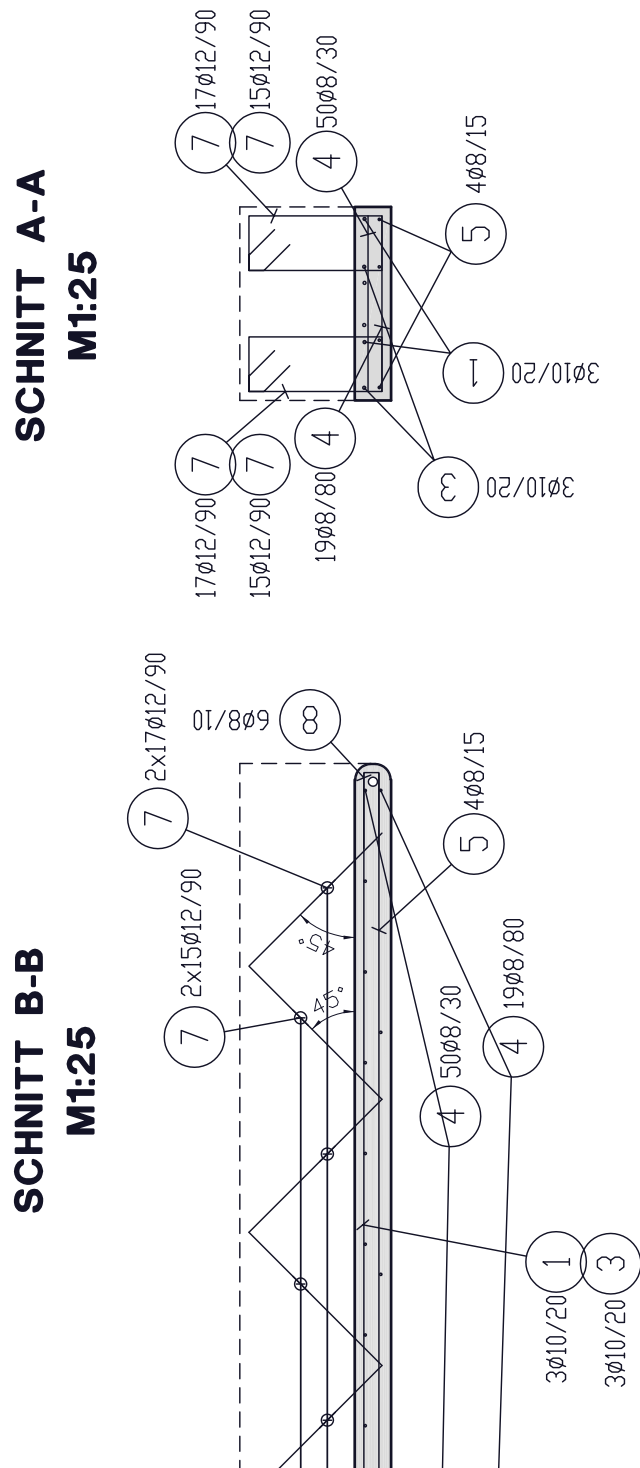


Abbildung 6.9: Bewehrungsplan Probekörper 1: Schnitte

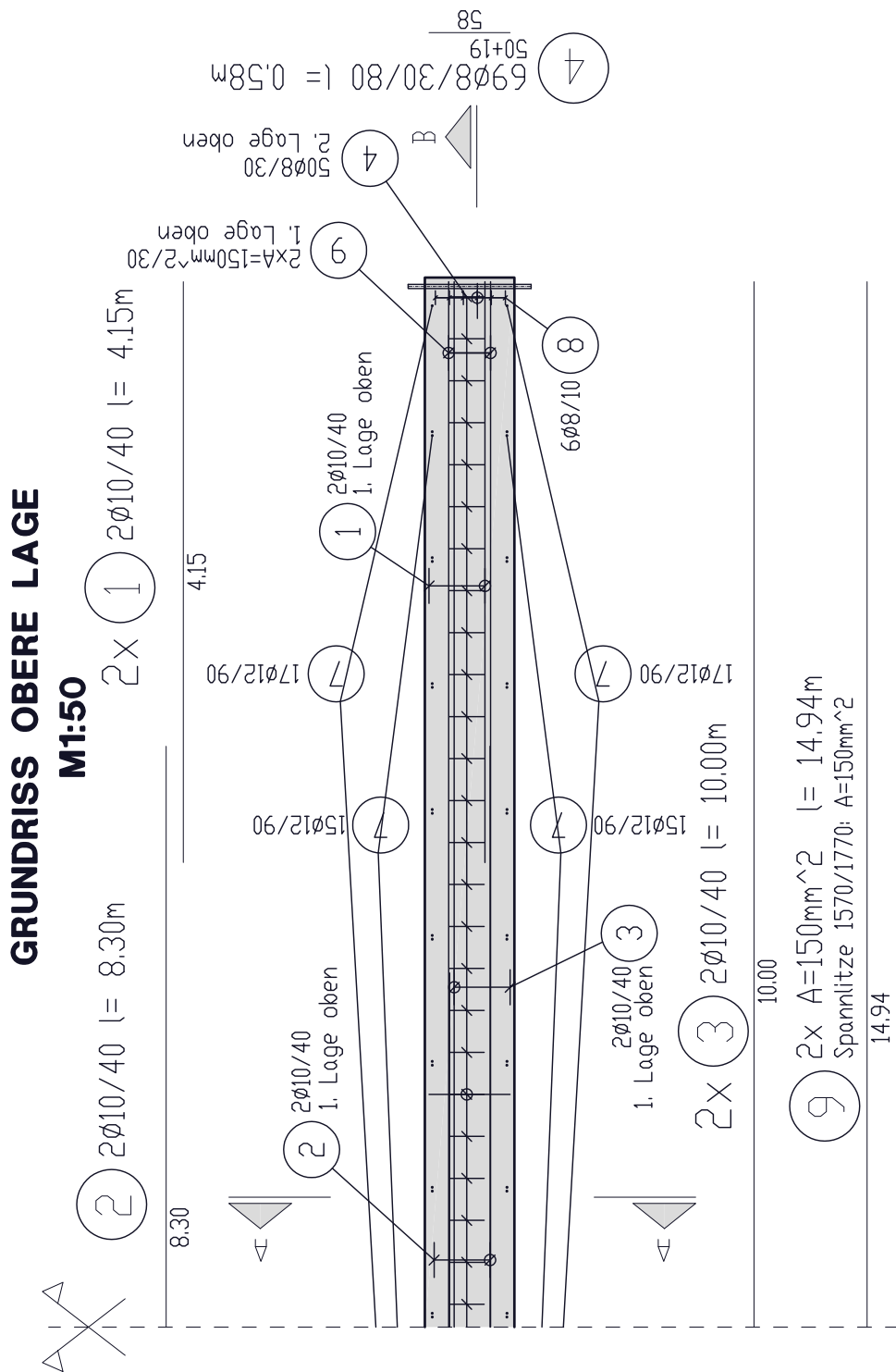


Abbildung 6.10: Bewehrungsplan Probekörper 2: obere Lage

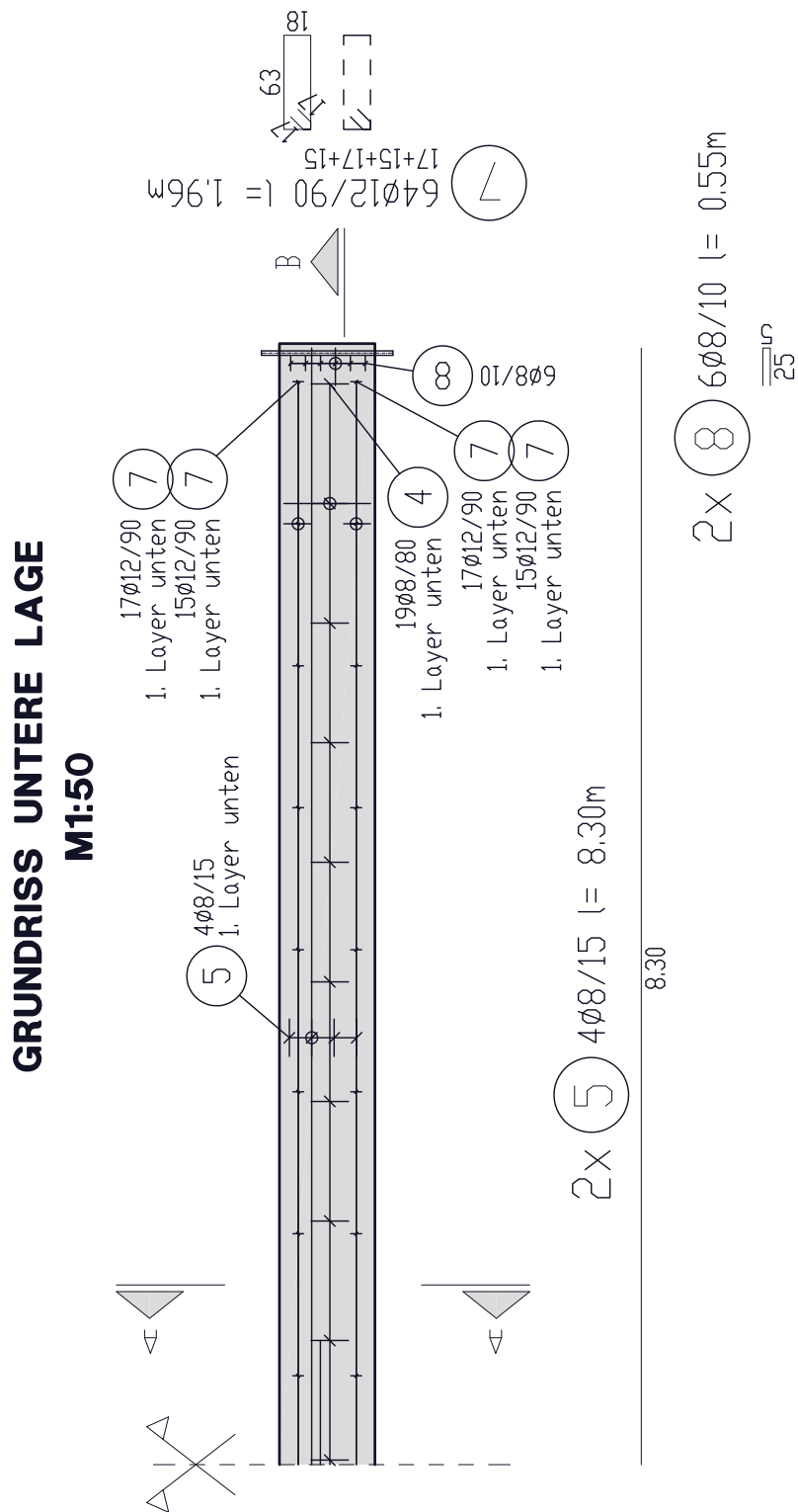


Abbildung 6.11: Bewehrungsplan Probekörper 2: untere Lage

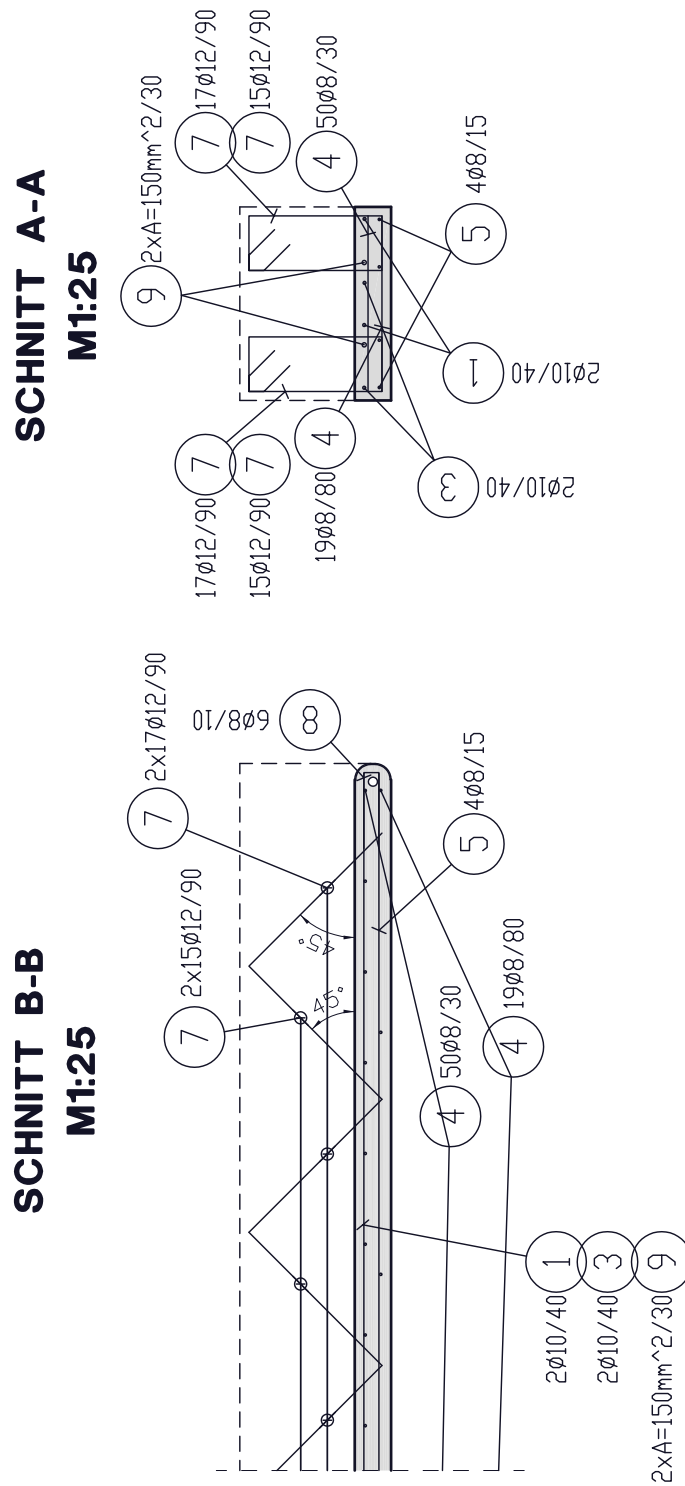


Abbildung 6.12: Bewehrungsplan Probekörper 2: Schnitte



Abbildung 6.13: Herstellung des Luftkissens

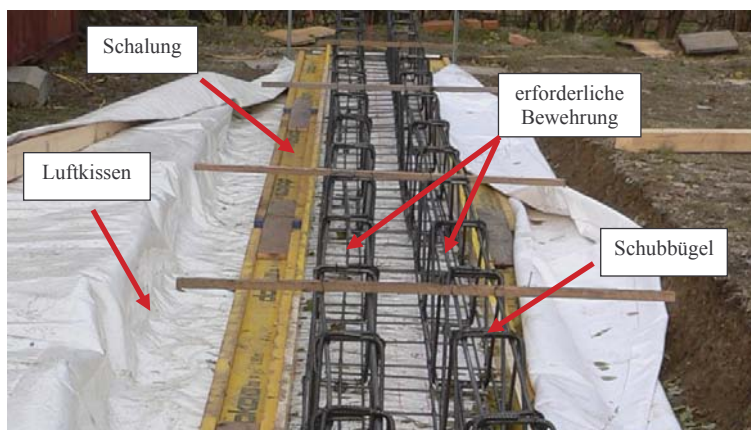


Abbildung 6.14: Aufbau eines Plattenstreifens

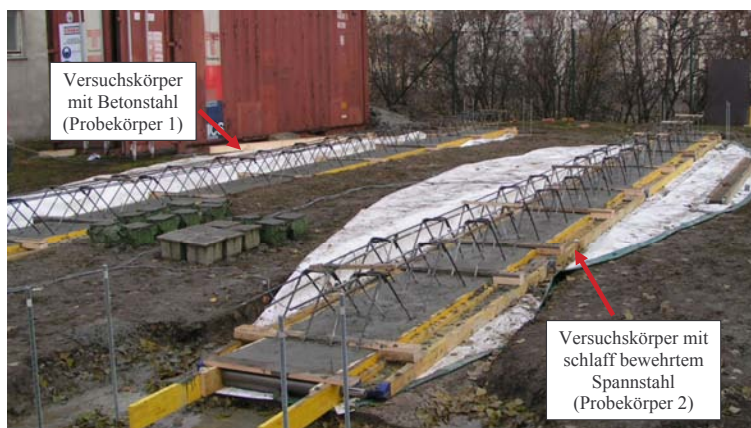


Abbildung 6.15: Betonierte Versuchskörper



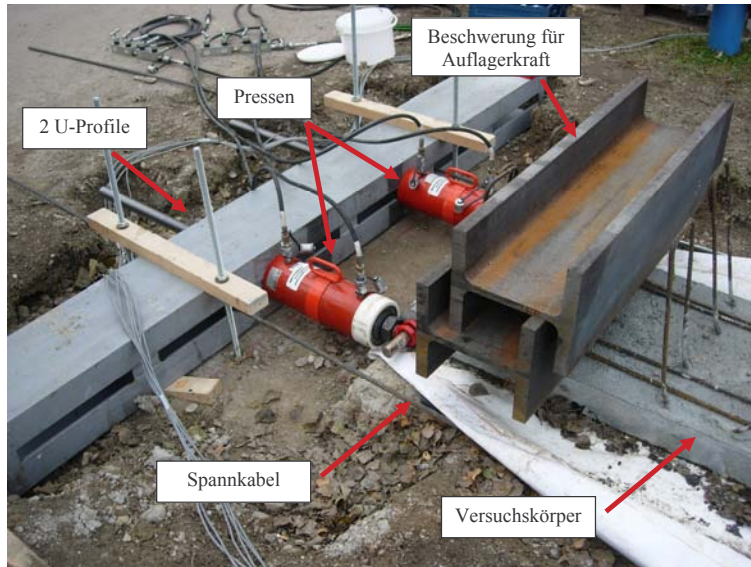
Abbildung 6.16: Dehnungsmessstreifen

gegenwirkte und ihn auf diese Weise schwerelos machte. Die horizontale Verschiebung der Ränder war notwendig, da sich laut Kapitel 4 die Sehne des Bogens verkürzen musste. Aus diesem Grund wurde der Plattenstreifen auf einer Seite festgehalten. Auf der anderen Seite musste sich das Auflager verschieben. Dies erfolgte mittels zweier Pressen, welche eine Druckkraft auf den Probekörper ausübten. Auf diese Weise konnte eine Relativverschiebung erzeugt werden. Um die Kraft der Pressen auf den Probekörper übertragen zu können, mussten sich die Pressen von einem festen Widerlager abstützen. Auf der anderen Seite des Probekörpers musste ebenfalls ein fixes Widerlager hergestellt werden. Diese erforderliche Auflagersituation wurde folgendermaßen gelöst. Das feste Auflager, welches aus einem doppelten U-Profil bestand, wurde mittels Spannkabeln mit einem weiteren doppelten U-Profil auf der anderen Seite des Plattenstreifens zusammengespannt. Somit wurden zwei Fixpunkte erzeugt welche eine vorgegebene Entfernung zueinander hatten. An einem dieser Fixpunkte wurden die Pressen montiert, siehe Abb 6.17a. Beim Ausfahren der Pressen, welche sich auf das erste doppelte U-Profil abstützten, wurden die Kräfte über die Spannkabeln auf das zweite doppelte U-Profil weitergeleitet, siehe Abb 6.17b. Dadurch wurde ein geschlossenes System erzeugt. Ein derartiges System konnte Druckkräfte in den Probekörper einleiten, ohne dass Widerlager hergestellt werden mussten.

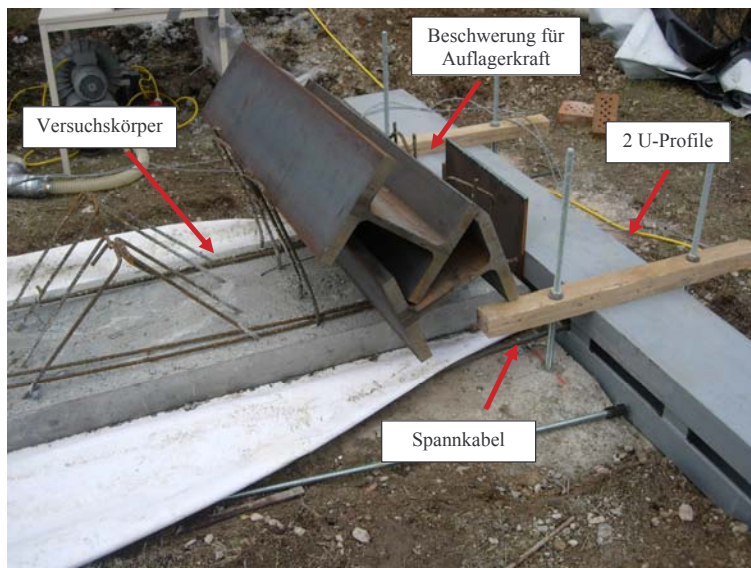
Um das Abheben des Versuchskörpers zu verhindern, war, laut Kapitel 5.2.4, eine Auflast am Rand erforderlich. Diese wurde mittels zweier I-Trägern erzeugt, die auf die Enden der Plattenstreifen gelegt wurden.

6.2.2 Betonfestigkeit

Laut Eurocode 2 beträgt die Würfeldruckfestigkeit eines Betons der Klasse C50/60 $f_{ck,cube} = 60 \text{ N/mm}^2$ und die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit



(a) Verschiebliches Auflager



(b) Festes Auflager

Abbildung 6.17: Einrichtung zur horizontalen Verschiebung

Testreihe	Probe	Zeit	äquivalente Zeit abh. von Temp.	Seitenfläche	Kraft	$f_{ck,cube}$	f_{ck}	Mittelwert f_{cm}
		[h]	[h]	[cm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	1	24,0	11,7	225	251,8	11,19	10,30	10,19
	2	24,0	11,7	225	223,5	9,93	9,14	
	3	24,0	11,7	225	272,6	12,12	11,15	
2	1	48,0	24,0	225	601,9	26,75	24,61	21,72
	2	48,0	24,0	225	416,4	18,51	17,03	
	3	48,0	24,0	225	575,4	25,57	23,53	
3	1	72,0	35,5	228	806,0	35,35	32,52	33,14
	2	72,0	35,5	225	831,0	36,93	33,98	
	3	72,0	35,5	228	816,0	35,79	32,93	
4	1	168,0	75,4	225	1040,0	46,22	42,52	41,39
	2	168,0	75,4	228	945,0	41,45	38,13	
	3	168,0	75,7	222	1050,0	47,30	43,51	
5	1	288,0	138,1	228	1061,0	46,54	42,81	43,73
	2	288,0	138,1	227	1044,0	45,99	42,31	
	3	288,0	138,1	228	1142,0	50,09	46,08	
Aufstellvorgang Probekörper 1		288,0	138,1					43,73
Aufstellvorgang Probekörper 2		312,0	153,6					44,22
6	1	672,0	437,5	228	1344,0	58,95	54,23	51,54
	2	672,0	437,5	227	1192,0	52,51	48,31	
	3	672,0	437,5	225	1274,0	56,62	52,09	

Tabelle 6.3: Versuchsergebnisse der Druckversuche

$f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ [1]. Die Berechnungen in Kapitel 5.1.4 zeigen, dass es erforderlich ist, diese Festigkeiten zu erreichen. Um sicherzustellen, dass die geforderten Festigkeiten beim Aufstellvorgang erreicht wurden, stellte man Probewürfel her, welche in bestimmten Abständen getestet wurden. Dadurch erhält man einen Festigkeitsverlauf des Betons.

In Tabelle 6.3 sind die Versuchsergebnisse der Druckversuche dargestellt. Die Versuchsreihen wurden nach 24 Stunden (1. Testreihe), nach 48 Stunden (2. Testreihe), nach 72 Stunden (3. Testreihe), nach 168 Stunden (4. Testreihe), nach 228 Stunden (5. Testreihe) und nach 672 Stunden (6. Testreihe) durchgeführt. Nach 12 Tagen (Probekörper 1) beziehungsweise 13 Tagen (Probekörper 2) wurden die Plattenstreifen verkrümmt. Die experimentell ermittelte Druckfestigkeit betrug zu diesem Zeitpunkte $f_{cm} = 43,7 \text{ N/mm}^2$ für den Probekörper 1 und $f_{cm} = 44,2 \text{ N/mm}^2$ für den Probekörper 2.

Laut Eurocode 2 [1] ist der zeitliche Verlauf der Druckfestigkeit auch von der Temperatur abhängig. Wenn die Temperatur bekannt ist, kann das äquivalente Betonalter t_T mit den Variablen $T(\Delta t_i)$, die Temperatur in $^{\circ}\text{C}$ im jeweiligen Zeit-Intervall, und Δt_i die Anzahl der Tage, in denen die Temperatur T , vorherrscht, berechnet werden.

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65\right)} \cdot \Delta t_i$$

Aufgrund der Tatsache, dass die Außentemperatur während des Erhärtens des Betons gemessen wurde, ist es möglich, das äquivalente Betonalter zu be-

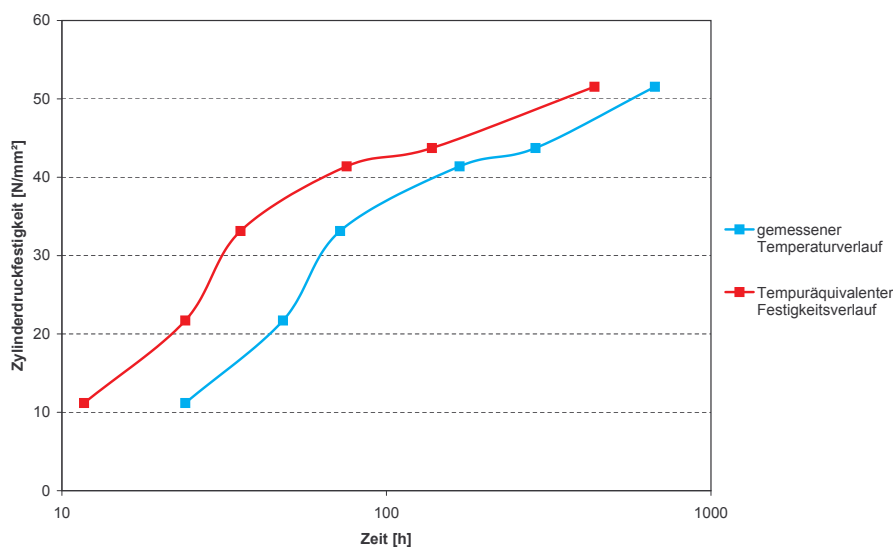


Abbildung 6.18: Festigkeitsverlauf des Betons

stimmen. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in Tabelle 6.3, zusammen mit den Ergebnissen der durchgeführten Druckversuche, dargestellt. In Abb 6.18 sind die Festigkeitsverläufe zufolge der gemessenen Zeit und des äquivalenten Betonalters festgehalten. Es ist zu erkennen, dass bei idealen Normtemperaturen der Beton schneller aushärten kann.

6.2.3 Aufstellvorgang des Plattenstreifens mit Betonstahl (Probekörper 1)

Der Betonstreifen mit schlaffer Bewehrung des Typs Bst550 wurde 12 Tage nach dem Betonieren verkrümmt. Die Betondruckfestigkeit beträgt zu diesem Zeitpunkt $f_{cm} = 43,7 \text{ N/mm}^2$. Um festzustellen, wann der geforderte Stich von $f = 1,27 \text{ m}$ erreicht war, wurde ein Niveliergerät verwendet. Dieses Gerät misst die jeweilige Höhe. Bei bekannter Ursprungshöhe kann der jeweilige Höhenunterschied ermittelt werden. Zur Erfassung der Form des Bogens wurden drei Nivelierpunkte gewählt.

Dieser Versuchskörper ging allerdings zu Bruch, bevor der gewünschte Stich erreicht wurde. Die maximal gemessene Höhe kurz vor dem Versagen betrug $f = 1,16 \text{ m}$. Abb 6.19 zeigt ein Bild während des Aufstellvorgangs und ein Bild vom zerstörten Probekörper. Der Krümmungsverlauf des Versuchskörpers ist nicht gleichmäßig, das bedeutet, er hatte nicht die Form eines Kreissegments. Es traten aufgrund der unregelmäßigen Form am Rand (im Auflagerbereich) geringere Krümmungen auf wie in der Mitte des Probekörpers. Der Grund für die geringere Krümmung im Auflagerbereich ist die Beschwerung an den Enden des



(a) Aufstellvorgang

(b) Zerstörter Probekörper

Abbildung 6.19: Probekörper 1

Probekörpers, siehe Kapitel 6.2.1. Die benötigten I-Träger wurden nicht, wie es idealer Weise der Fall wäre, mit den Schwerpunkten über den Plattenrand gelegt, sondern aus praktischen Gründen etwas nach innen versetzt. Sie wurden direkt auf die Betonplatte gelegt. Diese wirkten während des Aufstellvorganges gegen den Luftdruck und verhinderten an dieser Stelle die Verkrümmung des Balkens. Ein weiterer Grund für die unregelmäßige Form ist der Luftdruck. Bei diesem Versuch wurde zuviel Druck im Luftkissen erzeugt. Der erhöhte Druck erzeugte eine schnellere Verkrümmung. Auf diese Weise entstand kein gleichmäßiges Rissbild und der Probekörper bekam unterschiedliche Krümmungen.

Abb 6.20 zeigt die Form des Plattenstreifens kurz vor dem Versagen, dessen Soll-Form, und deutet den maximal erreichten Krümmungsradius im Bereich des größten Risses an. Weiters ist der Krümmungsradius im Bereich des Dehnungsmessstreifens dargestellt. Wie zu erkennen ist, wurde ein maximaler Krümmungsradius von $R = 12,90\text{ m}$ im Bereich des größten Risses erreicht, was eine Krümmung von $\kappa = 0,077 \frac{1}{\text{m}}$ bedeutet. Ein Teil der eingebauten Dehnungsmessstreifen (DMS) wurde während des Betonierens aufgrund mechanischer Beanspruchung zerstört. Es konnten nur die Werte von zwei DMS, welche in der Mitte des Bogens angeordnet waren, verwendet werden. Diese zeigten eine durchschnittliche Dehnung der Bewehrung von $\varepsilon_{s1} = 2,10\text{ ‰}$ an. Laut Abb 6.20 ist an dieser Stelle ein Krümmungsradius von $R = 15,80\text{ m}$ vorhanden, was einer Krümmung von $\kappa = 0,063 \frac{1}{\text{m}}$ entspricht.

Die oben angeführten Krümmungsradien wurden aus einer Zeichnung, welche auf den Werten des Nivelierens basiert, abgelesen. Je mehr Nivelierpunkte

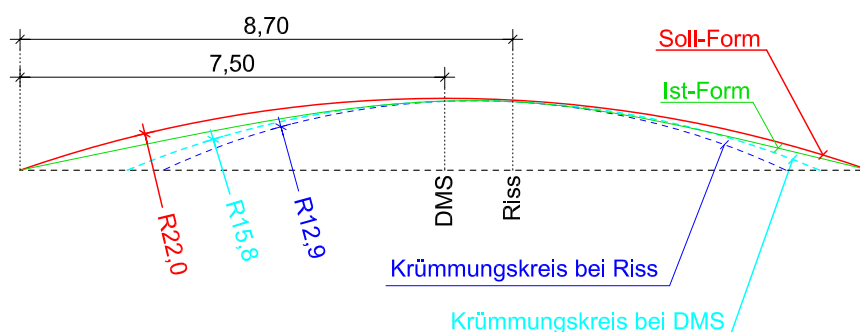


Abbildung 6.20: Form Probekörper 1

verwendet werden, desto genauer kann die Form des Bogens dargestellt werden. Aufgrund der Tatsache, dass nur an drei Stellen die Höhe gemessen wurde, können die abgelesenen Krümmungsradien von den tatsächlichen etwas abweichen. Weiters können lokal höhere Krümmungen auftreten. Für die Steigerung der Genauigkeit sind beim zweiten Probekörper neun Nivelierpunkte gewählt worden.

Es ist zu erkennen, dass der erforderliche Krümmungsradius von $R = 22\text{ m}$ durchaus erreicht werden kann. Die Voraussetzung hierfür ist allerdings eine regelmäßige Geometrie und eine regelmäßige Krümmung.

6.2.4 Aufstellvorgang des Plattenstreifens mit schlaff bewehrtem Spannstahl (Probekörper 2)

Der Betonstreifen mit schlaff bewehrtem Spannstahl des Typs 1570/1770 wurde 13 Tage nach dem Betonieren verkrümmt. Zu diesem Zeitpunkt hatte der Beton eine Druckfestigkeit von $f_{ck} = 44,21\text{ N/mm}^2$. Bei diesem Probekörper wurde, um ein genaueres Bild des Streifens zu bekommen, an neun Stellen die Höhe mittels einem Niveliergerät gemessen.

Die Platte wurde solange verkrümmt bis ein Stich von $f = 1,29\text{ m}$ erreicht wurde. Der Probekörper 2 konnte diese Verkrümmung aufnehmen, ohne zu Bruch zu gehen. Nach dem Entfernen des Luftkissens wirkte das volle Eigengewicht auf dem Bogen und der Stich verringerte sich auf $f = 1,27\text{ m}$. Der Probekörper bleibt nur solange stehen, solange die Auflager Kräfte übertragen können. Wenn die Pressen entfernt werden, wird der Horizontalschub nicht mehr abgefangen und der Bogen würde in die Ursprungsform, einem Plattenstreifen, zurückklappen. Um dies zu vermeiden, wurden, bevor man die Pressen entfernte, die Auflagerpunkte des Bogens mit zwei Gewindestangen zusammengespant. Diese hatten jeweils einen Durchmesser von $d = 20\text{ mm}$ und die

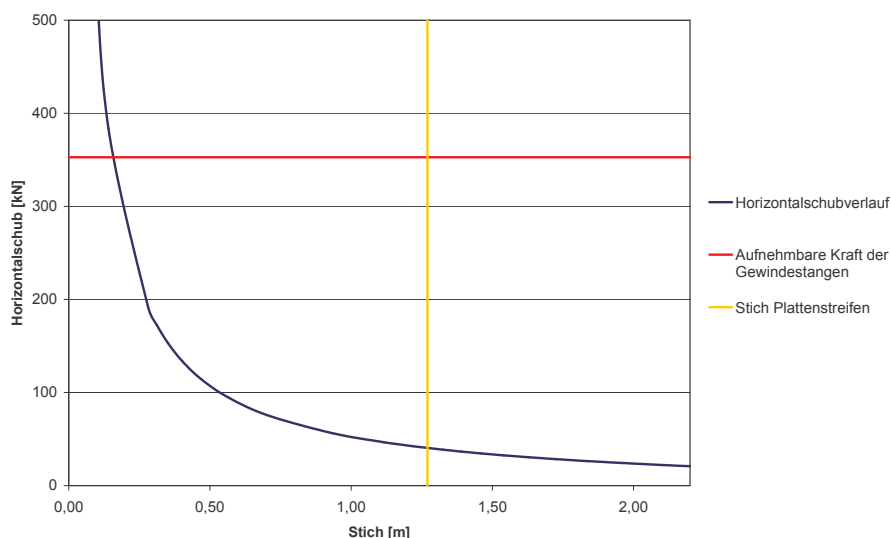


Abbildung 6.21: Horizontalschub in Abhängigkeit des Stiches

Stahlgüte 10.9. Aufgrund der Tatsache, dass sich der Horizontalschub mit zunehmendem Stich verkleinert, ist das Einbauen der Gewindestangen erst nach einem gewissen Zeitpunkt möglich. Die Gewindestangen können theoretisch ab einem Stich von $0,15\text{ m}$ eingesetzt werden, da sie eine Kraft von maximal 353 kN aufnehmen können. Abb 6.21 zeigt den Verlauf des Horizontalschubs während des Verkrümmens in Abhängigkeit vom jeweiligen Stich. Die Gewindestangen sind erst nach Erreichen des geforderten Stiches eingebaut worden. Da sich, aufgrund der Krafteinleitung, die Gewindestangen dehnten, verschoben sich die Auflagerpunkte geringfügig nach außen und die Sehne wurde länger. Bei einer längeren Sehne eines Bogens verringert sich dessen Stich. Der endgültige Stich des Probekörpers 2 betrug $f = 1,23\text{ m}$. Alle gemessenen Höhen sind in Tabelle 6.4 dargestellt. Abb 6.22 zeigt den verbogenen Plattenstreifen in seiner Endlage.

Der rechnerisch notwendige Luftdruck beträgt $p_{LD} = 35,2\text{ mbar}$. Der maximal gemessene Luftdruck während des Aufstellvorgangs betrug $p_{vorh} = 18,5\text{ mbar}$. Die Druckdifferenz Δp beträgt

$$\Delta p = p_{LD} - p_{vorh} = 35,2 - 18,5 = 16,7\text{ mbar}$$

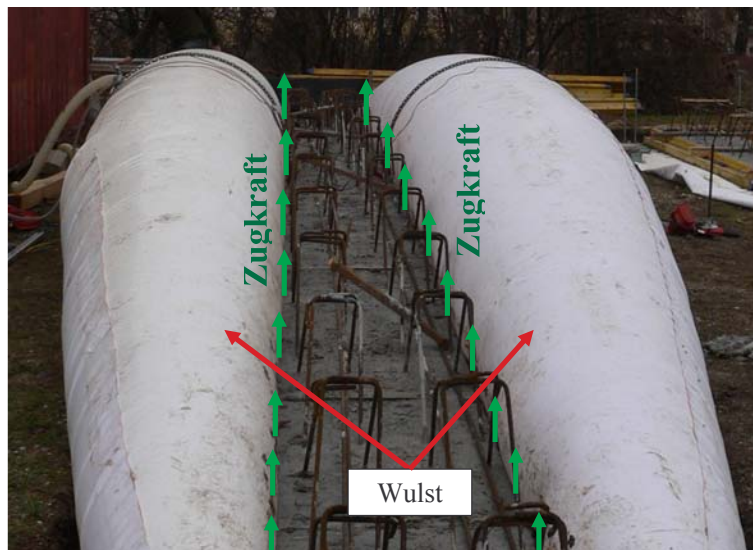
Diese Druckdifferenz ist auf die Form des Luftkissens zurückzuführen. Der größte Luftdruck wird zu Beginn des Verbiegens benötigt, um nicht nur das Eigengewicht zu überbrücken, sondern auch die Erstrissbildung auslösen zu können. Wenn das Luftkissen vollständig gefüllt ist und die Betonplatte noch am

Zeit	Marke 1 2,0 m	Marke 2 3,5 m	Marke 3 5,0 m	Marke 4 6,5 m	Marke 5 7,5 m	Marke 6 8,5 m	Marke 7 10,0 m	Marke 8 11,5 m	Marke 9 13,0 m
[Min]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
	3,493	3,475	3,480	3,477	3,482	3,472	3,473	3,476	3,476
9	0,008	0,015	0,020	0,022	0,032	0,027	0,028	0,021	0,011
19	0,103	0,270			0,292				
22	0,083	0,135	0,185	0,207	0,207	0,192	0,158	0,111	0,056
33	0,113	0,200	0,275	0,322	0,342		0,278	0,219	0,116
45					0,462				
50	0,188	0,325	0,440	0,512	0,527	0,512	0,448	0,336	0,196
62	0,223	0,380	0,530	0,602	0,617	0,607	0,533	0,406	0,231
72	0,243	0,420	0,565	0,677	0,672	0,657	0,583	0,451	0,256
93					0,882				
95	0,328	0,570	0,765	0,887	0,912	0,897	0,788	0,596	0,351
106	0,373	0,645	0,865	0,997	1,027	1,007	0,873	0,671	0,396
125	0,418	0,725	0,970	1,117	1,162	1,127	0,983	0,746	0,436
152	0,443	0,810	1,085	1,257	1,287	1,252	1,088	0,826	0,481
ohne Luftkissen	0,458	0,79	1,07	1,232	1,272	1,237	1,068	0,801	0,466
ohne Pressen	0,443	0,765	1,035	1,205	1,232	1,197	1,028	0,771	0,451

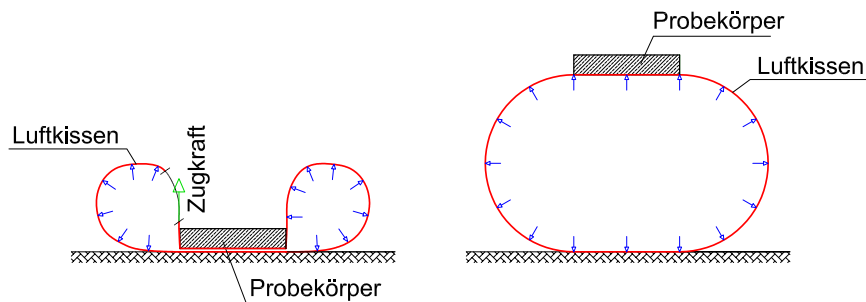
Tabelle 6.4: Höhe Probekörper 2



Abbildung 6.22: Probekörper 2



(a) Wirkende Zugkraft auf den Probekörper



(b) Links Ursprungslage mit wirksamer Zugkraft, Rechts Endzustand

Abbildung 6.23: Querschnitt Luftkissen mit Plattenstreifen

Boden aufliegt, ergibt sich eine wie in Abb 6.23 dargestellte Form. Das Luftkissen bildet an beiden Seiten des Versuchskörpers einen Wulst. Dieser Wulst kann als dünnwandiger Zylinder angesehen werden, weil der Durchmesser viel größer als die Wandstärke (Folienstärke) ist. Wie in Kapitel 6.1 beschrieben, entstehen in dünnwandigen Zylindern, welche unter Innendruck stehen, tangential wirkende Zugkräfte. Diese Kräfte führen dazu, dass der Beton zusätzlich angehoben wird, siehe Abb 6.23. Die abhebende Kraft ist abhängig vom jeweiligen Radius des Wulstes und vom vorhandenen Innendruck. Der Radius ist einerseits abhängig von der Zeit, da er sich mit verändertem Stich ändert. Andererseits ist der Radius abhängig vom betrachteten Querschnitt des Versuchskörpers, weil die Breite des Luftkissens zur Mitte des Probekörpers immer größer wird. Wenn nicht ein Bogen sondern eine Kuppel verbogen wird, gibt es diese zusätzlichen

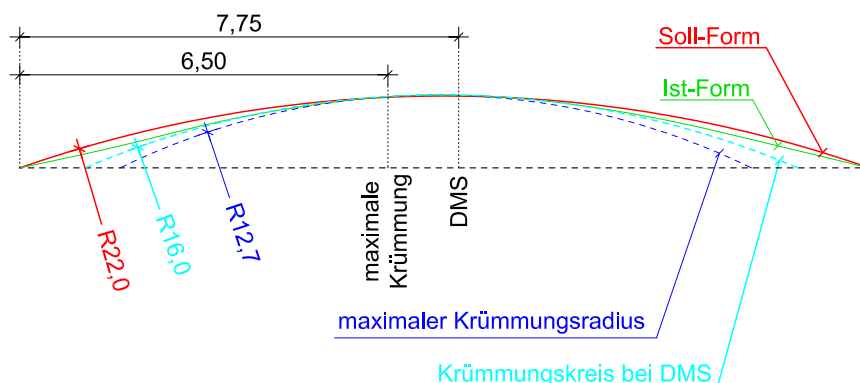


Abbildung 6.24: Form Probekörper 2

Kräfte, die den Luftdruck unterstützen, nicht. Der Grund hierfür ist das Fehlen des Wulstes. Das Luftkissen ist in diesem Fall zur Gänze von der Betonfläche gehalten und ein derartiger Wulst kann sich nicht ausbilden.

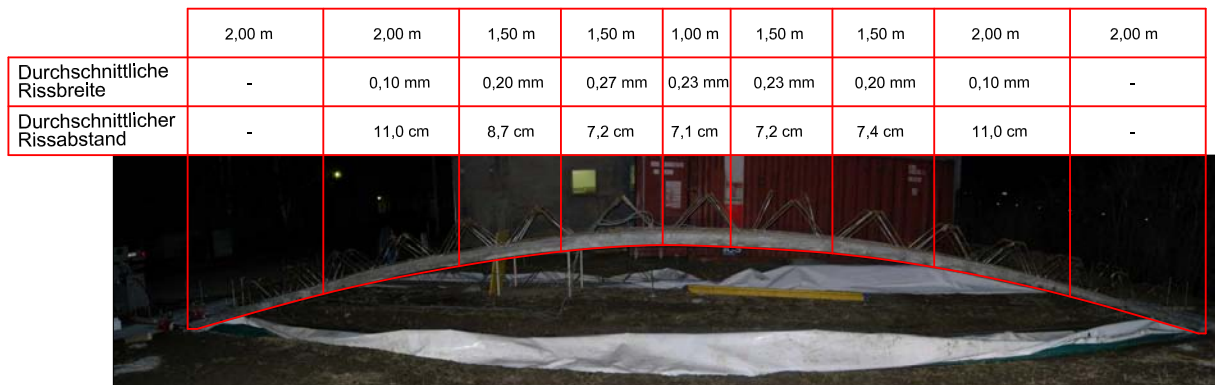
In Abb 6.24 erkennt man, dass ein maximaler Krümmungsradius von $R = 12,7\text{ m}$ erreicht wurde. Dies entspricht einer Krümmung von $\kappa = 0,079 \frac{1}{\text{m}}$. Wie in Kapitel 6.2.1 erwähnt, sind Dehnungsmessstreifen zur Erfassung der Dehnung an die Bewehrung angebracht. Aufgrund der Erschütterungen beim Betonieren fehlten einige DMS aus. Lediglich ein DMS lieferte verwendbare Werte. Dieser Messstreifen wurde, wie in Abb 6.24 dargestellt, $7,75\text{ m}$ vom Auflager entfernt angebracht. Die Messdaten zeigten eine maximale Dehnung von $\varepsilon_{s1DMS} = 2,50\text{ ‰}$, bevor das Luftkissen entfernt wurde. Der vorhandene Krümmungsradius war laut Abb 6.24 $R = 16,0\text{ m}$ und die dazugehörige Krümmung war $\kappa = 0,0625 \frac{1}{\text{m}}$. Mit Hilfe der Stahldehnung ε_{s1DMS} , der vorhandenen Krümmung κ und der statischen Höhe $d = 0,09\text{ m}$ kann die vorhandene Betonstauchung ermittelt werden.

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_{c2}| + \varepsilon_{s1DMS}}{d} \quad (6.7)$$

$$\varepsilon_{c2} = \kappa \cdot d - \varepsilon_{s1DMS} = 0,0625 \cdot 0,09 - 0,0025 = 0,00313 \quad (6.8)$$

Die Stauchung des Betons war demnach an dieser Stelle $\varepsilon_{c2} = 3,13\text{ ‰}$.

Es ist erforderlich, dass das kritische Rissmoment überschritten wird und Risse entstehen, siehe Kapitel 3. Aufgrund der unregelmäßigen Krümmungsverhältnisse wurden ebenfalls die Risse unregelmäßig verteilt, wie Abb 6.25 zeigt. Im Bereich der Auflager traten über eine Länge von zwei Metern keine Risse auf. Es lag demnach in diesem Abschnitt ein ungerissener Betonquerschnitt



(a) Rissverteilung



(b) Gerissener Stahlbetonquerschnitt

Abbildung 6.25: Rissbild Probekörper 2

vor. Der Grund, weshalb an dieser Stelle keine Risse zu erkennen waren, liegt in der Auflagerbeschwerung. Da das Abheben des Plattenbalkens zu vermeiden war, musste das Auflager entsprechend beschwert werden. Dies geschah, wie in Kapitel 6.2.1 erläutert, mit Hilfe von Stahlträgern. Diese Träger wurden neben dem Endauflagern auf den Beton gelegt und wirkten der abhebenden Kraft entgegen. Sie verhindern aber auch das Verkrümmen des Betons an dieser Stelle. Aufgrund der Beschwerung traten geringere Biegemomente und Krümmungen im Versuchskörper auf und es entstanden keine Risse. Die Krümmung nahm bis zum Scheitelpunkt des Bogens zu. Aus diesem Grund wurden die Rissbreiten immer größer und die Abstände zwischen den Rissen immer kleiner. Die Rissverteilung ist in Abb 6.25b zu erkennen.

6.3 Numerische Simulation des Aufstellvorgangs

Der Umformungsprozess wurde, neben den Versuchen, mit Hilfe eines Finiten Elemente Programms berechnet. Dies ist erforderlich um zu untersuchen, ob es möglich ist, den Aufstellvorgang von Schalenträgern im Vorhinein simu-

Berechnungsmodell	E-Modul [N/mm ²]	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Bewehrung	Luftdruck [mbar]	Aufleger- verschiebung [cm]	maximale Durchbiegung bzw. Stich [m]
1	33500	43,0	3,0	Spannlitzen: As = 300 mm ²	6,0	26,7	1,328
2	33500	43,0	2,0	Spannlitzen: As = 300 mm ²	6,0	26,7	1,322
3	33500	43,0	2,0	Spannlitzen: As = 300 mm ² Betonstahl: 4 Stück ø 10	6,0	26,7	1,321
4	33500	43,0	2,0	As = 300 mm ² Betonstahl: gesamte Bewehrung siehe Anhang B	3,0	25,0	1,279

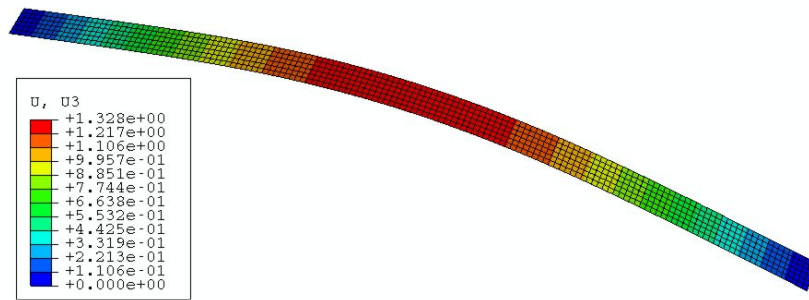
Tabelle 6.5: Numerische Simulation des Aufstellvorgangs mit ABAQUS

lieren zu können. Das verwendete Programm muss große Nichtlinearitäten erfassen können, welche bei der Umformung von einem Plattenstreifen in einen Bogen auftreten. Für diese Berechnungen wurde das Finite Elemente Programm ABAQUS gewählt. Dieses Programm kann nicht nur die großen Verformungen erfassen, sondern zeichnet ebenfalls die jeweiligen Spannungen und Dehnungen der einzelnen Elemente auf. Es ist somit möglich, für einen bestimmten Teil der Konstruktion die Kräfte zu analysieren, welche während der Umformung auftreten.

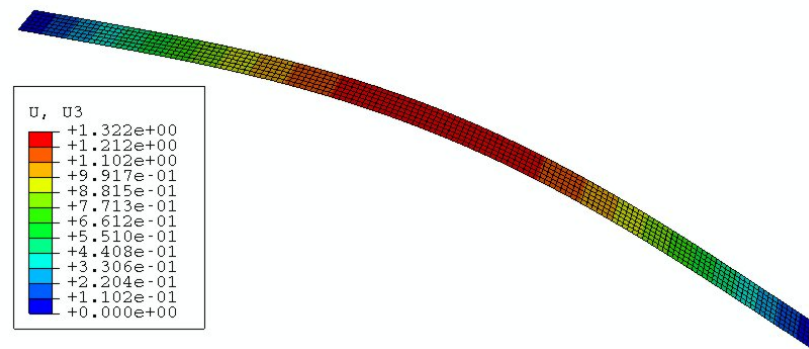
Für die Berechnung ist das Eigengewicht des Betons nicht angesetzt worden, da dieses durch den Luftdruck kompensiert wird. Der Überdruck muss die Erstrissbildung und die Durchbiegung auslösen können. Es wurde ein Luftdruck, welcher als Gleichlast simuliert wurde, von 6 mbar angesetzt. Dieser Wert beruht auf den Berechnungen aus Kapitel 5.2.

Der E-Modul des Betons ist mit $E = 33500 \text{ N/mm}^2$ und die Druckfestigkeit mit $f_c = 43 \text{ N/mm}^2$ angenommen worden. Die Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} wurde variiert. Aufgrund der Tatsache, dass lediglich der Probekörper 2 den Aufstellvorgang im Feldversuch bewältigt hatte, wurde auf die Simulation des Probekörpers 1 verzichtet. Es wurde als Hauptbewehrung Spannstahl eingetragen. Die Querschnittsfläche des Spannstahls betrug $A_s = 300 \text{ mm}^2$ und die Betondeckung $a = 3,5 \text{ cm}$.

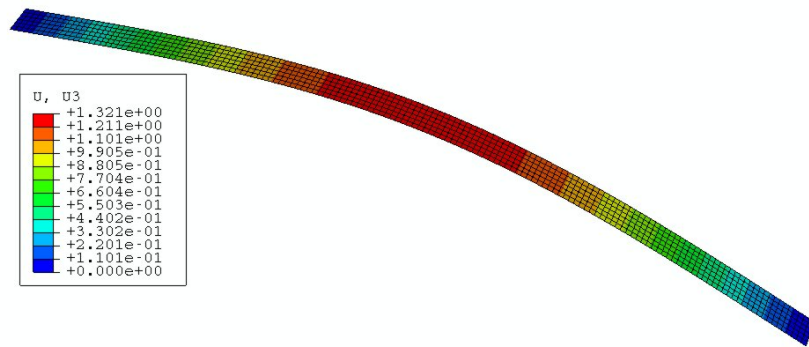
In Tabelle 6.5 sind die getroffenen Annahmen für die Berechnung und die errechnete Durchbiegung u dargestellt. Die maximale Durchbiegung in der Mitte der Platte ist gleichbedeutend mit dem erreichten Stich des Bogens. Ab-



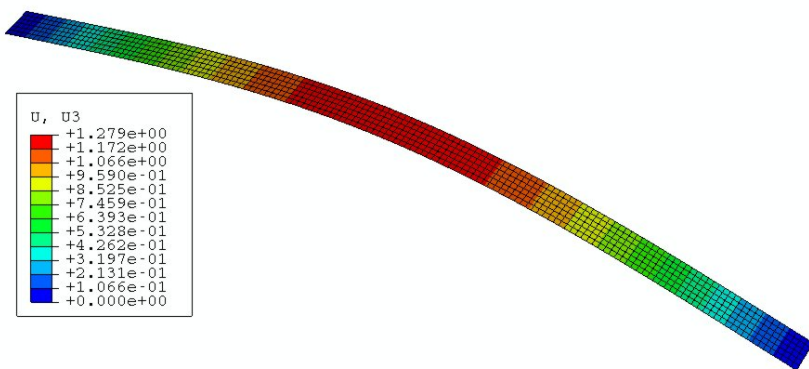
(a) Bemessungsmodell 1



(b) Bemessungsmodell 2



(c) Bemessungsmodell 3



(d) Bemessungsmodell 4

Abbildung 6.26: Ergebnisse Bemessungsmodell

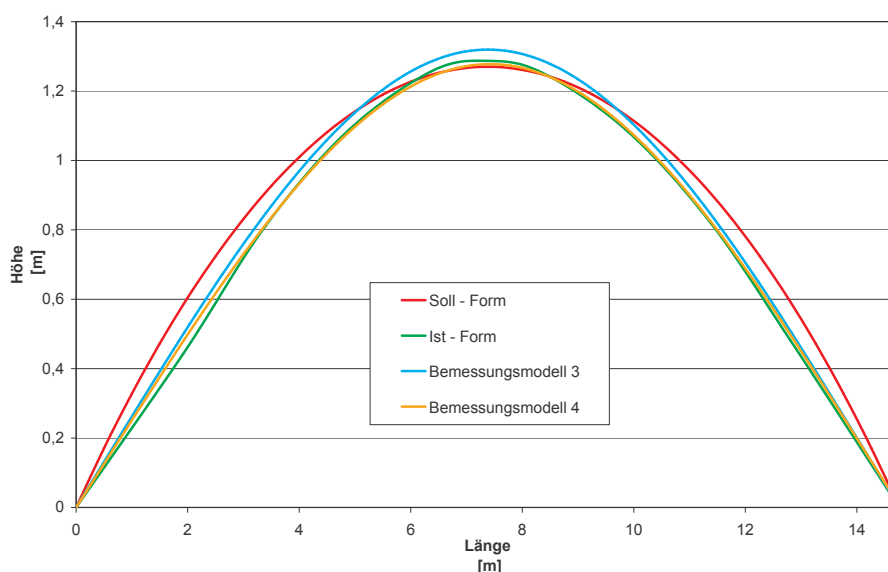


Abbildung 6.27: Vergleich der Formen aus Berechnung und Feldversuch

Abbildung 6.26 zeigt graphisch die Ergebnisse der Durchbiegungsberechnung mit ABAQUS.

Neben der Analyse der einzelnen Berechnungsmodelle wurden die resultierenden Verformungen mit der vorhandenen und der gewünschten Form verglichen. In Abb 6.27 ist der Bogen schematisch mittels eines Striches dargestellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde auf die Darstellung des Berechnungsmodells 1 und 2 verzichtet. Es ist zu erkennen, dass die Simulation mit dem Berechnungsmodell 4 (gesamte vorhandene Bewehrung) beinahe der vorhandenen Form entspricht. Die Abweichung lässt sich durch die Materialeigenschaft von Beton erklären, da er ein inhomogener Werkstoff ist. Ein weiterer Grund für die Abweichung der Formen ist die Auflagerbeschwerung. Im Bemessungsmodell ist der Träger an den idealen Auflagern festgehalten. Wie bereits in Kapitel 6.2 beschrieben ist, wurden im Feldversuch die Betonplatte in einem gewissen Abstand vom Auflager mit I-Trägern beschwert. Somit ergeben sich Abweichungen der Form zwischen Ist-Form und Bemessungsmodell im Auflagerbereich. An dieser Stelle ist zu erwähnen, dass es schwierig ist, große Verformungen modellieren zu können. Die Schwierigkeit in diesem Fall liegt in der Modellierung des Rissverhaltens von Beton. Abb 6.27 zeigt, dass die berechnete Form der Wirklichkeit sehr nahe kommt.

Im Zuge der Berechnung des Aufstellvorgangs mit ABAQUS wurden nicht nur die Durchbiegung, sondern auch der Spannungsverlauf ermittelt. Abb 6.28a zeigt den Spannungsverlauf für ein Element in der Mitte des Bogens. Diese Spannungen beruhen auf dem Bemessungsmodell 4 (siehe Tabelle 6.5). Auf der

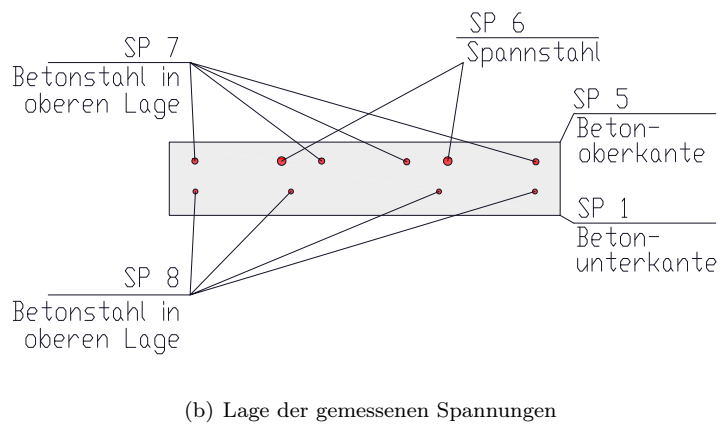
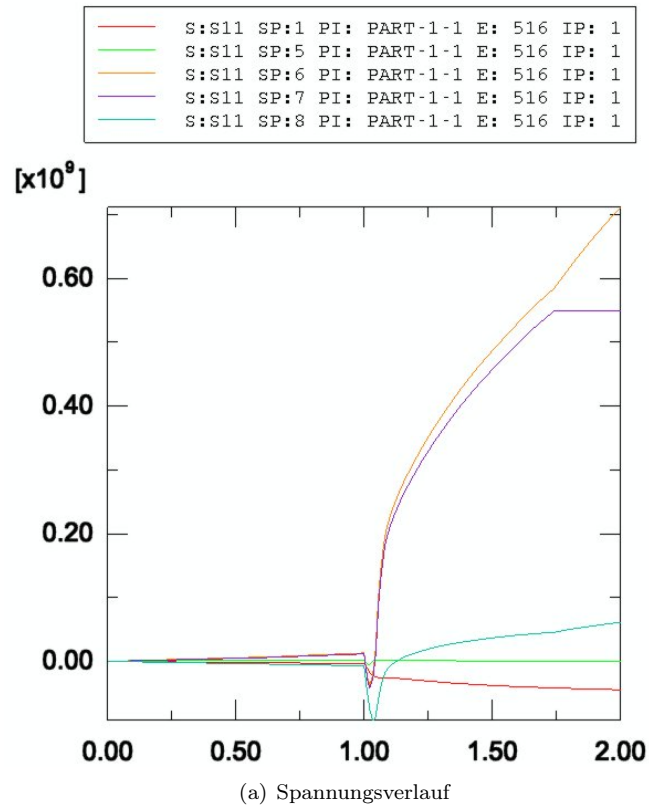


Abbildung 6.28: Spannungsverlauf während des Aufstellvorgangs

horizontalen Achse ist die Zeit aufgetragen. Hierbei wurde während des ersten Takts (von 0 bis 1) der Luftdruck und während des zweiten Takts (von 1 bis 2) die Auflagerverschiebung simuliert. Die vertikale Achse zeigt die jeweiligen Spannungen in kN/mm^2 . Es wurden unterschiedliche Spannungsverläufe berechnet. In Abb 6.28b ist die Lage der einzelnen berechneten Elemente dargestellt.

- SP1: Spannungsverlauf an der Betonunterkante
- SP5: Spannungsverlauf an der Betonoberkante
- SP6: Spannungsverlauf des Spannstahts
- SP7: Spannungsverlauf der oberen Lage (Betonstahl)
- SP8: Spannungsverlauf der unteren Lage (Betonstahl)

Es ist zu erkennen, dass der in der oberen Lage liegende Betonstahl ins Fließen kommt. Die notwendigen Spannungen müssen somit von den eingelegten Spannlitzen übernommen werden. Dieser Effekt zeichnet sich mit einem Anstieg der Spannungslinie nach dem Fließen des Betonstahts ab. Laut der Berechnung bekommt der Betonstahl in der unteren Lage ebenfalls Zugspannungen, daher muss die Spannungsnulllinie zwischen der unteren eingelegten Längsbewehrung und der Betonunterkante liegen.

6.4 Belastungstests

Nachdem der Probekörper 2 seine endgültige Form erreicht hatte, wurden Belastungstests durchgeführt. Diese sollen eine Berechnung der tatsächlichen Steifigkeit des verkrümmten Querschnitts ermöglichen. Aufgrund der Tatsache, dass es sich bei dem vorhandenen Bogen um einen gerissenen Querschnitt handelt, darf nicht die volle Steifigkeit des Betonquerschnitts angenommen werden. Die Steifigkeit ist eine entscheidende Größe bei der Berechnung der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit. Wie in Kapitel 5.1 beschrieben ist, setzt sich die Steifigkeit aus dem Trägheitsmoment I und dem Elastizitätsmodul E zusammen. Das Trägheitsmoment ist vom jeweiligen Querschnitt und der Elastizitätsmoduls vom verwendeten Baustoff abhängig. Theoretisch ist es möglich die Steifigkeit des gerissenen Querschnitts zu berechnen (siehe Kapitel 5.1.2). Die tatsächliche Steifigkeit weicht aber von der theoretischen Steifigkeit ab. Ein Grund hierfür ist, dass der Bogen nicht gleichmäßig gerissen ist (siehe Abb 6.25). Die Steifigkeit ist demnach über die Bogenlänge veränderlich. Im Bereich der Auflager sind weniger Risse vorhanden und deshalb steigt auch die Steifigkeit in diesem Bereich an. Weiters ist zu bemerken, dass nicht feststellbar ist, ob der Querschnitt zur

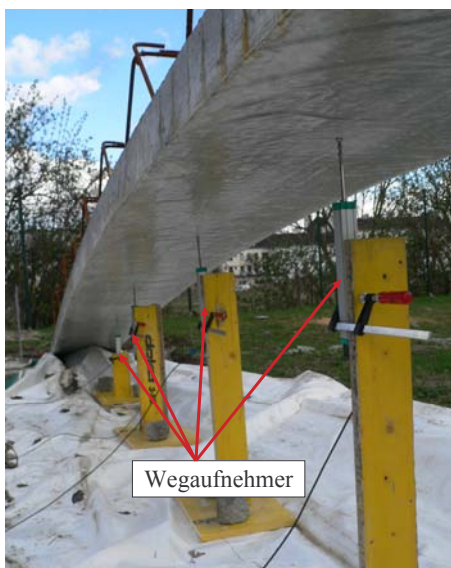


Abbildung 6.29: Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegung

Gänze gerissen ist. Das bedeutet, es ist nicht bekannt, ob die maximale Risstiefe und Rissverteilung erreicht ist. Um festzustellen, welche Steifigkeit vorhanden ist, sind Belastungstests durchgeführt worden.

6.4.1 Versuchsaufbau und Messtechnik

Es besteht ein direkter Zusammenhang zwischen der Durchbiegung und der jeweiligen Steifigkeit eines Systems. Die aufgebrachte Belastung ruft eine Durchbiegung hervor, welche mittels Wegaufnehmer gemessen wurde (siehe Abb 6.29). Der Bogen wurde mittels Säcken, welche mit Sandstrahlmittel gefüllt sind, belastet. Die Säcke wiegen im Durchschnitt 25 kg . Die Belastung soll den Aufbeton simulieren, welcher notwendig ist um ein tragfähiges und gebrauchstaugliches Tragwerk zu erlangen (siehe Kapitel 4).

Es ist ein Aufbeton mit der Höhe $h_B = 38\text{ cm}$ geplant. Das spezifische Gewicht von Beton ist $G = 25\text{ kN/m}^3$ und der Plattenstreifen hat eine Breite von $b = 64\text{ cm}$. Mit diesen Werten kann man sich die einwirkende Last N pro Längeneinheit wie folgt berechnen:

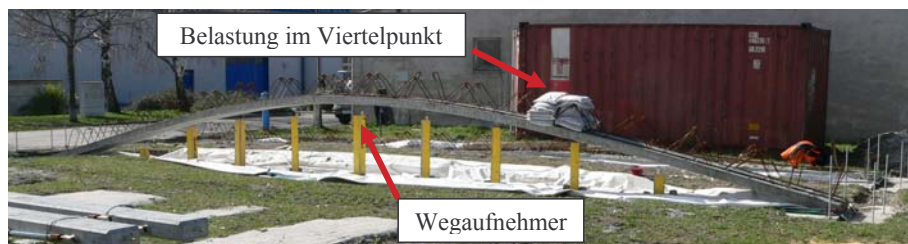
$$N = G \cdot h_B \cdot b = 25 \cdot \frac{38}{100} \cdot \frac{64}{100} = 6,08\text{ kN/m}$$

$$N = 608\text{ kg/m}$$

Es wurden für die Belastungstests 24 Säcke verwendet. Das entsprach einem



(a) Belastung des Systems in Feldmitte



(b) Belastung des Systems im Viertelpunkt

Abbildung 6.30: Belastung des Bogens

Gewicht von 600 kg . Diese Last simuliert den Aufbeton in einem Abschnitt von 1 Meter. Der Bogen wurde an zwei Stellen belastet. Einerseits in der Bogenmitte (siehe Abb 6.30a) und andererseits in dessen Viertelpunkt (siehe Abb 6.30b). Die auftretenden Verformungen wurden mit 7 Wegaufnehmern, welche sich unter dem Bogen befanden, gemessen.

Die beschriebenen Belastungen wurden auf zwei unterschiedliche Systeme aufgebracht. Zu Beginn wurde der reine Stahlbetonbogen getestet. Dieser hatte, wie in Kapitel 4 beschrieben, eine Dicke von 12 cm (System 1).

Bei dem zweiten System handelt es sich um eine Kombination aus dem Stahlbetonbogen und einer zusätzlichen Bewehrung (System 2). Diese Bewehrung wurde auf die vorhandenen Bügel punktförmig angeschweißt. Auf diese Weise entstand ein aufgesetztes Fachwerk über dem Stahlbetonquerschnitt, mit dessen Hilfe das System eine größere Steifigkeit erhielt und die Durchbiegungen reduziert wurden. Das Fachwerk kann sich allerdings nur dann ausbilden, wenn die Bügel nicht parallel zueinander stehen, sondern dreiecksförmig angeordnet sind (siehe Abb 6.31).

Die Variante der angeschweißten Bewehrung hat den Vorteil, dass es ein steiferes System ist. Jedoch hat dieses System die Nachteile, dass das Verlegen der Bügel aufwendiger ist und zusätzliche Schweißarbeiten entstehen. Die beiden Systeme sind in Abbildung 6.32 dargestellt.

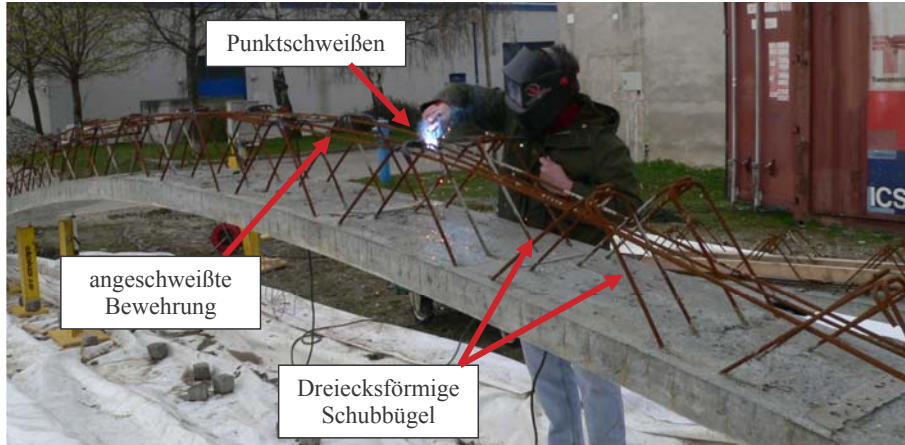


Abbildung 6.31: Angeschweißte Bewehrung

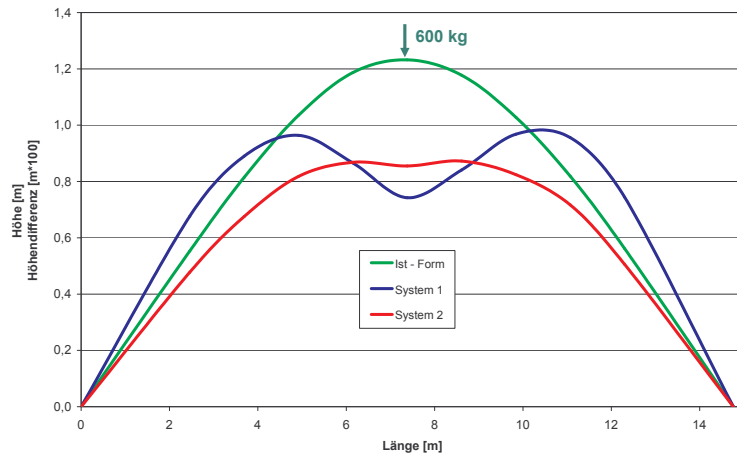


(a) System 1: Stahlbetonquerschnitt

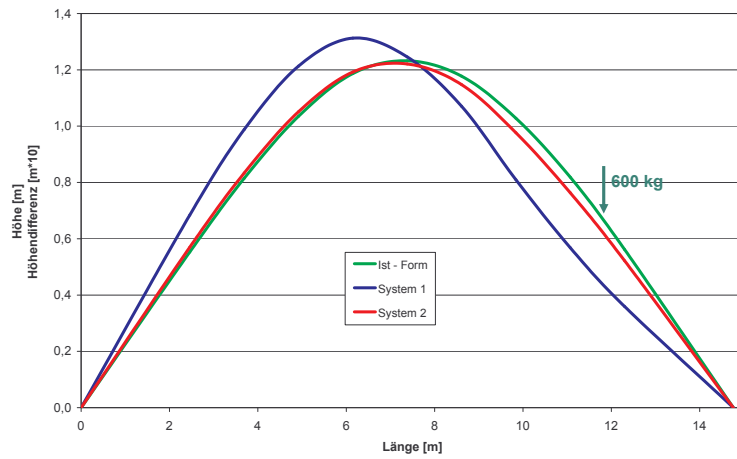


(b) System 2: Stahlbetonquerschnitt mit angeschweißter Bewehrung

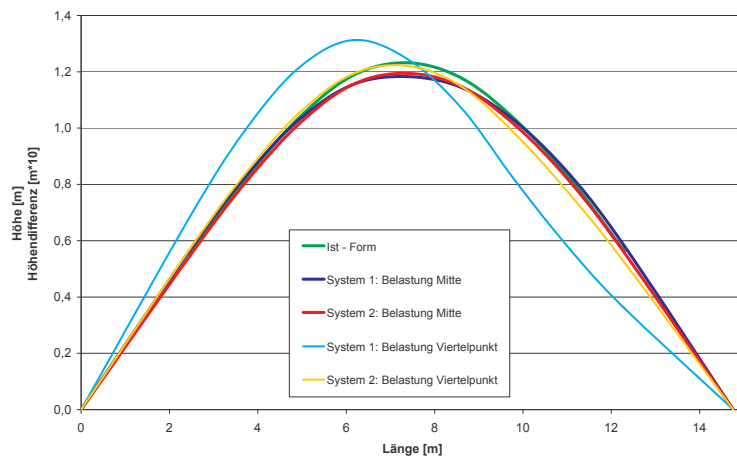
Abbildung 6.32: Belastete Systeme



(a) Belastung in Feldmitte (100-fache Überhöhung)



(b) Belastung im Viertelpunkt (10-fache Überhöhung)



(c) Belastung in Feldmitte und im Viertelpunkt (10-fache Überhöhung)

Abbildung 6.33: Vergleich der Durchbiegung mit dem Ist - Zustand

(a) System 1: Belastung in Feldmitte

System 1: Belastung in Feldmitte									
Abstand vom Auflager	2,50 [m]	3,75 [m]	5,00 [m]	6,25 [m]	7,50 [m]	8,75 [m]	10,00 [m]	11,25 [m]	12,50 [m]
Auflast [kg]	Weg 1 [mm]	Weg 2 [mm]	Weg 3 [mm]	Weg 4 [mm]	Weg 5 [mm]	Weg 6 [mm]	Weg 7 [mm]	Weg 8 [mm]	Weg 9 [mm]
100	-0,1	-0,1	0,1	0,3	0,5	0,3	0,0	-0,3	-0,3
200	-0,2	-0,1	0,3	0,7	1,0	0,6	-0,1	-0,5	-0,6
300	-0,4	-0,2	0,4	1,2	1,8	1,2	0,1	-0,7	-0,8
400	-1,0	-0,7	0,2	1,7	2,7	1,8	0,3	-0,8	-0,9
500	-1,1	-0,7	0,5	2,3	3,6	2,4	0,4	-1,1	-1,5
600	-1,2	-0,8	0,7	3,2	4,9	3,4	0,6	-1,4	-1,8

(b) System 1: Belastung im Viertelpunkt

System 1: Belastung im Viertelpunkt									
Abstand vom Auflager	2,50 [m]	3,75 [m]	5,00 [m]	6,25 [m]	7,50 [m]	8,75 [m]	10,00 [m]	11,25 [m]	12,50 [m]
Auflast [kg]	Weg 1 [mm]	Weg 2 [mm]	Weg 3 [mm]	Weg 4 [mm]	Weg 5 [mm]	Weg 6 [mm]	Weg 7 [mm]	Weg 8 [mm]	Weg 9 [mm]
100	-1,3	-1,7	-1,8	-1,3	-0,3	0,8	1,9	2,4	1,9
200	-3,0	-3,9	-4,1	-3,1	-0,7	2,0	4,5	5,3	4,5
300	-3,0	-4,1	-4,2	-3,1	-0,6	2,1	4,7	5,4	4,6
400	-7,9	-10,4	-10,8	-7,8	-1,2	6,0	12,8	14,8	12,0
500	-9,9	-13,1	-13,5	-9,6	-1,2	7,8	16,3	18,8	15,1
600	-13,1	-17,3	-17,8	-12,6	-1,4	10,7	21,9	25,1	20,2

(c) System 2: Belastung in Feldmitte

System 2: Belastung in Feldmitte									
Abstand vom Auflager	2,50 [m]	3,75 [m]	5,00 [m]	6,25 [m]	7,50 [m]	8,75 [m]	10,00 [m]	11,25 [m]	12,50 [m]
Auflast [kg]	Weg 1 [mm]	Weg 2 [mm]	Weg 3 [mm]	Weg 4 [mm]	Weg 5 [mm]	Weg 6 [mm]	Weg 7 [mm]	Weg 8 [mm]	Weg 9 [mm]
100	-0,1	-0,1	0,0	0,2	0,3	0,2	0,1	0,0	0,0
200	-0,1	0,0	0,1	0,5	0,6	0,4	0,2	0,0	-0,1
300	-0,1	0,1	0,3	0,8	1,1	0,8	0,4	0,0	-0,1
400	0,0	0,3	0,7	1,3	1,7	1,3	0,7	0,2	0,0
500	0,2	0,6	1,2	2,0	2,4	1,9	1,2	0,4	0,1
600	0,8	1,4	2,2	3,2	3,8	3,1	2,0	1,0	0,6

(d) System 2: Belastung im Viertelpunkt

System 2: Belastung im Viertelpunkt									
Abstand vom Auflager	2,50 [m]	3,75 [m]	5,00 [m]	6,25 [m]	7,50 [m]	8,75 [m]	10,00 [m]	11,25 [m]	12,50 [m]
Auflast [kg]	Weg 1 [mm]	Weg 2 [mm]	Weg 3 [mm]	Weg 4 [mm]	Weg 5 [mm]	Weg 6 [mm]	Weg 7 [mm]	Weg 8 [mm]	Weg 9 [mm]
100	-0,3	-0,4	-0,4	-0,2	0,0	0,3	0,6	0,8	0,4
200	-0,7	-0,8	-0,8	-0,4	0,1	0,6	1,3	1,5	1,1
300	-1,1	-1,2	-1,1	-0,6	0,2	1,1	2,2	2,4	1,7
400	-1,3	-1,5	-1,4	-0,6	0,4	1,6	3,0	3,2	2,3
500	-1,6	-1,8	-1,6	-0,7	0,6	2,2	3,9	4,2	3,1
600	-1,7	-1,9	-1,6	-0,5	1,1	3,0	5,1	5,5	4,0

Tabelle 6.6: Durchbiegungen System 1 und System 2

6.4.2 Ergebnisse der Belastungstests

In Abbildung 6.33 ist die Verformung für das System 1 und System 2 sowie der unbelastete Zustand dargestellt. Die gemessene Höhendifferenz ist bei der zentrischen Last mit der hundertfachen Überhöhung und bei der Belastung im Viertelpunkt mit der zehnfachen Überhöhung aufgetragen worden. In Abb 6.33c ist die Verformung von beiden Systemen mit beiden Belastungen dargestellt. Hierbei wurde die Durchbiegung mit der zehnfachen Überhöhung aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass das System 1 eine größere Durchbiegung erleidet als das System 2. Es ist demnach ebenfalls eine geringere Steifigkeit vorhanden. In Tabelle 6.6 sind die Durchbiegungen für die jeweilige Laststellung dargestellt.

Wie die Durchbiegungen zeigen (siehe Abb 6.6), besitzt das System 2 eine deutlich höhere Steifigkeit. Es ist allerdings zu sagen, dass die spezielle Anordnung der Bügel und das Anschweißen der Bewehrung einen deutlichen Mehraufwand mit sich bringen. Es muss allerdings untersucht werden, ob die Steifigkeit des Stahlbetonquerschnitts ausreicht, um die Last des Aufbetons aufnehmen zu können.

6.5 Steifigkeitsanalyse

In diesem Kapitel, wurde versucht, die vorhandene Biegesteifigkeit des reinen Stahlbetonbogens und des Bogens mit aufgesetztem Fachwerk zu ermitteln. Dies geschah mit dem Finite Elemente Programm RFEM. Es wurde der nivellierte Bogen in das Programm eingegeben, welcher mit den Gewindestangen zusammengespannt wurde. Die Steifigkeitsvariation erfolgte über die Änderung der Querschnittshöhe. Je geringer die Querschnittshöhe h ist, desto geringer ist das Trägheitsmoment I und die Biegesteifigkeit EI . Die Belastung wurde mit $F = 600 \text{ kg}$ angesetzt. Um eine Linienlast q zu simulieren war es erforderlich die Belastung F durch die Querschnittsbreite b zu dividieren. Auf diese Weise ergibt sich eine Streckenlast wie folgt:

$$q = \frac{F}{b} = \frac{600}{0,64} = 937,5 \text{ kg/m} = 9,37 \text{ kN/m}$$

Es wurde die berechneten Durchbiegungen mit den tatsächlichen Durchbiegungen (siehe Kapitel 6.4.2) verglichen. In Abb 6.34 und 6.35 sind die Durchbiegungen zufolge eines vollkommen ungerissenen und vollkommen gerissenen Querschnitt dargestellt. Der gerissene Querschnitt hat rein rechnerisch eine Biegesteifigkeit von $EI_I = 0,36 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$ und der ungerissene Querschnitt hat eine Biegesteifigkeit von $EI_I = 3,41 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$.

Aufgrund des Rissbildes (Abb 6.25) ist bei dem System 1 (Stahlbetonquer-

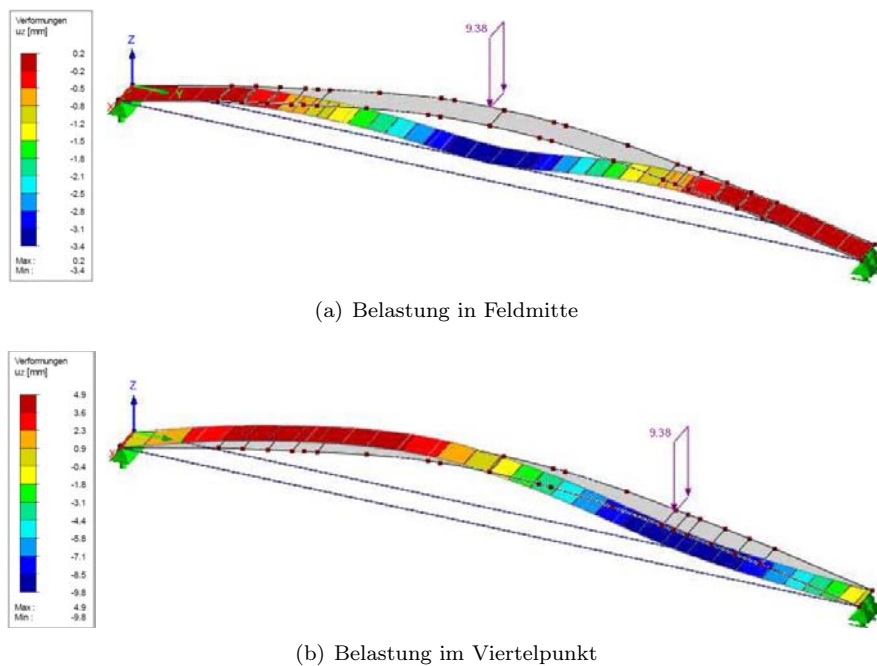
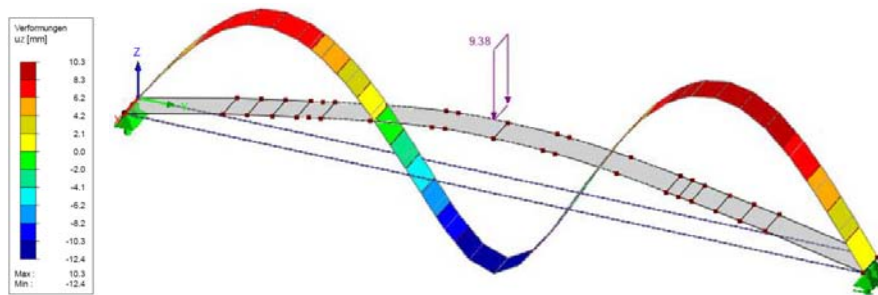


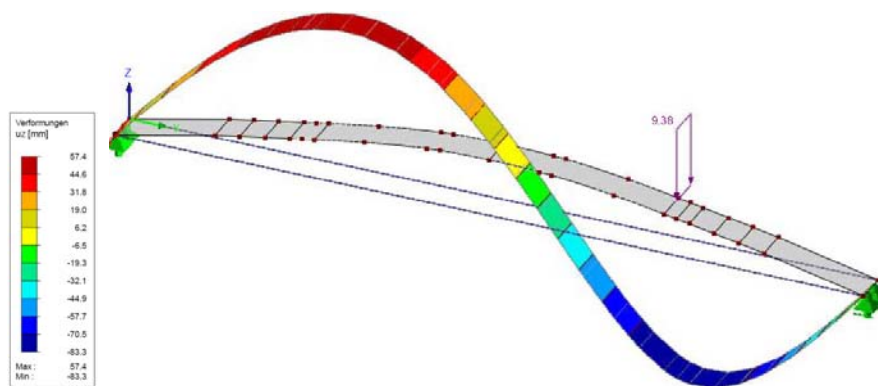
Abbildung 6.34: Berechnete Durchbiegung ungerissener Querschnitt

schnitt) in den Auflagerbereichen die Biegesteifigkeit eines ungerissenen Querschnitts angesetzt worden. Die Rissbreite und der Rissabstand nehmen zur Feldmitte hin zu. Aus diesem Grund ist die Steifigkeit in Feldmitte geringer angesetzt worden als an den Auflagerbereichen. Für die erste Berechnung ist in Feldmitte ein vollkommen gerissener Querschnitt simuliert worden. Die Berechnungen haben allerdings ergeben, dass der vorhandene Querschnitt steifer als diese Modellvorstellung waren. Im Anschluss daran wurde die Biegesteifigkeit in Feldmitte variiert. Die Biegesteifigkeit in Feldmitte, welche am besten mit den realen Durchbiegungen übereinstimmt, war $EI_{System1} = 1,01 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$. In Tabelle 6.7 ist der angesetzte Steifigkeitsverlauf dargestellt. Abb 6.36 zeigt graphisch die Durchbiegung bei der Belastung in Feldmitte und im Viertelpunkt.

Bei der Berechnung des Systems 2 (Stahlbetonquerschnitt mit aufgesetztem Fachwerk) ging man zuerst von der ideellen Biegesteifigkeit aus. Diese ergibt sich aus dem Stahlbetonquerschnitt und dem exzentrisch angeordneten Bewehrungsstäben (Obergurt des Fachwerks). Mit diesen Komponenten errechnet sich eine Biegesteifigkeit von $EI_{Ideal} = 18,82 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$. Aufgrund der Tatsache, dass die Verbindung der Bewehrungsstangen mit dem Stahlbetonquerschnitt nachgiebig ist, wird nicht die volle Biegesteifigkeit erreicht. Die Verbindung der Komponenten erfolgte mittels der Bügel und einer punktförmigen Schweißnaht. Diese Bügel hatten einen Durchmesser von 12 mm und stellten daher eine weiche



(a) Belastung in Feldmitte

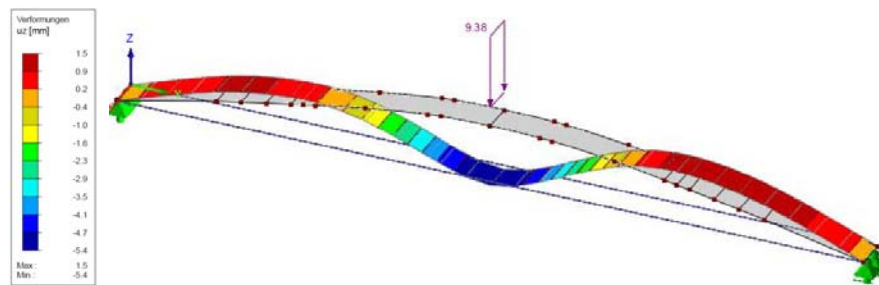


(b) Belastung im Viertelpunkt

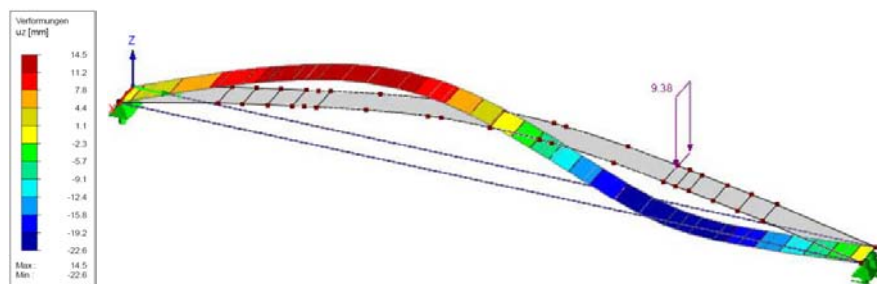
Abbildung 6.35: Berechnete Durchbiegung gerissener Querschnitt

Stationierung	0,0 - 2,0	2,0 - 2,5	2,5 - 3,0	3,0 - 3,5	3,5 - 4,0	4,0 - 11,0	11,0 - 11,5	11,5 - 12,0	12,0 - 12,5	12,5 - 13,0	13,0 - 15,0
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
	Biegesteifigkeit (EI)										
	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]
System 1 (Stahlbeton- querschnitt)	3,41 * 10 ¹²	2,77 * 10 ¹²	2,22 * 10 ¹²	1,75 * 10 ¹²	1,34 * 10 ¹²	1,01 * 10 ¹²	1,34 * 10 ¹²	1,75 * 10 ¹²	2,22 * 10 ¹²	2,77 * 10 ¹²	3,41 * 10 ¹²
System 2 (Stahlbeton- querschnitt mit aufgesetzten Fachwerk)	9,69 * 10 ¹²	8,70 * 10 ¹²	7,78 * 10 ¹²	6,14 * 10 ¹²	6,14 * 10 ¹²	5,41 * 10 ¹²	6,14 * 10 ¹²	6,14 * 10 ¹²	7,78 * 10 ¹²	8,70 * 10 ¹²	9,69 * 10 ¹²

Tabelle 6.7: Steifigkeitsverlauf System 1 und System 2



(a) Belastung in Feldmitte



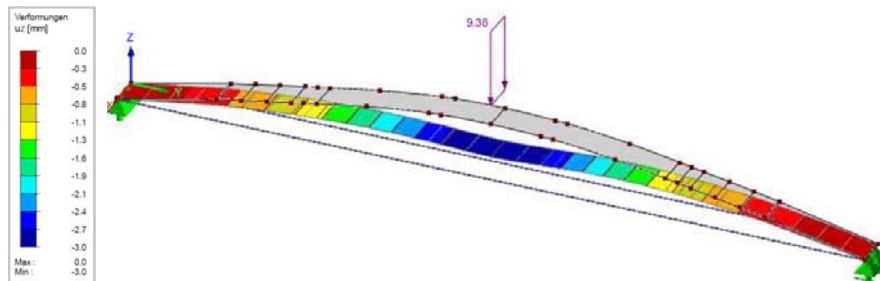
(b) Belastung im Viertelpunkt

Abbildung 6.36: Berechnete Durchbiegung System 1

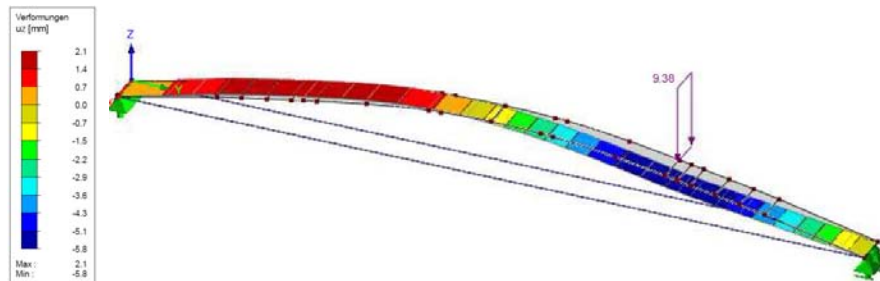
Verbindung dar. In Tabelle 6.7 ist der Verlauf der Biegesteifigkeiten festgehalten. Abb 6.37 zeigt graphisch die Durchbiegungen bei der Belastung dieses Systems in Feldmitte und im Viertelpunkt.

Um zu zeigen, dass die vorhandenen mit dem ermittelten Durchbiegungen relativ gut zusammenpassen, sind in Abb 6.38 und Abb 6.39 die einzelnen Durchbiegungsverläufe miteinander verglichen. Hierbei ist bei der Belastung in der Feldmitte die Durchbiegung immer um das Hundertfache und bei der Belastung im Viertelpunkt um das Zehnfache überhöht worden. In Tabelle 6.8 sind die Berechnungsergebnisse und die vorhandene Durchbiegung zusammengefasst.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die rechnerische Biegesteifigkeit im Zustand I (ungerissener Stahlbetonquerschnitt) $EI_I = 3,41 \cdot 10^{12}$ beträgt. Die ideale Biegesteifigkeit im Zustand II (vollkommen gerissener Stahlbetonquerschnitt) ist $EI_{II} = 0,36 \cdot 10^{12}$. Im Vergleich ist zu erkennen, dass dieser Wert circa $\frac{1}{10}$ der Biegesteifigkeit des ungerissenen Stahlbetonquerschnitts ist. Die tatsächliche Biegesteifigkeit für den gerissenen Stahlbetonbogen in der Feldmitte ist $EI_{System1} = 1,01 \cdot 10^{12}$, welcher circa $\frac{1}{3}$ der Biegesteifigkeit des Querschnitts im Zustand I entspricht. Demnach ist die Steifigkeit deutlich höher als die ideale Steifigkeit im Zustand II. Das System 2 (Stahlbetonquerschnitt mit aufgesetzten Fachwerk) hat in der Feldmitte eine Biegesteifigkeit von $EI_{System2} = 5,41 \cdot 10^{12}$.



(a) Belastung in Feldmitte

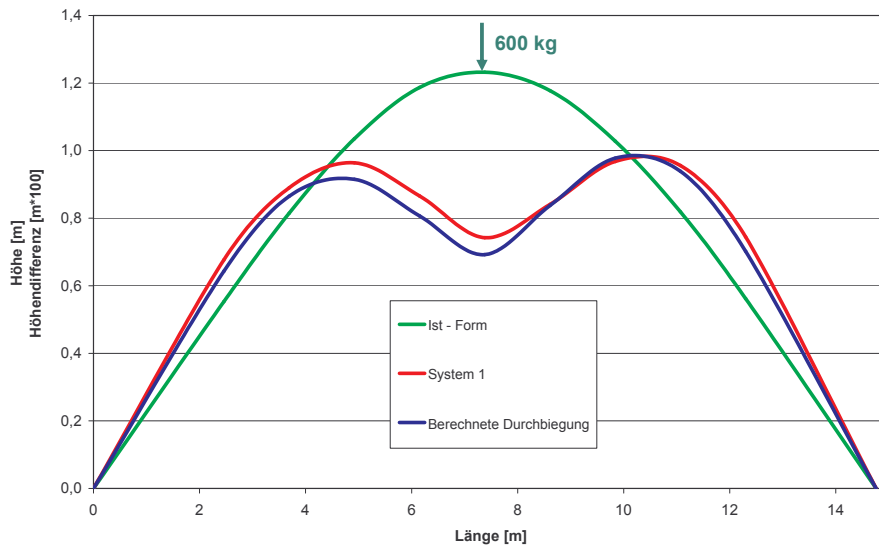


(b) Belastung im Viertelpunkt

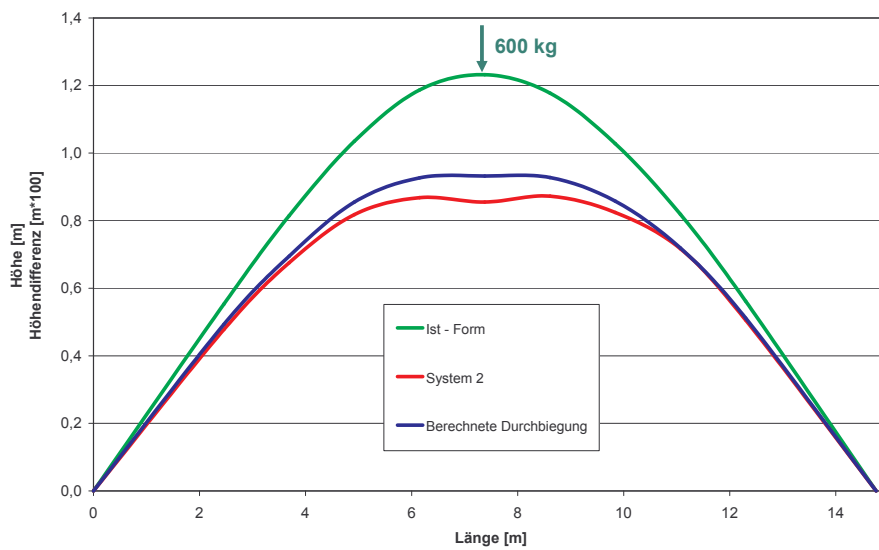
Abbildung 6.37: Berechnete Durchbiegung System 2

		Abstand vom Auflager [m]	2,50 [m]	3,75 [m]	5,00 [m]	6,25 [m]	7,50 [m]	8,75 [m]	10,00 [m]	11,25 [m]	12,50 [m]
		Bezeichnung der Wegaufnehmer	Weg 1 [mm]	Weg 2 [mm]	Weg 3 [mm]	Weg 4 [mm]	Weg 5 [mm]	Weg 6 [mm]	Weg 7 [mm]	Weg 8 [mm]	Weg 9 [mm]
System 1 (Stahlbeton- querschnitt)	Belastung in Feldmitte	gemessene Durchbiegung	-1,2	-0,8	0,7	3,2	4,9	3,4	0,6	-1,4	-1,8
		berechnete Durchbiegung	-0,9	-0,5	1,2	3,8	5,4	3,4	0,5	-1,2	-1,4
	Belastung im Viertelpunkt	gemessene Durchbiegung	-13,1	-17,3	-17,8	-12,6	-1,4	10,7	21,9	25,1	20,2
		berechnete Durchbiegung	-10,3	-13,8	-14,1	-9,8	-1,2	9,6	19,2	22,5	17,7
System 2 (Stahlbeton- querschnitt mit aufgesetzten Fachwerk)	Belastung in Feldmitte	gemessene Durchbiegung	0,8	1,4	2,2	3,2	3,8	3,1	2,0	1,0	0,6
		berechnete Durchbiegung	0,6	1,2	1,8	2,6	3,0	2,5	1,7	1,0	0,5
	Belastung im Viertelpunkt	gemessene Durchbiegung	-1,7	-1,9	-1,6	-0,5	1,1	3,0	5,1	5,5	4,0
		berechnete Durchbiegung	-1,7	-2,1	-1,9	-0,8	1,0	3,2	5,1	5,8	4,7

Tabelle 6.8: Vorhandene Durchbiegungen und berechnete Durchbiegungen

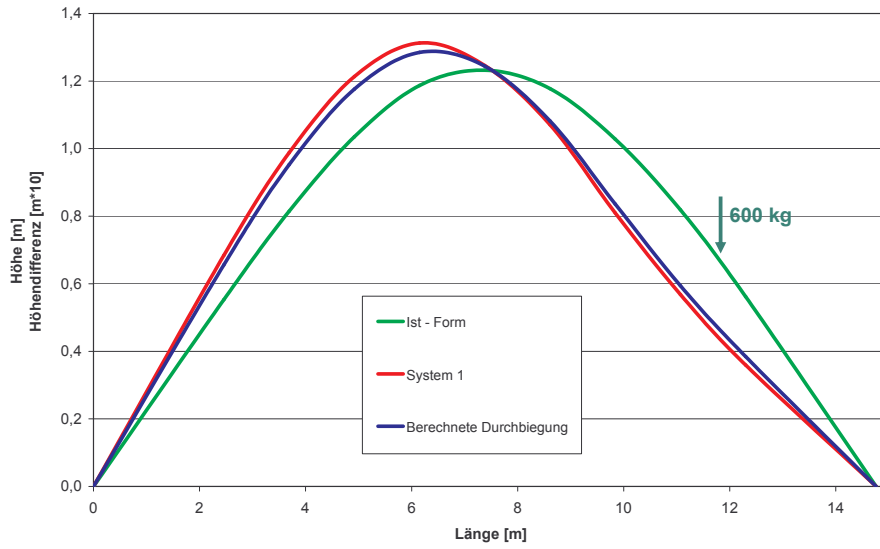


(a) System 1 (100-fache Überhöhung)

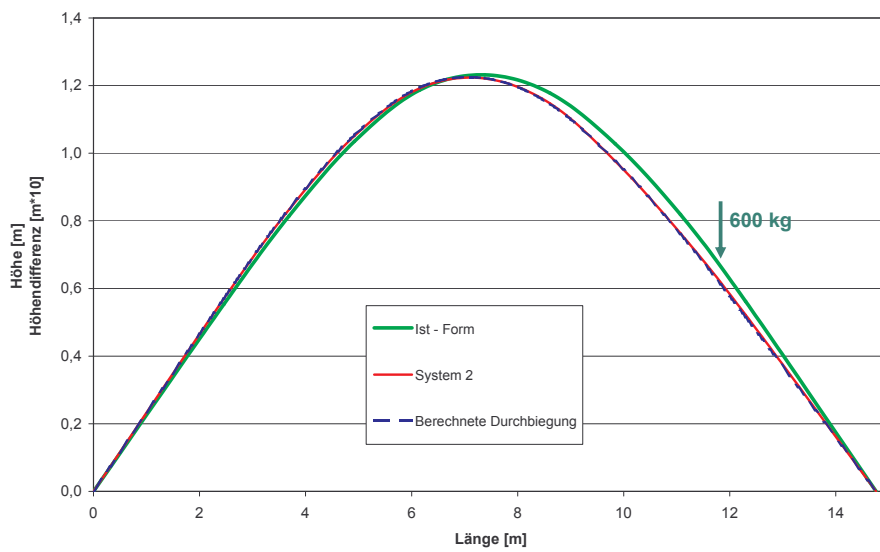


(b) System 2 (100-fache Überhöhung)

Abbildung 6.38: Vergleich der Durchbiegungen bei Belastung in der Feldmitte



(a) System 1 (10-fache Überhöhung)



(b) System 2 (10-fache Überhöhung)

Abbildung 6.39: Vergleich der Durchbiegungen bei Belastung im Viertelpunkt

Weiters ist zu erkennen, dass die Biegesteifigkeit des Systems 2 deutlich höher ist als die Biegesteifigkeit des ungerissenen Querschnitt (Zustand I). Der Stalbetonquerschnitt mit aufgesetztem Fachwerk ist ein sichtlich steiferes System.

6.6 Maximal erreichbare Krümmung

Nach der Durchführung der Belastungstests wurde der Bogen bis zu seinem Versagen verkrümmt. Grund hierfür war, dass die maximal erreichbare Krümmung ermittelt werden sollte. Es ist an dieser Stelle zu erwähnen, dass keine generell gültigen Aussagen getroffen werden können. Um repräsentative Ergebnisse zu erlangen, ist es notwendig, mehrere identische Probekörper herzustellen und die Versuchsergebnisse miteinander zu vergleichen.

6.6.1 Versuchsaufbau

Bevor der eigentliche Versuchsaufbau eingerichtet wurde, wurde die angeschweißte Bewehrung wieder freigeschnitten. Dies war erforderlich, um die Steifigkeit, die während des Verkrümmens vorherrschte wiederherzustellen. Die Belastungstests wurden 116 Tage nachdem die Plattenstreifen betoniert wurden durchgeführt.

Das Verkrümmen bis zum Bruch wurde mit einem ähnlichen Versuchsaufbau wie beim Aufstellvorgang bewerkstelligt (siehe Kapitel 6.2.1). Es wurde auf das Luftkissen verzichtet, da der Horizontalschub, laut Abb 6.21, exponentiell mit dem Stich sinkt. Den verminderten Horizontalschub konnten die Litzen, mit denen die Träger zusammengespannt wurden, ohne Zuhilfenahme des Luftkissens aufnehmen.

6.6.2 Versuchsergebniss

Wie in Kapitel 6.2.4 beschrieben wurde beim Aufstellvorgang ein Stich von $f = 1,29 m$ erreicht. Während des Verkrümmens bis zum Bruch wurde in regelmäßigen Abständen die Höhe des Probekörpers gemessen. In Tabelle 6.9 sind die Höhenunterschiede der jeweiligen Messmarken sowie die gemessene Sehnenlänge und die Auflagerverschiebung dargestellt. Die letzte Messung ergab einen Stich von $f = 2,017 m$. Abb 6.40 zeigt die Lage nach dem Aufstellvorgang (Endlage für Wildbrücke), den Endzustand vor dem Bruch und den maximal erreichten Krümmungsradius.

In Abb 6.41 ist die Erhöhung des Stichts bis zu dem Versagen des Probekörpers dargestellt. Abb 6.42 zeigt, dass der Spannstahl nicht gerissen ist. Das bedeutet, dass die Bruchdehnung für den Stahl noch nicht erreicht wurde. Die

Sehnenlänge [m]	Auflager- verschiebung [cm]	Marke 1 2,0 m [m]	Marke 2 3,5 m [m]	Marke 3 5,0 m [m]	Marke 4 6,5 m [m]	Marke 5 7,5 m [m]	Marke 6 8,5 m [m]	Marke 7 10,0 m [m]	Marke 8 11,5 m [m]	Marke 9 13,0 m [m]
14,81	0,0	0,441	0,712	0,966	1,137	1,160	1,134	0,978	0,723	0,460
14,79	5,9	0,458	0,743	1,010	1,184	1,210	1,183	1,021	0,754	0,478
14,76	8,6	0,484	0,784	1,064	1,248	1,274	1,244	1,077	0,796	0,504
14,74	11,0	0,503	0,818	1,112	1,303	1,330	1,299	1,122	0,831	0,518
14,72	13,4	0,523	0,853	1,156	1,352	1,383	1,352	1,168	0,867	0,517
14,61	24,5	0,540	0,996	1,348	1,517	1,548	1,515	1,362	1,015	0,570
14,57	27,5	0,562	1,033	1,395	1,574	1,609	1,571	1,410	1,050	0,590
14,54	30,7	0,580	1,066	1,442	1,627	1,662	1,623	1,454	1,084	0,609
14,51	33,2	0,596	1,093	1,478	1,669	1,668	1,666	1,454	1,121	0,625
14,48	37,3	0,686	1,200	1,600	1,862	1,899	1,856	1,622	1,218	0,713
14,45	40,4	0,704	1,232	1,644	1,911	1,949	1,904	1,655	1,247	0,731
14,40	44,9	0,729	1,273	1,703	1,979	2,017	1,973	1,710	1,288	0,756

Tabelle 6.9: Messergebnisse des Verkrümmens bis zum Bruch

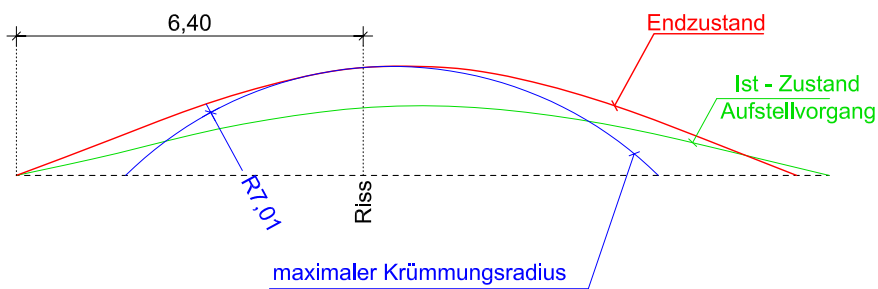


Abbildung 6.40: Maximal erreichte Form



(a)

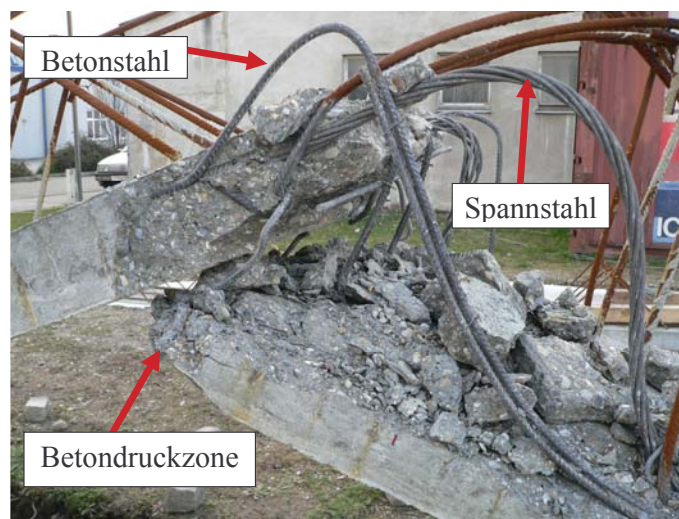


(b)



(c)

Abbildung 6.41: Verkrümmung bis zum Versagen des Probekörpers



(a) Bruchbild

Abbildung 6.42: Schwachstelle des Betonquerschnitt und Bruchbild

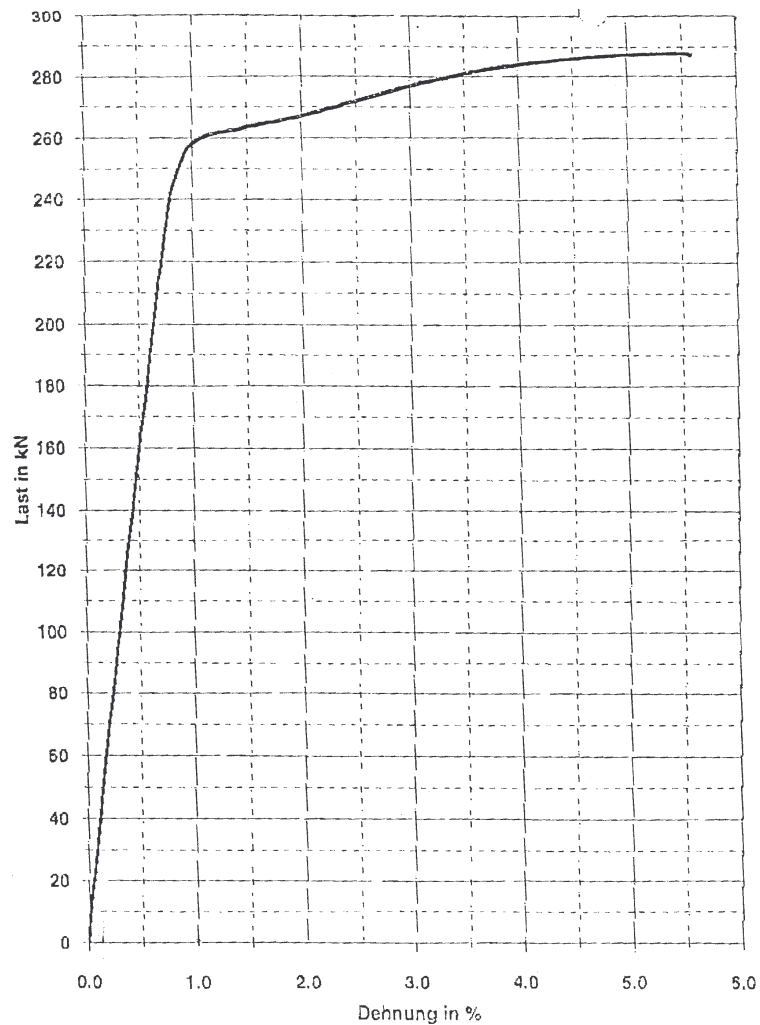


Abbildung 6.43: Last - Dehnungs - Diagramm Spannstahl

Tatsache, dass der Spannstahl nicht gerissen ist, heißt nicht, dass die Betondruckzone versagt hat. Es ist ebenfalls möglich, dass der Spannstahl ins Fließen gekommen ist und die Betondruckzone somit eingeschnürt wurde. Diese beiden Versagensmodelle sind im folgenden untersucht worden. Bei der versagenden Betondruckzone ist eine Betonstauchung von $\varepsilon_{c,max} = 3,50\%$ angesetzt worden. Laut Abb 6.43, welche ein Last - Dehnungs - Diagramm des verwendeten Spannstahls darstellt, ist die maximale Dehnung bevor der Stahl ins Fließen kommt $\varepsilon_{s,max} = 9,80\%$. Dieses Diagramm wurde anhand von Zugversuchen von baugleichen Litzen angefertigt.

- Versagensmodell 1: Versagen der Betondruckzone.

Der Krümmungsradius R ist, laut Abb 6.40, an dieser Stelle des Bruchs rund $7,02\text{ m}$. Die Krümmung κ errechnet sich wie folgt:

$$\kappa = \frac{1}{R} = \frac{1}{7,02} = 0,142 \frac{1}{\text{m}} \quad (6.9)$$

Durch Einsetzen der statischen Höhe $d = 0,09\text{ m}$ und der maximalen Betonstauchung $\varepsilon_{c,max}$ erhält man die vorhandene Stahldehnung ε_s :

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_{c,max}| + \varepsilon_s}{d} \quad (6.10)$$

$$\varepsilon_s = \kappa \cdot d - \varepsilon_{c,max} = 0,142 \cdot 0,09 - 0,0035 = 0,00928 \quad (6.11)$$

Die Dehnung im Spannstahl ist demnach $\varepsilon_s = 9,28\text{ ‰}$

- Versagensmodell 2: Fließen des Spannstahls und Einschnürung der Betondruckzone.

Der Krümmungsradius und die vorhandene Krümmung sind identisch mit den Versagensmodell 1. Im Versagensmodell 2 wird nicht die maximale Stauchung des Betons, sondern die maximale Stahldehnung vorausgesetzt. Mit Hilfe der statischen Höhe von $d = 0,09\text{ m}$, der Krümmung κ und der maximalen Stahldehnung $\varepsilon_{s,max}$ kann die vorhandene Betonstauchung ε_c ermittelt werden:

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_c| + \varepsilon_{s,max}}{d} \quad (6.12)$$

$$\varepsilon_c = \kappa \cdot d - \varepsilon_{s,max} = 0,142 \cdot 0,09 - 0,0098 = 0,00298 \quad (6.13)$$

Die Stauchung des Betons ist demnach $\varepsilon_c = 2,98\text{ ‰}$

Der Stich des Bogens wurde nach der letzten Höhenmessung (anhand welcher der Krümmungsradius ermittelt wurde) noch um 5 cm erhöht. Erst bei diesem Stich versagte der Stahlbetonquerschnitt. Da beide Materialien (Beton und Spannstahl) nahe der Grenze der Belastbarkeit waren, ist nicht klar ersichtlich, welches Element zuerst versagt hatte.

Der eingelegte Betonstahl konnte die erreichte Dehnung nicht aufnehmen. Nachdem der Betonstahl die maximale Dehnung erreicht hatte, kam dieser ins Fließen. Das bedeutet, der Betonstahl konnte keine zusätzlichen Kräfte mehr aufnehmen. Alle Einwirkungen, die über die Fließgrenze des Betonstahls hinausgingen, musste der Spannstahl aufnehmen.

Kapitel 7

Zusammenfassung und Ausblick

Die durchgeführten Versuche haben gezeigt, dass die erforderliche Krümmung für die Wildbrücke mit den Materialien Beton und Stahl machbar ist. Aufgrund der höheren Strapazierfähigkeit wird empfohlen, das Luftkissen aus einer PVC-Plane anzufertigen.

Der Stahlbetonquerschnitt sollte für den Aufstellvorgang mit schlaff eingelegtem Spannstahl bewehrt sein. Dieser hat den Vorteil, dass größere Dehnungen aufgenommen werden können. Die Entscheidung, ob ein aufgesetztes Fachwerk, welches mittels Schubdübeln und der oberen Bewehrungslage angefertigt wird, erforderlich ist, hängt von der Betonierreihenfolge und der erforderlichen Aufbetonstärke ab. Hierfür müssen noch weitere Tests durchgeführt werden und eine spezifische statische Berechnung angefertigt werden. Prinzipiell ist zu sagen, dass das aufgesetzte Fachwerk eine deutliche Erhöhung der Steifigkeit mit sich bringt. Es ist allerdings zu bemerken, dass dadurch die Herstellung aufwendiger wird, da die Dübel eine Neigung aufweisen müssen und die Bewehrung an die Dübel angeschweißt werden muss.

Abb 7.1 bis 7.4 zeigen zum Abschluss dieser Arbeit den Probekörper 2 von der Herstellung bis zu seinem Versagen.



(a) Bewehrungsverlegung



(b) Beginn des Verkrümmens



(c) Aufstellvorgang



(d) Erforderlicher Stich der Wildbrücke

Abbildung 7.1: Herstellung des Probekörpers



(a) Stahlbetonquerschnitt



(b) Stahlbetonquerschnitt mit aufgesetzten Fachwerk

Abbildung 7.2: Belastungstests



(a)



(b)



(c)

Abbildung 7.3: Erhöhung des Stiches bis zum Bruch

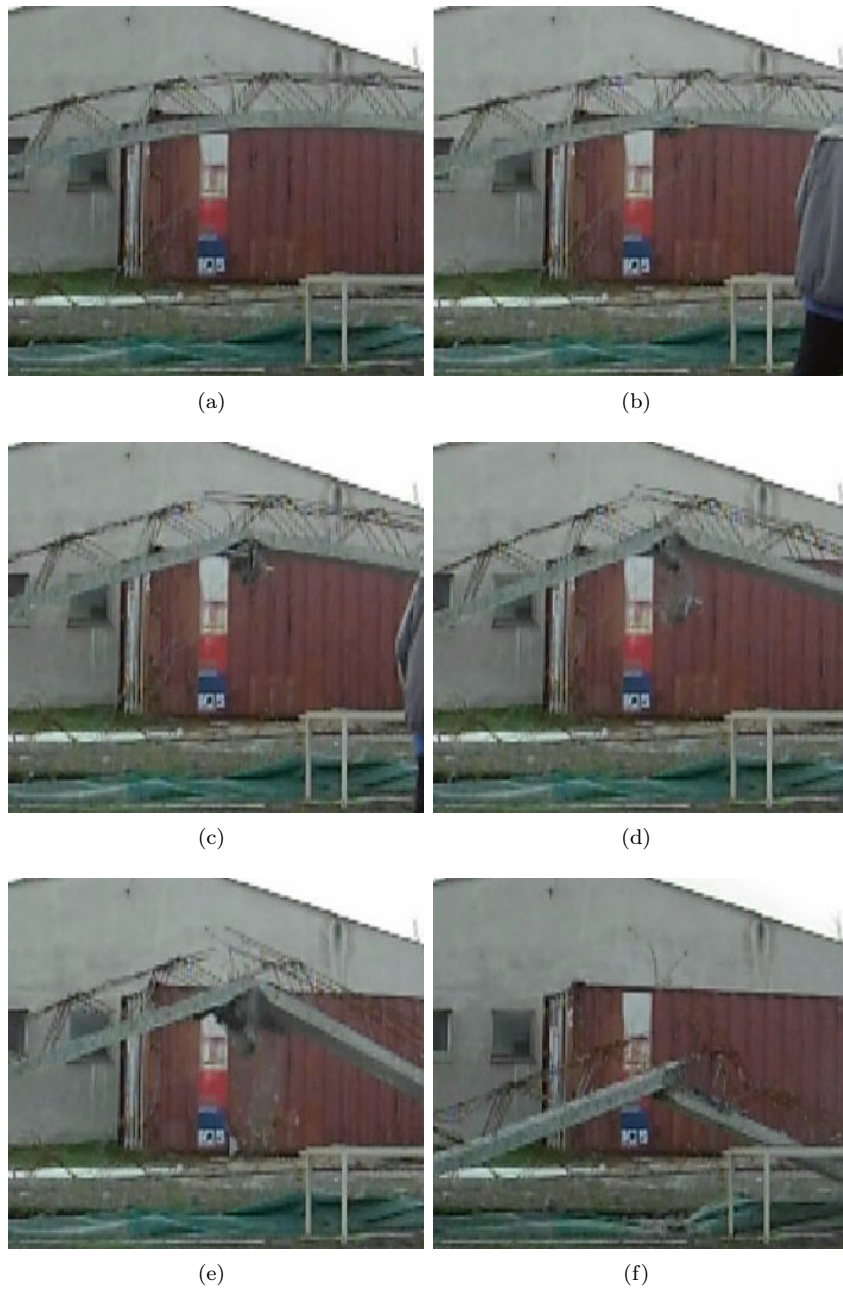


Abbildung 7.4: Versagen des Querschnitts

Literaturverzeichnis

- [1] *Eurocode 2, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken.* 2005.
- [2] Roland Benedix. *Bauchemie, Einführung in die Chemie für Bauingenieure.* Teubner, 2005.
- [3] Johann Kollegger Bernd Köberl, Anton Schweighofer. *Stahlbetonschalen und Schalen aus Eis - Numerische Simulation.* Austria User Conference, Wien 2006.
- [4] Günter Hofstetter Herbert Mang. *Festigkeitslehre.* Springer-Verlag/Wien, 2000.
- [5] Clemens Preisinger Johann Kollegger. *Verfahren zur Herstellung von zweifach gekrümmte Schalen aus Scheiben.* Massivbau in ganzer Breite, 2005.
- [6] Dipl.-Ing. Dr. Hannes Kari. *Herstellung von Wildbrücken ohne Schalung und Traggerüst.* Brückenbautagung, Wien 2008.
- [7] Johann Kollegger. *Verfahren zur Herstellung von Schalen aus Beton und Eis.* Zement, Beton; 1, 2005.
- [8] Leicher. *Tragwerkslehre.* Werner Verlag, 2006.
- [9] Thomas Krapfenbauer Robert Krapfenbauer. *Bautabellen.* Jugend & Volk Ges.m.b.H, 2004.
- [10] Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger u.a. *Betonbau 1, Stahlbeton, Skriptum zur Vorlesung.* März 2001.

Anhang A

Folienversuche

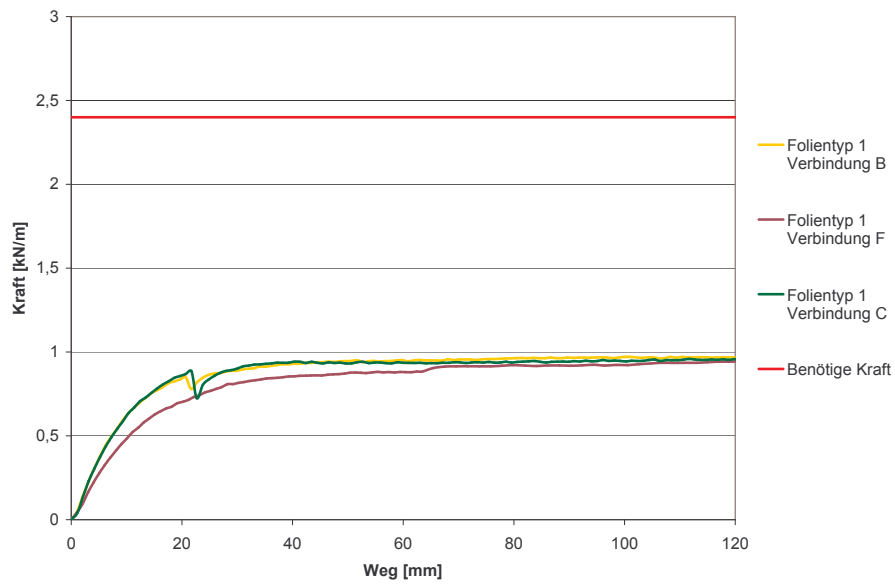


Abbildung A.1: Zugversuch PE Baufolie

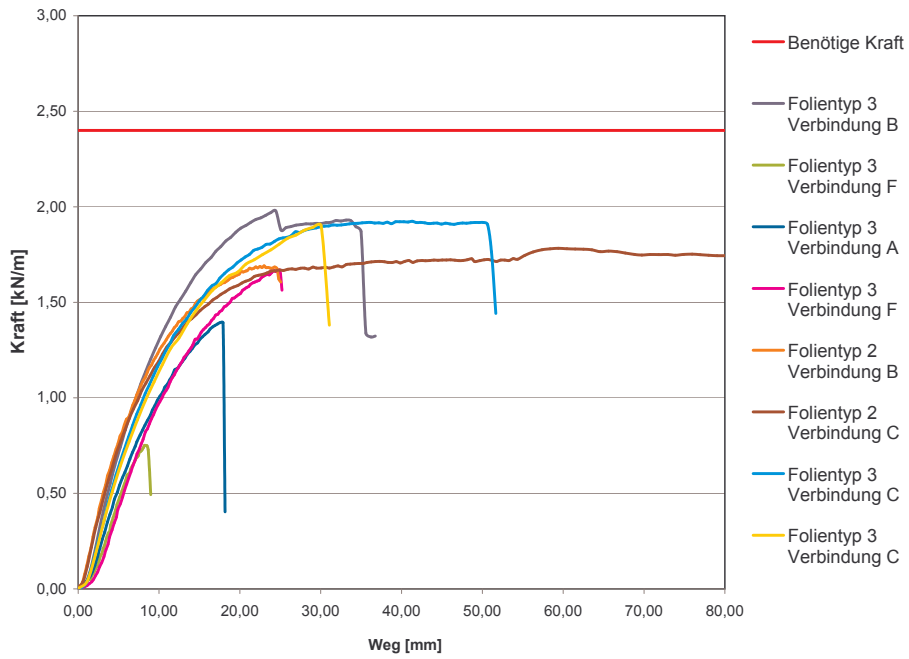


Abbildung A.2: Zugversuch PE Coreth Dampfbremse

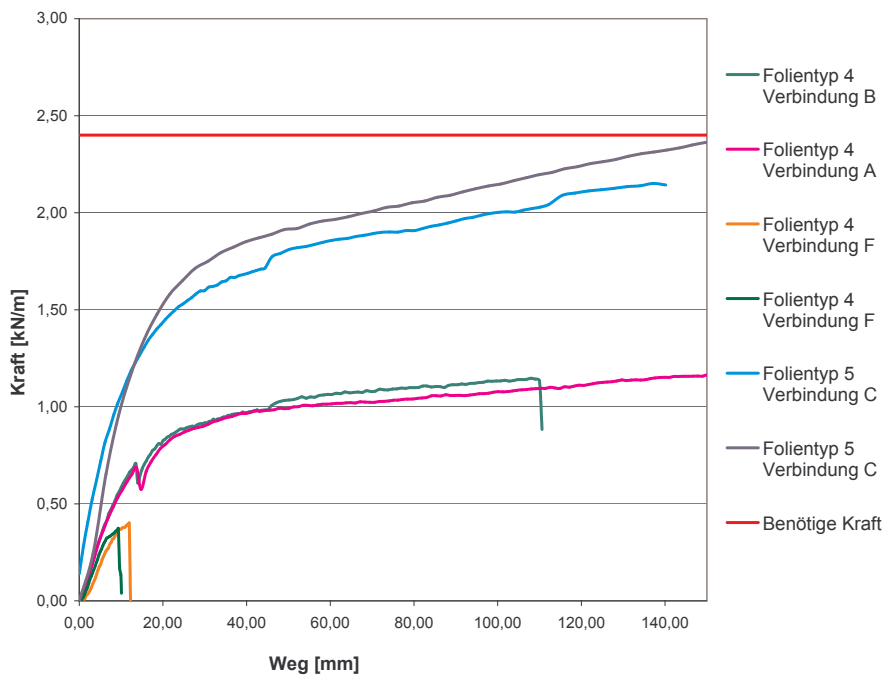


Abbildung A.3: Zugversuch PE Silofolie

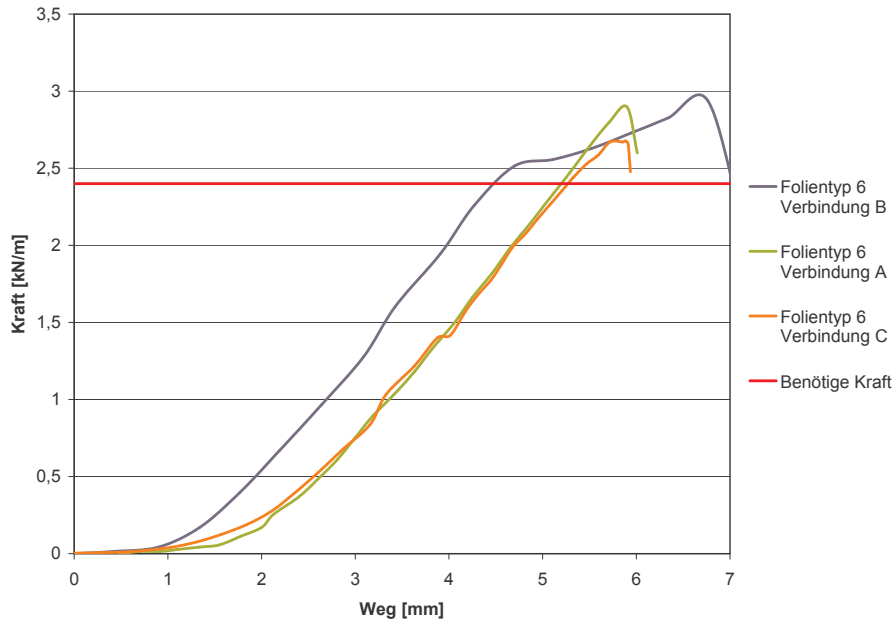


Abbildung A.4: Zugversuch PVC Folie mit Patex Gewebeklebeband

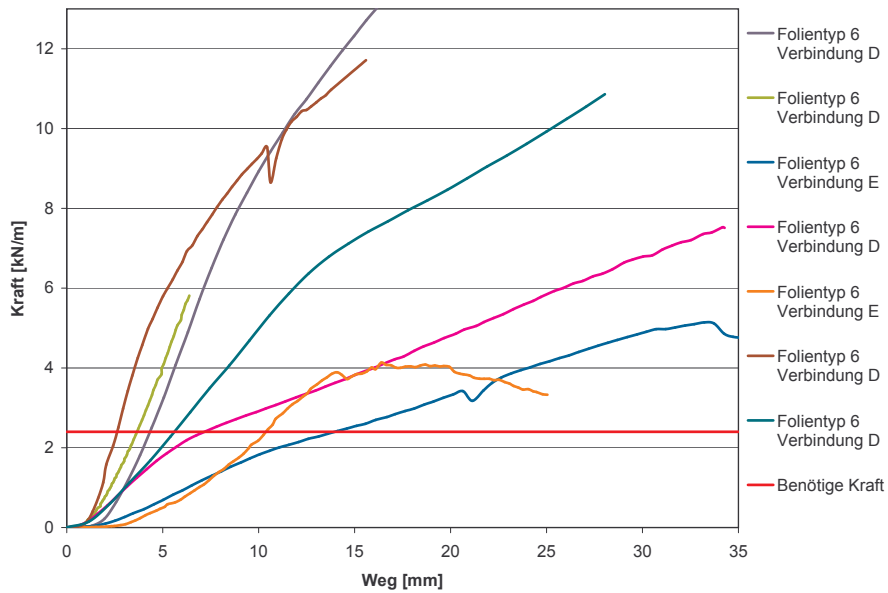


Abbildung A.5: Zugversuch PVC Folie mit Kleber

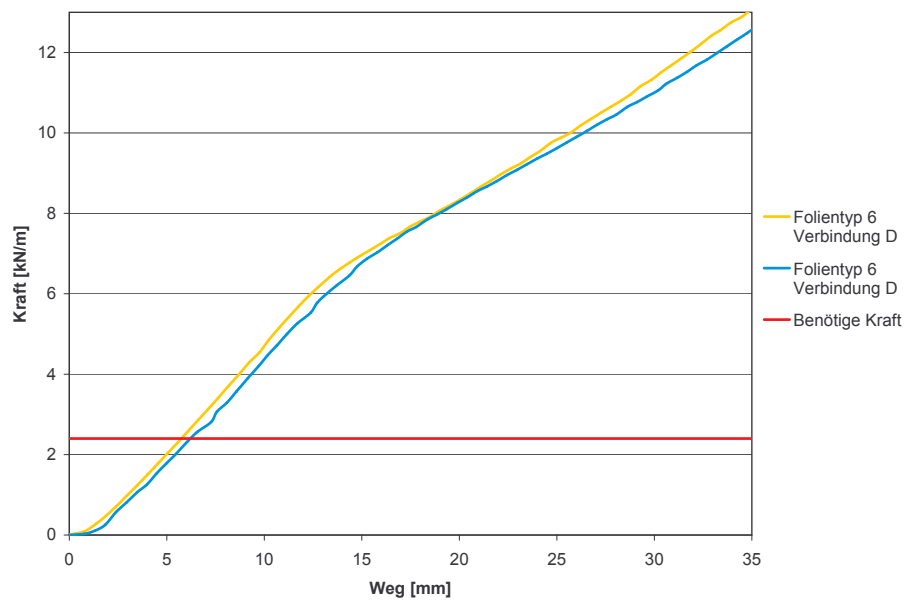


Abbildung A.6: Zugversuch PVC Folie mit Kleber kalt

