Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist in der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt und zugänglich.
http://www.ub.tuwien.ac.at

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

TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN
Vienna University of Technology

Diplomarbeit
Masterthesis

Herstellung einer dünnwandigen rotationssymmetrischen Betonschale mit der „Pneumatic Wedge Method“

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademisches Grades
eines Diplomingenieurs unter der Leitung von

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

und

Universitätsassistent Dipl.-Ing. Dr. techn. Benjamin Kromoser

[E212]
Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von
Marko Kostic, BSc
0426869
A-1160 Wien
Effingergasse 8

Wien, am ……. …….

Kurzfassung

An der Technischen Universität Wien sind in den letzten Jahren verschiedene Verfahren für die Herstellung der doppelt gekrümmten Stahlbetonschalen entwickelt worden. Es wird versucht das Bauen von dünnen freigeformten Betonschalen, die eine sehr effektive und ressourcenschonende Bauweise darstellen, wieder ins Leben zu rufen.

Diese Diplomarbeit beschäftigt sich mit der Errichtung einer rotationssymmetrischen Betonschale mit der „Pneumatic Wedge Method“, einem von der Technischen Universität Wien patentierten Verfahren, bei dem aus einer ebenen Ausgangslage, mithilfe von Hebepneu und Spannlitzen, eine doppelt gekrümmte Schale hergestellt wird. In dieser Arbeit werden die vorauseilenden Vorversuche an den rechteckigen Betonplatten sowie der Großversuch ein einer Schale mit einem Plattendurchmesser von 13,0m beschrieben und näher erläutert.

Abstract

In recent years different construction methods for building double curved concrete shells have been invented and developed at Vienna University of Technology.
The goal is a revival and stimulation in construction of thin reinforced concrete shells, which are highly effective structures with optimized bulidung material usage. This master thesis deals with the erection of a rotationally symmetrical concrete shell with „Pneumatic Wedge Method“, patented by Vienna University of Technology, from an initially plane plate. The transformation occurs through controlled interaction of a pneuamtic formwork and post-tensioning cables. This thesis includes an overview of previous experiment on rectangular slabs as well as a description of large scale test on a concrete plate with 13,0m diameter.

Inhaltsverzeichnis

1 Einführung in das Tragverhalten von Schalen 1

1.1 Wirkungsweise von Bögen und Gewölben 1

1.2 Wirkungsweise von Schalen 4

1.3 Klassifikation von Schalenformen 7

2 Baugeschichtlicher Abriss des Schalenbaus 9

2.1 Erste Kuppeln der Urzeit und des Altertums 9

2.2 Schalen als Gitterkonstruktionen 10

2.3 Erste Schalen in Stahlbetonbauweise 11

2.4 Blütezeit der Betonschalen 13

2.5 Das Verhängnis der Betonschalen 19

3 Neuentwicklungen im Schalenbau 22

3.1 Polystyrene wedge method 22

3.2 Pneumatic formwork method 24

3.3 Segment lift method 25

4 Betonplatten-Vorversuche 27

4.1 Beschreibung der Versuchskörper 27

4.1.1 Versuchskörper Nr. 1 28

4.1.2 Versuchskörper Nr. 2 28

4.1.3 Versuchskörper Nr. 3 29

4.1.4 Versuchskörper Nr. 4 29

4.1.5 Versuchskörper Nr. 5 30

4.1.6 Versuchskörper Nr. 6 30

4.2 Herstellung der Versuchskörper 31

4.2.1 Herstellung der Schalung 31

4.2.2 Betonieren der Versuchskörper 32

4.3 Versuchsaufbau 33

4.4 Versuchsergebnisse 36

4.4.1 Auswertung von VSK 1 36

4.4.2 Auswertung von VSK 2 38

4.4.3 Auswertung von VSK 3 40
4.4.4 Auswertung von VSK 4, 5 und 6 42
5 Begleitende Vorversuche 44
5.1 Vorspannung 44
5.2 Sollbruchstellen 45
5.2.1 Allgemeines 45
5.2.2 Frischbetonkonsistenz 45
5.2.3 Ausbreitmaßversuche 47
6 Große Betonschale 49
6.1 Beschreibung der Betonschale 49
6.2 Versuchsaufbau 51
6.2.1 Herstellung des Unterbauplanums 53
6.2.2 Herstellung der Schalungselemente 54
6.2.3 Vorbereitung der pneumatischen Keile 55
6.2.4 Zusammenbau der Schalung 57
6.2.5 Bewehrung 57
6.2.6 Betonage 63
6.3 Versuchsdurchführung 66
6.3.1 Arbeitsvorbereitung 66
6.3.2 Messtechnik 70
6.3.3 Krümmung der Betonschale 72
6.3.4 Fertige Schale 77
6.4 Weiterverarbeitung der Betonschale 81
6.4.1 Schalenzugang 81
6.4.2 Die Schale im Inneren 82
6.4.3 Die Schale von außen 83
7 Zusammenfassung und Ausblick 85
7.1 Fazit 85
7.2 Randbedingungen und Entwurfsaspekte 86
7.3 Einsatzmöglichkeiten 88

Teil I

Allgemeines

1 Einführung in das Tragverhalten von Schalen

1.1 Wirkungsweise von Bögen und Gewölben

Um das Tragverhalten von Schalen richtig verstehen zu können, ist es notwendig, zuerst die grundlegenden Eigenschaften ihrer Verwandten, der Bogentragwerke, zu begreifen. Im Unterschied zu Schalen handelt es sich hierbei um ebene bzw. zweidimensionale Stabtragwerke. Die Vorteile der Bogenwirkung und die günstige Abtragung der äußeren Lasten zu den Auflagern hin sind seit dem Altertum bekannt. Die wichtigste Rolle spielt dabei die Wahl der optimalen Bogenform, die aber von der Beanspruchung abhängig ist. D. h. nur durch das Zusammenspiel der Form und der erwarteten Belastung kann die optimale Lastabtragung erzielt werden. Bei der richtigen Anpassung der Form entstehen demzufolge nur Druckkräfte und der Bogen weist weder Biegemomente noch Querkräfte auf. Solche Bögen, die äußere Lasten ausschließlich über Normalkräfte abtragen, nennt man Stützlinienbögen. Die Stützlinie ist nichts anderes als eine umgekehrte Seillinie, die statt Zugkräften nur Druckkräfte aufnehmen kann.

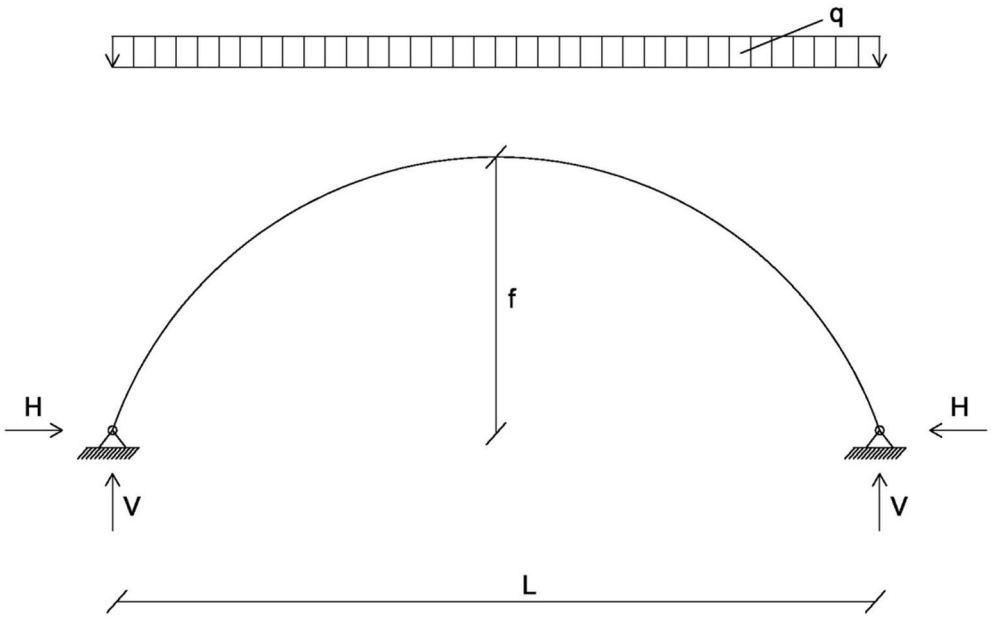


Abbildung 1-1: Stützlinienbogen für Gleichlast

In der Abbildung 1.1 ist ein Parabelbogen dargestellt, bei dem die Beanspruchung durch vertikale Gleichlast nur Normalkräfte hervorruft. Die qualitativen Schnittgrößenverläufe, die dieses Tragverhalten kennzeichnen, sind der Abbildung 1.2 zu entnehmen.

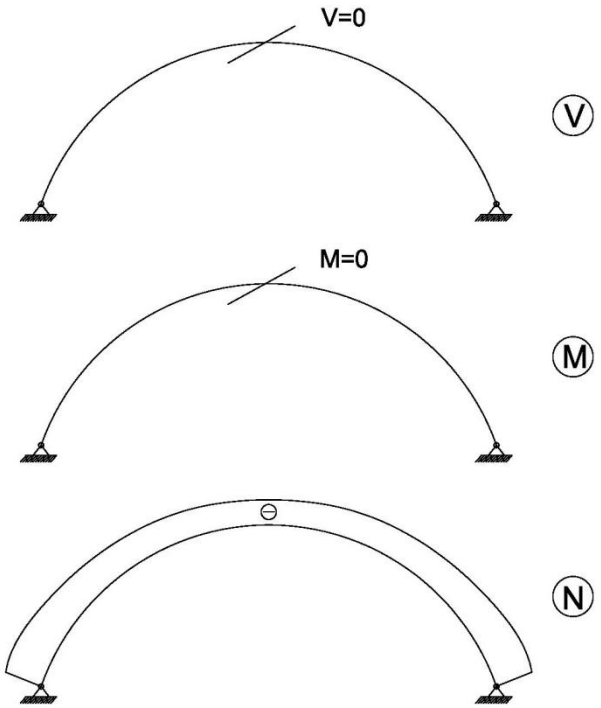


Abbildung 1-2: Schnittgrößen eines Stützlinienbogens

Die Auflagerkräfte können über die Gleichgewichtsbedingungen und die Affinität der Stützlinie zur Momentenlinie eines einfachen Balkens sehr schnell berechnet werden. Hiermit ergeben sich der Horizontalschub und die vertikale Auflagerkraft zu:

$$H = \frac{qL^2}{8f} \; bzw. V = \frac{qL}{2}$$

Was jedoch Ingenieuren und Planern immer wieder Schwierigkeiten bereitet, ist die Tatsache, dass zu jedem Lastbild nur eine einzige Bogenform zu biegefreier Lastabtragung führt. Die Lasten entstehend aus Eigengewicht, äußeren direkten Einwirkungen (Schnee, Wind, Nutzlasten), indirekten Einwirkungen (Temperaturwechsel, Stützensenkung) können nicht gleichzeitig bei einer vorher gewählten Bogenlinie ausschließlich über axiale Druckkräfte abgetragen werden. Durch Imperfektionen und Kriechverformung kommt es auch zu unerwünschten Abweichungen von der Stützlinie. Man muss daher mit den Exzentrizitäten rechnen, die Momente im Querschnitt hervorrufen.

Der Planer ist dafür zuständig, diese Exzentrizitäten mit der geschickten und durchgedachten Wahl der Bogenform, Querschnittabmessungen und anderen konstruktiv-technischen Maßnahmen zu begrenzen.

Ob der Querschnitt überdruckt bleiben muss oder die Zugspannungen in einem gewissen Ausmaß zulässig sind, hängt vom Konstruktionstyp und den mechanischen Eigenschaften der angesetzten Materialien ab. Das war vor allem in der Antike ausschlaggebend und zu Zeiten, in welchen lediglich druckfeste Werkstoffe, z. B. Ziegelmauerwerk oder Naturstein, verwendet wurden. Bei derartigen Tragkonstruktionen können Exzentrizitäten, welche sich mit der Zeit einstellen, Zugspannungen am unteren Rand verursachen. Die Fugen öffnen sich, es kommt zum „Klaffen der Fugen“ und dadurch kommt es zu einer Änderung bzw. Umlenkung des Kraftflusses. Die Verformung wächst und die Druckspannungen nehmen lokal erheblich zu.

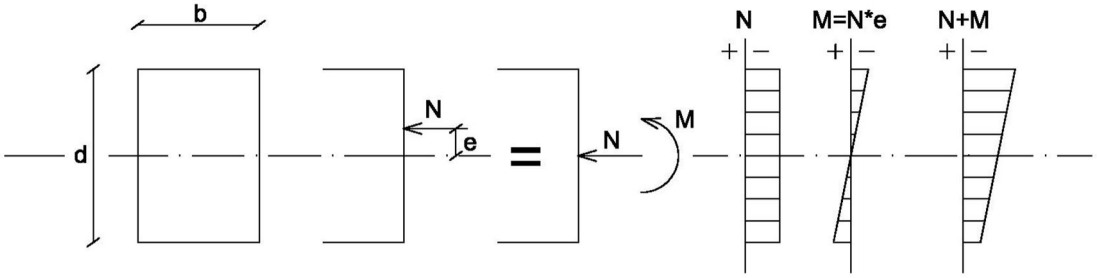


Abbildung 1-3: Spannungen durch exzentrisch angreifende Normalkraft

Einige wichtige Lastverteilungen mit ihren zugehörigen Stützlinien sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst [1]:

Belastung	Form der Stützlinie
Einzellasten	Geknickte Linien (Polygonzüge)
Eigengewicht	Kettenlinie (umgekehrte Seillinie)
Vertikal wirkende Gleichlast	Parabel
Radial wirkende Gleichlast (gleichmäßig)	Kreis
Radial wirkende Gleichlast (Am Kämpfer größer als im Scheitel)	Ellipse

Tabelle 1-1: Zusammenhang zwischen der Belastung und der Bogenform

1.2 Wirkungsweise von Schalen

Im Gegensatz zu den üblichen Tragkonstruktionen verdanken die Schalen ihre Tragfähigkeit in erster Linie ihrer Form, der geometrischen und räumlichen Anordnung und erst dann den mechanischen Eigenschaften (Festigkeit, Steifigkeit etc.) der verwendeten Werkstoffe. Das kann relativ rasch und anschaulich anhand eines einfachen Demonstrationsversuchs dargestellt werden [2].

Halten wir ein Blatt Papier an einem Rand fest und lassen wir es als eine ebene Platte frei auskragen. Das Blatt Papier verformt sich sofort, es hängt schlaff herunter, weil die Belastung (in diesem Fall das Eigengewicht) senkrecht zur Systemlinie wirkt und die Biegesteifigkeit aufgrund geringer Stärke des Querschnitts vernachlässigbar klein ist. Nur die Randfasern des Querschnitts werden ausgenutzt (Abb. 1.4 links).

Nimmt man nun das gleiche Blatt Papier und hängt es senkrecht auf, wirkt es wie eine Scheibe, die Belastung wirkt in Richtung der Systemfläche. Die Verformungen treten jetzt nicht auf, weil die Dehnsteifigkeit sehr groß ist und die Spannungen aufgrund der vollen Ausnutzung des Querschnitts auf ein Minimum reduziert sind (Abb. 1.4 rechts).

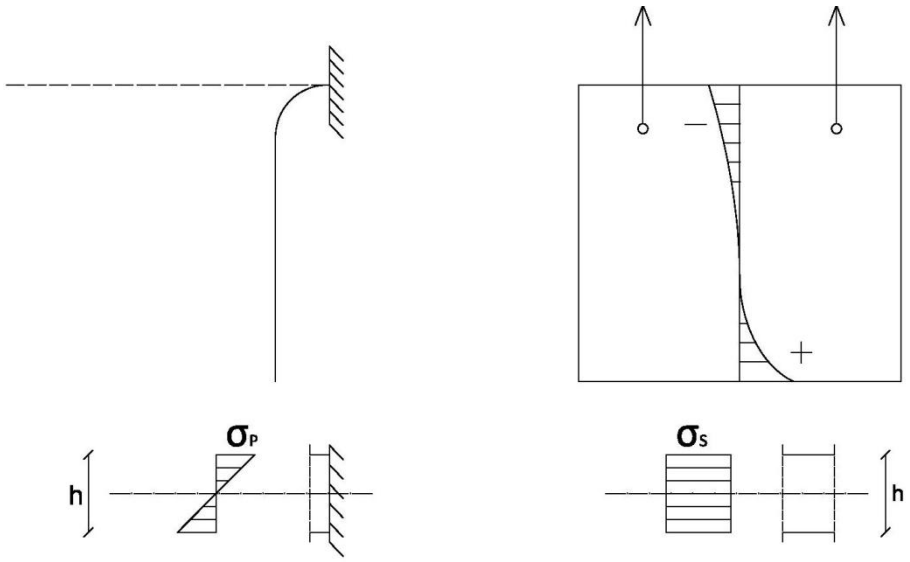


Abbildung 1-4: Plattenwirkung (links) und Scheibenwirkung (rechts) des Papiers

Krümmen wir es jetzt zylindrisch und lassen wir es nochmals frei auskragen (Abb. 1.5), wirkt das Blatt wie eine eingespannte Schale, die nun tragen und schützen kann. Die Spannungsverteilung setzt sich aus der konstanten Dehnungsspannung σ_s und der linearen Biegespannung σ_p zusammen. Sie kombinieren die Wirkungsweise von Platten und Scheiben und streben nach einer biegefreien Lastabtragung.

Da technisch gesehen Biegemomente nicht völlig vermieden und ausgeschlossen werden können, ist das Hauptziel des Entwurfsprozesses und der Formgebung einer Schale die Biegespannungen klein gegenüber den Dehnungsspannungen zu halten. Sind diese Biegespannungen vernachlässigbar klein, so herrscht der Membranspannungszustand und alle Fasern des Querschnittes sind gleichmäßig beansprucht. Dies führt zu einer günstigen Materialausnutzung, die eine Material- und Gewichteinsparung durch reduzierte Querschnittsabmessungen ermöglicht.

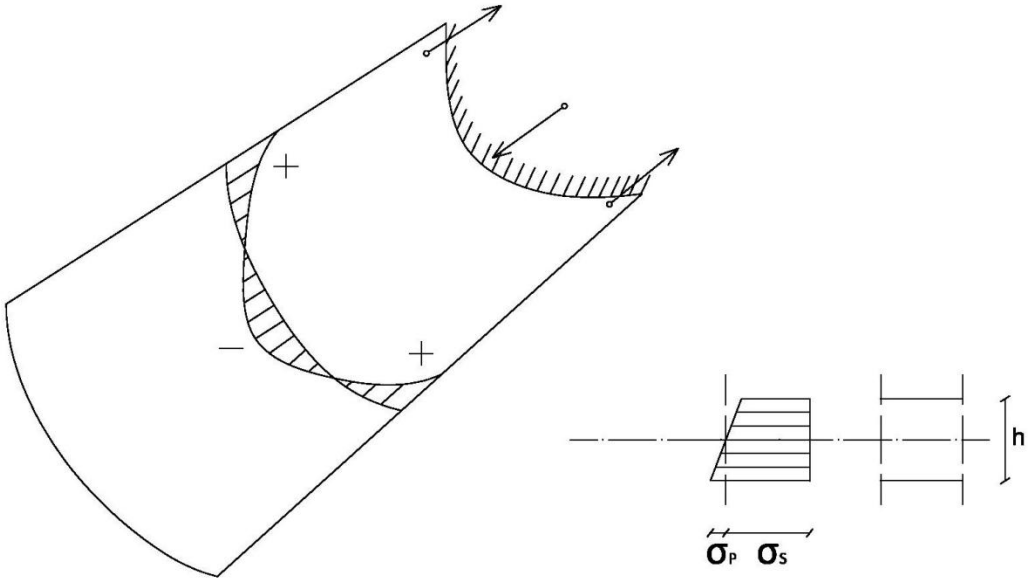


Abbildung 1-5: Schalentragwirkung des Papiers

Der reine Membranspannungszustand liegt dann vor, wenn folgende Voraussetzungen erfüllt sind [3]:

- Die Schalenmittelfläche muss stetig gekrümmt sein
- Keine sprunghafte Krümmungsänderung
- Die Schalenmittelfläche weist in jedem Punkt eine eindeutige Tangentialebene auf
- Membrankräfte wirken in Richtung der Tangentialebene
- Von den Membrankräften hervorgerufene Krümmungsänderungen der Schalenmittelfläche dürfen keine nennenswerten Biegespannungen verursachen
- Keine sprunghafte Änderung der Schalendicke
- Die Schale muss membrangerecht gelagert werden, d. h. Stützung soll in tangentialer Richtung erfolgen ohne Verformungen rechtwinkelig dazu zu behindern
- Belastung durch gleichmäßig verteilte Flächenlasten
- Keine Einzel- oder Linienlasten

Diese Voraussetzungen können nicht immer eingehalten werden und deswegen entstehen oft Störbereiche, die zusätzlich hohe Biegebeanspruchungen erfahren. Besonders betroffen sind dabei die Schalenränder, bei denen die Abweichungen vom Membranspannungszustand erheblich sind. Der Planer muss diese Störbereiche rechtzeitig erkennen und durch konstruktive Maßnahmen in das Tragverhalten eingreifen, um ihnen entgegenzuwirken bzw. sie zu begrenzen.

Vergleicht man die Lastabtragung räumlicher Schalen mit der von Bögen, wird ersichtlich, worin der Hauptvorteil solcher Konstruktionen liegt. Nehmen wir als Beispiel eine Kugelschale (mehr über Schalenformen siehe nächstes Kapitel), die eine gleichsinnig doppelt gekrümmte Rotationsschale darstellt (Abb. 1.6).

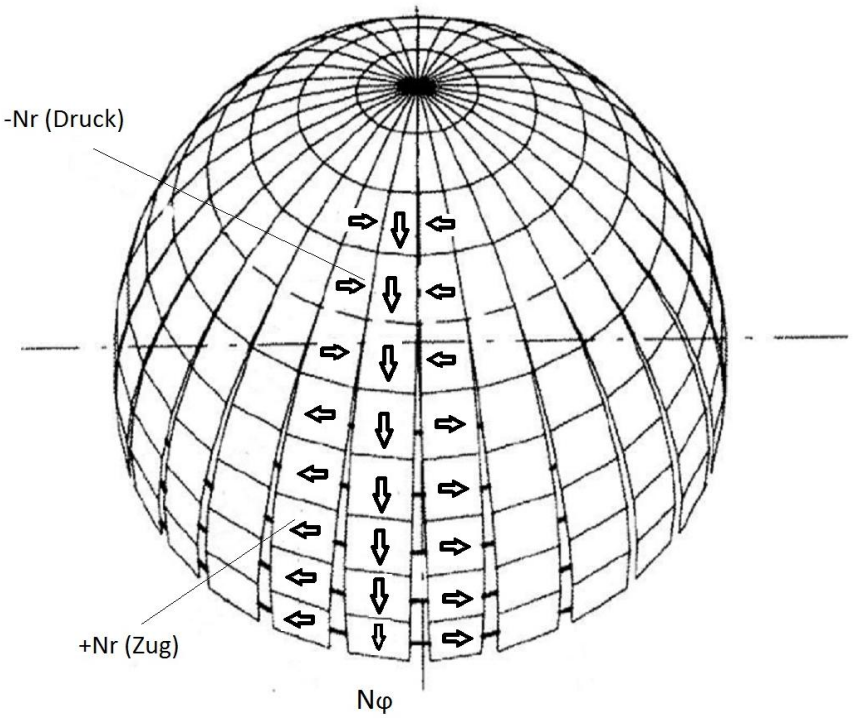


Abbildung 1-6: Tragverhalten einer Kugelschale [4]

Während die Lasten bei einem Bogen nur einachsig mit Axialkräften abgetragen werden können, reagiert eine Kugelschale auf Belastung mit Meridiankräften Nφ und in Breitenkreisrichtung mit Ringkräften Nr. Die Aufteilung der Lasten erfolgt so, dass in die Hauptrichtung (hier Meridianrichtung Nφ) gerade der Teil abgetragen wird, der für die Schale günstig ist, und der Rest verteilt sich in die Breitenkreisrichtung. Der Sachverhalt, dass die äußeren Lasten in mehrere Richtungen abgeleitet werden, hat zur Folge, dass nur eine Schalengeometrie alle gleichmäßig verteilten Belastungen über Axialkräfte abtragen kann. Und weiter gilt: Eine Last kann auch von unterschiedlichen Schalenformen momentenfrei abgetragen werden.

1.3 Klassifikation von Schalenformen

Es gibt mehrere Möglichkeiten Schalenformen zu klassifizieren. In der Literatur sind unterschiedliche Gruppierungen, Einteilungen und Unterteilungen zu finden, aber eine Zusammenfassung, die alle möglichen vorkommenden Schalentypen erfasst, gibt es nicht. Das liegt daran, dass es eine Vielzahl an Formen dieser Tragwerke und deren Kombinationsmöglichkeiten gibt. Deshalb wird hier nur die Einteilung nach den zwei wichtigsten Punkten vorgenommen und jene Formen angeführt, welche für uns aus technischer Sicht von Interesse sind.

1. Einteilung nach der Entstehung:

   - Rotationsflächen:
     Rotationsflächen entstehen durch Rotation einer Kurve, hier Erzeugende genannt, um eine Rotationsachse.

   - Translationsflächen:
     Sie entstehen durch das translatorische Verschieben einer Erzeugenden entlang einer Leitkurve. Auf diese Weise ist es, im Gegensatz zur reinen Rotation, möglich, eine größere Anzahl an unterschiedlichen Formen zu realisieren.

   - Regelflächen:
     Diese Art der Flächen entsteht, indem man eine gerade Erzeugende entlang von zwei Leitlinien führt. Die Leitlinien müssen, im Gegensatz zur Erzeugenden, keine Gerade sein.

   - Freigeformte Fläche:
     Bei der Formfindung und Generierung dieser Flächen handelt es sich um einen komplexen und iterativen Prozess, der aus vielen Schritten besteht. Nur die Modellierung selbst kann auf unterschiedlichste Wege erfolgen (siehe Abbildung 1-7) und dann folgt noch die Kontrolle, Korrektur und die Überprüfung, ob es möglich ist, diese Form in ein echtes Projekt umzusetzen.

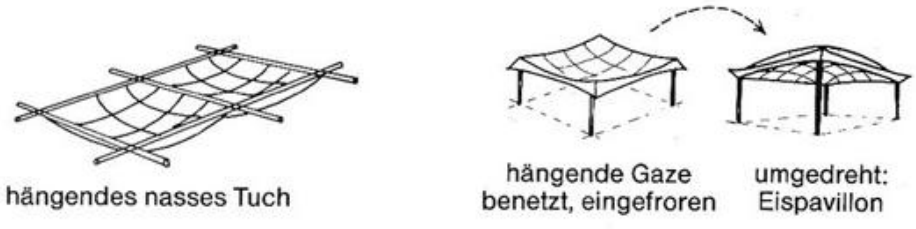


Abbildung 1-7: Formfindung nach dem Hängemodell [9]

2. Einteilung nach der Krümmung:

   Die Flächenkrümmung hat einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten von Schalen und kann durch die charakteristische Flächenkrümmung K, auch Gauß'sches Krümmungsmaß genannt, beschrieben werden. Für jeden Punkt einer gekrümmten Fläche kann man zwei Hauptkrümmungsradien definieren, r_1 und r_2. Ihre Kehrwerte stellen die Hauptkrümmungen dar, k_1 und k_2.

$$k_1 = \frac{1}{r_1} \quad und \quad k_2 = \frac{1}{r_2}$$

   Das Gauß'sche Krümmungsmaß ist dann das Produkt der beiden Hauptkrümmungen:

$$K = k_1 * k_2 = \frac{1}{r_1 * r_2}$$

   In Bezug auf die Größe, die das Gauß'sche Krümmungsmaß annehmen kann, unterscheiden wir drei Fälle [5]:

   - K > 0:
     Die Hauptkrümmungsradien r_1 und r_2 treten auf einer Seite der Fläche auf, was bedeutet, dass diese Flächen gleichsinnig gekrümmt sind (synklastische Schalen). Es handelt sich hierbei um elliptisch geformte Flächen mit dem positiven Krümmungsmaß. Diese doppelt gekrümmten Flächen sind nicht abwickelbar und tragen ihre Lasten vorrangig über Membrankräfte ab. Gekennzeichnet sind diese Schalen durch ihre hohe Steifigkeit.

   - K < 0:
     Bei dieser Art der Flächen befinden sich die Hauptkrümmungsradien r_1 und r_2 auf unterschiedlichen Seiten und solche Schalen sind gegensinnig gekrümmt (antiklastische Schalen). Es handelt sich um hyperbolisch geformte Flächen. Diese zweifach räumlich gekrümmten Flächen mit dem negativen Krümmungsmaß sind nicht mehr so steif und tragen ihre Lasten nicht mehr nur über Membrankräfte, sondern auch über Biegung ab.

   - K = 0:
     Einer der beiden Hauptkrümmungsradien r_1 oder r_2 ist in diesem Fall unendlich groß und die Hauptkrümmung ist dann in dieser Richtung gleich 0. Diese Schalen sind nicht mehr doppelt, sondern nur einfach gekrümmt. Derartige Flächen sind parabolisch geformt und lassen sich ohne Widerstand abwickeln. Um die Gestalt solcher Schalenformen aufrechtzuerhalten, sind Aussteifungselemente oder andere technische Lösungen und Maßnahmen erforderlich.

2 Baugeschichtlicher Abriss des Schalenbaus

2.1 Erste Kuppeln der Urzeit und des Altertums

Die Historiker und Wissenschaftler haben vieles über die Geschichte der Menschen und ihre Entwicklung geforscht und geschrieben. Die ersten kuppelähnlichen Überdachungen sind laut Historiker ca. 400.000 Jahre alt und wurden als gekuppelte Windschirme gebaut [4]. Das sind nach Ansicht der Forscher und Archäologen die ältesten Wohnbauten, sie stammen aus der Zeit des Homo erectus. Um 4.000 v. Chr. sind die ersten unechten Kuppeln (Kragsteingewölbe) nachweisbar, die sich in Mesopotamien entwickelten und später nach Ägypten und Kreta verbreiteten. Die älteste und noch immer erhaltene unechte Kuppel befindet sich in Mykene und ist als das Schatzhaus von Atreus bekannt (auch Grabmal des Agamemnon genannt). Sie stammt aus dem Jahr 1325 v. Chr. und besteht aus sich überkragenden Steinschichten mit dazwischen horizontal verlaufenden Fugen. Die gewonnene Höhe beträgt 13,2m und der Durchmesser 14,5m.

Abbildung 2-1: Das Schatzhaus des Atreus; der Eingang (links) und die Kuppel (rechts)

Bis die ersten echten Kuppeln entstanden sind, hat es noch eine Weile gedauert. Die Kragsteintechnik verlangte eine exakte Bearbeitung und das Behauen von Steinen, da sich die Steine gut verkeilen mussten und die Fugen zwischen den Steinen auf den Mittelpunkt der Gewölbe zeigen sollten. Erst die Erfindung des opus caementitium brachte neue wesentliche Fortschritte im Bauwesen. Die Römer erkannten, dass durch die Zugabe vulkanischer Puzzolanerde ein Mörtel mit sehr hoher Festigkeit gewonnen werden kann und dadurch auch Steine geringerer Qualität und Festigkeit sowie Bruchsteine verwendet werden konnten. Dies ermöglichte die Errichtung zahlreicher Bauwerke mit Kuppeln im Römischen Reich (z. B. Tempel, Paläste) in den ersten Jahrhunderten n. Chr. Zweifelsfrei das bekannteste Bauwerk ist das Pantheon in Rom, welches unter Kaiser Hadrian, etwa 118 bis 125 n. Chr., gebaut wurde. Mit einer Spannweite von 43,3m blieb das Pantheon unglaubliche 18 Jahrhunderte die größte Kuppel der Welt. Erst mit der Errichtung der Jahrhunderthalle in Breslau im Jahre 1913 ist es den Menschen gelungen, dieses imposante Bauwerk zu übertreffen.

2.2 Schalen als Gitterkonstruktionen

In den nächsten 1700 Jahren bis zur industriellen Revolution gab es weder im Schalenbau noch im Bauwesen allgemein wesentliche Fortschritte. Das Bauen von Häusern, Kirchen, Schlössern, Museen, Kuppeln und anderen Konstruktionen wurde bis zum Ende des 18. Jhdt. ausschließlich auf die Verwendung von Stein, Ziegel und Holz beschränkt. Erst die industrielle Revolution führte zu einer sprunghaften Entwicklung von Technik, Wissenschaft und Produktivität. Als der erste neue Werkstoff kam Gusseisen hinzu. Für Schalenbau war auch die fortschrittliche Glasindustrie von Bedeutung. Somit hat man angefangen, erste Eisenkuppeln zu entwerfen und zu bauen. Es handelte sich üblicherweise um Gitter- und Rippenkonstruktionen, bei denen die Kuppeln aus Stahlstäben zusammengesetzt wurden. Das Hauptproblem spielte die Stabanordnung und Stabgeometrie. Das Ziel war einerseits die Schalenwirkung erzielen zu können und anderseits den Herstellungsaufwand zu minimieren. Die eiserne Schar musste im letzten Schritt eingedeckt werden, wofür meistens Glasausfachungen verwendet wurden. Die erste Kuppel dieser Bauart ist die Halle au Ble in Paris, gebaut von 1809 bis 1811. Das Hauptanwendungsgebiet stellten Palmenhäuser, Ausstellungshallen und Verkaufsräume dar.

Abbildung 2-2: Halle au Ble, Paris

Etwas später erkannte man die Vorteile der zusammengeleimten Bretter, die im Vergleich zu herkömmlichen Holzträgern eine größere Spannweite ermöglichten. Das Ergebnis waren wieder eingedeckte Rippenkonstruktionen. Ein neuer Aufschwung und eine gestalterische Renaissance im Schalenbau ist der Erfindung und Verbreitung des Stahlbetons zu verdanken. Dieser gießbare Baustoff eröffnete im 20. Jahrhundert eine neue Welt der Konstruktionen und Formen. Die Beschränkung auf regelmäßige Geometrie bei der Gestaltung der Schalen konnte mit der Zeit entfallen und diese gestalterische Freiheit verdrängte langsam andere Bauweisen im Schalenbau.

2.3 Erste Schalen in Stahlbetonbauweise

Nach der Entwicklungsphase des Zements bzw. Betons und in weitere Folge des Eisenbetons im 19. Jahrhundert, wurden die ersten Projekte in dieser Bauweise durchgeführt. Am Anfang handelte es sich meistens um Gebäude und Brücken, d. h. um einfachere Geometrie. Bis die ersten Stahlbetonschalen gebaut wurden, musste man bis zum 20. Jahrhundert warten.

Eine der ersten und größten dieser modernen Massivschalen ist die Jahrhunderthalle in Breslau, die im Jahr 1913 fertiggebaut wurde. Dieses Veranstaltungsgebäude mit seiner Spannweite von 65m übertraf das Pantheon und wurde zur größten Kuppel der Welt [6]. Seit 2006 befindet sie sich in der Liste des UNESCO-Weltkulturerbes.

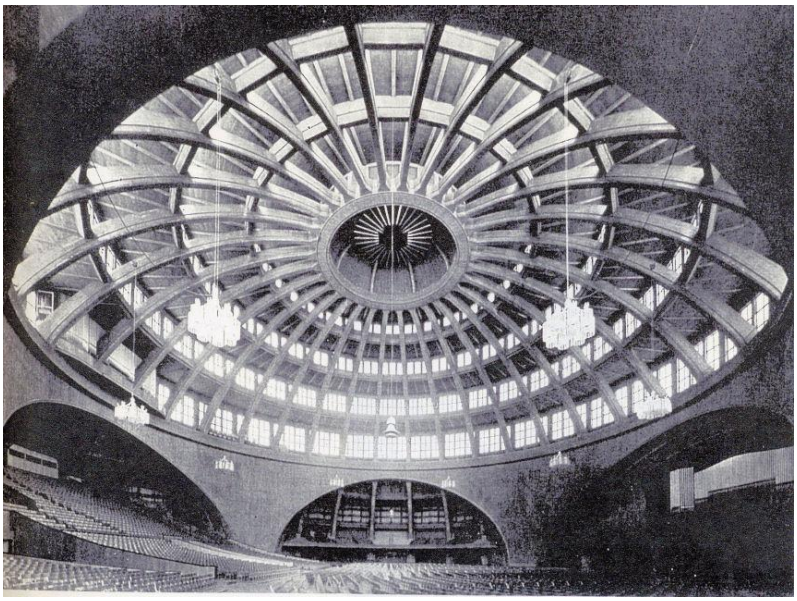


Abbildung 2-3: Die Jahrhunderthalle in Breslau

Aus der Abbildung 2.3 ist zu erkennen, dass es sich dabei noch nicht um eine echte Stahlbetonschale im technischen Sinn handelt. Dieses Bauvorhaben ist ein Nachkommen von Stahl- und Holzrippenkuppeln und besteht aus 32 radial angeordneten Stahlbetonbindern und Ringrippen. Da das Eigengewicht mit steigender Spannweite rasch zunimmt und aufgrund der komplizierten Einschalung der Rippenkonstruktion, blieb diese Bauweise gegenüber Stahlrippenkuppeln unwirtschaftlich. Erst die echten Betonschalen mit stetiger Krümmung, bei denen ihre Belastungen unabhängig von der Spannweite sind (als Folge der Lastabtragung über Membrankräfte) ermöglichten dem Beton den Durchbruch im Schalenbau.

Die erste echte Betonschale wurde im Jahre 1922 in Jena gebaut. Der Anlass war die Errichtung eines Versuchsgebäudes der Firma Carl Zeiss für die Projektion des Himmelgewölbes. Es wurde beschlossen, eine 16m gespannte Kuppel in Form einer Halbkugel herzustellen. Diese Halbkugel sollte aus einem eisernen Netzwerk aus Dreieckmaschen gebaut werden. Mit der Überführung eines solchen Netzwerks in eine Halbkugel wurde die Firma Dyckerhoff & Widmann beauftragt. In der Zusammenarbeit der

beiden Firmen wurde das einzigartige Projekt realisiert und dieses neu entwickelte Verfahren wurde als Zeiss-Dywidag-Schalenbauweise bekannt [7].

Der Stabeinteilung lag das Ikosaeder zugrunde, einer der fünf regelmäßigen platonischen Körper. Seine Oberfläche besteht aus zwanzig gleichseitigen Dreiecken und entspricht so der Kugelform recht gut. Solche Kuppeln nennt man noch „geodätische Kuppeln“. Die weitere Unterteilung der Ikosaederflächen hatte die Minimierung der Anzahl der unterschiedlichen Stablängen zum Ziel und somit das Auskommen mit möglich vielen gleichen Knotenpunkten. Die fertige eiserne Halbkugel bestand aus 3840 Stäben, wobei nur 51 unterschiedliche Stablängen erforderlich waren.

Abbildung 2-4: Das eiserne Netzwerk vor dem Betonauftrag

Vor dem Betonieren wurde auf dem Netzwerk noch ein feinmaschiges Drahtgewebe befestigt, um dem Beton eine bessere Haftung zu ermöglichen. Das Betonieren erfolgte im so genannten Torkretverfahren, dem Vorläufer des modernen Spritzbetons. Von der Innenseite wurde eine entsprechend gekrümmte Holzschalung mit 3x3m^2 Größe gelegt und drauf von der Außenseite gespritzt. Durch Versetzen der Holzschalung wurde die ganze Kuppel betoniert. So entstand die erste dünne Betonschale in der Geschichte, mit einer Stärke von nur 30mm. Ein paar Jahre später wurde aufbauend auf diesen erfolgreichen Versuch das tatsächliche Planetarium der Firma Carl Zeiss in Jena gebaut. Es wurde das gleiche Verfahren angewendet und eine Spannweite von 25m erreicht. Das Planetarium in Jena ist das älteste noch in Betrieb befindliche Planetarium der Welt.

In der gleichen Zeit entstand in Jena auch ein Firmengebäude der Firma Schott & Gen. Es handelte sich um eine ähnliche Konstruktion mit etwas anderer Stabanordnung, aber sonst mit gleichem Verfahren hergestellte Kuppel. Eine Spannweite von 40m wurde erreicht und die Stärke der Schale betrug nur 60mm. Dieses Bauwerk ist nicht erhalten geblieben, da es im Jahre 1994 abgerissen wurde.

Abbildung 2-5: Das Planetarium in Jena

2.4 Blütezeit der Betonschalen

Nach den ersten gebauten Betonschalen in Jena fing ihre Verwendung und Ausbreitung weltweit an. Aufgrund ihrer Leichtigkeit und Transparenz eigneten sie sich zur stützenfreien Überbrückung größerer Räumen bzw. Flächen. Sie stellten sehr elegante und graziöse Bauwerke dar. Durch die Optimierung der Formfindung und Anpassung an den Kräfteverlauf fällt einem die günstige, eindeutige und nachvollziehbare statische Tragwirkung sofort ins Auge. Diese Bauwerke konnten nicht mehr in tragende und schützende Elemente aufgeteilt werden, da sie eine neue, optimal integrierte Bauweise darstellten. Es handelte sich um Konstruktionen mit hohen ästhetischen Kriterien, die konventionelle Bauten dieser Zeit bei weitem übertrafen. Ihren Höhenpunkt erlebten die Stahlbetonschalen in der Periode von 1925 bis etwa 1975.

Einige der bedeutendsten Ingenieure und Architekten, die ihre Spuren im Schalenbau des 20. Jahrhunderts hinterlassen haben, sind:

- Franz Dischinger (1887 – 1953)
- Pier Luigi Nervi (1891 – 1979)
- Eduardo Torroja (1899 – 1961)
- Nicolas Esquillan (1902 – 1989)
- Felix Candela (1910 – 1977)
- Heinz Isler (1926 – 2009)
- Dante Bini (1932 – bis dato)

In der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts konzentrierte man sich vorwiegend auf die mathematisch definierten geometrischen Formen (Schalen als Zylinder, Tonnen, Kegel, Kugel, hyperbolische Paraboloide etc.). Ihre Vorteile lagen in der einfachen Erfassung der Form und Bemessung, geringerem Aufwand für die Schalungskonstruktion und wenig komplizierter Bewehrungsführung. Die Schalen aus dieser Periode wurden meist unter Verwendung konventioneller Schalung gebaut. Als Beispiel sei eine Versuchsschale in Jena erwähnt, die im Jahre 1932 über einen quadratischen Grundriss von 7,3 x 7,3m entstand. Sie wurde mit 3mm dünnen Maschendrähten bewehrt und wies eine Stärke von 15mm auf. Im Jahr 1934 wurde in Spanien unter Leitung von Eduardo Torroja ein Marktgebäude mit einer Spannweite von 45,7m errichtet. Der hohe Horizontalschub wurde durch Spannlitzen, die sich im Oktagon unter der Schale befinden, aufgenommen.

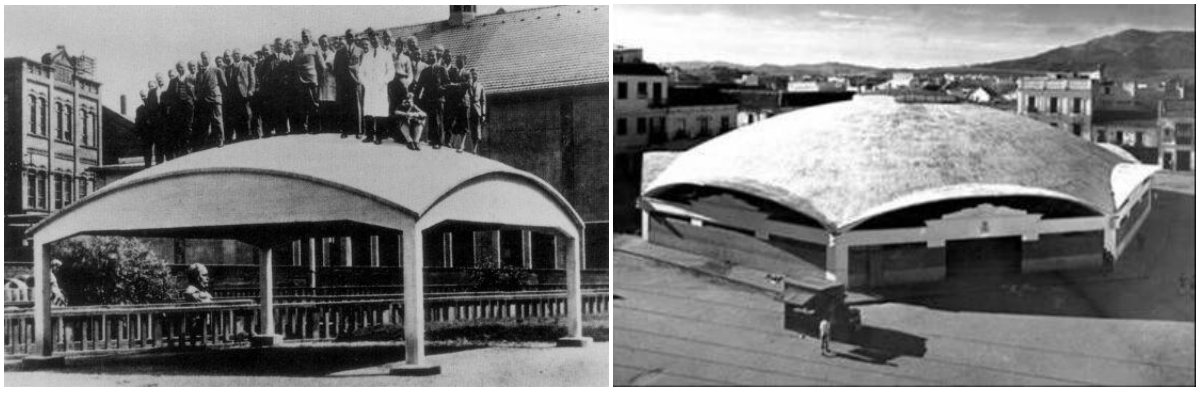


Abbildung 2-6: Versuchsschale in Jena (links) und das Marktgebäude in Algeciras (rechts)

Ein weiteres interessantes und imposantes Bauwerk, von Eduardo Torroja entworfen, ist auch die Überdachung des Zarzuela Hippodrome in Madrid, gebaut im Jahre 1935. Dank seiner Begabung, Vision und seinem großen Talent hat er zur Popularität und der Verbreitung der dünnen Stahlbetonschalen maßgeblich beigetragen.

Abbildung 2-7: Zarzuela Hippodrome, Madrid

Einen weiteren Meilenstein in der Schalenbauweise setzte Pier Luigi Nervi, der Mitgründer der Ferro-Cemento [8]. Er wurde mit der Errichtung des Flugzeughangars für die italienische Luftwaffe in Orvieto und Orbetello beauftragt. Die gestellten Anforderungen an freien Raum und große Spannweiten konnte er am besten mit einer Schalenkonstruktion beantworten. Bei diesen Bauwerken, die Ende der dreißiger Jahre gebaut wurden, kamen zum ersten Mal in der Schalenbaugeschichte vorgefertigte bzw. vorfabrizierte Stahlbetonelemente zur Anwendung. Durch die Kombination aus fertigen Elementen und Ortbeton konnten Betonschalen schneller errichtet und der Aufwand für die Schalung und das Lehrgerüst reduziert werden.

Abbildung 2-8: Flughafenhangar, Orvieto (1935 – 1938)

In den 1940er Jahren arbeitete Nervi intensiv an der Untersuchung von Ferro-Cemento und der Entwicklung von Fertigteilen für die leichten und weitgespannten Flächentragwerke. Unter Ferro-Cemento versteht man die Verwendung von feinmaschigen Bewehrungsnetzen aus sehr dünnen Stahldrähten in unterschiedlichen Varianten, z. B. Gewebe, Schweißgitter oder Streckmetall. Dadurch konnten sehr schlanke Bauteile hergestellt werden. Das nutzte er später bei seinem berühmtesten Bauwerk aus, dem Palazzetto dello Sport in Rom. Diese Sporthalle, die im Jahre 1957 für die kommenden Olympischen Spiele gebaut wurde, weist eine Spannweite von 58,8m und eine lichte Höhe von 21m auf. Die Schale ist als flache Kalotte konstruiert, die auf 36 Y-förmige Stützen aufgelagert ist. Der Horizontalschub wird hier durch den im Boden verlegten Zugring aufgenommen. Die Schale besteht aus 1620 trapezförmigen Fertigteilelementen aus Ferro-Cemento mit den Rippen an der Innenoberfläche. Diese Fertigteilplatten wurden auf einer Rüstung verlegt und dienten als verlorene Schalung. Sie wurden weiter mit dem Ortbeton vergossen und daher monolithisch zu einer Einheit verbunden. Nervis Konstruktionen erfüllten nicht nur die technischen und wirtschaftlichen Kriterien, sondern besaßen auch eine ausdrucksstarke Formensprache.

Abbildung 2-9: Palazzetto dello Sport von innen (links) und außen (rechts)

Eine kleine Revolution im Schalenbau verursachte in den 50er Jahren der Schweizer Heinz Isler. Er war der Erste, der sich aus den geometrischen Fesseln befreite, um neue Schalenformen zu erfinden. Die mathematischen Gleichungen bei den bisher hergestellten analytisch beschreibbaren Schalen ersetzte er mit den physikalischen Gesetzmäßigkeiten der Natur. Die Natur war sein Vorbild, da sie immer nach einem Minimum an Aufwand, in Bezug auf Spannung und Material, strebt. Das kann an vielen Beispielen der Natur gezeigt werden, wie die dünne Eierschale, Schneckenhäuser, Muschelschalen, Nussschale etc. Als Folge von Islers Untersuchungen und Beobachtungen entstanden neue experimentelle Methoden für die Formfindung und Gestaltung von Schalen. Die drei wichtigsten von ihm entwickelten Formfindungsmethoden sind [9]:

- Die pneumatische Methode:
  Diese Methode wurde noch Kissenmethode genannt, da Isler die Lösung seines Problems in der Form eines rechteckigen Kissens gefunden hat. Der Versuchsaufbau besteht aus einem rechteckigen Rahmen, in dem eine ebene Membran eingespannt ist. Diese Membran wird durch Erzeugung des Innendrucks aufgeblasen und durch Regulierung des Druckunterschieds auf eine bestimmte Höhe aufgewölbt. Es entsteht ein reiner Zugspannungszustand. Die gleichmäßig verteilten äußeren Lasten rufen hingegen einen reinen Druckspannungszustand hervor. Solche Schalen nennt man Buckelschalen und sie finden ihre Anwendung vor allem im Industriebau.

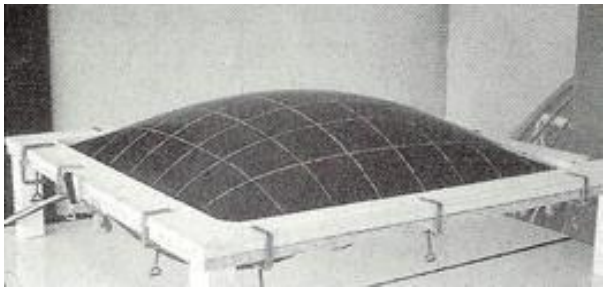


Abbildung 2-10: Ein Modell der Buckelschale

- Die Hängemethode:
  Nach diesem Formfindungsprinzip entstehen die Modelle, indem man ein Tuch oder Gewebe dem gewünschten Grundriss und der Auflagerung aufhängt. Durch Einwirkung der Schwerkraft nimmt das Tuch bzw. Gewebe seine natürliche Form ein. Um die so entstandene durchhängende Membran zu versteifen, kann man sie mit einer erhärtenden Flüssigkeit tränken (Polyurethanschaum, gefrierendes Wasser etc.). Man muss dann lediglich die Membran umdrehen, um auf die Schale mit der optimalen Form und reiner Druckbeanspruchung zu kommen. Solche Schalen sind besonders geeignet, um die Problematik der freien Ränder zu umgehen.

Abbildung 2-11: Erzeugung eines Hängemodells

- Methode der Fließform:
  In einer Fabrik beobachtete Isler, wie aus einem Rohr der Polyurethanschaum herausquoll und zum Schluss erstarrte. Somit begann er aufbauend auf diese Beobachtung mit den Versuchen, neue Formen für Schalen zu erzeugen. Er verwendete quellende Kunstschäume und Rohre mit bestimmten Querschnitten und untersuchte die Formen, die nach dem Austreten des Schaums und ihrer Erhärtung entstanden. Diese gekrümmten Flächen sind auf die Reibung an den Seitenwänden der Rohre zurückzuführen.

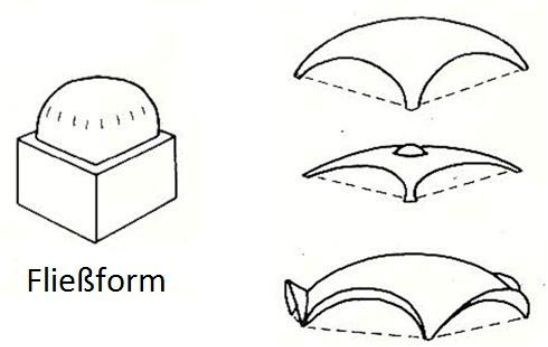


Abbildung 2-12: Fließformmethode

Mit den neuen experimentell gefundenen Formen entstanden Konstruktionen mit harmonischer Gestalt, die nicht nur statisch günstig, sondern auch ästhetisch befriedigend, leicht und grazil wirkten. Seinen großen Durchbruch schaffte er beim Kongress der internationalen Gesellschaft für Schalenkonstruktion in Madrid im Jahr 1959, wo er seine Ideen der Welt und anerkannten Experten im Schalenbau präsentierte. In seinem Leben baute er mehr als 1400 Schalen mit den unterschiedlichsten Formen und nahm an vielen neuen Prototypbauten teil. Er erforschte und analysierte auch die Formen, die aus gefrorenem Wasser entstanden. Eine seiner ersten größeren Stahlbetonschalen ist das Blumenverkaufszentrum der Wyss Samen und Pflanzen, gebaut im Jahre 1962 in der Schweiz. Die Stärke der Schale beträgt 7cm und die Spannweite über dem quadratischen Grundriss 25m. Seit 2007 befindet sich dieses monumentale Bauwerk unter kantonalem Denkmalschutz.

Abbildung 2-13: Islers Gartencenter in Zuchwil

An dieser Stelle ist noch das Ausstellungsgebäude des CNIT in Paris zu erwähnen, ein Meilenstein im Schalenbau. Dieses Bauwerk wurde im Jahre 1958 gebaut und der Ingenieur, der dahintersteht, ist Nicolas Esquillan. Diese Halle hat im Grundriss die Form eines gleichschenkeligen Dreiecks und die Spannweite der benachbarten Auflagerpunkte beträgt 218m. Somit stellt sie auch heute das am weitesten gespannten Dach der Welt dar.

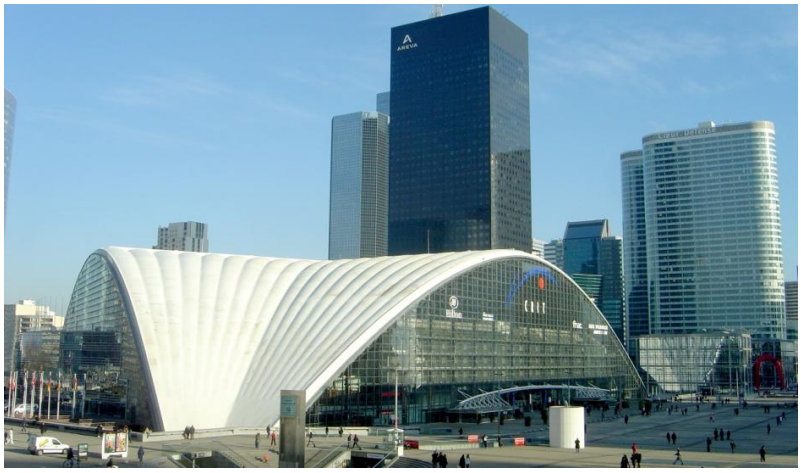


Abbildung 2-14: Ausstellungshalle des CNIT, Paris

2.5 Das Verhängnis der Betonschalen

Die steigenden Anforderungen an Wirtschaftlichkeit hatten einen starken Einfluss auf den Schalenbau in Stahlbetonbauweise. Den Kosten für die Planung und Errichtung der Betonschalen selber steht noch der hohe Aufwand für die Bemessung und Herstellung der hölzernen bzw. stählernen Schalung und Rüstung gegenüber. Auch stetig steigende Lohnkosten beeinflussten das Bild von dünnen Stahlbetonschalen. Auf die geringen Toleranzen und hohe Präzision beim Bauen musste man einen hohen Wert legen, da bereits die geringste Änderung bzw. Abweichung von der Ausganggeometrie einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten und den Spannungsverlauf hatte. Dies erforderte den Einsatz von Spezialisten und erfahrenen, gut ausgebildeten Facharbeitern in der Bauausführung, da sich nicht jeder mit dieser spezifischen Aufgabe beschäftigen konnte. Ein weiteres Problem, abhängig von den klimatischen Bedingungen, stellte die mangelnde Wärmeisolierung der Schalen dar. Das war z. B. für Felix Candela von geringer Bedeutung, da der in Mexico arbeitende und lebende spanische Architekt aufgrund des dort vorherrschenden Klimas auf Dämmung verzichten konnte. Diesen klimatischen Vorteil konnten sich jedoch europäische Ingenieure nicht zunutze machen. Es wurde klar, dass neue Verfahren und innovative bautechnische Methoden unerlässlich sind, um den Herstellungsaufwand zu minimieren.

Dem Schweizer Heinz Isler wurde, neben dem großen Erfolg, anfangs auch vorgeworfen, die wirtschaftlichen Aspekte nicht genug berücksichtigt zu haben. Seine freigeformten Schalen erforderten eine komplexe und teure Schalung. Er versuchte diese Problematik durch eine Wiederverwendung der Schalung oder Schalungsteile zu umgehen. Das ist an seinen Sporthallen aus den 70er und 80er Jahren gut zu erkennen [9]. Er verwendete ein und dieselbe Schalung beim Betonieren mehrerer aneinandergereihter Felder. In der Abbildung 2.15 ist beispielsweise eine Tennishalle in Heimberg aus dem Jahr 1978 dargestellt. Die Spannweite einzelner Schalen beträgt 47m.

Abbildung 2-15: Tennishalle, Heimberg

Man griff auch auf uralte Techniken zurück, wie z. B. die Erdmodellierung. Dabei wurden die Schalen auf einem entsprechend der gewünschten Form angeschütteten Erdhügel betoniert. Nach dem Erhärten wurde dann der Boden unter der Schale ausgegraben. Diese Methode ist allerdings hinsichtlich ihres Anwendungsbereichs sehr beschränkt und konnte sich kaum durchsetzen.

Eine weitere Möglichkeit stellte die Herstellung von Schalen auf pneumatisch gestützten Schalungen dar. Es handelt sich um dünne, biegeweiche Membranen, die auf Zug beansprucht sind. Sie bilden entweder allein oder mit anderen Bauteilen eine in sich geschlossene Hülle, die mit einem Medium gefüllt wird (z. B. Gase, Flüssigkeiten). Diese Schalungsmembran wird durch Erzeugung des Überdrucks an der Innenseite vorgespannt. Den Ursprung hat dieses Verfahren schon in den dreißiger Jahren bei der Herstellung von Rohrleitungen in Italien [10]. Damals wurden die langen Gewebeschläuche auf der Sohle aufgeblasen und darauf wurde Beton aufgebracht. Nach dem Erhärten wurden die Schläuche abgepumpt und entfernt. Eine Implementierung der pneumatisch gestützten Membranen für den Bau der Betonschalen begann in den vierziger Jahren in den USA. Diesbezüglich muss man den Namen von Wallace Neff erwähnen, einem amerikanischen Architekten, der im Jahre 1942 das erste Patent anmeldete [11]. Der Beton wurde durch Torkretieren auf eine durch die Luft gespannte Membran (neoprenbeschichtetes Nylongewebe) aufgebracht. Nach diesem Verfahren wurden mehr als 1200 Schalen weltweit gebaut. In Israel setzte sich mit dieser Thematik der Architekt Haim Heifetz auseinander [12]. Er arbeitete mit dem höheren Innendruck, um Deformationen klein zu halten, was zusätzliche von ihm entworfene Konstruktionen erforderte. Die Patentmeldung erfolgte im Jahr 1964 und dieses Verfahren nennte man „Domecrete“.

In weiterer Folge entstanden viele Varianten dieser Bauweise, die die kritische Phase des Jungbetons und andere konstruktive Aspekte unterschiedlich behandelten. Im Folgenden werden kurz die Entwicklungen der pneumatisch gestützten Schalungen und ihre Unterschiede dargestellt:

- Versteifung der Schalung durch das Versteifen des Füllmediums
- Versteifung der Schalung durch die Bewehrung (Seile, Drahtnetze)
- Versteifung der Schalung durch aufgebrachte aufschäumende Polyurethane
- Stabilisierung durch schichtweise Aufbringung des Betons auf die Membran
- Aufbringung des Betons auf die Außenseite
- Aufbringung des Betons auf die Innenseite
- Verwendung von Glasfaser- oder Stahlfaserbeton
- Hochdrucksystem (Domecrete)
- etc.

Ein ähnliches, aber etwas anders konzipiertes Verfahren wurde in Italien vom Architekt Dante Bini im Jahre 1965 entwickelt. Im Unterschied zu den vorher erläuterten Methoden, wurde die Bewehrung auf eine ebene, am Rand eingeklemmte Membran verlegt und nicht wie bisher auf schon aufgeblasenen Membranen. Auf diese noch nicht gespannte Membran wurde dann der Beton aufgebracht und im Nachhinein eine zweite Membran daraufgesetzt und befestigt. Sie hat die Aufgabe, den Beton vor Witterungseinflüssen zu schützen sowie sein Abrutschen während des Hebeprozesses zu verhindern. Nach der Abdeckung des Frischbetons wurde unter der unteren Membran die Luft eingeblasen und die noch nicht erhärtete Schale durch inneren Überdruck angehoben. Für die Herstellung solcher Schalen ist aber eine spezielle Art der Bewehrung erforderlich, da es durch das Aufblasen zur Verlängerung der Schalung und somit der Bewehrung kommen muss. Bini entwickelte dafür ein Bewehrungssystem aus Spiralstäben, die diese Ausdehnungen folgen können. Diese Spezialbewehrung hatte einen erheblichen Einfluss auf die Kosten und beschränkte die möglichen Schalenformen. In den darauf folgenden Jahren wurden mit diesem Verfahren, trotz dessen Nachteilen, hunderte von Schalen und Behältern gebaut.

Abbildung 2-16: Entstehung einer Schale nach dem Bini-Verfahren

Neben Dante Bini hat sich auch Heinz Isler mit den pneumatisch gestützten Schalungen in Europa beschäftigt. Er partizipierte z. B. bei der Errichtung von Kugelhäusern im Iran im Jahr 1977, bei denen aus verfügbaren Materialien erdbebensichere Bauten errichtet wurden.

Trotz aller Bemühungen und Fortschritte mit den neu entstandenen und erfundenen Bauverfahren, die einen erheblichen Einfluss auf die Verringerung der Herstellungskosten hatten, konnten die Stahlbetonschalen mit anderen Bauweisen nicht Schritt halten. Ab etwa 1975 wurden immer weniger Schalen gebaut, und so trat eine Stagnation des Schalenbaus ein, die noch bis heute andauert.

3 Neuentwicklungen im Schalenbau

In den letzten Jahren erlebten die leichten Stahlbetonkonstruktionen eine kleine Renaissance. Die Wichtigkeit der Forschung auf dem Gebiet der leichten Flächentragwerke wurde erkannt. Man versucht neue Wege zu finden und neue Verfahren für die Herstellung von dünnwandigen Stahlbetonkonstruktionen zu entwickeln. Mit den heutigen Kenntnissen und technischen Fortschritten wird versucht, die Kosten für ihre Errichtung weiter zu senken, um das ganze Potenzial des Schalenbaus ausnutzen zu können. Gerade jetzt, wenn die ökologischen Aspekte eine wichtige Rolle spielen und die Beeinflussung der Umwelt immer mehr an Bedeutung gewinnt, können die dadurch erreichbaren Einsparungen von Energie und der geringe Ressourcenverbrauch zur Wiederbelebung der Betonschalen führen.

Die Technischen Universität Wien bzw. das Institut für Tragkonstruktionen beschäftigt sich intensiver mit diesen Überlegungen und führte eine große Anzahl an Versuchen und Experimenten in den letzten zehn Jahren durch. Die Grundidee war aus einer ebenen Ausgangslage doppelt gekrümmte Schalen zu errichten. Dabei wurde nicht nur mit Beton als Baumaterial, sondern auch mit Eis experimentiert. Die Ergebnisse solcher Versuche und die daraus gewonnenen Informationen und Rückschlüsse bilden somit eine wichtige Grundlage für diese Masterarbeit. Die bis hierher an der TU Wien neu entwickelten Bauverfahren für die Herstellung von doppelt gekrümmten Stahlbetonschalen werden in den nächsten Kapiteln näher erläutert.

3.1 Polystyrene wedge method [13]

Die Herausforderung bei der Errichtung einer Schale aus der ebenen Ausgangslage ist es, die großen Verzerrungen der Schale, die sich beim Krümmungsprozess einstellen, zu ermöglichen. Das heißt, dass eine ebene Stahlbetonplatte der erforderlichen Krümmung aufgrund von hohen Spannungen in der Mittelfläche nie standhalten konnte. Aufbauend auf diese Überlegungen entstand die „Polystyrene Wedge Method“.

Bei dieser Methode wird eine ebene Betonplatte in mehrere Segmente zerlegt und die keilförmigen Aussparungen zwischen den einzelnen Betonsegmenten mit einem weichen Material ausgefüllt (extrudiertes Polystyrol). Die Aufwölbung erfolgt durch das Aufblasen der unter der Schale angeordneten Pneus und durch die entlang des Scheibenumfangs verlaufenden Spannglieder. Die Spannglieder werden ohne Verbund verlegt und an zwei gegenüberliegende Seiten gespannt. Die Schale wird langsam angehoben, der Umfang der Platte verkleinert sich und die Keile aus Polystyrol werden plastisch verformt.

Mit diesem Bauverfahren wurde im Juni 2005 eine zweifach gekrümmte Stahlbetonschale mit einer Spannweite von 12m und einer Stichhöhe von 2,16m errichtet (siehe Abbildung 3.1). Die Schale bestand aus 32 Betonsegmenten und hatte eine Stärke von 50mm. Der Krümmungsradius der Betonsegmente im Endzustand betrug 9,365m.

Der Durchmesser wurde von 13m in der Ausgangslage auf 12m nach der Aufwölbung reduziert und die Styroporkeile wurden von 144mm auf 38mm am Umfangsrand zusammengedrückt.

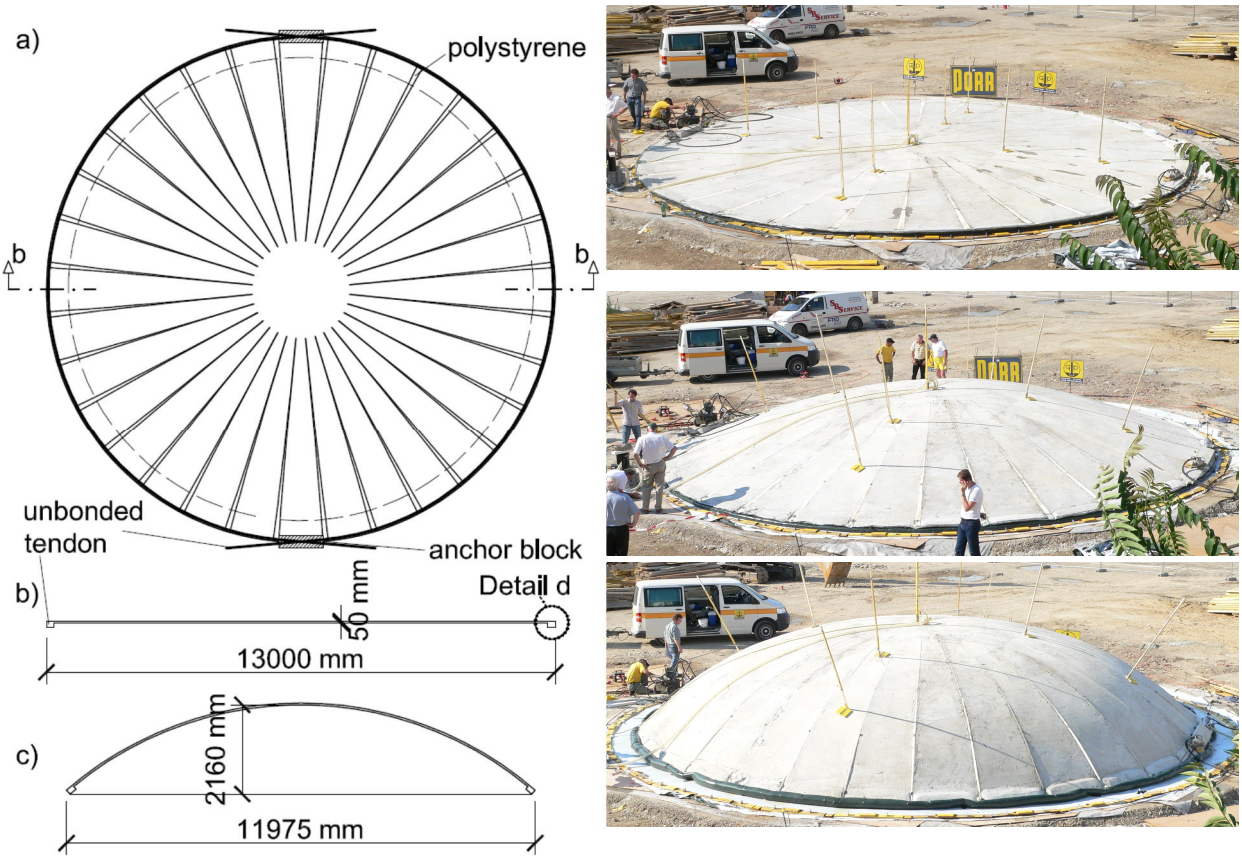


Abbildung 3-1: Aufrichtung einer Schale mit einem Durchmesser von 13m

Die Nachteile der „Polystyrene Wedge Method“ sind:

- Aufgrund der Stabilitätsprobleme beim Umformungsprozess ist die Breite der Styroporkeile eingeschränkt
- Die Krümmungen, die mit diesem Verfahren erreicht werden können, sind begrenzt. Sie ist also nur für Schalen mit geringer Krümmung geeignet
- Die Styroporkeile verbleiben in der Stahlbetonschale und beeinträchtigen nicht nur das äußere Erscheinungsbild, sondern auch das Brandschutzkonzept der Tragkonstruktion

3.2 Pneumatic formwork method [14]

Die Merkmale dieses Verfahrens sind die Herstellung doppelt gekrümmter Schalen aus einem ebenen Arbeitsplanum und unter Verwendung von vorgefertigten Flächenelementen. Die Schale besteht aus vielen ebenen Elementen und daher hat sich die Verwendung von Betonfertigteilen als sehr nützlich erwiesen. Auf diese Weise können im Werk bei vielen Schalen mehrere Elemente mit derselben Schalung und mit hoher Betonqualität sehr schnell und kostengünstig hergestellt werden. Da die einzelnen Elemente relativ klein sind, lassen sich diese einfach zur Baustelle transportieren und rasch aufstellen.

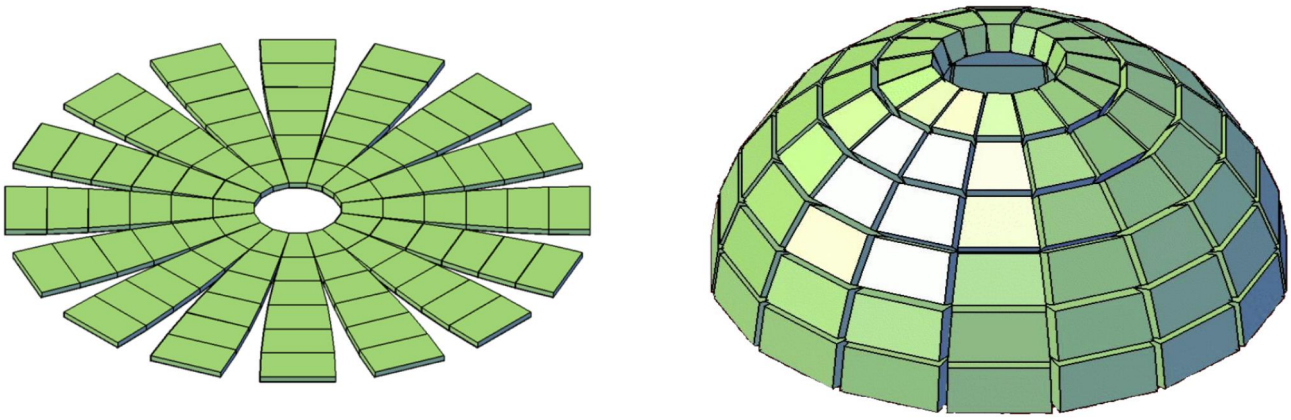


Abbildung 3-2: Aufteilung und Verlegung einzelner Segmente (links) und die fertige Schale nach dem Aufblasen (rechts)

Nach der Verlegung der Fertigteilelemente auf der Arbeitsfläche, werden diese mit Hilfe von Zuggliedern miteinander verbunden. Diese Spannglieder verlaufen sowohl in Meridianrichtung als auch in Breitenkreisrichtung. Um eine Schalenform möglichst genau abbilden zu können, da die Schale eigentlich durch eine Vielzahl der Flächenelemente nur angenähert wird, ist es erforderlich, diese in sehr viele Elemente zu zerlegen.

Der Umformungsprozess erfolgt mit Hilfe einer pneumatischen Schalung, die sich unter den vorgefertigten Elementen befindet und die gleiche Form wie die Schale aufweisen soll. Da die doppelt gekrümmten Flächen nicht abwickelbar sind, müssen diese pneumatischen Schalungen maßgeschneidert werden. Nachdem die Schale ihre endgültige Form erreicht hat, werden die während des Umformungsprozesses entstandenen Fugen vor Ort vergossen.

Neben Betonschalen wurde mit dieser Methode auch mit Eisschalen experimentiert. Nicht alle Versuche wurden erfolgreich abgeschlossen, weil durch den Umformungsprozess sehr hohe Zugspannungen entstehen und die Nähte des Pneus reißen. Aufgrund dessen sind die mit diesem Bauverfahren errichteten Schalen auf einen Durchmesser von ca. 10m beschränkt.

3.3 Segment Lift Method [14]

Im Unterschied zu den vorher erläuterten Verfahren, geschieht bei dieser Methode die Verkrümmung bzw. die Verformung der einzelnen Segmente nicht gleichzeitig mit der Anhebung der Schale. Bevor die Flächenelemente zu einer Schale zusammengefügt werden, werden sie durch elastische Verformungen und Kriechverformungen verkrümmt. Dafür kann man z. B. einen Pneu verwenden, der sich unter den Segmenten befindet (siehe Abbildung 3.4). Die andere Möglichkeit ist es, die Segmente zu heben und auf eine Rüstung zu legen. In beiden Fällen werden die Segmentenden durch Wirkung des Eigengewichts nach unten gebogen und dadurch einaxial verformt.

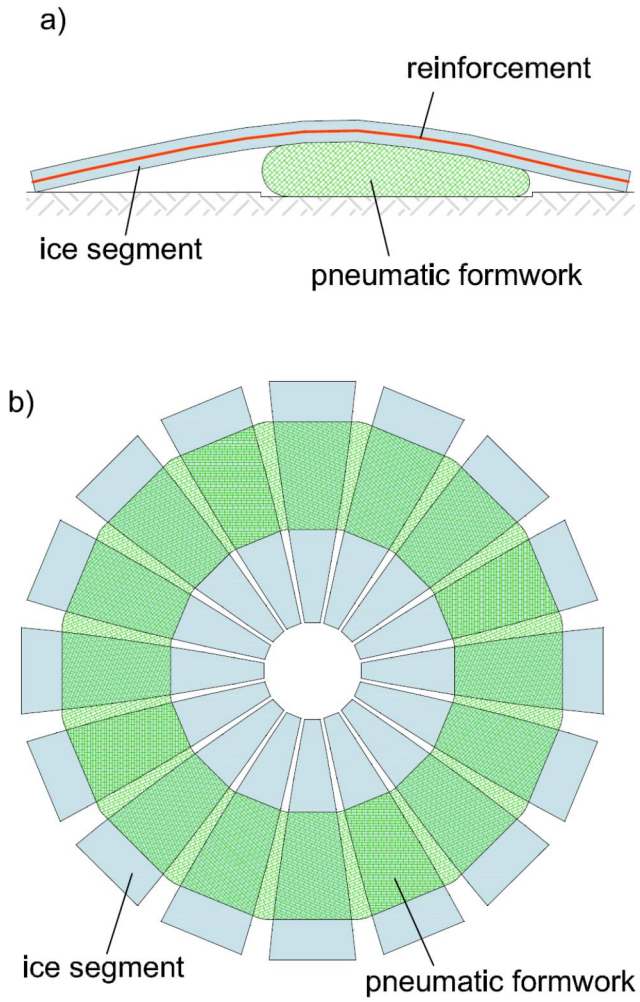


Abbildung 3-3: Verkrümmung von Segmenten mit einem Pneu

Um dann die Schale aus einzelnen verkrümmten Teilen zusammenzusetzen, verwendet man Mobilkräne und einen zentralen Montageturm, der erst nach dem Vergießen der Fugen und der Befestigung des Schalenrands mit einem Zugring entfernt werden darf.

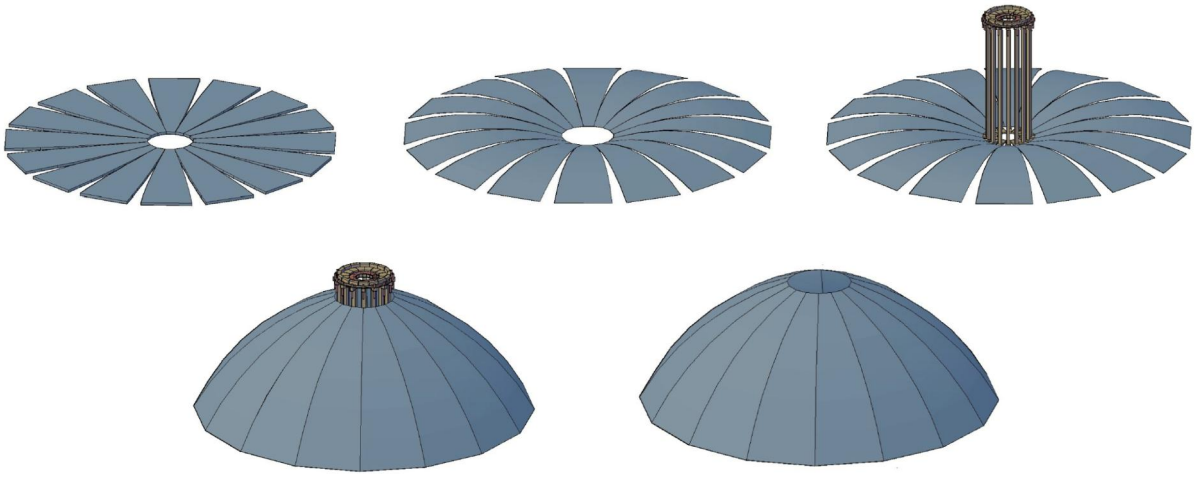


Abbildung 3-4: Arbeitsschritte bei der „Segment Lift Method“

Dieses Verfahren wurde bisher grundsätzlich für die Errichtung bewehrter Eisschalen verwendet. Zwei Versuchen wurden durch das Institut für Tragkonstruktion durchgeführt, einer im Winter 2009/10 und der andere im Winter 2010/11. Bei beiden Versuchen bestand die Schale aus 16 Eissegmenten, wies einen Durchmesser von 10m und eine Höhe von 3,7m auf. Der Unterschied im Herstellungsprozess lag in der Methode der Verformung der einzelnen Segmente. Im Winter 2009/10 verwendete man dafür eine pneumatische Schalung und im Winter danach wurden die Segmente auf einen Holzstapel gelagert, bis die gewünschte Verformung erreicht wurde.

Abbildung 3-5: Im Jahre 2011 in Obergurgl gebaute Eiskuppel, die als Bar in der Wintersaison diente

Teil II

Voruntersuchungen

4 Betonplatten-Vorversuche

Die Vorversuchsreihen wurden vorgesehen, um wichtige Zusammenhänge und Auskünfte bezüglich des Tragverhaltens und der Verformungseigenschaften von dünnen Betonplatten zu gewinnen. Damit sollten die Einflüsse geprüft werden, die unterschiedliche Bewehrungsarten (schlaff bewehrter Beton und Spannbeton) und Bewehrungsführungen auf die oben erwähnten Eigenschaften haben. Für die Entstehung der Risse und die Rissverteilung spielen auch die Sollbruchstellen eine wichtige Rolle, daher wird dies auch bei den Vorversuchen in Betracht gezogen werden.

Die Ergebnisse und gewonnenen Informationen aus diesen Vorversuchen dienen als Grundlage für den späteren Aufbau und die Durchführung des Großversuchs. Durch Implementierung der wichtigen Erkenntnisse wird versucht, die Errichtung der Betonschale im Zuge des Großversuchs zu optimieren und zu verbessern.

4.1 Beschreibung der Versuchskörper

Es wurde insgesamt mit sechs rechteckigen Versuchskörpern experimentiert. Die Form und die Abmessungen der einzelnen Prüfkörper sind geometrisch identisch und folgendermaßen festgelegt:

Abmessungen [mm]	
Länge – L	2000
Breite – B	500
Dicke – H	50

Tabelle 4-1: Abmessungen der Versuchskörper

Bei den ersten drei Versuchskörpern handelt es sich um händisch vorgespannte Betonplatten mit unterschiedlichen Höhenlagen der Bewehrung. Die übrigen Platten wurden in Stahlbeton ausgeführt und diese unterscheiden sich voneinander durch statische Nutzhöhen und die Anzahl der Stäbe. Einige der Versuchskörper wurden ohne und andere mit Sohlbruchstellen versehen. Diese Sohlbruchstellen wurden jeweils nach dem Erhärten des Betons bzw. unmittelbar vor der Versuchsdurchführung mithilfe eines Einhandwinkelschleifers eingeschnitten.

4.1.1 Versuchskörper Nr. 1

Die verwendete Bewehrung: 5 Stück Stahlseile
Stahlseile: St 1770/1860
Der Seildurchmesser: 5mm.
Die statische Nutzhöhe: 25mm.
Die Sollbruchstellen: alle 150mm.

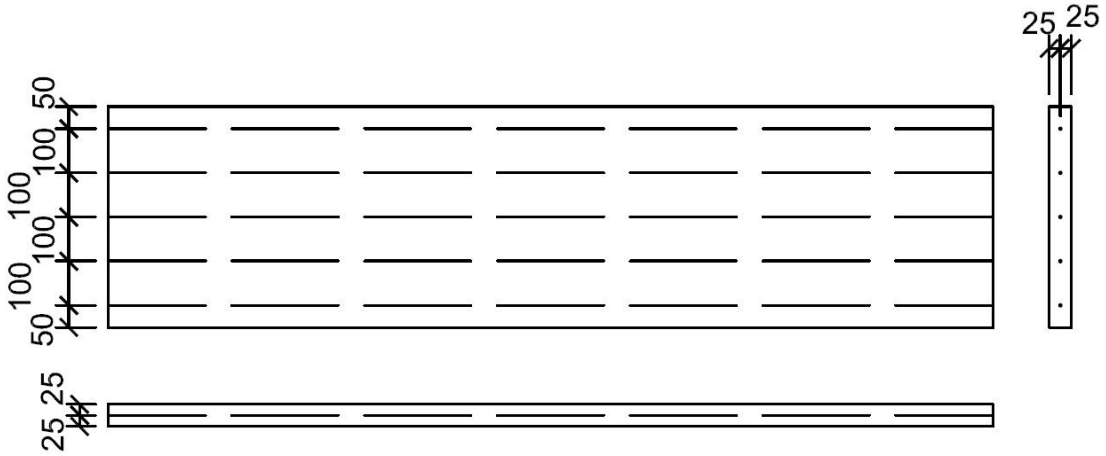


Abbildung 4-1: Der Versuchskörper Nr. 1

4.1.2 Versuchskörper Nr. 2

Die verwendete Bewehrung: 5 Stück Stahlseile
Stahlseile: St 1770/1860
Der Seildurchmesser: 5mm.
Die statische Nutzhöhe: 25mm.
Die Sollbruchstellen: keine Sollbruchstellen.

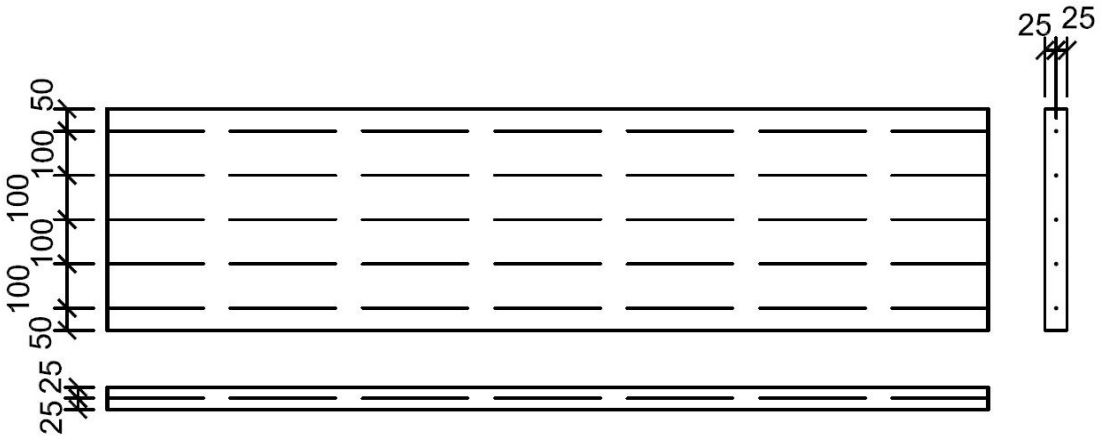


Abbildung 4-2: Der Versuchskörper Nr. 2

4.1.3 Versuchskörper Nr. 3

Die verwendete Bewehrung: 5 Stück Stahlseile
Stahlseile: St 1770/1860
Der Seildurchmesser: 5mm.
Die statische Nutzhöhe: 36mm.
Die Sollbruchstellen: alle 150mm.

Abbildung 4-3: Der Versuchskörper Nr. 3

4.1.4 Versuchskörper Nr. 4

Die verwendete Bewehrung: 5 Stück Bewehrungsstahl
Betonstahl: Bst 550B
Der Stabdurchmesser: 6mm
Die statische Nutzhöhe: 25mm
Die Sollbruchstellen: keine Sollbruchstellen

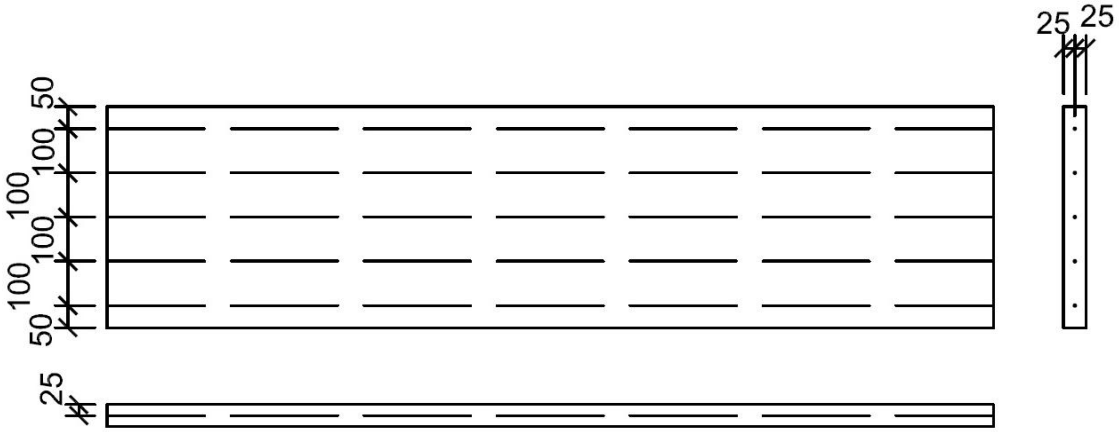


Abbildung 4-4: Der Versuchskörper Nr. 4

4.1.5 Versuchskörper Nr. 5

Die verwendete Bewehrung: 5 Stück Bewehrungsstahl
Betonstahl: BSt 550B
Der Stabdurchmesser: 6mm
Die statische Nutzhöhe: 36mm
Die Sollbruchstellen: alle 100mm

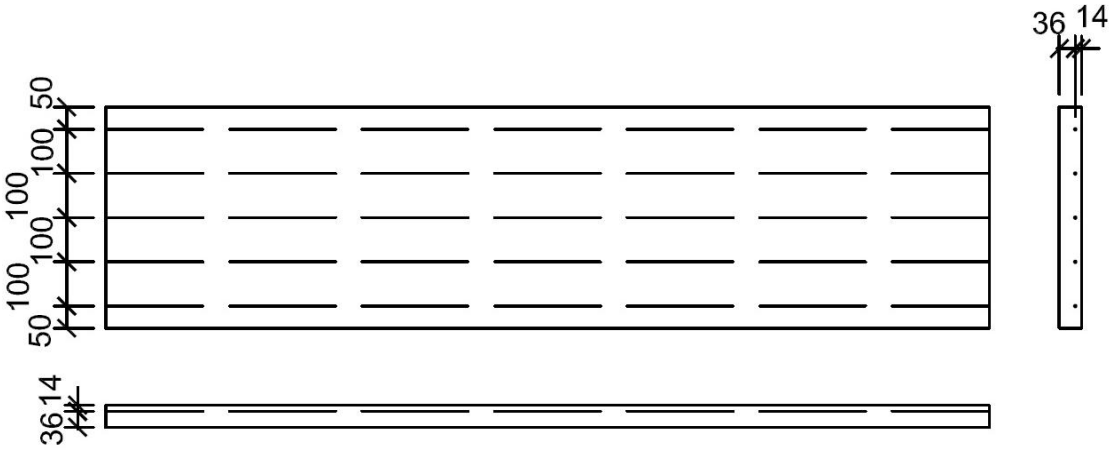


Abbildung 4-5: Der Versuchskörper Nr. 5

4.1.6 Versuchskörper Nr. 6

Die verwendete Bewehrung: 4 Stück Bewehrungsstahl
Betonstahl: BSt 550B
Der Stabdurchmesser: 6mm
Die statische Nutzhöhe: 25mm
Die Sollbruchstellen: alle 100mm

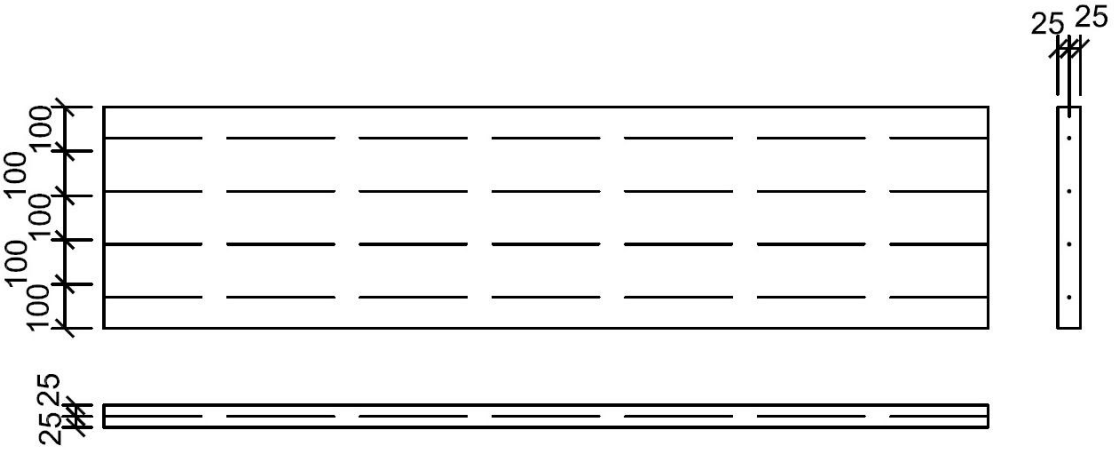


Abbildung 4-6: Der Versuchskörper Nr. 6

4.2 Herstellung der Versuchskörper

4.2.1 Herstellung der Schalung

Da alle Prüfkörper die gleichen Abmessungen aufweisen, war es erforderlich, sechs identische Holzschalungen anzufertigen. Die Herstellung selbst erfolgte im Labor des Instituts für Tragkonstruktion und Massivbau.

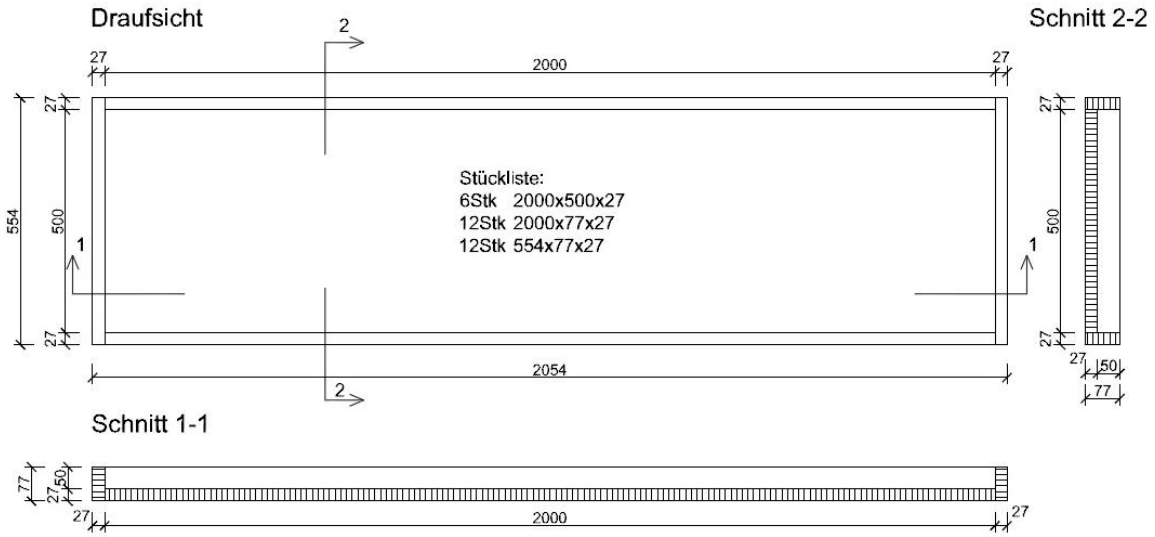


Abbildung 4-7: Schalungsplan

Bei den einzelnen Schalungen war es noch notwendig, die Öffnungen für die Verlegung der Bewehrung in der richtigen Höhenlage zu bohren. Danach wurde, entsprechend den im Kapitel 4.1 beigelegten Skizzen, die Bewehrung verlegt bzw. die Seile eingefädelt. Um die richtige Lage der Bewehrung während des Betoniervorgangs zu sichern, wurden die Abstandshalter bei der Stahlbewehrung verwendet. Die dünnen Seile wurden hingegen händisch mithilfe eines Holzstücks vorgespannt.

Abbildung 4-8: Die verlegte Bewehrung (links) und die gespannten Seile (rechts)

4.2.2 Betonieren der Versuchskörper

Das Betonieren der beschriebenen Versuchskörper wurde in Gars am Kamp durchgeführt. Im Anschluss wurden noch zwei Probewürfel mit 15cm x 15cm ausbetoniert, um die mechanischen Eigenschaften genau zu bestimmen. Aus den Versuchen wurden die mittlere Druckfestigkeit und die mittlere Rohdichte ermittelt und diese Ergebnisse können der unten stehenden Tabelle entnommen werden.

Prüfkörper	Versuch	$f_{ck,cube}$	ρ_m
Betonwürfel	Einaxialer Druckversuch	38,2 N/mm^2	2298 kg/m^3

Tabelle 4-2: Betonkennwerte

Abbildung 4-9: Betonierung der einzelnen Versuchskörper

4.3 Versuchsaufbau

Für die Lagerung der unbelasteten 2m langen Versuchsplatten wurden zwei Holztürme mit den übereinander gestapelten Holzstücken aufgestellt, auf die dann diese gelegt wurden. Unter den Platten, zwischen den beiden Holztürmen, befand sich eine hydraulische Presse, mit deren Hilfe die Probekörper belastet wurden. Als Lastverteiler diente ein kleiner Stahlrost, der die Kraft in die vorher festgestellten Punkte eingeleitet hat. Den oberen Abschluss stellte ein größerer horizontaler Stahlrahmen dar, der die Funktion eines Linienlagers für die belasteten Platten übernahm. Er bestand aus zwei parallelen Sicherungsstangen und zwei parallelen Stahlrohren (Hohlquerschnitt), die einen Durchmesser von 63,5mm aufwiesen. Die Verbindung der vorgebohrten Rohre und Gewindestangen erfolgte mittels Stahlmutter, die ihre endgültige Position und vorgesehenen Abstände sicherstellten.

Abbildung 4-10: Der Stahlrahmen (links) und die einbetonierten Gewindestangen (rechts)

Die vertikale Abstützung erfolgte ebenfalls mit den Gewindestangen, die in den vorgebohrten Löchern in Betonblock eingebracht wurden (siehe Abb. 4.10 rechts). Die Verankerung wurde durch nachträgliche Verpressung mit einem Hilti-Bauschaum gewährleistet. Nach dem Positionieren der Versuchskörper zwischen den vier Gewindestangen wird der Stahlrahmen von oben angebracht und mit einer Mutter befestigt.

Auf diese Weise entstand ein statisches System, das einem Einfeldträger entspricht. Die Stützweite zwischen den Auflagerachsen beträgt L= 1,85m. Die Belastung wird in Form zweier gleichmäßig über die Breite verteilten Linienlasten, von der Presse über den Stahlrost, aufgebracht. Genauere Abmessungen, Abstände und Belastungspunkte sind der unten stehenden Skizzen zu entnehmen.

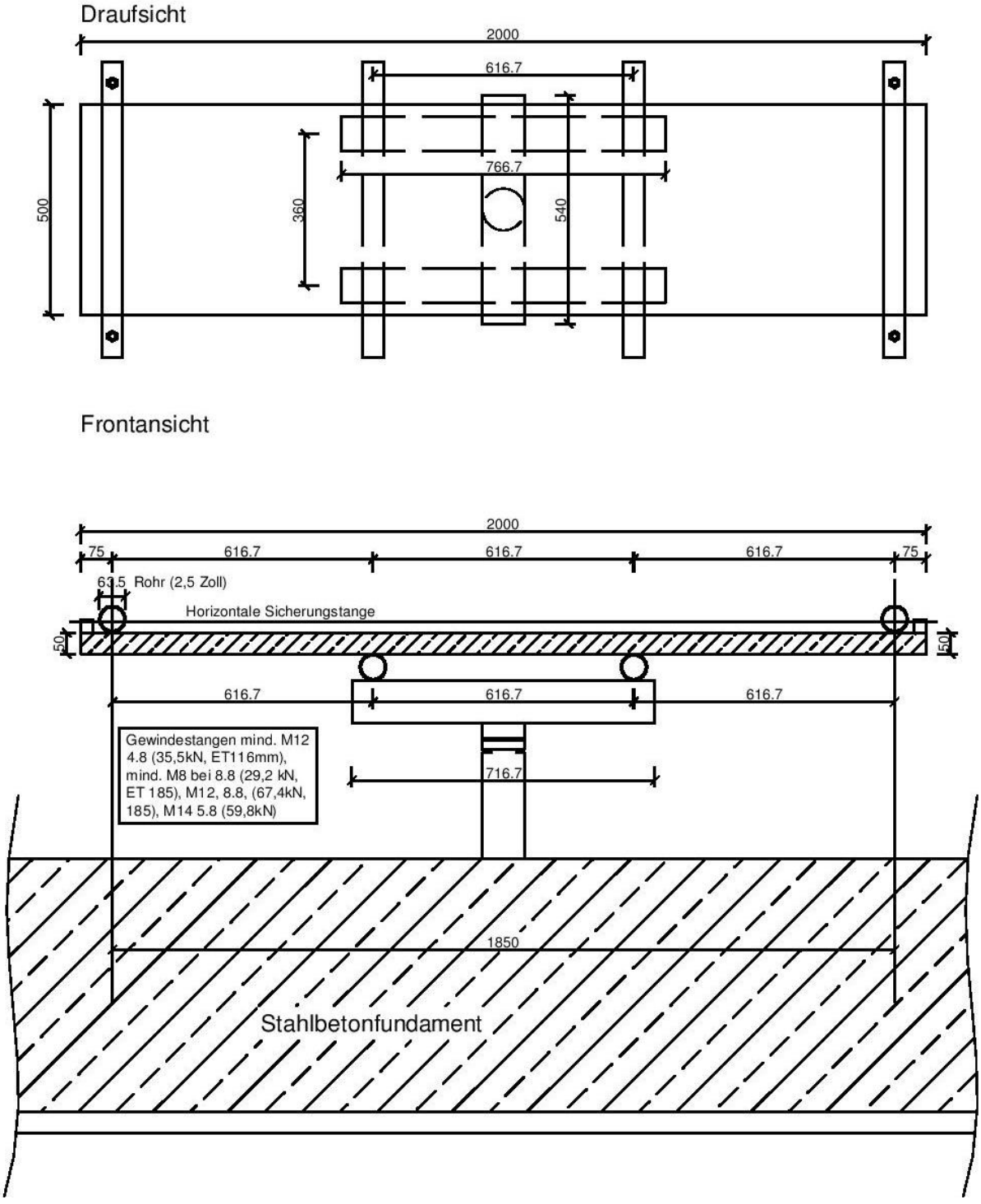


Abbildung 4-11: Versuchsaufbau

Nach der Einbringung der Gewindestangen in das Stahlbetonfundament und dem Aufstellen der Hilfsrüstung aus Holz, konnte mit den Versuchen angefangen werden. Der Versuchsablauf kann in folgende Schritte aufgeteilt werden:

1) Hinstellen der hydraulischen Presse unter der Versuchsplatte.
2) Auflegen der Versuchsplatte auf die Holzrüstung.
3) Positionierung des Stahlrostes auf die Presse für die Lasteinbringung.
4) Auflegen des Stahlrahmens auf die Versuchsplatte und Befestigen auf den vertikalen Gewindestangen.
5) Positionierung und Befestigung der drei Wegaufnehmer, jeweils am Plattenrand und in der Plattenmitte.
6) Durchführung des Versuchs in mehreren Schritten, mit begleitenden Durchbiegungsmessungen und Beobachtung der Rissverteilung.
7) Belastung bis zum Versagen.
8) Abbauen des Stahlrahmens und der Messtechnik.
9) Abtragung und Entsorgung der Versuchsplatte.
10) Auflegen der neuen Versuchsplatte auf die Holzrüstung.

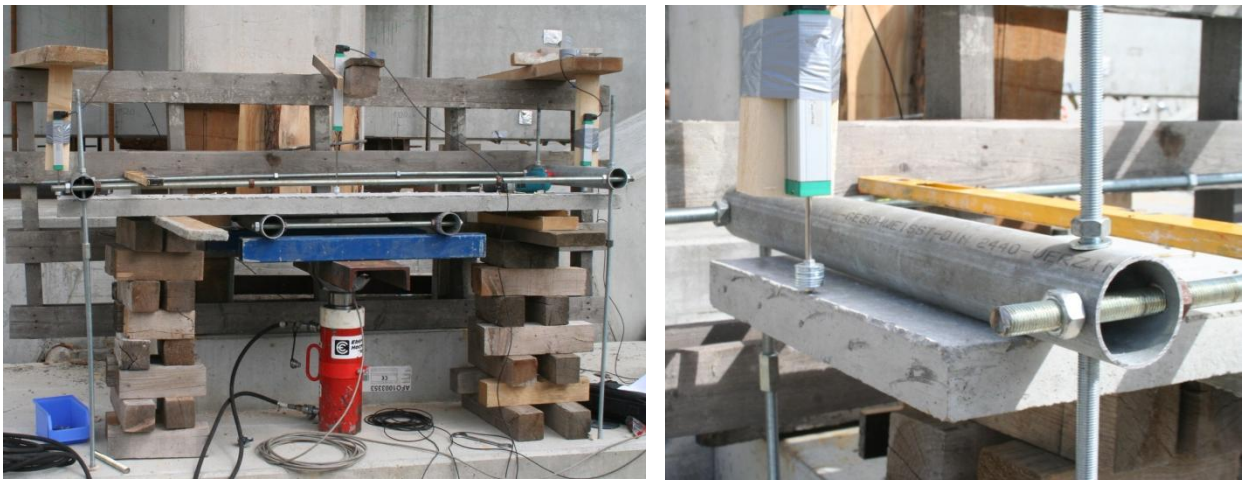


Abbildung 4-12: Versuchsaufbau

Neben der messtechnischen Unterstützung für die Verfolgung und Aufzeichnung der Durchbiegung und Kraft, wurde auch vor Ort mit Hilfe von Messbändern die Durchbiegung in mehreren Zeitpunkten erfasst. Auf diese Weise konnten die Ergebnisse anhand zweier unabhängiger Methoden verglichen und kontrolliert werden. Ebenfalls wurden die Entstehung der Risse, ihre Verteilung und die Rissbreiten beobachtet und aufgezeichnet.

4.4 Versuchsergebnisse

4.4.1 Auswertung von VSK 1

Wie in dem untenstehenden Kraft-Verformung-Diagramm ersichtlich, wurde bei dem VSK 1 eine Durchbiegung von 202mm erzielt. Die schlagartige Kraftherabsetzung entspricht jenen Zeitpunkten, in denen der Versuch gestoppt wurde, um die Durchbiegung vor Ort zu messen und die Rissverteilung zu dokumentieren. Nach ca. 25mm neuer Durchbiegung wurden diese Messungen vorgenommen, was mit dem Kraftabfall übereinstimmt.

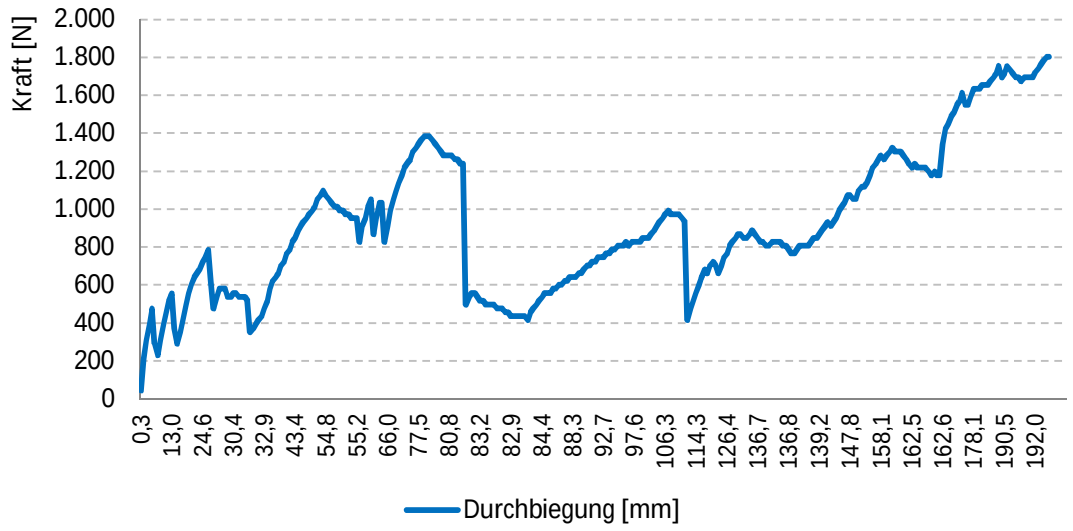


Tabelle 4-3: Durchbiegung des VSK 1 im Stich

Der VSK 1 zeichnet sich durch eine hohe und gut verteilte Krümmung sowie eine gleichmäßige Rissverteilung aus. Die Risse konzentrierten sich genau unterhalb der dafür vorgesehenen Sollbruchstelle und konnten dadurch problemlos lokalisiert werden.

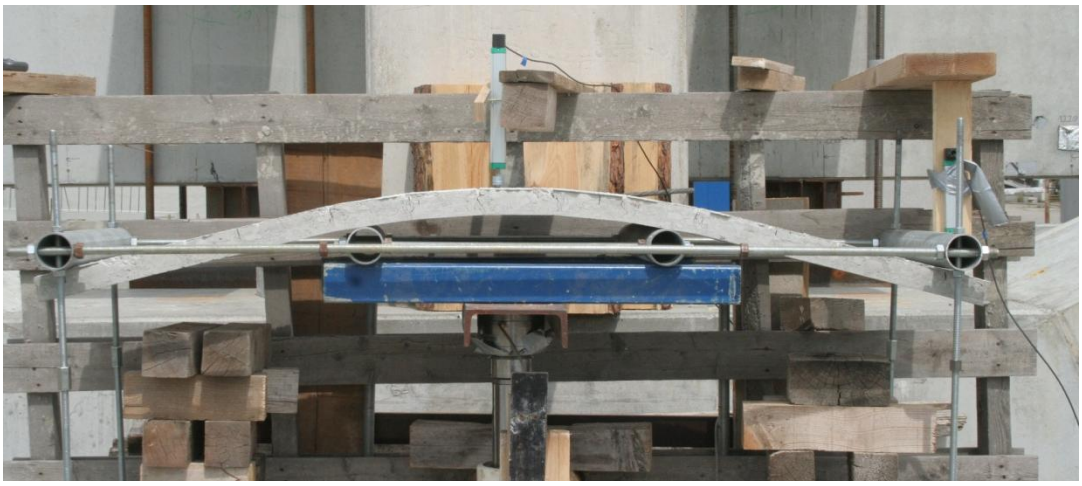
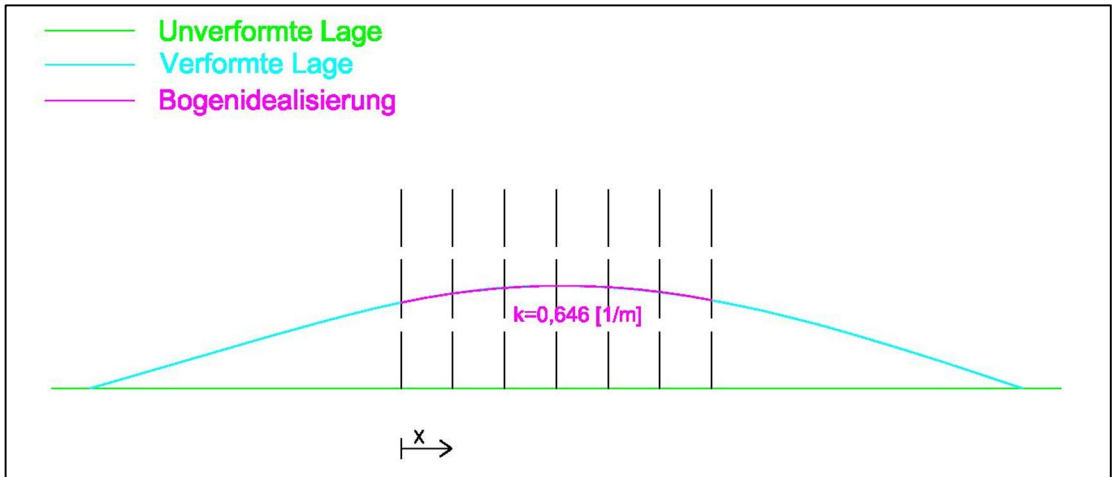


Abbildung 4-13: Verformung der Platte

Die Berechnung der Krümmung im Scheitelbereich, zwischen den Lastansatzpunkten, hat sehr gute Ergebnisse geliefert. In diesem Bereich, in dem ein konstantes Moment herrschte, wurde eine fast reine Bogenkrümmung mit k=0,646 1/m erreicht. Die Abweichungen von einem solchen Bogen sind minimal und können der Tabelle 4.4 entnommen werden. Die Krümmung im restlichen Bereich hingegen nimmt Richtung Auflager wieder ab, was in der Abb. 4.13 deutlich zu sehen ist.



Punkt	SOLL	IST	Differenz	Abweichung
[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
0	0	0	0	0.00
0.103	188.029	188.386	-0.357	-0.19
0.206	199.062	199.487	-0.425	-0.21
0.308	202.3	202.3	0	0.00
0.411	200.553	200.07	0.483	0.24
0.514	191.032	190.374	0.658	0.34
0.616	0	0	0	0.00

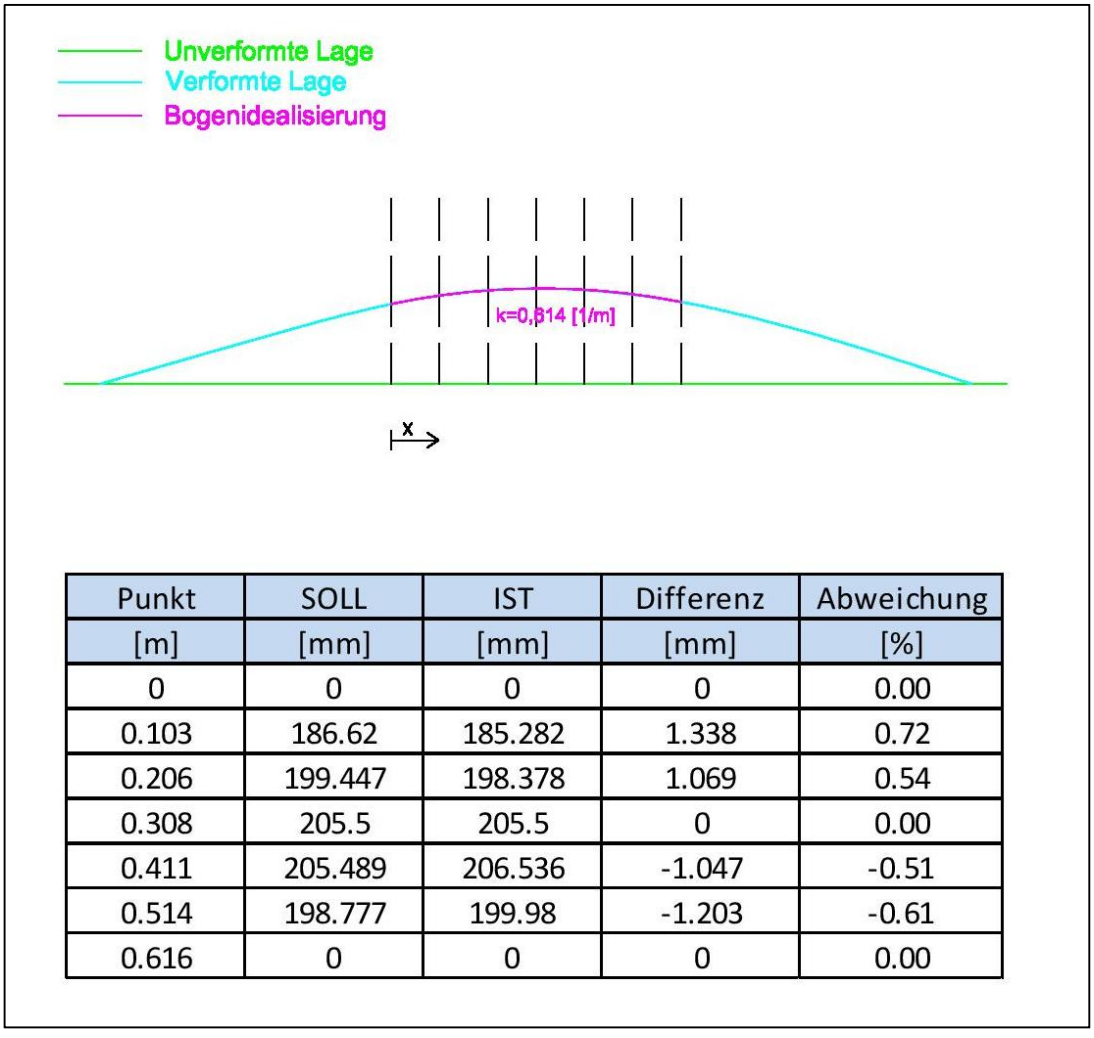
Tabelle 4-4: Abweichung vom Bogen

Nach der erreichten Durchbiegung von 202mm wurde die Messtechnik abgebaut und der Prüfkörper bis zum Versagen belastet. Dabei kam es zu keinem schlagartigen Bruch, sondern die Tragfähigkeit der Platte wurde durch das Versagen der Betondruckzone erschöpft.

4.4.2 Auswertung von VSK 2

Der VSK 2 wies die gleiche statische Nutzhöhe wie der VSK 1 auf, aber zum Unterschied von diesem wurde er mit keinen Sollbruchstellen versehen. Da es bei der Versuchsdurchführung zu einem technischen Fehler gekommen ist und die Kraft nicht mitgemessen wurde, konnte kein Zusammenhang zwischen der Belastung und der Durchbiegung erstellt werden.

Die gemessene Durchbiegung im Scheitelpunkt betrug, ähnlich wie beim VSK 1, ca. 205mm. Die Krümmung im Scheitelbereich zeigte nach wie vor geringe Abweichungen von einem Bogen (siehe Tabelle 4.4) und Richtung Auflager nähert sich die Platte immer mehr einem Polygonzug. Im Vergleich zum vorigem Versuch ist eine Reduzierung der Krümmung auf k=0,614 1/m zu bemerken.



Punkt	SOLL	IST	Differenz	Abweichung
[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
0	0	0	0	0.00
0.103	186.62	185.282	1.338	0.72
0.206	199.447	198.378	1.069	0.54
0.308	205.5	205.5	0	0.00
0.411	205.489	206.536	-1.047	-0.51
0.514	198.777	199.98	-1.203	-0.61
0.616	0	0	0	0.00

Tabelle 4-5: Abweichungen vom Bogen

Wie sich die Sollbruchstellen auf die Rissverteilung auswirken, kann in den folgenden Abbildungen beobachtet werden. Aufgrund fehlender Bruchstellen verteilen sich die Risse

über die Platte ungleichmäßig und unkontrollierbar. Die Anzahl der Risse reduziert sich, die Rissbreite wird immer größer, und die Krümmung zwischen den Rissen nimmt ständig ab.

Abbildung 4-14: Rissverteilung beim VSK 1 (links) und beim VSK 2 (rechts)

Der Versagensmechanismus des zweiten Versuchskörpers entspricht dem des VSK 1. Die Einschnürung der Betondruckzone führt letztendlich zum Versagen des Querschnittes.

Abbildung 4-15: Versagen der Druckzone

4.4.3 Auswertung von VSK 3

Zum Unterschied von den beiden davor beschriebenen Probekörpern, hatte der VSK 3 eine größere statische Nutzhöhe (siehe 4.1). Die statische Nutzhöhe bezeichnet den Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Bewehrung und dem Druckrand des Betons. Dadurch stand ein größerer Hebelarm zur Verfügung. Die günstige Wirkung der Sollbruchstellen auf die Rissverteilung wurde aus den vorigen Versuchen eindeutig und hier wieder implementiert.

Beim VSK 3 wurde eine Durchbiegung erreicht, die die bisher geschaffte übertraf, und betrug ca. 236mm. Prozentuell gesehen liegt die Zunahme der Verformung bei 18 %. Dies hat eine Erhöhung der Krümmung im Scheitelbereich, die bei k=0,69 1/m lag, zur Folge und Richtung Auflager hin kam es wieder zu einer schrittweisen Reduzierung der Krümmung. Die Abweichungen von Bogen im Bereich der konstanten Krümmung bzw. des konstanten Moments (zwischen den Lastansatzpunkten) liegen unter 0,4 % und sind in der Tabelle 4.7 dargestellt.

Nach dem Erreichen der Durchbiegung von 236mm wurde die Messtechnik abgebaut und die Platte bis zum Versagen weiter belastet. Das Versagen trat durch die Ausnutzung der Betondruckzone ein und entsprach damit den beiden anderen mit Stahlseilen bewehrten Versuchkörper.

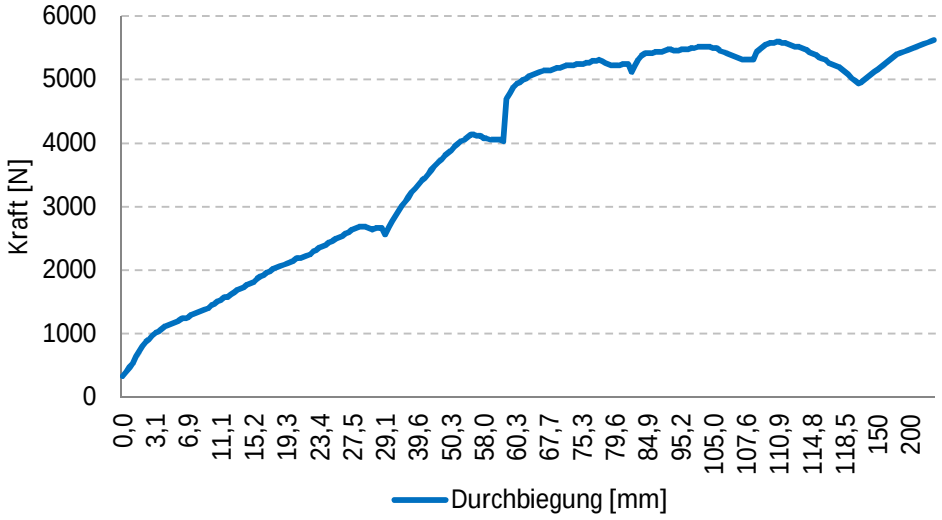
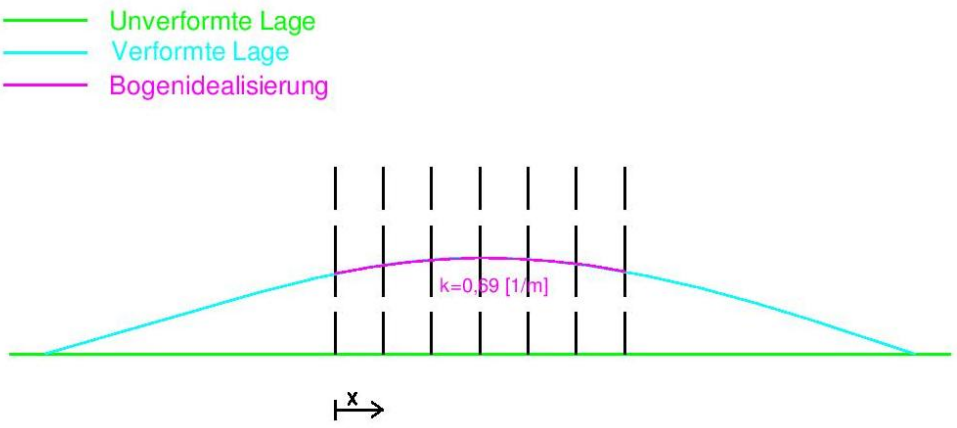


Tabelle 4-6: Durchbiegung des VSK 3 im Stich

Abbildung 4-16: Verformung des VSK 3



Punkt	SOLL	IST	Differenz	Abweichung
[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
0	0	0	0	0.00
0.103	217.681	216.825	0.856	0.39
0.206	230.757	230.122	0.635	0.28
0.308	236.4	236.4	0	0.00
0.411	234.873	235.464	-0.591	-0.25
0.514	225.976	226.588	-0.612	-0.27
0.616	0	0	0	0.00

Abbildung 4-17: Abweichung vom Bogen

4.4.4 Auswertung von VSK 4, 5 und 6

Bei den VSK 4, 5 und 6 handelt es sich um schlaff bewehrte Platten. Die Unterschiede zwischen diesen einzelnen VSK bezüglich der Bewehrungsanordnung und Sollbruchstellen können dem Kapitel 4.1 entnommen werden. Wie vermutet, konnten viel geringere Verformung erzielt werden als bei den Versuchsplatten mit Stahlseilen. Die Durchbiegung aller drei Versuchskörper mit der Stahlbewehrung ist nahezu identisch und lag bei ca. 105mm und damit weit unten den bisher beschriebenen. Die Sollbruchstellen und Erhöhung der statischen Nutzhöhe hatten kaum Auswirkungen auf das Trag- und Verformungsverhalten. Daher werden nur für einen Versuchskörper Ergebnisse dargestellt (VSK 5 gewählt), für andere gilt dies analog.

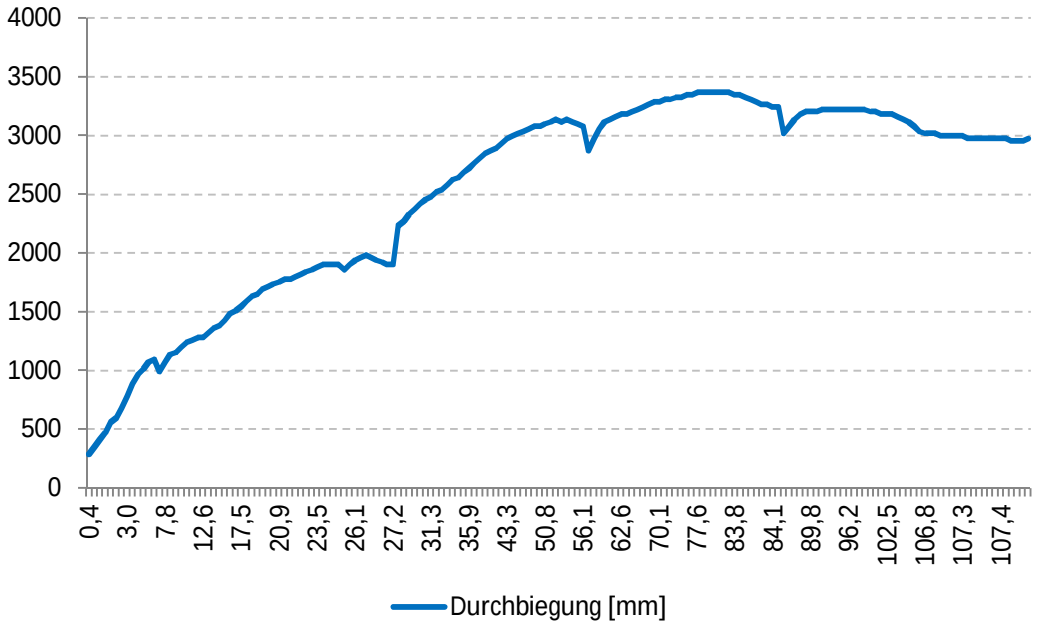


Tabelle 4-7: Durchbiegung des VSK 5 im Stich

Die Verformung im Scheitelbereich nähert sich wieder einem Bogen relativ gut, aber die Krümmung ist viel kleiner als bei den VSK 1, 2 und 3. Die maximal erreichte Krümmung im Bereich des konstanten Moments lag bei k=0,33 1/m, was einer Herabsetzung der Krümmung von 50 % entspricht.

Der Versagensmechanismus unterscheidet sich von dem der gespannten Versuchsplatten, welcher durch die Einschnürung der Betondruckzone gekennzeichnet ist. Die Stahlbetonplatten hingegen versagen schlagartig durch Überschreitung der Zugfestigkeit der Bewehrungsstäbe. Die Versagensart kann in den unten stehenden Abbildungen beobachtet werden.

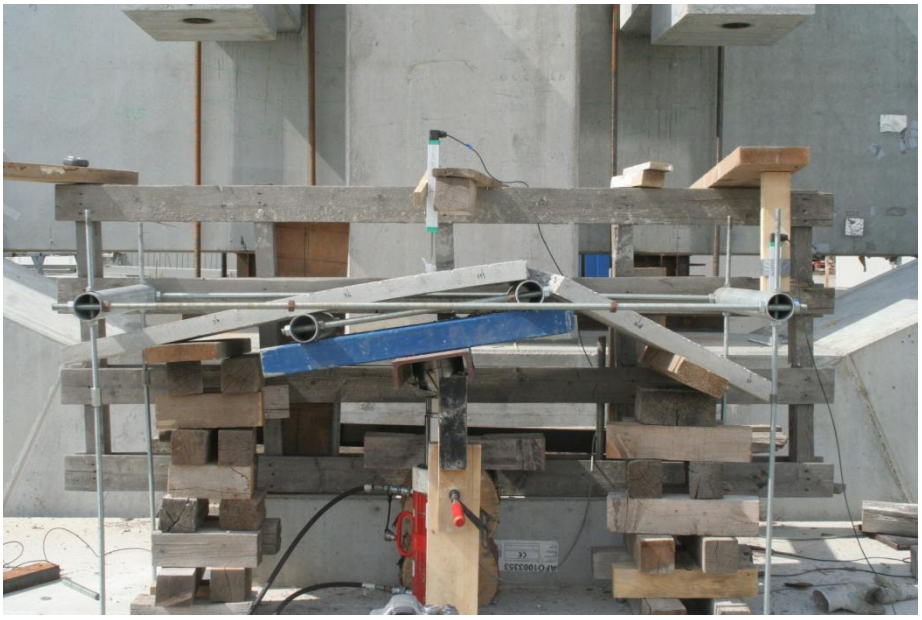


Abbildung 4-18: Moment des Versagens

Abbildung 4-19: Gerissene Platte

5 Begleitende Vorversuche

5.1 Vorspannung

Wie im Kapitel 4 erwähnt, wurden bei den VSK 1, VSK 2 und VSK 3 Stahlseile verwendet. Um bei diesen beim Betoniervorgang die Soll-Lage zu gewährleisten bzw. die Betondeckung einzuhalten, war es erforderlich, diese vorzuspannen. Bei den Vorversuchen wurden diese Probekörper nicht nur maschinell mittels Spannpressen, sondern auch händisch vorgespannt. Als Hilfsmittel diente ein Holzstück, das gegen die Schalung einerseits und das Spannschloss anderseits gedrückt wurde. Auf diese Weise konnte die richtige Lage in der Betonplatte sichergestellt werden.

Um herauszufinden, welche Kraft angebracht wurde, mussten gesonderte Versuche durchgeführt werden. Im Labor des Instituts wurde ein vereinfachter Schalungskörper gebaut, um diese Vorspannung zu simulieren. Das Seil wurde auf einer Seite fest verankert und auf der anderen gegen die Schalung mit oben beschriebener Vorgehensweise vorgespannt.

Die Messeinrichtung wurde bei der Verankerung des Seils eingebaut, mit deren Hilfe die Kraft und die Dehnwege gemessen wurden. Auf diese Weise konnten die Informationen über die Spannungen im Seil gewonnen werden. Es wurde letztendlich eine Kraft von ca. 1,0kN gemessen.

Abbildung 5-1: Versuchsaufbau (oben) und das Vorspannen (unten)

5.2 Sollbruchstellen

5.2.1 Allgemeines

Wie wichtig die Bruchstellen für die Entstehung der Risse und ihre Verteilung sind, hat sich schon bei den Vorversuchen mit den dünnen Betonplatten gezeigt. Durch ihre Verwendung kann sich ein regelmäßiges Rissnetz ausbilden, das eine günstige Auswirkung auf das Tragvermögen sowie Verformungsverhalten aufweist.

Bei den Vorversuchen wurden diese Bruchstellen nach der Erhärtung des Betons eingeritzt. Die Probekörper besitzen eine kleine Fläche und diese Einritzungen konnten relativ leicht und präzise sowie ohne größeren Aufwand hergestellt werden. Im Gegensatz dazu handelt es sich beim Großversuch (siehe Kapitel 6) um eine viel größere Fläche, bei der dies nicht mehr möglich wäre. Daher müssen bei der Errichtung der Betonschale diese Kerben schon im Frischbeton hergestellt werden.

5.2.2 Frischbetonkonsistenz

Einer der wichtigsten Faktoren, der die Eignung des Frischbetons für die Aufnahme solcher Bruchstellen beeinflusst, ist die Frischbetonkonsistenz. Die Konsistenzklassen werden durch das Verdichtungsmaß „v“ und Ausbreitmaß „a“ beschrieben und stellen eine Größe für die Verarbeitbarkeit des Betons dar.

Die untenstehende Tabelle fasst die nach ÖNORM B 4710-1 in Österreich gültigen Konsistenzklassen zusammen [15].

Konsistenzklassen		
Bezeichnung	**Klasse**	**„v“ bzw. „a“**
Sehr steif	C0	v> 1,45
Steif	C1	v: 1,45 – 1,26
Steifplastisch	C2	v: 1,25 – 1,11
Plastisch	F38	a: 35 – 41 cm
Weich	F45	a: 42 – 48 cm
Sehr Weich	F52	a: 49 – 55 cm
Fließfähig	F59	a: 56 – 62 cm
Sehr fließfähig	F66	a: 63 – 69 cm
Extrem fließfähig	F73	a: 70 – 76 cm

Tabelle 5-1: Konsistenzklassen des Frischbetons in Österreich

Für die Ermittlung des Ausbreitmaßes „a“ wurde ein Prüfverfahren entwickelt, das die Konsistenz von Frischbeton durch Messung der Betonausbreitung auf einem so genannten Ausbreittisch bestimmt. Dieser Ausbreittisch weist eine Stahlplatte mit den Abmessungen 700x700mm auf, die mit Scharnieren an einem starren Rahmen befestigt ist, auf den sie dann aus einer Höhe von 40mm mehrmals fallen gelassen wird.

Die Durchführung des Ausbreitversuchs setzt sich aus folgenden Schritten zusammen:

- Den Ausbreittisch auf horizontalem, standfestem Untergrund aufstellen.
- Den Tisch und die Kegelstumpfform aus Metall reinigen und anfeuchten.
- Die Metallform mittig auf den Ausbreittisch stellen und mit Beton füllen.
- Die Oberkante der Form abziehen.
- Die Form mit Beton innerhalb von 3 bis 6 Sekunden hochziehen.
- Die Probe genau 15-mal langsam anheben und fallen lassen.
- Messung der Betonausbreitung mit einem Messband.

Die Bestimmung des Verdichtungsmaßes „v“ erfolgt mittels eines quaderförmigen Behälters aus Stahl, mit einer Höhe von 400mm und einer Grundfläche von 200x200 mm, in dem die Absenkung des Betons während des Verdichtens beobachtet und gemessen wird. Mit dieser Prüfmethode können relativ leicht steifere Betone geprüft und klassifiziert werden. Für weichere Betone ist sie eher ungeeignet und daher nicht anzuwenden.

Die Durchführung des Verdichtungsversuchs setzt sich aus folgenden Schritten zusammen:

- Den quaderförmigen Behälter auf einen horizontalen Rütteltisch stellen.
- Den Behälter mit Beton füllen.
- Die Oberkante glatt abziehen.
- Beton mit Rütteltisch vollständig verdichten.
- Den Abstich der Betonsenkung abmessen.

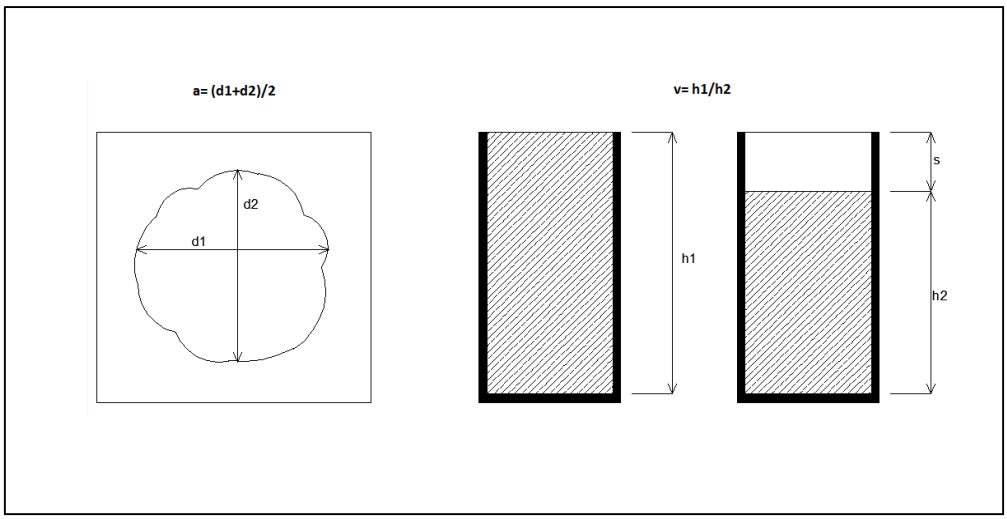


Abbildung 5-2: Bestimmung des Ausbreitmaßes (links) und Verdichtungsmaßes (rechts)

5.2.3 Ausbreitmaßversuche

Um wichtige Informationen über Abstände und Tiefen der Sollbruchstellen zu gewinnen, wurden zusätzliche Versuche im Labor durchgeführt. Es wurden insgesamt drei Probekörper untersucht und die Abmessungen der Proben wurden einheitlich mit 0,5x0,5 m gewählt. Bei diesen Versuchen wurde der Abstand der Sollbruchstellen konstant gehalten und mit 75mm festgehalten. Die Tiefe der Kerben und das Ausbreitmaß wurden variiert.

Für die Bestimmung des Ausbreitmaßes wurde das oben beschriebene Prüfverfahren angewendet. Dabei wurde mit Hilfe einer Form aus Metall und eines Ausbreittisches ein Ausbreitmaß von 405mm und 420mm ermittelt. Die einzelnen Schritte des Ausbreitversuchs können in der Abbildung 5.4 veranschaulicht werden.

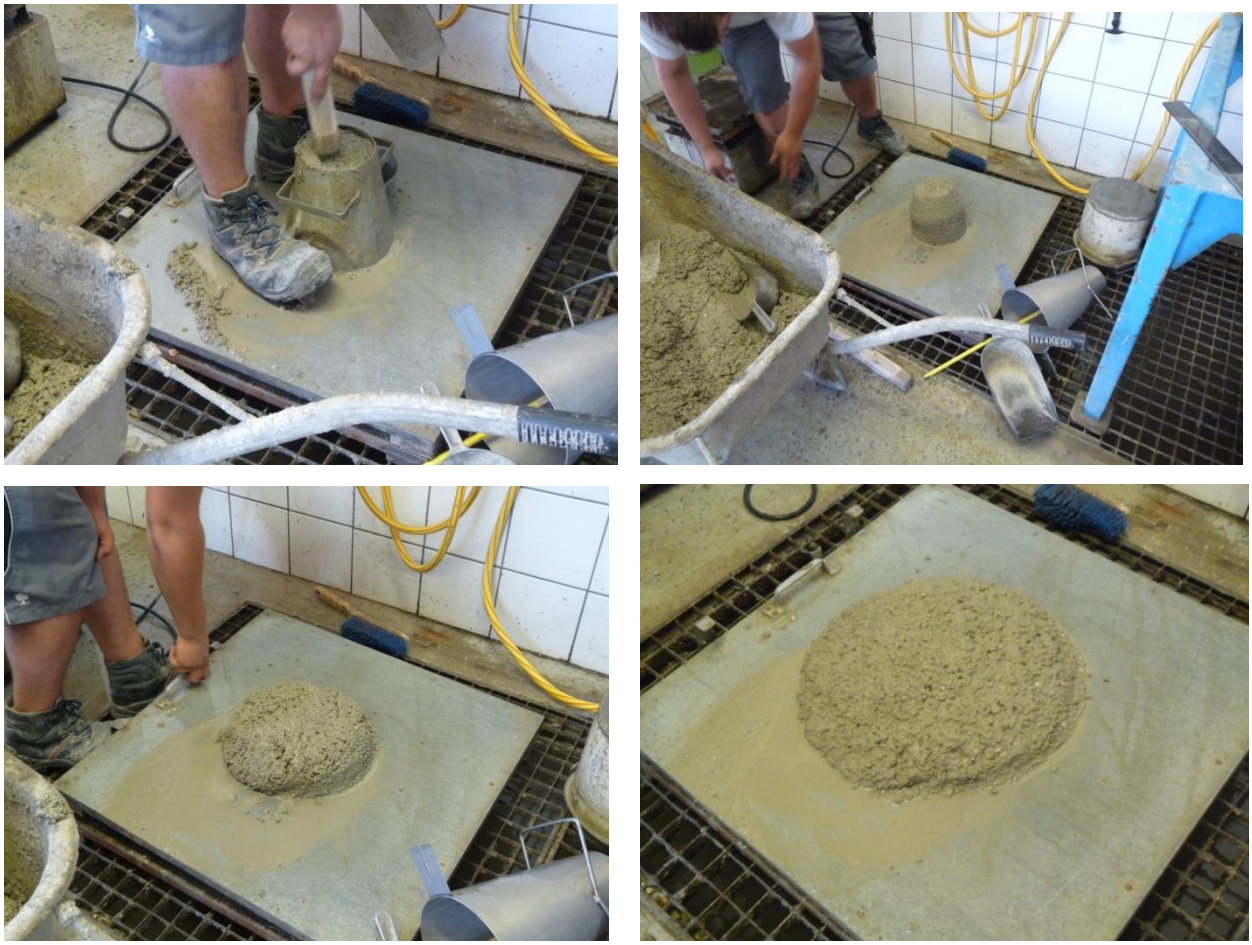


Abbildung 5-3: Ermittlung des Ausbreitmaßes

Nach der Ermittlung des Ausbreitmaßes des jeweiligen Betons, wurde dieser in die vorgefertigte Schalung eingegossen. Für die Erstellung der Kerben im Frischbeton wurde ein Stahlblech mit einer Stärke von 1,5mm verwendet. Dieses wurde in festgelegtem Abstand in den Frischbeton eingedrückt.

Abbildung 5-4: Erstellung der Sollbruchstellen

Die Tiefe der Kerben und das zugehöriges Ausbreitmaß können der nachstehenden Tabelle entnommen werden.

Abstand der Bruchstellen	Tiefe der Kerben	Ausbreitmaß
75mm	5,0mm	420mm
75mm	7,5mm	420mm
75mm	10,0mm	405mm

Tabelle 5-2: Sollbruchstellen

Aus den durchgeführten Versuchen wurde eindeutig, dass gewisse „plastische“ Eigenschaften des Frischbetons wünschenswert sind. Dadurch wird verhindert, dass sich die Sollbruchstellen während des Erhärtungsprozesses schließen und damit unwirksam werden. Letztendlich hat man sich für eine Konsistenzklasse F38 (siehe Tabelle 5.1) entschieden.

Teil III
Großversuch

6 Große Betonschale

Durch die erfolgreich durchgeführten Vorversuche wurden wichtige Informationen für den Bau der größeren Schale gewonnen. Diese wurden als Input für die Planung und Durchführung des Versuchs berücksichtigt.

Die Errichtung der großen Schale wird beim Großversuch mit einer neuen Methode erfolgen, der sogenannten „Pneumatic Wedge Method“ [16]. Dieses Verfahren wurde am 30.11.2011 durch die TU Wien als Patent gemeldet. Die Idee dahinter ist mittels pneumatischen Kissen und mit Hilfe von Spanngliedern eine Schale aus der ebenen Ausgangslage herzustellen. Die Schale wird in einzelne Segmente aufgeteilt und auf ebenem Arbeitsplanum betoniert. Nach der Erhärtung des Betons soll die Schale aufgeblasen und auf die gewünschte Form gebracht werden. Der genaue Versuchsablauf wird in den folgenden Kapiteln erläutert.

6.1 Beschreibung der Betonschale

Die große Betonschale weist einen Plattendurchmesser von 13m auf und setzt sich aus insgesamt 16 Segmenten und deren Aussparungen zusammen. Die einzelnen Segmente sind im Zentrum bzw. im mittleren Bereich über eine runde Betonplatte miteinander verbunden. Die Dicke der Schale beträgt 50mm und wird im Randbereich auf 120mm vergrößert. Diese Plattenverstärkung verhindert das Abheben der Betonschale am äußeren Rand während der Umformung.

Die Bewehrung der Schale setzt sich wie folgt zusammen. In der Breitenkreisrichtung wird konventioneller Betonstahl BSt 550B verwendet und die Bewehrungsstäbe sind jeweils auf das betreffende Segment beschränkt. D. h. die Betonsegmente sind voneinander komplett getrennt. In der Meridianrichtung werden Stahlseile verwendet, gleiche Art und Durchmesser wie bei den Vorversuchen. Wie bereits erwähnt gibt es im mittleren Bereich eine Kreisscheibe, die alle Segmente miteinander verbindet. In dieser Scheibe wird ein stählerner Kreisring verlegt, an dem alle Stahlseile verankert werden. Bei den Seilen wird zwischen jenen, welche bis zum Stahlring reichen, und solchen, die sich auf diese Seile abstützen bzw. an diesen verankert werden, unterschieden.

Es wird von einer Betondeckung von c_{nom}=20mm ausgegangen, wobei in der ersten Lage von unten gesehen die schlaffe Bewehrung verlegt wird und darauf werden dann die Stahlseile angeordnet.

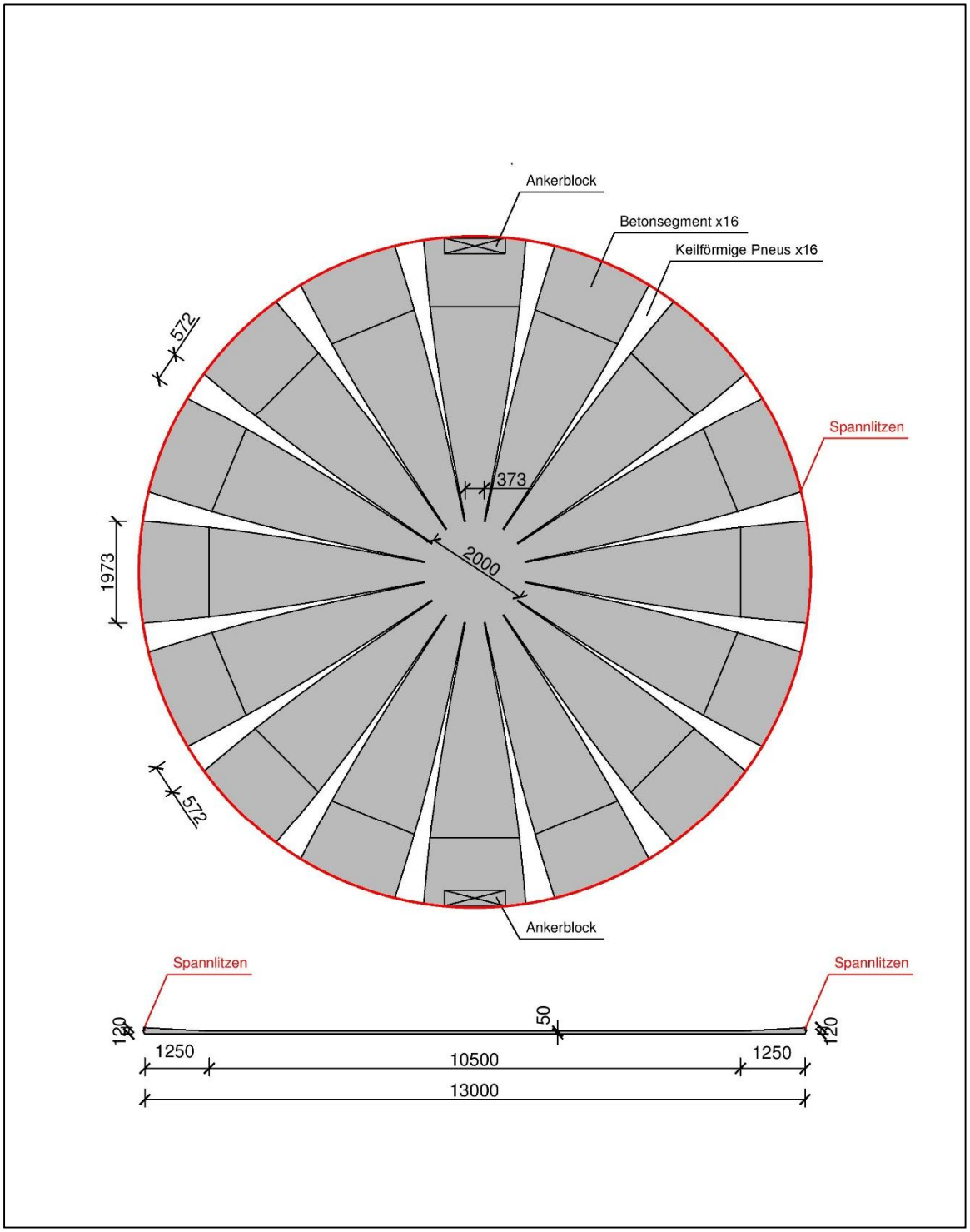


Abbildung 6-1: Geometrie der großen Betonschale

6.2 Versuchsaufbau

Um alle Nachteile der beschriebenen Verfahren der letzten Jahre (siehe Kapitel 3) zu beseitigen und den Schalenbau wieder attraktiv und konkurrenzfähig zu machen, wird nun eine neue Methode getestet, die sich auf schon erwähnte Verfahren stützt. In den folgenden Abschnitten werden einzelne Schritte des neuen Verfahrens beschrieben.

Die Herstellung der Schale soll zunächst aus einer ebenen Ausgangsform erfolgen. Die Schalung wird in der Werkstatt vorgefertigt, an den Versuchsort geliefert und auf der Arbeitsebene zusammengebaut. Unter der Schale wird eine am Rand abgedichtete Folie gelegt, die für das Aufblasen der Schale und den Verformungsprozess benötigt wird.

Die Innovation bei diesem Versuch ist die Verwendung von mit Luft gefüllten Pneus anstelle von Styroporkeilen. Die Styroporkeile zwischen den einzelnen Betonsegmenten haben sich als ein großer Nachteil bei der „Polystyrene Wedge Method“ erwiesen, da sie die möglichen Krümmungen und Schalenformen einschränken. Deren Breite muss daher begrenzt werden, damit kein Stabilitätsversagen der Styroporkeile auftritt. Durch den Einsatz von Pneus können diese Probleme beim Umformungsprozess umgangen werden, da die Pneus zugbeanspruchte Strukturen sind.

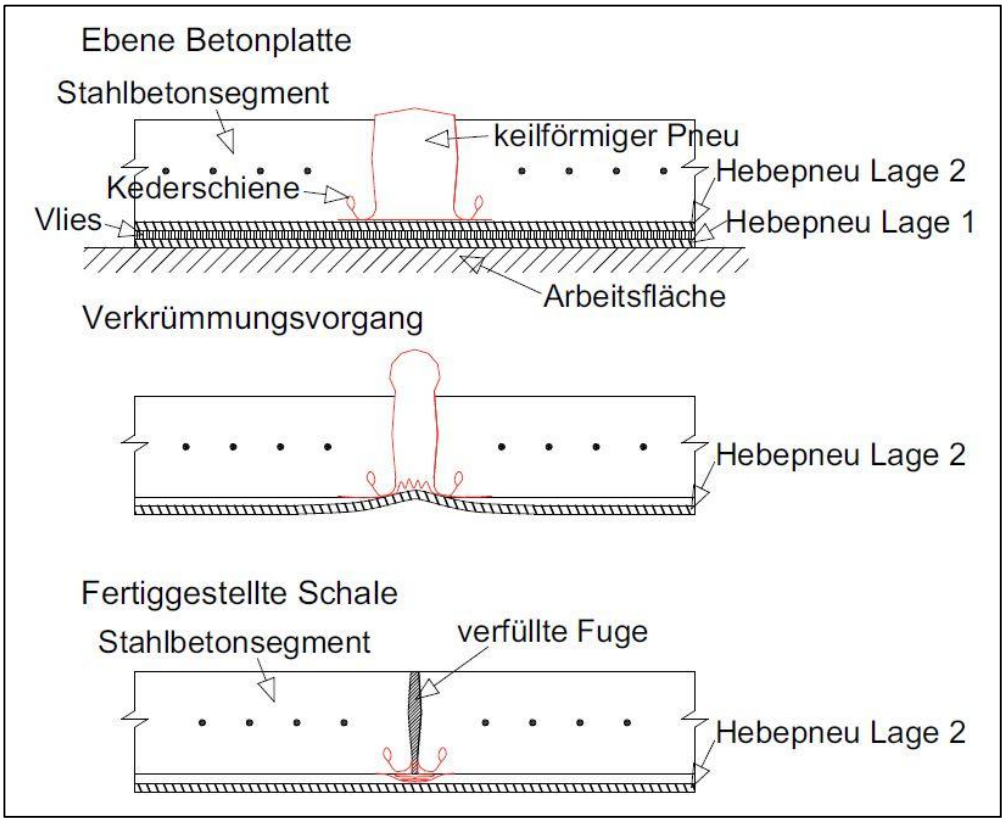


Abbildung 6-2: Pneu zwischen Stahlbetonsegmenten

Die Aufwölbung und Herstellung einer doppelt gekrümmten Schale aus der ebenen Ausgangslage erfolgt durch das gleichzeitige Aufblasen der unter der Schale befindlichen Pneus und Spannen der entlang des Schalenumfangs verlaufenden Spannlitzen. Durch das Zusammenspiel des Aufblasens und Vorspannens hebt sich die Schale und der Schalendurchmesser wird zugleich kleiner. Der Umformungsprozess wird in der nachstehenden Abbildung veranschaulicht.

Abbildung 6-3: Entstehungsprozess einer Betonschale [17]

6.2.1 Herstellung des Unterbauplanums

Für die Errichtung der Schale ist die Anfertigung einer ebenen und glatten Arbeitsfläche erforderlich. Für diesen Zweck wird eine Holzkonstruktion aufgebaut, auf welcher die Spanplatten befestigt werden können.

Abbildung 6-4: Herstellung der Deckenschaltische

Auf diese Sperrholzplatten wird anschließend der Hebepneu aufgebracht, der für den Hebungsprozess benötigt wird. Dabei ist höchste Vorsicht geboten, da diese Silofolien nicht verletzt und abgerissen werden dürfen. Andernfalls kann es zu Problemen und Druckverlust beim Versuch bzw. beim Lufteinblasen kommen.

Es werden gemäß der Abbildung 6.4 zwei Folien übereinander positioniert und mit einer Zwischenschicht aus Vlies belegt, welches verhindert, dass die Pneus aufeinander kleben und in weiterer Folge Löcher bekommen.

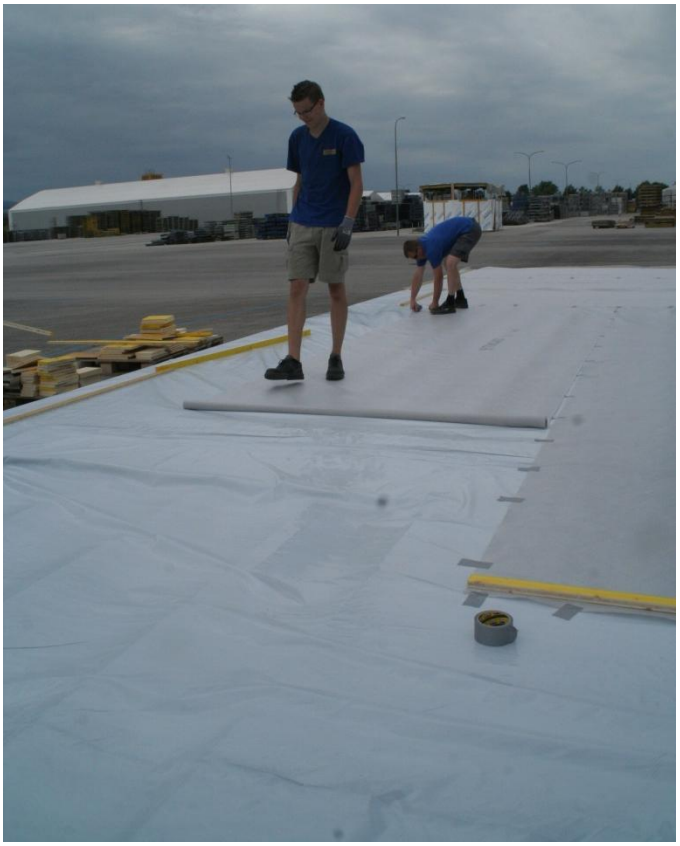


Abbildung 6-5: Verlegung des Hebepneus und des Vlieses

6.2.2 Herstellung der Schalungselemente

Die Schalung setzt sich aus insgesamt 48 Segmenten zusammen, die die zukünftigen Aussparrungen in der Betonschale darstellen sollen. Die einzelnen Elemente wurden von Fachleuten der Fa. Doka in Amstetten in der Werkstatt vorbereitet und hergestellt, und vor Ort miteinander verbunden.

Abbildung 6-6: Einzelne Schalungselemente

Entlang des Schalenumfangs gibt es noch eine Randabschalung, welche auch nach dem Betonieren verbleibt. Gegen diese Elemente können sich die Spannglieder beim Großversuch abstützen und sich mit relativ geringen Reibungsverlusten vorspannen lassen.

Abbildung 6-7: Randabschalung

6.2.3 Vorbereitung der pneumatischen Keile

Wie bereits erwähnt kommen bei diesem Verfahren anstatt Styroporkeilen pneumatische Kissen, die radial zwischen den Betonsegmenten angeordnet werden, zum Einsatz. Für die Herstellung der Pneus wird ein Garn aus Polyester mit hoher UV-Beständigkeit und Reißfestigkeit verwendet. Die Materialkenndaten können der untenstehenden Tabelle entnommen werden.

Garnfeinheit	1100 dtex
Bindung	L 1:1
Flächengewicht	670 g/m^2
Höchstzugkraft	3000 N / 50 mm
Haftung	110 N / 50 mm

Tabelle 6-1: Polyesterfolie

Um die Verbindung der pneumatischen Keile mit den Betonsegmenten sicherstellen zu können, werden die sogenannten Keder bzw. Kederfahnen verwendet. Zur Verankerung in den Beton sind die Keder mit einem runden Querschnitt ausgestattet und weisen weiters eine flache Kederfahne auf. Diese wird dann mit dem Pneu über die ganze Länge vernäht.

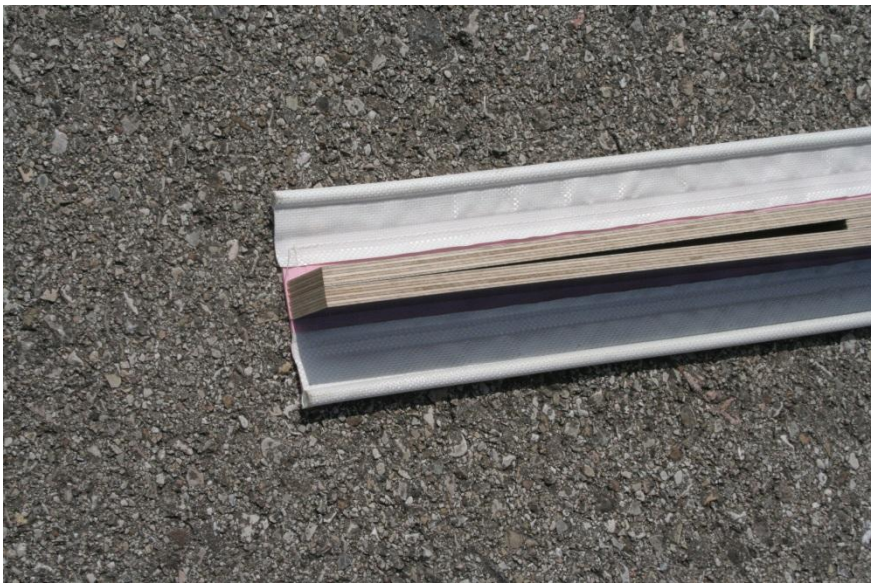


Abbildung 6-8: Der Pneu mit einem angenähten Keder

Am anderen Ende werden die Pneus mit einer Ventilöffnung versehen. An diesen Stellen werden die keilförmigen Pneus über Luftschläuche mit der Ventilinsel verbunden, mit deren Hilfe der Druck während des Umformungsprozesses gesteuert werden kann.

Abbildung 6-9: Ventil im Pneu

6.2.4 Zusammenbau der Schalung

Nach der Herstellung des Arbeitsplanums und Verlegung der Hebepneus werden keilförmige Pneus und vorgefertigte Schalungselemente aufeinandergelegt und auf den richtigen Stellen positioniert. Durch die Randabschalung werden einzelne Elemente miteinander verbunden und somit zu einer kompakten Schalung zusammengebaut.

Abbildung 6-10: Fertige Schalung

6.2.5 Bewehrung

Für die Bewehrung der Betonsegmente werden die Stahlseile und konventionelle Bewehrung kombiniert. In der Mitte der Schale wird zusätzlich ein Stahlring eingebaut, gegen den die Stahlseile verankert und in weiterer Folge vorgespannt werden können.

Schlaffe Bewehrung

Die konventionelle Bewehrung wird in Breitenkreisrichtung mit einem Abstand von 150mm verlegt. Die Stäbe werden in die seitlich angeordneten mit Löchern versehenen Stahlbleche am Schalungsrand eingefädelt und in der Mitte mit Hilfe von Abstandhaltern von der Untersicht distanziert. Auf diese Weise soll die geplante Betondeckung während des Betoniervorgangs gewährleistet werden.

Abbildung 6-11: Verlegung der Bewehrung

Für die Bewehrung wird Bewehrungsstahl BSt 550 B mit einem Durchmesser von 6mm verwendet. Weitere Materialkenndaten sind in der folgenden Tabelle aufgelistet.

BSt 550 B	**Bezeichnung**	**Wert**
Streckgrenze	f_{yk}	550 N/mm^2
Spezifisches Gewicht	γ_S	78,5 kN/m^3
Elastizitätsmodul	E_s	200000 N/mm^2
Schubmodul	G_s	81000 N/mm^2
Dehnung	ε_{uk}	5,0 %
Wärmedehnzahl	α	1,0 x 10^{-5} 1/C^o

Tabelle 6-2: Materialdaten

Stahlseile

Die Stahlseile werden ausgehend vom zentral angeordneten Spannstahlring radial angeordnet. Sie werden von unten gesehen in der 2. Lage, d. h. über die Bewehrung, verlegt und am Zentralring verankert. In diesen Stahlring, der aus einem 4mm starken Flachstahl besteht, werden die Löcher eingebohrt, in die dann die Seile sowie die Stahlbewehrung eingefädelt werden können.

Abbildung 6-12: Stahlring

Einige Seile werden direkt an den Spannring, andere wiederum an den verlaufenden Seilen mittels Spannschlösser befestigt. Dadurch wird eine zu dichte Anordnung der Bewehrung im Bereich des zentralen Stahlrings vermieden.

Am anderen Ende der Schalung werden die Seile durch die Randabschalung geführt und gegen diese vorgespannt. Die Vorspannung erfolgt mit kleinen hydraulischen Spannpressen, die einfach von der Hand bedient werden können. Das primäre Ziel dieser Vorspannung ist die Einhaltung der geplanten statischen Nutzhöhe bzw. des inneren Hebelarms und nicht die Einbringung der Druckkraft in den Betonquerschnitt.

Abbildung 6-13: Vorspannung der Seile

Beim Versuch wurden Stahlseile der Firma Teufelberger aus Wels verwendet. Diese verfügen über einen Durchmesser von 5mm sowie eine Kreuzschlagausführung mit Fasereinlage. Weitere Materialparameter können untenstehender Tabelle entnommen werden.

	Bezeichnung	Wert
Durchmesser	d	5 mm
Zugfestigkeit	f_u	1770 N/mm^2
Bruchlast	N	15,0 kN
Anzahl der Drähte	n	6 x 7
Gewicht	G	0,1 kg/m
Wärmedehnzahl	α	1,0 x 10^{-5} 1/C^o

Tabelle 6-3: Stahlseile Materialkenndaten

Spannglieder

Die Spannglieder stellen eine der wichtigsten Komponente des Großversuchs dar. Ohne sie wäre es nicht möglich, eine Schale aus der ebenen Ausgangslage herzustellen. Die Spannglieder werden gleichzeitig mit dem Aufblasen der Schale schrittweise vorgespannt und ermöglichen das Anheben der Betonschale. Sie übernehmen dabei den entstehenden Horizontalschub und stellen somit eine Art Linienlager des Schalentragwerks sowohl im Bauzustand als auch im Endzustand dar.

Es gibt insgesamt zwei Spannkabeln, die in Umfangsrichtung hinter der Randabschalung verlegt werden. Jedes Spannglied verläuft über den ganzen Umfang der Schale und wird in einem der zwei Ankerblöcke von beiden Seiten eingebunden. Damit können die Spannglieder von beiden Seiten des Ankerblocks vorgespannt und die Reibungsverluste durch die große Umlenkung minimiert werden. Die Ankerblöcke der beiden Spannglieder sind diametral voneinander angeordnet und mit Schubbügeln entsprechend bewehrt, um die Spaltzugkräfte aufnehmen zu können. Die Bereiche, in denen konzentrierte Lasten eingeleitet werden, stellen Diskontinuitäten dar und diese müssen gesondert bemessen werden, z. B. mit Stabwerkmodellen. Aus dieser Überlegung entstehen beim Vorspannen der Spannlitzen Querzugspannungen im Querschnitt, die mit Schubbügel abgedeckt werden müssen.

Abbildung 6-14: Ankerblock der Spannglieder

Die außerhalb der Betonschale angeordneten Spannglieder entsprechen der externen Vorspannung ohne Verbund. Beim Großversuch haben sie aber noch eine Funktion, da die horizontal verlegten Hebepneus vor dem Versuchsbeginn aufgeschnitten und aufgeklappt werden. Durch Anspannen der Litzen werden die Pneus abgedichtet, sodass die Luft beim Aufblasen der Schale seitlich nicht entweichen kann.

Für die Vorspannung fanden beim Großversuch folgende Spannlitzen Verwendung:

St 1570/1770	**Bezeichnung**	**Wert**
Nennquerschnitt	Ap	150 mm^2
Zugfestigkeit	f_{pk}	1860 N/mm^2
Charakteristischer Wert der 0,1% Dehngrenze	$f_{p0,1k}$	1593 N/mm^2
Elastizitätsmodul	E	195000 N/mm^2
Gesamtdehnung bei Höchstlast	ε	3,5 %
Wärmedehnzahl	α	1,0 x 10^{-5} $1/C^o$

Tabelle 6-4: Spannstahl Materialkenndaten

6.2.6 Betonage

Die Betonage der Betonschale fand am 27.08.2012 am Gelände der Fa. Doka im St. Martin/Karlsbach statt. Der Beton wurde von der Fa. Wopfinger zur Verfügung gestellt, gefördert und in weiterer Folge eingebaut. Für die Schale wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C25/30 und mit einem Ausbreitmaß F38 verwendet.

Vor dem Ausbetonieren wurde in der Schalenmitte noch das Einlaufventil eingebaut. Dazu wurde die obere Folie vorsichtig aufgeschnitten, der Schlauchanschluss befestigt und mit Kleberband abgedichtet. Diese Öffnung diente für das spätere Aufblasen der Schale.

Das anfallende Wasser musste ebenfalls vor der Betoneinbringung aus der Schalung entfernt werden, um die Blutung und Entmischung des Betons zu vermeiden.

Abbildung 6-15: Einlaufventil und Wasserwegräumung

Das Betonieren erfolgte abschnittsweise, d. h. es wurde ein Betonsegment nach dem anderen betoniert. Ganz zum Schluss wurde noch der zentrale Ring ausbetoniert und somit die Schale in der ebenen Lage fertiggestellt. Auf eine gute Verdichtung während der Betonierung wurde achtgegeben. Besonders bei solchen filigranen Betonkonstruktionen sollten Betonfehlstellen vermieden werden. Das Verdichten geschah mittels kleinen Rüttlern wie in der Abbildung 6.16 dargestellt.

Abbildung 6-16: Betonierung eines Segments

Gleichzeitig mit der Betonage wurden in den noch frischen Beton Kerben eingeritzt und eingedrückt, und dadurch Sollbruchstellen geschaffen. Diese wurden mittels eines 3mm starken Stahlblechs, welches in den Beton eingedrückt wurde, hergestellt. Für diesen Zweck wurden auch kleine hölzerne Bühnen hergestellt, von denen aus dies möglich wurde, ohne den frisch betonierten Segmenten betreten zu müssen.

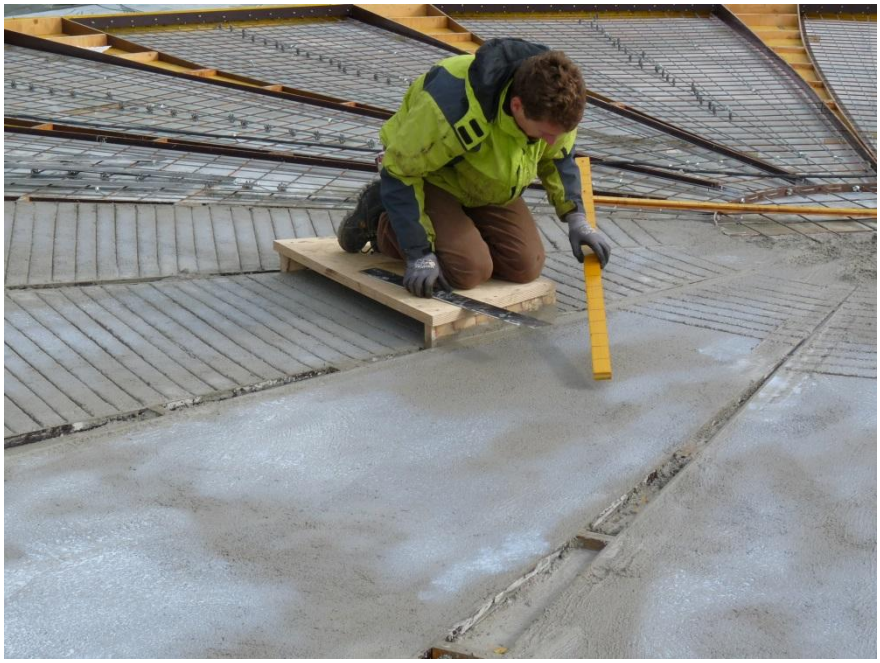


Abbildung 6-17: Sollbruchstellen im Frischbeton

Abbildung 6-18: Fertig betonierte Platte

6.3 Versuchsdurchführung

Zwischen der Betonage der Schale und dem eigentlichen Versuch vergingen genau drei Monate. In dieser Zeit hat der Beton vollkommen erhärtet und konnte somit seine Festigkeit voll entwickeln. Der Versuch fand bei der Fa. Doka im Werk St. Martin am 27.11.2012 statt.

6.3.1 Arbeitsvorbereitung

Vor dem tatsächlichen Versuchsbeginn waren noch einige Schritte und Tätigkeiten erforderlich, die das Herstellen einer zweifach gekrümmten Schale ermöglichten.

Ausschalen des Betons

Als Erstes musste die Schalung zwischen den einzelnen Segmenten entfernt werden. Dabei war es wichtig, auf die unter der Schale befindlichen Pneus zu achten. Diese durften nicht beschädigt bzw. verletzt werden, da es sonst zu Leckagen kommen konnte, die wiederum den Umformungsprozess stark beeinträchtigen können. Daher sollten auch die Pneus von Betonresten bzw. Zementstein vorsichtig gereinigt und freigelegt werden.

Abbildung 6-19: Ausschalen und Freilegen der Pneus

Abstandhalter

Um beim Krümmungsprozess den Abstand zwischen den Segmenten sicherstellen zu können, wurden die Abstandhalter eingesetzt. Als solche wurden kleine Holzstücke verwendet, die an den Segmenten befestigt wurden. Sie übernahmen beim Fugenschluss die Kraftübertragung und stellten somit sicher, dass die einzelnen Segmente nicht gegeneinander gedrückt werden oder aneinander gleiten konnten.

Bei jeder Aussparung waren drei Abstandhalter vorgesehen, einer ganz unten bei der Randabschalung, einer im oberen Bereich und einer dazwischen.

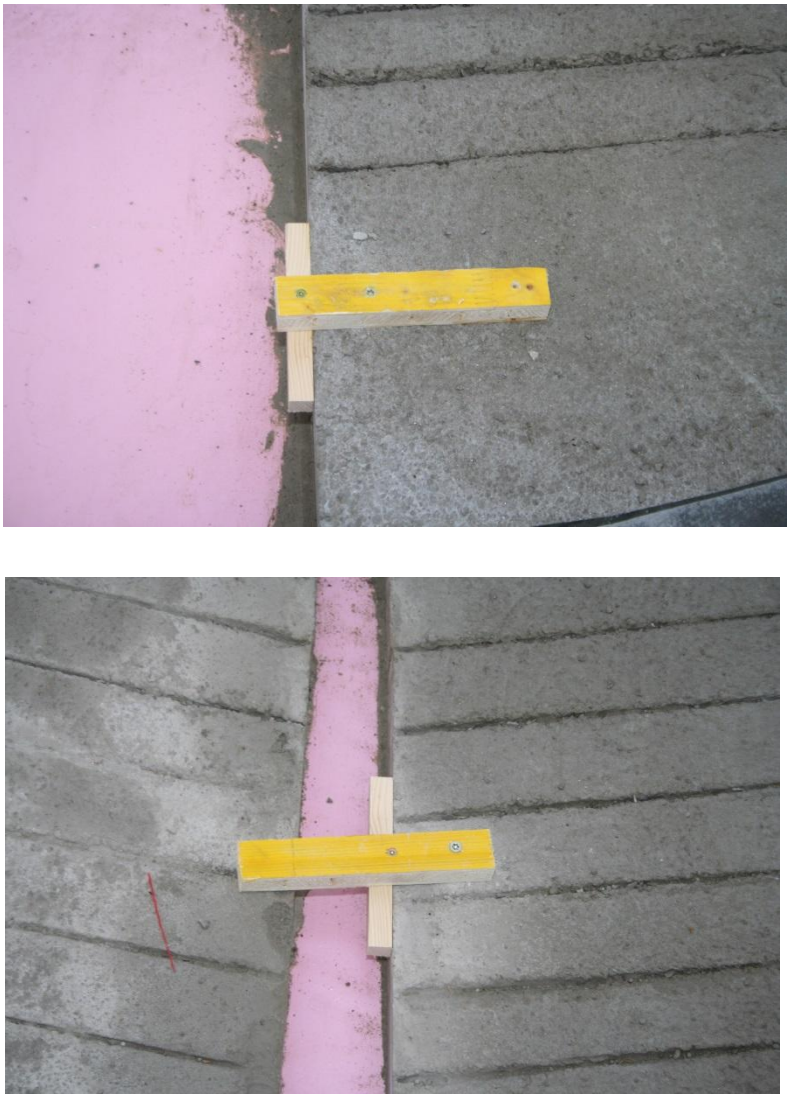


Abbildung 6-20: Abstandhalter

Spannglieder

Die Spannglieder wurden von der Fa. Grund-, Pfahl- und Sonderbau gekauft, auf die Baustelle geliefert und unmittelbar vor dem Versuchsbeginn entlang des Schalenumfangs eingebaut. Die Folien, die für den Umformungsprozess der Schale benötigt wurden, wurden wie in der Abbildung 6.20 dargestellt um die Spannglieder aufgeklappt und damit seitlich abgedichtet.

Abbildung 6-21: Eingebaute Spannglieder

Luftschläuche

Die für das Aufblasen der Schale erforderlichen Schläuche wurden vor dem Versuch angeschlossen und abgedichtet. Die Einblasöffnung für den Hebepneu befindet sich im Schalenzentrum und diese Aussparung wurde schon bei der Betonage eingebaut. Der Schlauch wurde bis zur Aussparung geführt und dort dicht angeschlossen.

Abbildung 6-22: Zentralschlauch für Hebepneus

Die für die Luftzufuhr und Steuerung des Luftdruckes in den pneumatischen Keilen benötigten Schläuche wurden direkt an die einzelnen Pneus angeschlossen. Die Ventile der keilförmigen Pneus befanden sich in der Nähe der Randabschalung und waren von Zementleim zu reinigen.

Abbildung 6-23: Integriertes Einlaufventil der Pneus

Jeder pneumatischer Keil konnte separat gesteuert werden. Somit war es erforderlich 16 Schläuche von den pneumatischen Keilen zur Ventilinsel zu verlegen. Zur leichteren Orientierung und Verfolgung der Schläuche wurden diese im Zuge des Versuchs durchnummeriert.

Abbildung 6-24: Schläuche für die Pneus

6.3.2 Messtechnik

Seitenkanalverdichter

Der zentrale Schlauch wurde an einem Ende mit der Schale bzw. derer Einlauföffnung verbunden und am anderen an den sogenannten Seitenkanalverdichter angeschlossen. Mithilfe des Seitenkanalverdichters sollte ein Überdruck unter der Schale (zwischen den beiden Folien) erzeugt werden, um die Schale aus der ebenen Ausgangsposition zu heben. Für den Versuch wurden zwei Seitenkanalverdichter, wie im Bild 6.25 ersichtlich, verwendet.

Abbildung 6-25: Seitenkanalverdichter

Schlauchwaage

Als Messeinrichtung wurde eine an der Messlatte befestigte Schlauchwaage eingesetzt. Mit deren Hilfe konnten die Druckunterschiede im Hebepneu verfolgt und gemessen werden. Die Schläuche wurden mit Wasser gefüllt und an der Latte markiert. Durch die Schwankung der Wassersäule bzw. unterschiedlich sich einstellenden Wasserhöhen konnten die herrschenden Druckverhältnisse abgelesen und in weiterer Folge durch Steuerung der Seitenkanalverdichter manipuliert werden.

Abbildung 6-26: Messung der Druckdifferenz

Ventilinsel

Die Drücke in den 16 pneumatischen Keilen wurden mit Hilfe einer Ventilinsel kontrolliert. Von dort aus konnte der Luftdruck in den einzelnen Pneus unabhängig voneinander digital gesteuert werden und wurde je nach Erfordernis erhöht oder abgesenkt.

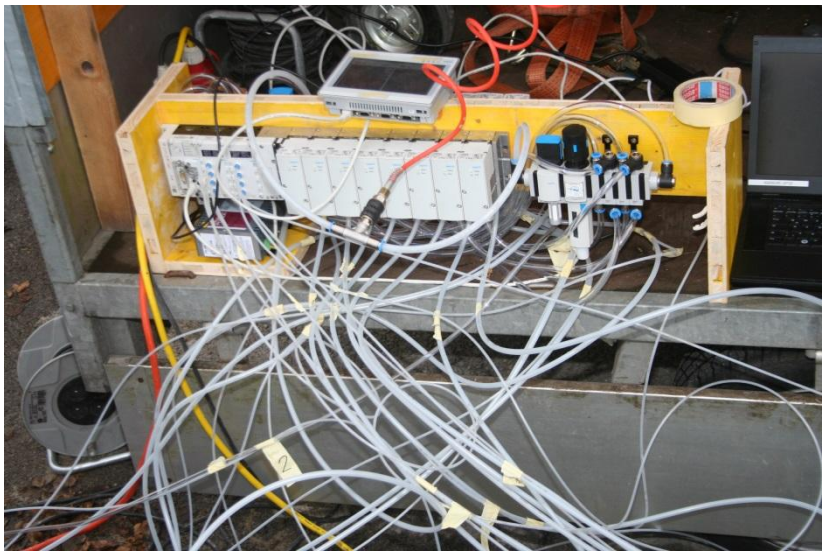


Abbildung 6-27: Ventilinsel

6.3.3 Krümmung der Betonschale

Nachdem alle Vorbereitungsarbeiten abgeschlossen und die Messtechnik aufgebaut und aufgestellt wurden, begann der Großversuch. Das primäre Ziel war es, die Schale so weit wie möglich nur mit Hilfe des Hebepneus aufzuheben.

Durch das Einblasen der Luft unter der Schale fing sich diese langsam zu heben an. Dies passierte erst dann, wenn das Eigengewicht der Schale durch den Überdruck kompensiert wurde. Als Erstes begann sich der Scheitel der Schale zu heben. In diesem Bereich wies die Schale auch die geringste Stärke und damit die geringste Steifigkeit auf.

Abbildung 6-28: Erste Verformung der Schale

Der erforderliche Überdruck in den Hebepneus, der Voraussetzung für die Verformung der Schale war, lässt sich leicht aus den Querschnittsabmessungen abschätzen.

Dicke der Betonschale: h= 0,05m

Wichte des Stahlbetons: γ= 25,0 kN/m^3 → g= 0,05*25= 1,25 kN/m^2

Erforderlicher Überdruck: 1 bar= 100 kPa → p= 1,25/100000= 12,5 mbar

Es wurde daher ein Druck von min ca. 12,5mbar benötigt, um dem Eigengewicht der Betonschale zu kompensieren.

Der Luftdruck in den pneumatischen Keilen hingegen wurde bereits zu Versuchsbeginn mit 30,0mbar gewählt und reguliert. Während des Umformungsprozesses wurde er lokal bis zu einem Druck von 100mbar erhöht, um die unterschiedlichen Verformungen einzelner Betonsegmente zu vermeiden bzw. diese zu korrigieren.

Abbildung 6-29: Das Aufheben der Schale

Unter ausschließlicher Verwendung von Pneus und Überdruck konnte ein Stich von 0,8m erreicht werden. Dabei wurde unter Verwendung von zwei Gebläsen ein Maximaldruck in den Hebepneus von ca. 18mbar gemessen.

Ein weiteres Anheben der Schale war nur mit zusätzlicher Vorspannung der außen liegenden Spannglieder möglich. Die Spannglieder wurden gleichzeitig von beiden Seiten vorgespannt mit dem Ziel, eine gleichmäßige Krümmung der Schale zu bewirken. Die Vorspannkräfte schwankten zwischen 8,7kN beim Straffen der Litzen bis zu 20kN beim Heben der Schale.

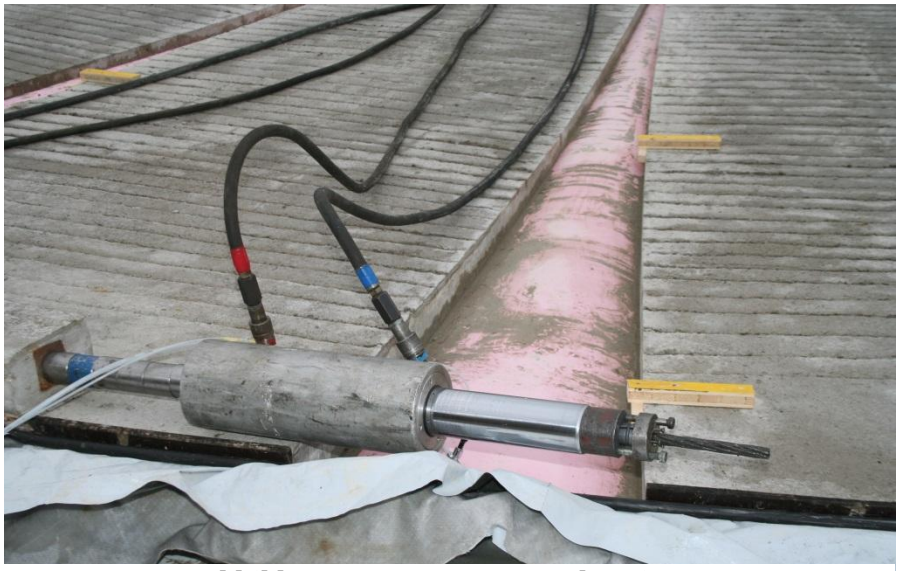


Abbildung 6-30: Vorspannen der Litzen

Die Vorspannkraft wurde in den Betonquerschnitt vorsichtig bzw. schrittweise aufgebracht, sodass es zu keinen Schäden der Schale kommen konnte. Durch das Zusammenspiel der Vorspannung und der Pneus reduzierte sich weiter der Durchmesser der Schale, die Betonsegmenten rückten nach innen und der Stich der Schale konnte sich weiter heben.

Abbildung 6-31: Weiterverformung der Schale

Beim weiteren Umformungsprozess schwankte der Innendruck zwischen 10mbar und 18mbar. Beim Vorspannen sank der Druck bis auf 10mbar, der dem Grenzdruck zum Aufheben der Schale entspricht. Aus diesem Grund dauerte es immer einige Minuten, bis der Überdruck von 18mbar wieder erreicht werden konnte. Dabei wurde einer der beiden Seitenkanalverdichter permanent mit Lichtstrom auf einer konstanten Drehzahl gehalten und die Drehzahl des anderen wurde mittels eines Frequenzumwandlers zwischen 0 Hz und 70 Hz reguliert.

Anderseits wurden während des Versuchs die Hebepneus an mehreren Stellen, bedingt durch die scharfkantigen Objekte und vielen Beteiligten, beschädigt. Diese Schwachstellen mussten umgehend mit Klebeband abgedichtet werden, um die Luftentweichung zu vermeiden und einen konstanten Innendruck, der für die plangemäße Krümmung der Schale unentbehrlich ist, zu halten.

Abbildung 6-32: Beschädigte Folie

Die größte Krümmung der Schale stellte sich im oberen Bereich, um das zentrale Kreissegment, dar. In diesem Bereich wies die Schale eine konstante Dicke von 50mm und somit einen geringen Widerstand gegen die Verformung auf. Die Verzerrungen wurden am größten, wie erwartet, im zentralen Bereich, wodurch sich die Risse rund um den Stahlring konzertierten. Richtung Schalenrand nahm die Stärke linear zu und damit auch ihre Steifigkeit.

In der unten stehenden Abbildung ist ersichtlich, wie sich die Verformung der Betonsegmente anfangs einstellte bzw. wie die Krümmung kleiner wurde und sich die Verformung in die Randrichtung immer mehr einem Polygonzug näherte.

Abbildung 6-33: Krümmung der Betonsegmente

Durch die Verformung der Schale begannen die Fugen sich langsam zu schließen. Der Abstand zwischen den Betonsegmenten wurde immer kleiner. Am Anfang geschah dies im oberen Bereich, wo sich die Fugen vollständig geschlossen haben. Die Kraftübertragung zwischen den einzelnen Segmenten erfolgte über die fixierten Abstandhalter.

Abbildung 6-34: Schließen der Fugen

Im Gegensatz zum oberen Bereich der Betonschale konnten die Fugen im unteren Bereich nie ganz geschlossen werden. In der Abbildung 6-35 wird der Vergleich der Fuge beim Versuchsbeginn und im Endzustand im äußeren Bereich der Schale dargestellt.

Abbildung 6-35: Ausgangzustand (links) und Endzustand (rechts)

6.3.4 Fertige Schale

Nach dem der Umformungsprozess fertig war, mussten die Spannglieder verkeilt und im Anschluss daran abgeschnitten bzw. verkürzt werden. Die Spannglieder spielen auch in diesem Bauzustand eine wichtige Rolle. Ohne sie würde die Betonschale in den ursprünglich ebenen Ausgangszustand zurückgleiten. Die Spannglieder übernehmen den vorhandenen Horizontalschub, wirken also wie eine Art Linienlager und sind daher für die Tragfähigkeit und Standsicherheit des Schalentragwerks für den momentanen Zustand unersetzlich und unentbehrlich.

Abbildung 6-36: Verankerte Spannlitzen

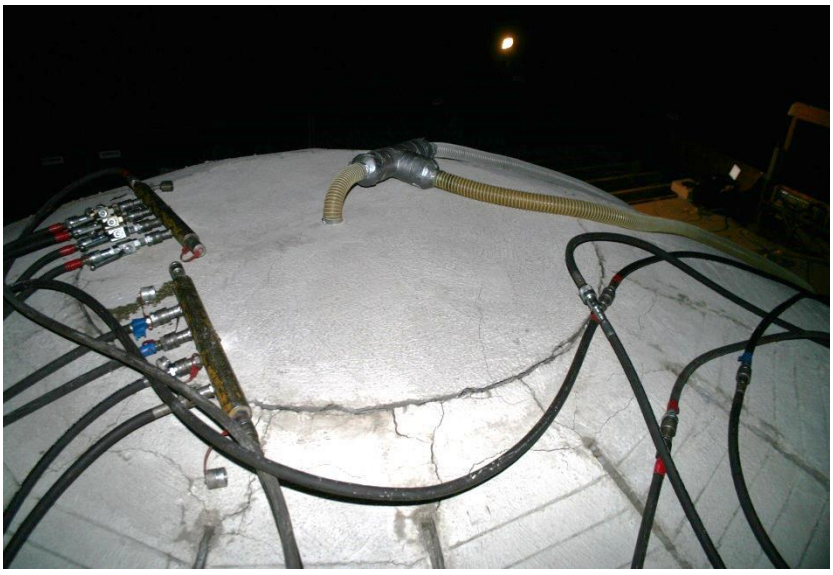


Abbildung 6-37: Die Technik vor dem Abbau

Die Herstellung der Betonschale aus der ebenen Ausgangslage hat über acht Stunden gedauert. Durch das Zusammenspiel und die Mitwirkung der Hebepneus, externen Vorspannung und keilförmigen druckgesteuerten Pneus wurde letztendlich eine doppelt gekrümmte Schale errichtet. Die Höhe bzw. der Stich der Schale, der dabei erreicht wurde, betrug ca. 3,5m in der Schalenmitte.

Abbildung 6-38: Fertige Betonschale mit einer Höhe von 3,5m

Im Zuge der Umformung haben sich Risse bei der Schale relativ gut verteilt. Die absichtliche Schwächung des Querschnitts mit Kerben wirkte sich positiv auf das Rissnetz und die Rissverteilung aus. Die Risse entstanden in Ringrichtung und wurden entlang der Sollbruchstellen lokalisiert.

Abbildung 6-39: Risse in Ringrichtung

Im Scheitelbereich hingegen waren größere Risse zu beobachten. Die Zugspannungen und demzufolge Risse konzentrierten sich um den zentral angeordneten Stahlring, wo sich die größte Krümmung einstellte. Von dort weg verliefen die Risse radial zu den einzelnen Betonsegmenten.

Abbildung 6-40: Risse im Scheitelbereich

In einigen Bereichen kam es noch zu unterschiedlicher Verschiebungen benachbarter Betonsegmente (Höhenversatz). Dies ist auf die unzureichende Querverschubsicherung zurückzuführen.

Abbildung 6-41: Höhenversatz

6.4 Weiterverarbeitung der Betonschale

6.4.1 Schalenzugang

Um die Schale betreten und nutzen zu können, war es erforderlich, noch einen Zugang zu schaffen. In einem der 16 Betonsegmente wurde zuerst eine kleinere Öffnung gestemmt und somit das Betreten der Schale ermöglicht. Im Nachhinein wurde diese Öffnung vergrößert und entsprach den Dimensionen einer Eingangstür.

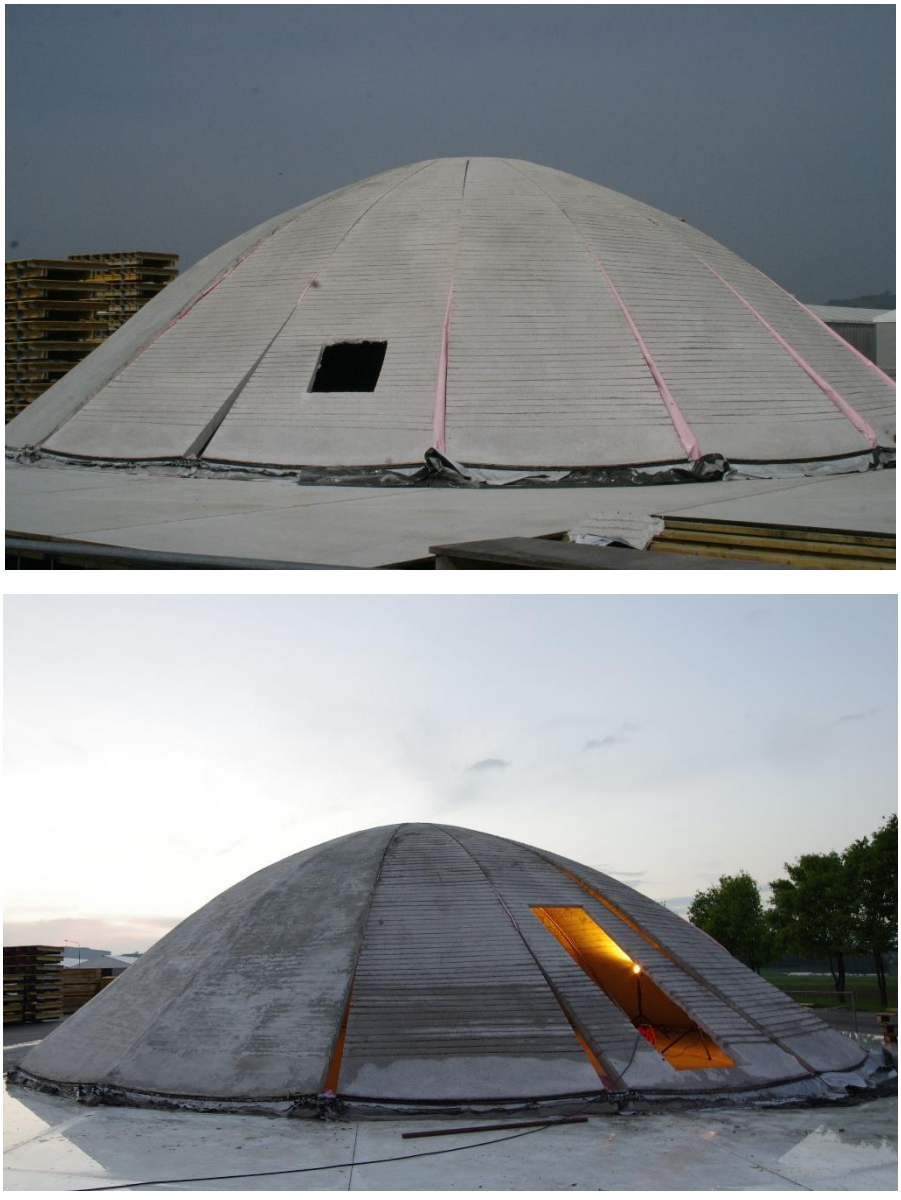


Abbildung 6-42: Zugang zu der Schale

6.4.2 Die Schale im Inneren

Nach dem Betreten der Schale konnte man die pneumatischen Keile noch gut erkennen. Einige Pneus wurden während des Versuchs teilweise aus den Aussparungen herausgepresst, andere wiederum blieben zwischen den einzelnen Betonsegmenten stecken. Der Hebepneu haftete zum Teil an der Betonoberfläche und man konnte die Falten an der Schaleninnenseite erkennen.

Abbildung 6-43: Schale nach dem Versuch

Die keilförmigen Pneus wurden als Nächstes herausgeschnitten bzw. herausgenommen, der Hebepneu von der Schale abgelöst und weggeräumt.

Abbildung 6-44: Schale nach der Bearbeitung

6.4.3 Die Schale von außen

Im letzten Schritt wurden die Fugen zwischen den Betonsegmenten verfüllt. Dadurch konnte die räumliche Tragwirkung der Betonschale erzielt werden, da sich die Fugen an der Kraftübertragung beteiligen. Sie bilden auch den Raumabschluss und bieten den Schutz vor den klimatischen Einwirkungen. Als Material wurde der Mörtel Sika Fast-Fix 4 verwendet, der durch eine standfeste Konsistenz und hohe Früh- und Endfestigkeit gekennzeichnet ist.

Dauer	Lufttemperatur von +5°	Lufttemperatur von +15°
2 Std.	2 N/mm^2	15 N/mm^2
3 Std.	10 N/mm^2	20 N/mm^2
4 Std.	15 N/mm^2	25 N/mm^2
6 Std.	20 N/mm^2	30 N/mm^2
24 Std.	35 N/mm^2	45 N/mm^2
7 Tage	50 N/mm^2	55 N/mm^2
28 Tage	60 N/mm^2	65 N/mm^2

Tabelle 6-5: Druckfestigkeitsentwicklung des Fast-Fix-Mörtels [18]

Abbildung 6-45: Verfüllen der Fugen

Die Außenfläche der Betonschale, geprägt durch die zahlreichen Risse, erforderte ebenfalls eine Behandlung. Dabei handelte es sich lediglich um Kosmetikarbeiten, um die Sollbruchstellen und Risse zu verbergen und ein ästhetisches äußeres Erscheinungsbild für den Betrachter zu schaffen. Zu diesem Zwecke wurde die ganze Schale rundherum gespachtelt.

Abbildung 6-46: Fertiggestellte Betonschale

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Fazit

Durch den erfolgreich durchgeführten Großversuch wurde gezeigt, dass mit einem neuen Verfahren, der so genannten „Pneumatic Wedge Method“, die Herstellung von doppelt gekrümmten Betonschalen aus der ebenen Ausganglage möglich ist. Durch das Kaltverformen der erhärteten Betonsegmente ist die Errichtung einer Kuppelschale mit einem Basisdurchmesser von 10,0m und einer Höhe von 3,5m gelungen.

Die größten Vorteile und wichtigsten Merkmale dieses Verfahrens sind:

- Der Aufbau der arbeitsintensiven Rüstung ist nicht erforderlich.
- Die Fertigung der geometrisch komplizierten und daher kostspieligen Schalung kann entfallen.
- Kurze Herstellungszeiten.
- Größere Krümmungen, Durchmesser und Höhen der Schale sind durch den Einsatz der keilförmigen pneumatischen Kissen zwischen den Betonsegmente möglich geworden.
- Vielfältige Geometrien und Schalenformen sind mit diesem Verfahren realisierbar.

Dieser Versuch stellt den ersten wichtigen Schritt dar, dünnwandige freigeformte Schalen aus Beton wieder ins Leben zu rufen. Durch dieses patentierte Verfahren kann die Betonbauweise konkurrenzfähig im wirtschaftlichen Wettbewerb mit anderen Baustoffen antreten.

Auf diese Weise wird die Planung und die Herstellung der filigranen Betonschalen mehr an Bedeutung und Attraktivität bekommen. Es wird sich hoffentlich ein bewährtes und seit dem Altertum bekanntes Tragsystem, welches sich durch eine optimale Lastabtragung und damit Einsparung von Ressourcen, Energie und Kosten auszeichnet, wieder in der Baubranche durchsetzen können.

7.2 Randbedingungen und Entwurfsaspekte

Das Bauen von Betonschalen mit der „Pneumatic Wedge Method“ setzt eine detaillierte und gut überlegte Planung voraus. Da es sich um ein Verfahren handelt, für das noch keine empirischen Erkenntnisse vorhanden sind, ist besonders wichtig auf eine sorgfältige Planung und Berücksichtigung aller Randbedingungen zu achten.

Dieser erste erfolgreich durchgeführte Großversuch liefert selbst nützliche Informationen und weist auf die wichtigen Planungspunkte hin. Er zeigt die neuen Möglichkeiten und das ganze Potenzial des Verfahrens. Gleichzeitig können basierend auf den Ergebnissen weitere Verbesserungen und Modifizierungen an dem Verfahren durchgeführt werden.

Bei der zukünftigen Planung und Herstellung der mehrfach gekrümmten Betonschalen sind folgenden Themen eine große Bedeutung und sorgfältige Überlegungen zu widmen:

- Geometrie und Form der Schale:
  Die Formfindung stellt eine Zentralaufgabe bei der Errichtung der Betonschalen dar. Die Abmessungen der Schale, Anordnung der Aussparungen und Form der Betonsegmente stehen in einer engen Beziehung zueinander.

- Schalenabmessungen:
  Die Festlegung der Querschnittsabmessungen bzw. der Schalenstärke und der Verlauf über dem Umfang haben eine direkte Einwirkung auf die Verteilung der Steifigkeiten. Dadurch kann der Widerstand gegen Verformung und somit die Krümmung der Schale direkt beeinflusst und gesteuert werden.

- Hebepneu:
  Es ist ein gutes Material mit hoher Reißfestigkeit auszusuchen. Die Form des Hebepneus ist soweit wie möglich der Grundrissform der Schale anzupassen.

- Betonzusammensetzung:
  Besonders bei solchen filigranen Bauteilen spielen die Betonkonsistenz und seine Zusammensetzung eine wichtige Rolle. Damit können die Fehlstellen vermieden und eine hohe Betonqualität gewährleistet werden.

- Sollbruchstellen:
  Die Sollrissfugen haben sich als nützlich erwiesen und sind in den noch frischen Beton einzusetzen. Sie verhindern die unkontrollierte Rissentstehung und lokalisieren ihre Verteilung.

- Druckerzeugung und -steuerung:
  Es ist auf eine konstante Luftzufuhr für das Heben der Schale zu achten, sodass es zu keiner Schwankung bzw. Absenkung des Innendrucks kommt. Auf diese Weise kann der Umformungsprozess erheblich verkürzt werden.

- Querschubsicherung:
  Um die unterschiedlichen Verschiebungen benachbarter Betonsegmente und daraus resultierenden Höhenversatz zu vermeiden, sind die Querschubsicherungen vorzusehen.

- Bauphasen:
  Für die Realisierung und Umsetzung der tatsächlichen Projekte wird genau hier eine nachträgliche Herstellung der Öffnungen oder Ausschneiden der größeren Schalenabschnitte erforderlich sein. Die damit verbundenen Änderungen des statischen Systems sind durch genauere Überlegungen und Betrachtung der einzelnen Bauzustände zu berücksichtigen.

7.3 Einsatzmöglichkeiten

Die Einsatzmöglichkeiten reichen von z.B. Unterführungen und Brücken für die Wildquerung (Grünbrücken), bis auf zahlreichen Freizeitanlagen und Überdachungen [17]. Die Vielfalt der möglichen Formen ermöglicht transparente und architektonisch reizende dünnwandige Konstruktionen. Durch Untersuchung verschiedener Formen und Ausschnitte öffnen sich viele Möglichkeiten für den architektonischen Entwurf.

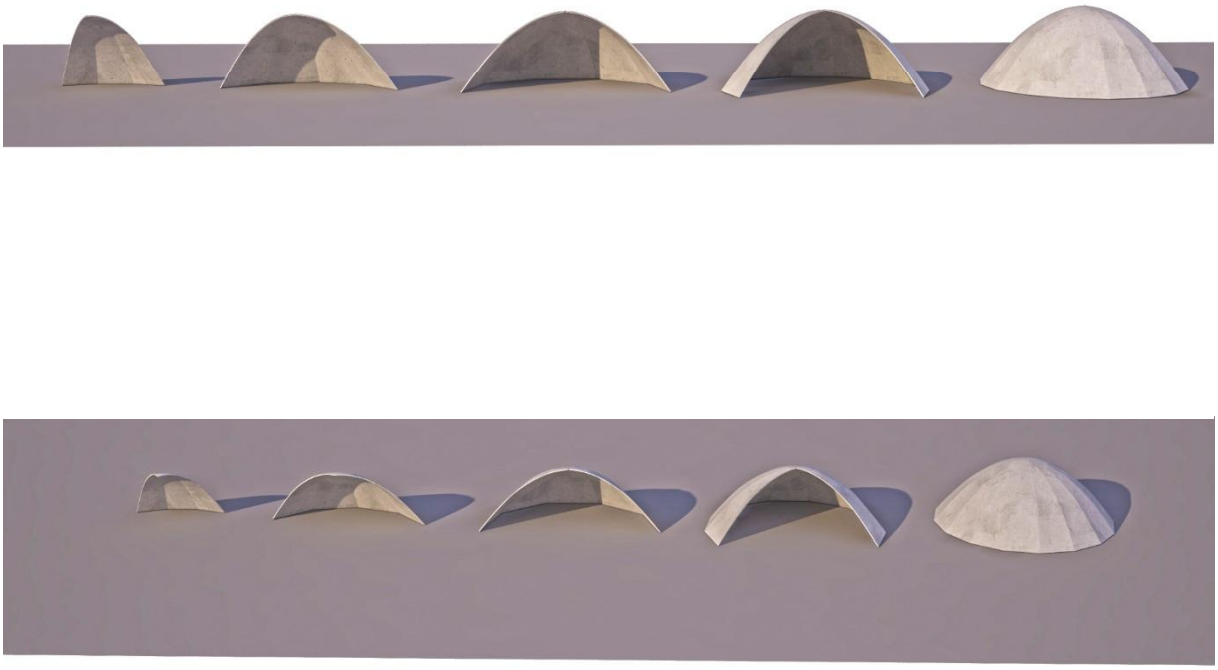


Abbildung 7-47: Untersuchung möglicher Formen

Unterführungen und Grünbrücken

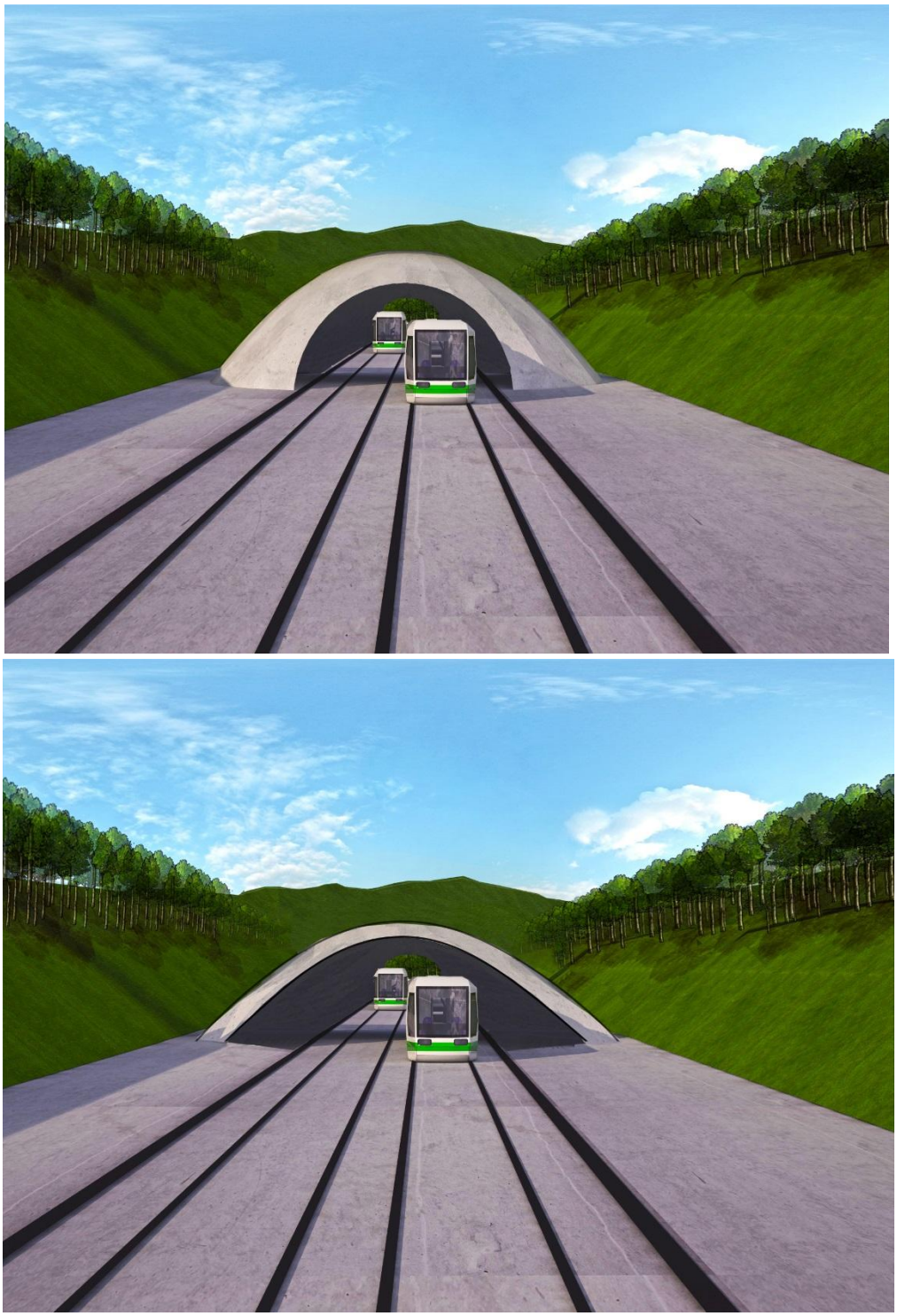


Abbildung 7-48: Eine Schale als Unterführung und Grünbrücke

Restaurant oder Bar

Abbildung 7-49: Überdachung einer Bar

Konzertbühne

Abbildung 7-50: Überdachung einer Bühne

Literaturverzeichnis

[1] Moro, Jose Luis: *Baukonstruktion – vom Prinzip zum Detail: Band 2 Konzeption*. Verlag Springer, 2009.

[2] Kolbitsch, Andreas: *Flächentragwerke und leichte Tragkonstruktionen im Hochbau*. Skriptum TU Wien, 2012.

[3] Mang, Herbert: *Flächentragwerke, Ingenieurbau. Rechnerorientierte Baumechanik*. Ernst & Sohn, 1995.

[4] Heinle E., Schlaich,J.: Kuppeln aller Zeiten – aller Kulturen. Stuttgart, 1996.

[5] Harbord, Rudolf: *Statik der Baukonstruktionen IV: Flächentragwerke*. Skriptum TU Berlin, 2003.

[6] Ilkosz, Jerzy: *Die Jahrhunderthalle und das Ausstellungsgelände in Breslau – das Werk Max Bergs*. Oldenbourg, 2006.

[7] Schmidt, H.: *Von der Steinkuppel zur Zeiss-Dywidag Schalenbauweise*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 1 .

[8] Bögle, Annette: *Pier Luigi Nervi – Ingenieurporträt*. Deutsche Bauzeitung, Nr. 8, 2006.

[9] Ramm, E., Schnuck, E: *Heinz Isler, Schalen: Katalog zur Ausstellung*. Vdf, Hochsch.-Verl. an der ETH, 2002.

[10] Sobek, Werner: *Pneu und Schale: Betonschalen und pneumatisch vorgespannte Membranen*. Deutsche Bauzeitung, Nr. 7, 1990.

[11] Neff, Wallace: *Building Constructions*. US2270229 A, Patentmeldung USA, 1942.

[12] Heifetz, Haim: *Building method and equipment for use therewith*. US4102956, Patentmeldung USA, 1978.

[13] Preisinger, Clemens: *Numerische und experimentelle Untersuchungen zur Umformung ebener in doppelt gekrümmte Flächentragwerke*. Dissertation, TU-Wien, Institut für Tragkonstruktionen, Wien, 2006.

[14] Dallinger, Sonja: *Eiskuppeln – Entwicklung von Herstellungsverfahren*. Dissertation, TU-Wien, Institut für Tragkonstruktionen, Wien, 2011.

[15] Europäisches Komitee für Normung. *ÖNORM B 4710-1, Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis*. 2007-10-01.

[16] Kromoser, B.; Kollegger, J.: *Herstellung von Schalentragwerken aus Beton mit der „Pneumatic Wedge Method"*. Beton- und Stahlbetonbau, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2014.

[17] Sohm, Michael: *Entwurf von geeigneten Schalenformen für die „Pneumatic Wedge Method*". Diplomarbeit, TU Wien, 2014.

[18] Produktdatenblatt: Sika FastFix-4 (AT), Ausgabe 26.05.2011.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1: Stützlinienbogen für Gleichlast 1
Abbildung 1-2: Schnittgrößen eines Stützlinienbogens 2
Abbildung 1-3: Spannungen zufolge exzentrisch angreifender Normalkraft 3
Abbildung 1-4: Plattenwirkung (links) und Scheibenwirkung (rechts) des Papiers 4
Abbildung 1-5: Schalentragwirkung des Papiers 5
Abbildung 1-6: Tragverhalten einer Kugelschale [4] 6
Abbildung 1-7: Formfindung nach dem Hängemodell 7
Abbildung 2-1: Das Schatzhaus des Atreus; der Eingang (links) und die Kuppel (rechts) 9
Abbildung 2-2: Halle au Ble, Paris 10
Abbildung 2-3: Die Jahrhunderthalle in Breslau 11
Abbildung 2-4: Das eiserne Netzwerk vor dem Betonauftrag 12
Abbildung 2-5: Das Planetarium in Jena 13
Abbildung 2-6: Versuchsschale in Jena (links) und das Marktgebäude in Algeciras (rechts) 14
Abbildung 2-7: Zarzuela Hippodrome, Madrid 14
Abbildung 2-8: Flughafenhangar, Orvieto (1935-1938) 15
Abbildung 2-9: Palazzetto dello Sport von innen (links) und außen (rechts) 16
Abbildung 2-10: Ein Modell der Buckelschale 16
Abbildung 2-11: Erzeugung eines Hängemodells 17
Abbildung 2-12: Fließformmethode 17
Abbildung 2-13: Islers Gartencenter in Zuchwil 18
Abbildung 2-14: Ausstellungshalle des CNIT, Paris 18
Abbildung 2-15: Tennishalle, Heimberg 19
Abbildung 2-16: Entstehung einer Schale nach dem Bini-Verfahren 21
Abbildung 3-1: Aufrichtung einer Schale mit einem Durchmesser von 13m 23
Abbildung 3-2: Aufteilung und Verlegung einzelner Segmente (links) und die fertige Schale nach dem Aufblasen (rechts) 24
Abbildung 3-3: Verkrümmung von Segmenten mit einem Pneu 25
Abbildung 3-4: Arbeitsschritte beim „Segment lift method“ 26
Abbildung 3-5: Im Jahre 2011 in Obergurgl gebaute Eiskuppel, die als Bar in der Wintersaison diente 26
Abbildung 4-1: Der Versuchskörper Nr. 1 28
Abbildung 4-2: Der Versuchskörper Nr. 2 28
Abbildung 4-3: Der Versuchskörper Nr. 3 29
Abbildung 4-4: Der Versuchskörper Nr. 4 29
Abbildung 4-5: Der Versuchskörper Nr. 5 30
Abbildung 4-6: Der Versuchskörper Nr. 6 30

Abbildung 4-7: Schalungsplan 31
Abbildung 4-8: Die verlegte Bewehrung (links) und die gespannten Seile (rechts) 31
Abbildung 4-9: Betonierung der einzelnen Versuchskörper 32
Abbildung 4-10: Der Stahlrahmen (links) und die einbetonierten Gewindestangen (rechts) ... 33
Abbildung 4-11: Versuchsaufbau 34
Abbildung 4-12: Versuchsaufbau 35
Abbildung 4-13: Verformung der Platte 36
Abbildung 4-14: Rissverteilung beim VSK 1 (links) und beim VSK 2 (rechts) 39
Abbildung 4-15: Versagen der Druckzone 39
Abbildung 4-16: Verformung des VSK 3 41
Abbildung 4-17: Abweichung vom reinen Bogen 41
Abbildung 4-18: Moment des Versagens 43
Abbildung 4-19: Gerissene Platte 43
Abbildung 5-1: Versuchsaufbau (oben) und das Vorspannen (unten) 44
Abbildung 5-2: Bestimmung des Ausbreitmaßes (links) und Verdichtungsmaßes (rechts) 46
Abbildung 5-3: Ermittlung des Ausbreitmaßes 47
Abbildung 5-4: Erstellung der Sollbruchstellen 48
Abbildung 6-1: Geometrie der großen Betonschale 50
Abbildung 6-2: Pneu zwischen Stahlbetonsegmenten 51
Abbildung 6-3: Entstehungsprozess einer Betonschale 52
Abbildung 6-4: Herstellung der Deckenschaltische 53
Abbildung 6-5: Verlegung der Hebepneus und Vlies 54
Abbildung 6-6: Einzelne Schalungselemente 54
Abbildung 6-7: Randabschalung 55
Abbildung 6-8: Der Pneu mit einem angenähten Keder 56
Abbildung 6-9: Ventil im Pneu 56
Abbildung 6-10: Fertige Schalung 57
Abbildung 6-11: Verlegung der Bewehrung 58
Abbildung 6-12: Stahlring 59
Abbildung 6-13: Vorspannung der Seile 60
Abbildung 6-14: Ankerblock der Spannglieder 61
Abbildung 6-15: Einlaufventil und Wasserwegräumung 63
Abbildung 6-16: Betonierung eines Segments 64
Abbildung 6-17: Sollbruchstellen im Frischbeton 64
Abbildung 6-18: Fertigbetonierte Platte 65
Abbildung 6-19: Ausschalen und Freilegen der Pneus 66
Abbildung 6-20: Abstandhalter 67
Abbildung 6-21: Eingebaute Spannglieder 68
Abbildung 6-22: Zentralschlauch für Hebepneus 68
Abbildung 6-23: Integriertes Einlaufventil der Pneus 69

Abbildung 6-24: Schläuche für die Pneus 69
Abbildung 6-25: Seitenkanalverdichter.....70
Abbildung 6-26: Messung der Druckdifferenz 71
Abbildung 6-27: Ventilinsel 71
Abbildung 6-28: Erste Verformung der Schale 72
Abbildung 6-29: Das Aufheben der Schale 73
Abbildung 6-30: Vorspannen der Litzen 73
Abbildung 6-31: Weiterverformung der Schale.....74
Abbildung 6-32: Perforierte Folie 75
Abbildung 6-33: Krümmung der Betonsegmente 75
Abbildung 6-34: Schließen der Fugen.....76
Abbildung 6-35: Ausgangzustand (links) und Endzustand (rechts).....76
Abbildung 6-36: Verankerte Spannlitzen 77
Abbildung 6-37: Die Technik vor dem Abbau 77
Abbildung 6-38: Fertige Betonschale mit einer Höhe von 3,3m 78
Abbildung 6-39: Risse in Ringrichtung.....79
Abbildung 6-40: Risse im Scheitelbereich 79
Abbildung 6-41: Höhenversatz 80
Abbildung 6-42: Zugang zu der Schale 81
Abbildung 6-43: Schale nach dem Versuch.....82
Abbildung 6-44: Schale nach der Bearbeitung 82
Abbildung 6-45: Verfüllen der Fugen 83
Abbildung 6-46: Fertiggestellte Betonschale.....84
Abbildung 6-47:Untersuchung möglicher Formen……...88
Abbildung 6-48: Eine Schale als Unterführung und Grünbrücke…….89
Abbildung 6-49: Überdachung einer Bar……..90
Abbildung 6-50:Überdachung einer Bühne……..90

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1-1: Zusammenhang zwischen der Belastung und der Bogenform 3
Tabelle 4-1: Abmessungen der Versuchskörper 27
Tabelle 4-2: Betonkennwerte 32
Tabelle 4-3: Durchbiegung des VSK 1 im Stich 36
Tabelle 4-4: Abweichung vom Bogen 37
Tabelle 4-5: Abweichungen von Bogen 38
Tabelle 4-6: Durchbiegung des VSK 3 im Stich 40
Tabelle 4-7: Durchbiegung des VSK 5 im Stich 42
Tabelle 5-1: Konsistenzklassen des Frischbetons in Österreich 45
Tabelle 5-2: Sollbruchstellen 48
Tabelle 6-1: Polyesterfolie 55
Tabelle 6-2: Materialdaten 58
Tabelle 6-3: Stahlseile Materialkenndaten 60
Tabelle 6-4: Spannstahl Materialkenndaten 62
Tabelle 6-5: Druckfestigkeitsentwicklung des Fast-Fix Mörtels [18] 83