

D I P L O M A R B E I T  
M A S T E R ' S T H E S I S

**Bemessung der Bauzustände  
für Turmbauwerke  
aus Doppelwandfertigteilen**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen  
Grades einer Diplom-Ingenieurin

unter der Anleitung von

O.Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger  
Univ. Ass. Dipl.-Ing. Ilja Fischer BSc

Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbeton  
E 212 - Institut für Tragkonstruktionen

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Nora Sadlik**

Matr.Nr.: 07 26 379  
Gersthoferstrasse 86  
A - 1180 Wien

Wien, Februar 2016

## Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken, die mich bei der Erstellung dieser Arbeit und während meines gesamten Studiums fachlich und persönlich unterstützt haben. Besonderer Dank gilt Herrn O.Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Kollegger, der es mir ermöglicht hat, diese Arbeit zu schreiben und mein Interesse im Fachbereich Betonbau weiter verstärkt hat. Danken möchte ich auch meinem Betreuer Herrn Univ. Ass. Dipl.-Ing. Fischer für die konstruktive und präzise Durchsicht dieser Arbeit.

Herzlicher Dank gilt meinem Freund Viktor Ullmann, der diese Arbeit unermüdlich Korrektur gelesen hat und eine große Hilfe bei unerwarteten, technischen Problemen war. Ebenfalls bedanke ich mich bei meinen Freundinnen, die mich während meiner gesamten Studienzzeit begleitet haben.

Abschließend möchte ich mich bei meinen Eltern Eva und Gerald Sadlik und meiner Oma Hedwig Spitzer ganz besonders bedanken, da sie mir dieses Studium ermöglicht und mich immer bestärkt und unterstützt haben.

# Kurzfassung

Der Ausbau der Windkraftnutzung fordert größere und leistungsstärkere Windkraftanlagen und infolgedessen werden immer höhere Türme errichtet. Die heutigen Konstruktionsmethoden von hohen Windkrafttürmen führen dabei oft zu hohen Transportkosten und einem hohen Baumaterialverbrauch. Deshalb wurde am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien eine neue Baumethode zur Errichtung von Turmbauwerken aus Doppelwandfertigteilen entwickelt. Bei dieser Baumethode handelt es sich um eine Halb-Fertigteilbauweise, bei der Doppelwandelemente, wie sie im klassischen Hochbau üblich sind, im Werk vorgefertigt und an der Baustelle zu polygonalen Segmentringen zusammengesetzt werden. Ein Segmentring besteht aus mehreren Doppelwandelementen, welche auf einem Vormontageplatz aufgestellt, eingerichtet und miteinander verbunden werden. Im Zuge der Errichtung des Windkraftturmes werden die einzelnen Segmentringe übereinander positioniert und kontinuierlich ausbetoniert. So entsteht ein monolithisches, durchgehend bewehrtes Tragwerk. Der Durchmesser der Segmentringe verringert sich dabei mit zunehmender Höhe und bildet einen sich konisch nach oben verjüngenden Turm.

Ziel dieser Diplomarbeit ist es, die auf einen Segmentring wirkenden Belastungen während der Bauzustände zu definieren und die Schnittgrößen mittels numerischer Simulationen zu bestimmen, um die Struktur zu bemessen. Dazu wird ein dreidimensionales Modell eines Segmentringes mit einer Höhe von 2,5 m im Statik Programm RFEM modelliert. Neben der Modellierung der Doppelwandplatten werden sämtliche Einbauteile wie die Doppelwandverbinder zur Aufnahme des Frischbetondruckes, die Hebekonstruktionen zur Auflagerung und als Anhebevorrichtung, die Schweißgründe welche zur Verbindung im Segment benötigt werden und die Verankerungen von Gerüstpodesten modelliert.

All diese modellierten Elemente müssen auf die einwirkenden Lasten bemessen werden. Es wird unter anderem auf die Einleitung von punktuellen Lasten, wie sie beispielsweise bei der Verankerung der Gerüstpodeste im Inneren des Turmes vorkommen, eingegangen. Dies ist von Bedeutung, da es sich bei den Doppelwandplatten um eine dünnwandige Konstruktion mit einer Plattenstärke von nur 5 cm handelt. Alle erforderlichen Nachweise können mit ausreichender Sicherheit geführt werden. Die getätigten Annahmen und Modellierungseinfachungen stehen in Einklang mit bereits durchgeführten Großversuchen.

# Abstract

The expansion of wind energy demands larger and more powerful wind turbines and hence higher towers. Current methods of construction of tall wind towers often lead to high transportation cost and construction material consumption. To mitigate this drawbacks, a new construction method for towers using precast double wall elements was developed at the Institute for Structural Engineering at the Vienna University of Technology. This semi-precast construction method makes use of double wall elements as used in classic building construction. These elements are cast at a plant and assembled in polygonal segment rings at the construction site. A segment ring consists of a number of double wall elements which are raised at a pre-assembly area where they are adjusted and linked together. During the course of raising the tower the assembled segment rings are placed on top of each other and continuously filled with concrete. Thus a monolithic, continuously reinforced structure is created. The diameter of the segment rings can be reduced with growing height, creating a conical tower structure.

The structural design and all associated proofs of an segment out of double walls under construction loads is the objective of the current thesis. To that end the structural analysis is performed using a 3D-Model of a 2.5 m high segment ring is created in the structural FE-analysis software RFEM. Apart from modelling the double wall elements, all mounting components, like the double wall connection that bears the concrete pressure, the lifting structure for support and lifting, the welding embedment that is needed when linking the elements and the mounting points for the scaffolding platform are modelled. All modelled components are designed must be dimensioned to the external loads acting on them. Among other things the load transfer of point loads as for example the scaffolding platform creates is adressed. This is of special concern as the slabs of the double-wall elements are a comparatively thin structure with only 5cm wall thickness. All necessary proofs of the required structural strenght have been conducted with a sufficient level of safety. The assumptions and model abstractions are in accordance to already conducted large scale tests.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Bauverfahren für Turmbauwerke von Windkraftanlagen</b>	<b>3</b>
2.1	Aufbau und Funktionsweise von Windkraftanlagen . . . . .	3
2.2	Allgemeines über Türme von Windkraftanlagen . . . . .	6
2.2.1	Turmarten . . . . .	6
2.2.2	Anforderungen an die Konstruktion . . . . .	7
2.3	Stahltürme . . . . .	8
2.3.1	Stahlrohrtürme . . . . .	8
2.3.2	Gittertürme . . . . .	11
2.4	Konstruktion von Betontürmen . . . . .	13
2.4.1	Ortbetonbauweise . . . . .	13
2.4.2	Fertigteilbauweise . . . . .	15
2.4.3	Halbfertigteilbauweise . . . . .	17
2.4.4	Vorspannung . . . . .	18
2.5	Konstruktion von Hybridtürmen . . . . .	19
2.6	Konstruktion von Holztürmen . . . . .	21
2.7	Fazit . . . . .	22
<b>3</b>	<b>Turmbauwerke aus Doppelwandelementen</b>	<b>23</b>
3.1	Errichtungskonzept eines Turms aus Doppelwänden . . . . .	24
3.2	Der Prototyp . . . . .	25
3.3	Herstellung der Doppelwandelemente . . . . .	27
3.4	Bestandteile des Segments 1 . . . . .	28
3.4.1	Doppelwände . . . . .	30
3.4.2	Doppelwandverbinder . . . . .	32
3.4.3	Hebekonstruktion . . . . .	33
3.4.4	Schweißgründe . . . . .	36
3.4.5	Arbeitsplattform . . . . .	38
3.4.6	Fugenausbildung . . . . .	39
3.5	Konstruktive und wirtschaftliche Analyse der Baumethode . . . . .	40
<b>4</b>	<b>Finite Elemente Modellierung eines Segments aus Doppelwandelementen</b>	<b>42</b>
4.1	Allgemeines zum modellierten Segmentring . . . . .	43

---

4.2	Doppelwandplatten . . . . .	46
4.3	Kappema Elemente . . . . .	47
4.4	Auflagermodellierung . . . . .	50
4.4.1	Auflagermodellierung Modell 1 . . . . .	50
4.4.2	Auflagermodellierung Modell 2 . . . . .	53
4.5	Verankerung der Arbeitsplattform . . . . .	54
4.6	Schweißgründe . . . . .	54
4.7	Fugenmörtel . . . . .	54
4.8	FE-Netz . . . . .	55
4.9	Kontrolle der Modellbildung . . . . .	56
4.9.1	Analytischer Nachweis der Ringzugkräfte . . . . .	56
4.9.2	Verformungen am Segment 1 . . . . .	61
4.9.2.1	Messung der realen Verformungen . . . . .	61
4.9.2.2	Verformungsvergleich mit FE-Verformungen . . . . .	63
<b>5</b>	<b>Einwirkungen im Bauzustand</b>	<b>65</b>
5.1	Eigengewicht . . . . .	65
5.1.1	Anheben des Segments . . . . .	66
5.1.2	Positionieren der Segmente . . . . .	66
5.2	Frischbetondruck . . . . .	66
5.2.1	Selbstverdichtender Beton . . . . .	66
5.2.2	Wirkungsweise des Frischbetondrucks . . . . .	68
5.2.3	Ermittlung der Größe des Frischbetondrucks . . . . .	69
5.3	Lasten zufolge der Arbeitsplattformen . . . . .	71
5.3.1	Geometrie der Arbeitsplattform . . . . .	71
5.3.2	Lasten zufolge der Arbeitsplattform . . . . .	72
5.4	Zusammenstellung der Lastfälle . . . . .	75
<b>6</b>	<b>Bemessung</b>	<b>76</b>
6.1	Allgemeines zur Bemessung . . . . .	76
6.1.1	Materialkennwerte . . . . .	77
6.1.2	Betondeckung der Doppelwandplatten . . . . .	77
6.1.3	Verankerungslängen . . . . .	78
6.1.4	GZT für Platten . . . . .	78
6.1.4.1	Biegebemessung von Platten . . . . .	79
6.1.4.2	Querkraftbemessung von Platten . . . . .	80
6.1.4.3	Durchstanznachweis für Platten . . . . .	81
6.1.5	GZG für Platten . . . . .	81
6.1.5.1	Begrenzung der Spannungen . . . . .	82
6.1.5.2	Begrenzung der Rissbreiten . . . . .	83
6.1.6	Grundlagen der Bemessung von Stahlbauteilen . . . . .	84
6.2	Bemessung der Doppelwandplatten . . . . .	85

6.2.1	Bemessung der Doppelwandplatten im GZT . . . . .	87
6.2.1.1	Biege- und Normalkraftbemessung der Doppelwandplatten . . . . .	87
6.2.1.2	Querkraftbemessung der Doppelwandplatten . . . . .	87
6.2.2	Bemessung der Doppelwandplatten im GZG . . . . .	92
6.2.2.1	Begrenzung der Spannungen . . . . .	92
6.2.2.2	Begrenzung der Rissbreiten . . . . .	92
6.3	Bemessung der Doppelwandverbinder . . . . .	96
6.4	Bemessung der Schweißgrundeinbauteile . . . . .	98
6.4.1	Schnittgrößen der Schweißgründe . . . . .	98
6.4.2	Bemessung . . . . .	100
6.4.2.1	Spannungsnachweis der Bewehrungsstäbe . . . . .	100
6.4.2.2	Nachweis der Verankerungslänge . . . . .	102
6.4.2.3	Drucknachweis Beton . . . . .	104
6.4.2.4	Bemessung der Doppelwandschweißnähte . . . . .	105
6.5	Bemessung der Mörtelfuge . . . . .	106
6.6	Bemessung der Hebekonstruktion . . . . .	106
6.6.1	Schnittgrößen der Hebekonstruktion . . . . .	106
6.6.2	Bemessung der Stahlhebekonstruktion . . . . .	107
6.6.2.1	Bemessung unter Druckbelastung . . . . .	107
6.6.2.2	Bemessung unter Zugbelastung . . . . .	109
6.6.3	Bemessung des Betonhebeblocks . . . . .	112
6.7	Bemessung der Arbeitsplattformverankerung . . . . .	114
6.7.1	Schnittgrößen zufolge der Arbeitsplattformen . . . . .	114
6.7.2	Bemessung des Druckknotens . . . . .	115
6.7.2.1	Bemessung mit dem Ingenieurmodell . . . . .	116
6.7.2.2	Bemessung zufolge Normen . . . . .	117
6.7.3	Bemessung des Zugknotens . . . . .	119
6.7.3.1	Bemessung mit dem Ingenieurmodell . . . . .	119
6.7.3.2	Bemessung zufolge Normen . . . . .	120
6.7.3.3	Bemessung nach ETAG–Anhang C . . . . .	122
6.7.4	Schweißnahtnachweis der Verankerung . . . . .	123
<b>7</b>	<b>Evaluierung und Zusammenfassung</b>	<b>125</b>
7.1	Evaluierung des 3D–Modells . . . . .	125
7.2	Evaluierung der Doppelwandplatten . . . . .	126
7.3	Evaluierung der Einbauteile . . . . .	127
7.3.1	Evaluierung der Doppelwandverbinder . . . . .	127
7.3.2	Evaluierung der Schweißgrundeinbauteile . . . . .	127
7.3.3	Evaluierung der Arbeitsplattformverankerung . . . . .	128
7.3.4	Evaluierung der Hebekonstruktion . . . . .	128
7.3.5	Evaluierung der Mörtelfuge . . . . .	129
7.4	Fazit . . . . .	129

<i>Inhaltsverzeichnis</i>	<b>IV</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>130</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>133</b>
<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>134</b>
<b>ANHANG</b>	
<b>A Detailpläne Segment 1</b>	<b>A1</b>
<b>B Schnittgrößenermittlung der Doppelwandplatten</b>	<b>B1</b>
B.1 Schnittgrößen der Doppelwandplatten im GZT . . . . .	B1
B.1.1 Biegemomente und Normalkräfte . . . . .	B1
B.1.2 Querkräfte . . . . .	B10
B.2 Schnittgrößen im GZG . . . . .	B16



# Kapitel 1

---

## Einleitung

In Zeiten zunehmender Extremwetterereignisse bedingt durch die globale Klimaerwärmung sind Entwicklungen zur vermehrten Verwendung von erneuerbaren Energien von großer Bedeutung, um Alternativen zu fossilen Brennstoffen zu finden. Windenergie ist eine natürliche Ressource, bei der die kinetische Energie des Windes durch mechanische Drehbewegung in Strom umgewandelt wird.

Bis 2030 soll innerhalb der EU 27% des gesamten Strombedarfs durch erneuerbare Energien abgedeckt werden [1]. Derzeit liegt in Österreich der alleinige Anteil der Windenergie am Stromverbrauch bei 5,8% mit jährlich steigenden Zahlen [2]. Um die Vorgaben zu erfüllen, ist es notwendig, leistungsstarke Windkraftanlagen zu errichten. Dabei ist es vor allem im Binnenland wichtig, Türme von großer Höhe zu errichten, um oberhalb der turbulenten Luftschicht, in der Windströmungen durch Vegetation und Bebauung unbeeinflusst sind, eine konstante Leistungszufuhr für den Betrieb der Windräder sicherzustellen. Dies erfordert unter anderem eine Weiterentwicklung der Technik im Bereich des Turmbaus um Herausforderungen wie Transportfähigkeit, Massenreduktion, Steifigkeiten und schnellen Baufortschritt bei gleichzeitiger Kostenreduktion zu meistern.

Die, am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien, entwickelte Baumethode für Turmbauwerke von Windkraftanlagen aus Doppelwandelementen stellt eine wirtschaftliche Alternative mit schnellem Baufortschritt für die Konstruktion von Türmen mit Nabenhöhen von über 100 m dar. Bei dieser Baumethode handelt es sich um eine Fertigteil-Bauweise bei der handelsübliche Doppelwandelemente im Werk vorgefertigt werden und an der Baustelle mit Ortbeton ausgefüllt werden um eine monolithische Struktur zu erhalten. Dabei werden Doppelwandelemente mit einer Plattenstärke von 5 cm vorgefertigt und in weiterer Folge an der Baustelle zu polygonalen Pyramidenstümpfen, den sogenannten Segmentringen, zusammen gesetzt und miteinander verbunden. Mittels Kran werden die Segmentringe übereinander positioniert, eingerichtet und ausbetoniert. Dabei werden alle Fugen mit

Bewehrung versehen und zusätzlich kann, falls erforderlich, der Turm intern oder extern vertikal über die Höhe vorgespannt werden.

Das Ziel dieser Diplomarbeit ist es, Belastungen, die während der Konstruktion und Betonage auf einen Segmentring einwirken, zu erfassen und die Tragfähigkeit der Segmente mit einem dreidimensionalem Finite-Elemente Modell zu untersuchen. Mit einer Beschreibung des Aufbaus von derzeit üblichen Windkraftanlagen soll in Kapitel 2 in die Thematik der Windkraftnutzung eingeführt werden und speziell auf den Stand der Technik unterschiedlicher Ausführungsvarianten für Windkrafttürme eingegangen werden.

Die Baumethode der TU Wien wird in Hinblick auf Fertigung im Betonwerk und Konstruktion auf der Baustelle in Kapitel 3 erläutert. Hierbei werden die relevanten Konstruktionselemente genau beschrieben.

Die Bestimmung der Schnittgrößen sowie Verformung eines Segmentrings in den Bauzuständen wird in einem dreidimensionalen FE-Modell untersucht. Es wird dafür die kommerzielle Software RFEM benützt, wobei die hier getroffenen Idealisierungen und Modellvereinfachungen in Kapitel 4 genannt sind. Kapitel 5 enthält die während des Baues entstehenden Einwirkungen auf die Segmentringe und teilt diese in einzelne Lastfälle ein, mit denen die Berechnung im RFEM-Modell durchgeführt wird.

Mit den durch die Finite Elemente Methode erhaltenen Ergebnissen der Bemessung des Modells wird in Kapitel 6 eine Bemessung durchgeführt, um die Tragfähigkeit der Doppelwandplatten und aller Einbauteile nachzuweisen. Zum Abschluss der Arbeit wird in Kapitel 7 die Konformität der Ergebnisse der Finite Elemente Modellierung mit den Erfahrungen, welche während der Konstruktion eines Prototypurmabschnitts gemacht wurden, überprüft. Dies hilft, die gewählten Annahmen in der Modellierung und Bemessung zu überprüfen.

## Bauverfahren für Turmbauwerke von Windkraftanlagen

Windenergie ist eine Form der Energiegewinnung, bei der Windkraftanlagen die kinetische Energie des Windes in elektrische Energie umwandeln. Momentan liegt der Anteil der Windenergie in Österreich bei 5,8% des gesamten Stromverbrauches, mit steigender Tendenz [3]. Speziell im Binnenland wie in Österreich ist es dabei wichtig, große Turmhöhen für eine optimale Ausnutzung des Windes zu erreichen.

Der derzeitigen Stand der Technik der Konstruktion von Türmen für Windkraftanlagen wird in diesem Kapitel erläutert. Als Einstieg wird die Funktionsweise und die Bestandteile von Windkraftanlagen beschrieben, wobei im weiteren Verlauf dieses Kapitel speziell auf den Turm eingegangen wird. Verschiedene Konstruktionsweisen des Turmes in Stahl, Beton, Holz oder hybride Türme werden behandelt und deren Vor- und Nachteile diskutiert.

### 2.1 Aufbau und Funktionsweise von Windkraftanlagen

Der Aufbau und die Bestandteile von Windkraftanlagen mit horizontaler Drehachse sind in Abbildung 2.1 dargestellt und werden in nachfolgender Auflistung erläutert:

- **Fundament:** Dieses bildet die Gründung der Anlage und kann als Flach- oder Tiefgründung mittels Bohrpfählen oder Rammmpfählen je nach vorherrschenden Untergrundverhältnissen hergestellt werden. Das Fundament muss die maßgebenden Kräfte während Stillstand und Betrieb der Anlage sicher in den Untergrund ableiten können [4].

- **Turm:** Der Turm dient dazu, die gewünschte Höhe für eine optimale Energiegewinnung zu erreichen. Er leitet die Lasten über das Fundament in den Boden ab. Die Türme werden in Stahl-, Beton-, Holz- oder Hybridbauweise errichtet [4], siehe Kapitel 2.2 ff.
- **Rotorblatt:** Es gibt verschiedene Arten von Rotorblättern. Die Anzahl der Rotorblätter kann zwischen zwei und fünf variieren, meist werden jedoch drei Rotorblätter eingesetzt [5]. Die Blätter bestehen aus glas- oder kohlefaserverstärkten Kunststoffen (GFK / CFK). Dadurch sind sie sehr leicht und stabil [6]. Die Leistung der Windkraftanlage ist von der Anströmgeschwindigkeit des Windes an den Rotorblättern und somit von der aerodynamischen Ausbildung dieser abhängig. Als günstige Form hat sich ein Trapezoid mit unterschiedlichen Spitzenausformungen erwiesen [5]. Mit dem Bau immer leistungsstärkerer Windkraftanlagen wachsen auch die Durchmesser der Rotorblätter. Derzeit beträgt der Rotordurchmesser bei größeren Windkraftanlagen etwa 130 m, siehe Abbildung 2.2.
- **Rotornabe und Rotorwelle:** Hier kann man zwischen Vertikalachsen- und Horizontalachsenrotoren unterscheiden, wobei Horizontalachsenrotoren heutzutage die übliche Form darstellen [4]. Die Rotornabe stellt die Verbindung der Rotorblätter mit der -welle dar und überträgt die durch die Rotorblätter gewonnene Windenergie als mechanische Drehbewegung zur Rotorwelle [7].
- **Maschinenhausrahmen: (Getriebe, Rotorbremse, Generator)** Der Maschinenhausrahmen, auch Gondel genannt, beinhaltet alle zum Betrieb notwendigen Maschinen wie das Getriebe, die Rotorbremse, den Generator, das Regelungs- und Lagerungssystem. Es bildet die Aufhängung für den Rotor. Das Getriebe dient der Umwandlung der Drehzahl der Rotorblätter auf die erforderliche Drehzahl für den Generator. Der Wechselstromgenerator wandelt die Windenergie in Strom um [5]. Das Regelungssystem dient der Kontrolle, Überwachung und Steuerung der gesamten Anlage. Dazu gehören Sensoren die Geschwindigkeiten, Temperaturen, Positionierung, Spannungen und Strom messen. Außerdem dienen Stellmotoren, Computer und Mikroprozessoren der Steuerung der Windkraftanlage [8].
- **Windrichtungsnachführung:** Da es sich bei Wind um eine veränderliche Größe handelt, ist es wichtig Windkraftanlagen so zu bauen, dass diese flexibel auf Richtungsänderungen der Windströme reagieren können. Dazu dient die sogenannte Windrichtungsnachführung, welche es ermöglicht den gesamten oberen Teil des Maschinenhauses und die Rotoren um 360° zu drehen [4].
- **Leistungskabel:** Das Leistungskabel dient dazu den, durch den Generator erzeugten, Strom zu einem elektrischen Anschluss am Fußpunkt des Turmes weiterzuführen [4].

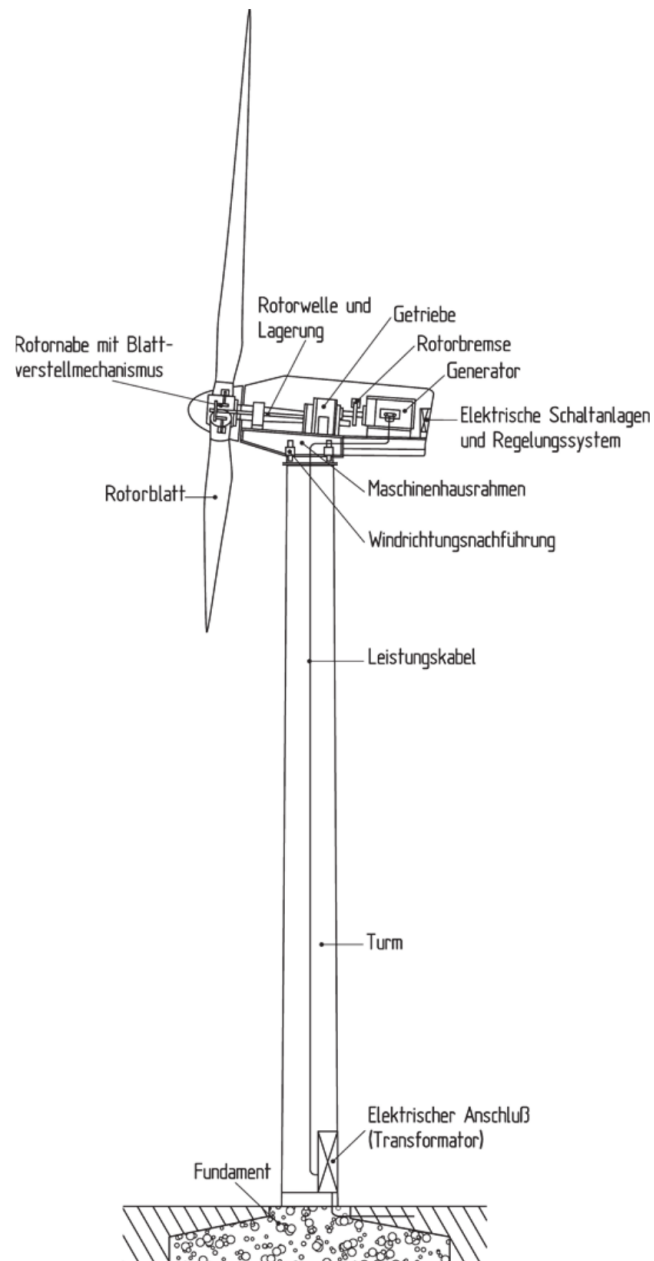


Abbildung 2.1: Bestandteile einer Windkraftanlage mit horizontaler Drehachse  
[4]

## 2.2 Allgemeines über Türme von Windkraftanlagen

Der Turm ist ein essentieller Bestandteil der Windkraftanlage. Mit ihm erreicht die Windenergieanlage die erforderliche Höhe für eine leistungsstarke Energieverwertung. Mit etwa 15-25% Kostenanteil der gesamten Windanlage ist der Transport und Bau des Turmes ein wesentlicher wirtschaftlicher Faktor [9]. Die Wirtschaftlichkeit ist nicht nur allein von dessen Konstruktion abhängig, sondern auch von Faktoren wie Standort, Infrastruktur und den vorherrschenden Bodenverhältnissen. Zudem ist die Höhe des Turmes von allergrößter Bedeutung. Vor allem in Binnenländern, bei denen die Bodenrauigkeit durch Bebauung und Vegetation um einiges höher ist als an Küsten und somit die Windgeschwindigkeit verringert und Turbulenzen erhöht werden, ist es nötig hohe Türme einzusetzen. Pro Meter Höhe kann in Binnenländern ein Energiegewinn von etwa 0,7% erreicht werden [4]. Ab einer Höhe von 100 m über Bodenniveau stößt die Windkraftanlage in die sogenannte Ekmanschicht, bei der gleichmäßige Windströmungen vorherrschen [3].

Um eine große Energieausbeute zu erzielen ist ein optimales Verhältnis von Turmhöhe zu Rotordurchmesser von entscheidender Bedeutung. Üblicherweise ist der Turm etwa 1 bis 1,5-mal so hoch wie der Durchmesser des Rotors. Somit ist eine steigende Turmhöhe unweigerlich mit steigenden Rotordurchmessern verbunden, welche zu einer Erhöhung des Gewichtes und größeren Einwirkungen im Betrieb der Anlage führen, die der Turm sicher in den Boden ableiten muss [8]. Die gewünschten Steigerungen der Ausnutzung der Windenergie führen dazu, dass immer höhere Türme mit größeren Rotoren hergestellt werden. Diese Entwicklung der letzten 35 Jahre zeigt Abbildung 2.2.

Für den Bau des Turmes einer Windkraftanlage werden üblicherweise die Materialien Stahl oder Beton eingesetzt. Aber auch Holz kann wirtschaftlich, mit langer Lebensdauer, für den Bau von Windkraftanlagen eingesetzt werden, wie die nachfolgenden Kapitel erläutern. Neben dem Erreichen der erforderlichen Höhe gibt es weitere Anforderungen an die Konstruktion des Windkraftturmes wie die Steifigkeit, Dauerhaftigkeit gegenüber äußeren klimatischen Einflüssen und einen erforderlichen Ermüdungswiderstand, welche in Kapitel 2.2.2 diskutiert werden.

### 2.2.1 Turmarten

Die Türme von Windkraftanlagen können entsprechend der verwendeten Baumaterialien und Konstruktionsarten eingeteilt werden. Folgende Arten von Türmen von Windkraftanlagen wurden bereits errichtet [4]:

- Stahlrohrtürme – freitragend oder abgespannt
- Gittertürme aus Stahl
- Betontürme – Ortbeton oder Fertigteil
- Holztürme
- Hybridtürme

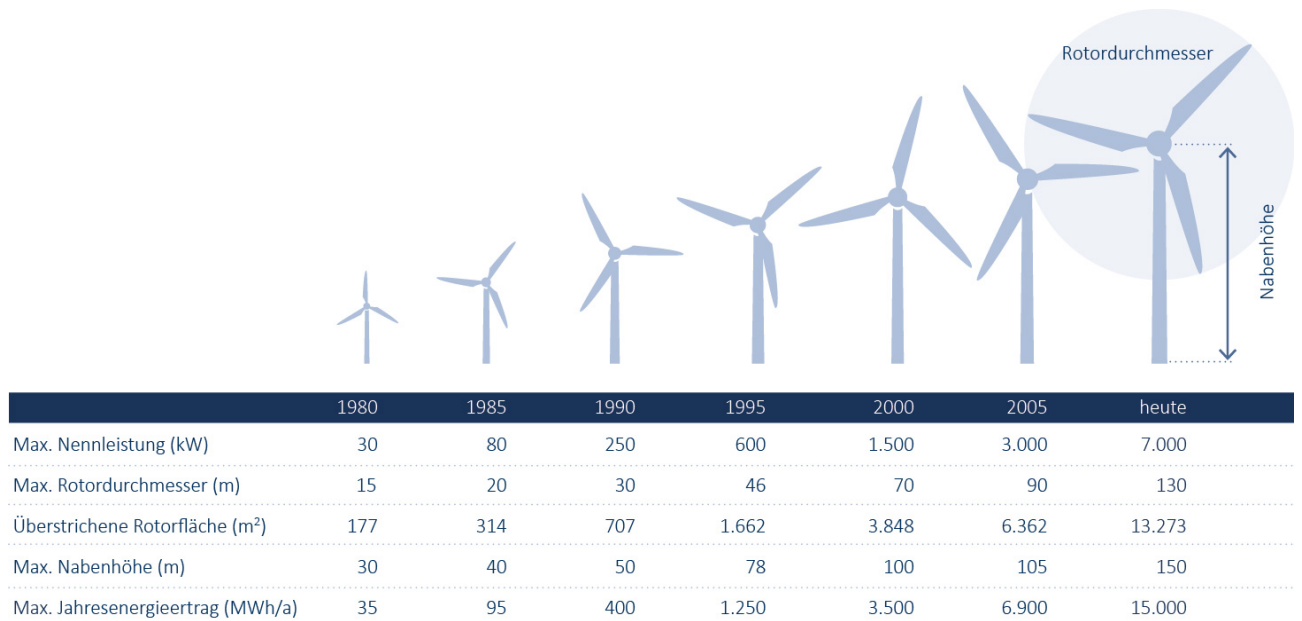


Abbildung 2.2: Entwicklung der Windenergieanlagen in den letzten 35 Jahren [10]

Der Einsatz von Stahlrohtürmen stellt bei Nabenhöhen bis 100 m die gängigste Bauart dar. Betontürme können höher gebaut werden, jedoch besitzen sie bis zu fünf mal mehr Masse als gleichwertige Stahltürme. Der Einsatz von Gittertürmen aus Stahl ist für große Höhen optimal, jedoch steckt ein hoher Arbeitsaufwand in der Errichtung dieser Türme. Hybriddtürme verbinden die Vorteile von Stahl- und Betontürmen und stellen für große Nabenhöhen eine wirtschaftliche Lösung dar [9]. Je nach erforderlicher Höhe, Standort, Infrastruktur und Anlagentechnik sind unterschiedliche Konstruktionsweisen von Vorteil, dies wird in den weiterführenden Kapiteln 2.3 bis 2.6 erläutert.

## 2.2.2 Anforderungen an die Konstruktion

Neben dem Erreichen einer großen Turmhöhe zur Optimierung der Energiegewinnung gibt es viele weitere Eigenschaften die eine Turmkonstruktion für den Einsatz bei Windkraftanlagen erfüllen muss [4]:

- Ein Turm für Windkraftanlagen muss eine Reihe von Anforderungen erfüllen, um die Tragfähigkeit der Konstruktion sicherzustellen. Neben statischen Belastungen durch sein hohes Eigengewicht und dem Gewicht des Rotors wird der Turm vor allem durch dynamische Lasten beansprucht. Demzufolge muss der Turm eine gewisse Steifigkeit aufweisen, um den Vibrationen durch Wind und der Drehbewegung des Rotors standhalten zu können [8]. Dies kann einfach durch hohe Massen sichergestellt werden. Bei höheren Konstruktionen ist dies jedoch sehr unwirtschaftlich. Es genügt, dass die Biegeeigenfrequenz des Turmes etwa 10% entfernt von der Rotorfrequenz liegt, um

Resonanzen zu vermeiden. Zusätzlich muss der Turm entsprechende Knicksicherheit, Ermüdungswiderstand und Dauerhaftigkeit gegenüber allen Einwirkungen aufweisen.

- Ziel eines jeden Bauprojektes ist es, mit möglichst geringen Kosten einen schnellen Baufortschritt bei gleichbleibender Qualität der Konstruktion zu erreichen. Demzufolge ist es wichtig Material und Arbeitsaufwand, trotz hoher Qualität des Turmes, gering zu halten.
- Aus wirtschaftlicher und umweltschonender Sicht muss materialsparend gearbeitet werden. Konische Turmausführungen oder Ausführungen bei denen die Wandstärke mit der Höhe abnimmt sind bei derzeitigen Turmanlagen mit großen Höhen Stand der Technik. Dabei muss ein Augenmerk auf die erforderliche Steifigkeit gelegt werden.
- Die Transportierbarkeit der Bauteile für Windkrafttürme ist ein wesentlicher Faktor für deren Realisierbarkeit. Mit Beschränkungen der Durchfahrtshöhen im Bereich von Brücken oder Tunnel mit circa 4,5 m gilt es die Konstruktion so zu gestalten, dass eine problemlose Anlieferung der Turmelemente ermöglicht werden kann. Außerdem sind Sondertransporte ebenfalls ein nicht unwesentlicher Kostenfaktor.
- Mit zunehmender Höhe der Türme, ist es wichtig auch ästhetische Ansprüche zu erfüllen, um die Akzeptanz des Bauvorhabens in der Bevölkerung abzusichern.

Die derzeitigen Forschungen und Entwicklungen im Bereich der Windenergietürme befassen sich hauptsächlich mit der Lösung von Transportproblemen, Materialeinsparungen und Systemen, die einen schnellen Baufortschritt ermöglichen. Ebenso reiht sich die Baumethode für Turmbauwerke entwickelt an der TU Wien in diese Entwicklungen ein und trägt zur Optimierung der Konstruktion und der Bauabläufe bei hohen Windkraftanlagen bei, siehe Kapitel 3.

## 2.3 Stahltürme

Stahltürme für Windkraftanlagen sind bei einer Nabenhöhe bis 100 m die gebräuchlichste Ausführung für Türme von Windkraftanlagen. Eingeteilt werden können sie in Stahlrohrtürme, Gittertürme und abgespannte Stahlrohrtürme.

### 2.3.1 Stahlrohrtürme

Freitragende Stahlrohrtürme stellen die am meisten eingesetzte Bauart für Türme von Windkraftanlagen dar. Für Konstruktionen mit einer Nabenhöhe von bis zu 100 m stellen sie eine wirtschaftliche Lösung mit schnellem Baufortschritt dar, werden jedoch auch mit größeren Höhen ausgeführt. Die Türme werden in drei bis fünf Segmentringe geteilt und an der Baustelle miteinander verschraubt. Mit zunehmender Höhe wird der Einsatz der Stahlrohrtürme in punkto Konstruktion, Transport und Aufbau immer schwieriger und



unwirtschaftlicher. Bei Nabenhöhen über 100 m wird heutzutage die Hybridbauweise bevorzugt, siehe Kapitel 2.5. Die Stahlrohrtürme werden in der Werkstätte vorgefertigt und danach an die Baustelle geliefert und aufgebaut. Dabei werden drei Konstruktionsweisen unterschieden [4]:

- Fertigung von einzelnen Segmentringen
- Fertigung von einteiligen Türmen
- Fertigung von Längsplatten

Bei der Fertigung von einzelnen Segmentringen und einteiligen Türmen im Stahlwerk werden Grobbleche in einer Stärke von 8-65 mm über eine Walze gebogen und verschweißt [11]. Dabei durchlaufen die Bleche drei Schritte bis sie ihre endgültige, meist konisch nach oben verjüngende Form erreicht haben, siehe Abbildung 2.3 (a). Im ersten Schritt werden die Platten über Walzen vorgebogen, dabei erreichen sie bis zu 80% ihrer endgültigen Kreisform. Danach durchlaufen sie erneut den Biegevorgang bis sie geschlossen sind. Im letzten Schritt werden sie kalibriert um ihre endgültige kegelförmige Struktur zu erhalten. Dadurch werden gleichzeitig Eigenspannungen, die durch den Biegevorgang entstanden sind, vermindert [12]. Schlussendlich werden die beiden Enden des Blechs verschweißt. Dabei ist die Qualität der Schweißnaht von besonderer Bedeutung und wird genauen Qualitätsprüfungen unterzogen. Am oberen und unteren Ende des Segmentringes wird danach ein Flansch angeschweißt, der die Verbindung der Segmente untereinander darstellt und die Stabilität des Stahlrohrstückes sicherstellt, siehe Abbildung 2.3 (b). Mit dem Einbau der Inneren Bestandteile des Turmes wie Leitern und Kabeltrassen gilt die Produktion im Werk als fertiggestellt und die Segmentringe werden an die Baustelle geliefert, siehe Abbildung 2.3 (c). Dort werden sie mittels Kran übereinandergestellt und mittels Schrauben an den Flanschen verbunden.

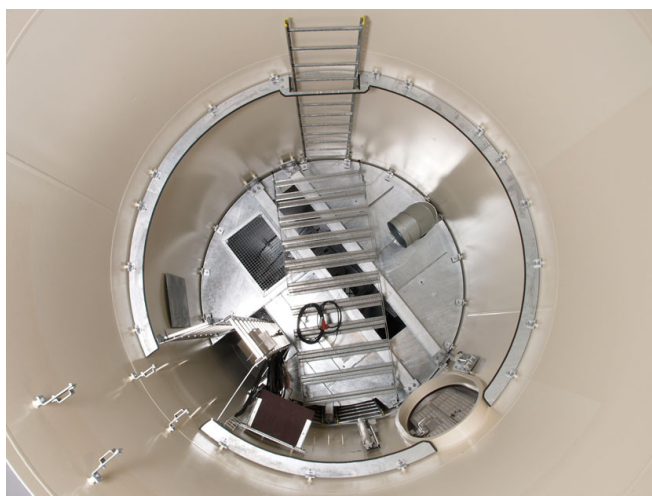
Die Fertigung einteiliger Stahltürme setzt deren Transportierbarkeit an die Baustelle voraus und ist somit in ihrer Höhe begrenzt. Um die immer größer werdenden Höhen mittels Stahlrohrtürmen konstruieren zu können, wachsen auch die Durchmesser am Fußpunkt des Turmes notwendigerweise an. Ab einem Durchmesser über 4,5 m ist der Transport auf der Straße aufgrund von Beschränkungen der Durchfahrtshöhen bei Brücken nicht mehr möglich. Durch die Höhenbeschränkung kommt es zum Einsatz kleinteiliger Bauverfahren. Die Firma Vestas produziert beispielsweise mit der LDST-Technologie (Large Diameter Steel Towers) dreigeteilte Stahlrohrsegmente, welche an der Baustelle verbunden werden und so für Windkrafttürme mit großen Höhen und Turmdurchmessern eingesetzt werden können [14]. Auch die Firma Siemens hat mit dem „Bolted steel shell tower“ (BSS) ein ähnliches Bauverfahren entwickelt [15].



(a) Walzvorgang eines Segmentrohrs



(b) Stahlrohrsegmente mit Flansch an beiden Enden



(c) Stahlrohrsegment mit Einbauteilen

Abbildung 2.3: Konstruktion von Stahlrohrtürmen [13]

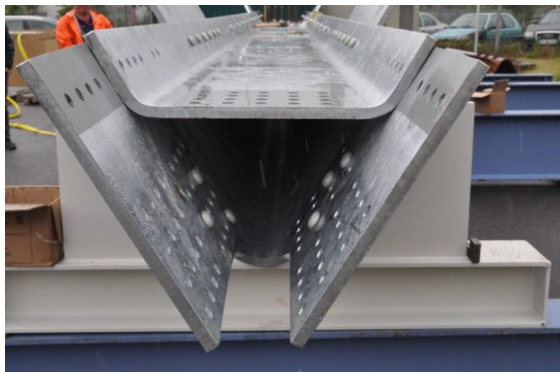
Im Stahlturmbau können auch abgespannte Stahlrohre zum Einsatz kommen. Nachteilig ist hier der Platzverbrauch zu nennen, da die Seile in weitem Radius abgespannt werden müssen und zusätzliche Fundamente benötigen. Somit ist der Einsatz beispielsweise für den Bau von Windparks oder bei landwirtschaftlicher Umfeldnutzung ungünstig [4]. Jedoch können durch die Abspannung dünnere Stahlrohre eingesetzt werden, wodurch ein Transport auch bei größeren Höhen der Türme möglich wird und Material gespart werden kann [16].

Wesentliches Augenmerk bei Stahlkonstruktionen ist auf den Korrosionsschutz zu richten. Dieser besteht aus mehreren Beschichtungen. Der Korrosionsschutz muss ein gutes Haftungsvermögen, Dauerhaftigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Einwirkungen aufweisen [17].

### 2.3.2 Gittertürme

Gittertürme sind Türme bestehend aus einer stählernen Fachwerkstruktur. Dadurch können mit geringem Materialeinsatz große Höhen mit ausreichender Steifigkeit erreicht werden. Der Vorteil in der Ausführung von Windkrafttürmen in der Gitterbauweise liegt neben einer Materialersparnis von bis zu 40%, in der leichten Transportierbarkeit der einzelnen Stahlprofile und geringeren Windeinwirkungen auf den Turm, da es sich um eine offene Struktur handelt. Die einzelnen Bestandteile des Gitterturmes werden an die Baustelle transportiert und dort mittels hochfesten Schrauben verbunden. Diese Konstruktionsart ist jedoch als sehr wartungsintensiv anzusehen, da die einzelnen Schrauben in festgelegten Abständen kontrolliert und gegebenenfalls nachgezogen werden müssen und der Korrosionsschutz für eine sehr große Oberfläche sicherzustellen ist [4]. Nachteilig bei dem Einsatz von Gittertürmen ist zusätzlich der hohe Arbeitsaufwand in der Montage, welcher zu hohen Lohn- und Personalkosten führt [9].

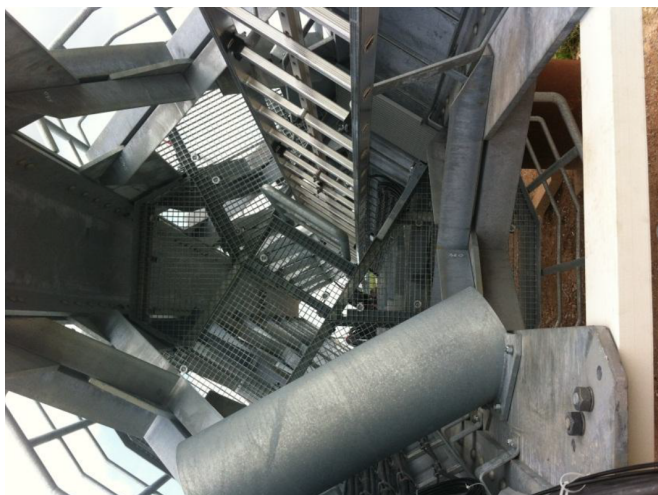
Die deutsche Firma Butzkies Stahlbau GmbH entwickelte unter anderem gemeinsam mit der österreichischen Voestalpine einen wartungsfreien Gitterturm für Windkraftanlagen für den Einsatz bei Turmhöhen von 100 m und mehr. Im Stahlwerk werden die erforderlichen Stahlträger und -platten vorgefertigt, vorgebohrt und nach Transport auf die Baustelle mittels Bolzen zur fertigen Gitterturmkonstruktion verbunden, siehe Abbildung 2.4. Die sich nach oben verjüngende Gitterstruktur besteht aus korrosionsgeschützten Stahlprofilen. Durch den Einsatz von speziellen Schließringbolzen gilt der Turm als weitgehend wartungsfrei, da im Gegensatz zu anderen Gittertürmen die Schrauben nicht mehr nachgezogen werden müssen [18].



(a) Eckprofil des Gitterturmes



(b) Anbringen der Schließbolzen



(c) Innenbereich des Gitterturmes



(d) Prototyp des Gitterturmes  
in Neuenbrook

Abbildung 2.4: Gitterturm der Firma Butzkies Stahlbau GmbH und Voestalpine  
[18] [19]

## 2.4 Konstruktion von Betontürmen

Der Einsatz von Beton zum Bau von Windkrafttürmen weist einige, den Materialeigenschaften zuzuweisende, positive Vorteile auf. Beton ist ein dauerhaftes Material, welches bei ordnungsmäßiger Planung und Konstruktion wenig Instandhaltungsaufwand benötigt. Betontürme besitzen gute Schwingungs- und Dämpfungseigenschaften und können so Schallemissionen verringern und zur Akzeptanz der Windkraftanlagen in der Bevölkerung beitragen. Weitere wesentliche Faktoren für eine gelungene Turmkonstruktion sind eine hohe Steifigkeit und Ermüdungsfestigkeit. Beides sind Eigenschaften die eine Stahlbetonkonstruktion erfüllt [20]. Betontürme weisen bei gleicher Höhe das 5-6 fache an Gewicht eines Stahlrohrturmes auf, jedoch können Betonkonstruktionen mit Stahlkonstruktionen wirtschaftlich mithalten, da sie in ihrer Größe je nach Ausführungsart nicht begrenzt sind und der Transport zur Baustelle mit einfachen LKW ohne zusätzliche Sondertransporte möglich ist [21]. Wesentlich für die Errichtung von Windkraftanlagen in Betonbauweise ist eine entsprechende Infrastruktur für die Versorgung der Baustelle mittels Frischbeton oder Betonwerke in denen die Fertigteile vorproduziert werden können [4]. Bei der Herstellung von Betontürmen für Windkraftanlagen lassen sich die Bauarten Ortbetonbauweise und Fertigteilbauweise unterscheiden, welche jeweils mit oder ohne Vorspannung ausgeführt werden können.

### 2.4.1 Ortbetonbauweise

Der Bau von Stahlbetontürmen für Windkraftanlagen kann unter anderem mit Ortbeton erfolgen. Bei Ortbeton handelt es sich um Beton, der vor Ort an der Baustelle frisch verarbeitet wird und zum fertigen Tragwerk aushärtet. Der Beton kann entweder direkt vor Ort in einer mobilen Mischanlage, gemischt und eingebaut, oder mittels Fahrmischen an die Baustelle geliefert und von dort aus eingebaut werden. Eine mobile Mischanlage ist empfehlenswert wenn mehrere Türme im Zuge des Baus eines Windparks mittels Ortbeton errichtet werden oder wenn das nächstgelegene Betonmischwerk zu weit entfernt ist und somit hohe Transportkosten entstehen würden.

Im ersten Schritt, nach Einrichtung der Baustelle und Fertigstellung des Fundaments, wird die Schalung aufgestellt. Diese kann als Kletter- oder Gleitschalung ausgeführt werden. Bei Anwendung der Kletterschalung wird ein zusammenhängendes System von Schaltafeln und Arbeitspodesten am Fuß des Turmes angebracht, siehe Abbildung 2.5. Danach wird ein Abschnitt geschalt, zwischen die Schalungstafeln die Bewehrung verlegt und anschließend der Zwischenraum ausbetoniert. Ist der Beton erhärtet wird das gesamte System um einen Abschnitt nach oben versetzt. Nachteilig bei der Verwendung von Kletterschalung ist der langsame Baufortschritt, da das Schalungssystem erst versetzt werden kann wenn der Beton ausgehärtet ist [22].

Bei Konstruktion der Ortbetontürme kann auch eine Gleitschalung eingesetzt werden. Dieses Schalungssystem bildet ebenfalls ein zusammenhängendes System aus Schalung und Arbeitsplattformen, welches kranunabhängig, hydraulisch nach oben wächst. Über

Kletterstangen an der Außenseite der Turmstücke wird die gesamte Schalungseinheit kontinuierlich hydraulisch nach oben befördert. Üblicherweise geschieht diese Bauweise im 24-Stunden Rhythmus mit einer Gleitgeschwindigkeit von 3-5 m pro 24 Stunden. Beim Bau von konisch verjüngenden Turmbauwerken, wie sie bei Windkraftanlagen üblich sind, ist jedoch ein großes Maß an Erfahrung des Schalungsbauers notwendig um die entsprechenden geometrischen Vorgaben einzuhalten [23].

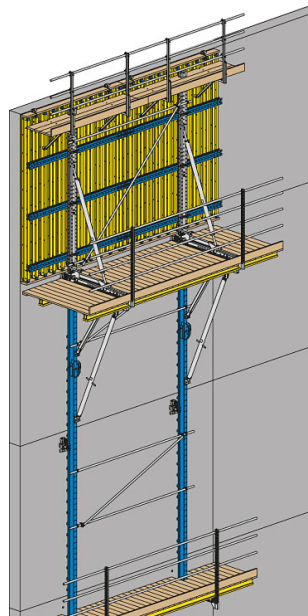


Abbildung 2.5: Aufbau eines Kletterschalungssystems [22]

Durch die Zeit, die der Beton zur Erhärtung braucht, kann die Errichtungsdauer der Ortbetonbauweise bis zu mehreren Wochen betragen. Dies entspricht einem Vielfachen der Zeit die für die Errichtung eines Fertigteilturmes aus Beton oder Stahl benötigt wird [9]. Zusätzlich ist das Abbinden des Betons von der Temperatur abhängig und bei zu niedrigen Temperaturen kann trotz Zugabe von Zusatzmitteln gar nicht betoniert werden. Die Ortbetonbauweise stellt aufgrund der Kosten der speziellen Schalung und der Dauer der Montage eine vergleichsweise teure Bauweise dar [24].

Der wesentliche Vorteil der Ortbetonbauweise ist die einfache Transportierbarkeit des Frischbetons, wodurch keine Sondertransporte nötig werden wie bei hohen Stahl- oder sonstigen Fertigteiltürmen. Es entsteht ein monolithisches Tragwerk ohne Zwischenfugen, welche bei Fertigteiltürmen Schwachstellen beziehungsweise Mehraufwand in der Ausführung erfordern. Ebenso gibt es keine Begrenzungen in der Höhe der Betontürme, da Konstruktionen errichtet mit Gleitschalungen keine Kräne benötigen. Es entsteht ein monolithisches Tragwerk mit hoher Steifigkeit und Dämpfung [4].

## 2.4.2 Fertigteilbauweise

Eine weitere Möglichkeit für den Einsatz von Stahlbeton bei Windkraftanlagen ist der Fertigteilturm. Bei der Fertigteilbauweise werden einzelne Segmente des Turmes im Werk vorgefertigt, auf die Baustelle transportiert und dort übereinander gestellt und verbunden. Dadurch verringert sich die Bauzeit auf der Baustelle gegenüber der mit Ortbeton um ein Vielfaches. Es entstehen jedoch erhöhte Transportkosten, da besonders im unteren Turmbereich selbst geteilter Segmente mit einem Sondertransport an die Baustelle gebracht werden müssen. Durch den Einsatz der Fertigteilbauweise können Türme mit großen Höhen und Durchmessern am Fußpunkt errichtet werden. Die Fertigteilbauweise für Windtürme ist nur dann sinnvoll, wenn es zur Produktion mehrerer baugleicher Türme kommt wie beispielsweise bei der Errichtung eines Windparks [9].

In der Fertigung im Werk können entweder einzelne Segmente vorgefertigt oder Teilsegmente produziert werden. Die Segmente werden mit speziellen Stahlschalungen mit Höhen von etwa 4 m hergestellt. Im Anschluss an die Produktion werden die fertigen Segmentringe an die Baustelle geliefert. Dort werden sie mittels Kran ausgeladen und gegebenenfalls werden die Teilsegmente auf einem Vormontageplatz zu Ringen verbunden. Ist ein Segmentring oder eine Gruppe von Segmentringen fertig aufgestellt, wird sie mittels Kran auf den Turm gehoben. Im Allgemeinen können die Segmente trocken versetzt werden. Lediglich bei kleineren Fertigungsungenauigkeiten können diese mit Kunstharz ausgeglichen werden. Im letzten Schritt wird der Stahlbetonturm vorgespannt, siehe Kapitel 2.4.4 [4]. Die einzelnen Montageschritte die auf der Baustelle für eine Fertigteilkonstruktion erforderlich sind zeigt Abbildung 2.6.

Bei der Herstellung von Schleuderbetontürmen wird die Bewehrung und der Beton in die gewünschte Form gebracht und danach mit Schleudermaschinen im Betonwerk verdichtet. Die durch die Schleuderung entstehende Zentrifugalkraft bewirkt einen stark verdichteten, festen Beton mit nur wenigen Poren [25]. Diese Art der Herstellung wird jedoch nur für kleine und mittlere Windkraftanlagen angewendet, da der Schleuderbetonturm im Ganzen auf die Baustelle geliefert werden muss und dadurch auf die zu transportierenden Abmessungen beschränkt ist [4].

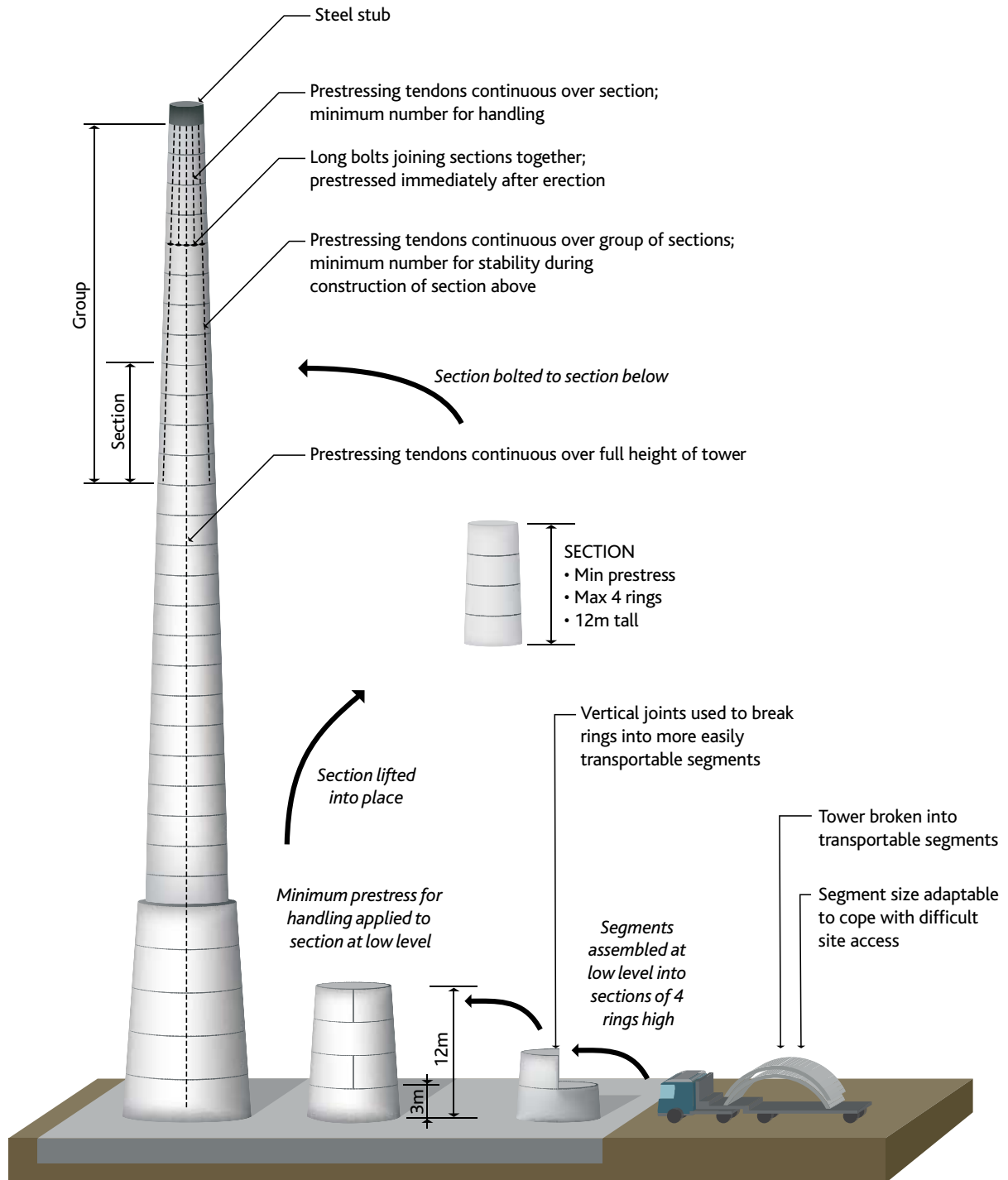


Abbildung 2.6: Ein möglicher Aufbau eines Windkraftturmes in Fertigteilbauweise [26]



Mit einer Nabenhöhe von 135 m gilt der Windkraftturm E-126 der Firma Enercon GmbH derzeit als einer der höchsten und leistungsstärksten Windenergieanlagen mit einem Turm in Fertigteilbauweise, siehe Abbildung 2.7. Der Turm ist ein konischer Betonfertigteilurm bestehend aus 35 einzelnen Segmentringen und einem Stahlring an dem am oberen Ende die Gondel montiert wird. Die Segmente im unteren Bereich des Turmes besitzen einen Durchmesser von 14 m und werden in drei Teilen vorgefertigt. Segmentringe im mittleren Bereich werden als Halbschalen und Segmentringe im oberen Bereich als Komplettring hergestellt [27]. Der Turmaufbau ist in etwa 20 Arbeitstagen fertig gestellt, danach folgt das interne Vorspannen und Verpressen mit einer Dauer von etwa 4 Arbeitstagen. Die gesamte Dauer von Einrichtung der Baustelle bis zur Inbetriebnahme benötigt etwa 80 Arbeitstage, wobei dies je nach Standort und Wetterbedingungen bei Errichtung variieren kann. Die Lebensdauer dieses Turmes wird mit etwa 25 Jahren geschätzt [28]. Für 2017 ist die Einführung der Weiterentwicklung dieser Fertigteilbaumethode mit einer Nabenhöhe von 159 m und einer Leistung von bis zu 7,6 MW geplant [29].



(a) Aufbau der Stahlbetonsegmente eines Betonvollfertigteilurmes [30]



(b) Fertiggestellte Windenergieanlage E-126 [31]

Abbildung 2.7: Windkraftanlage E-126 der Fa. Enercon GmbH

### 2.4.3 Halbfertigteilbauweise

Bei der Halbfertigteilbauweise handelt es sich um eine Bauweise mit im Werk vorgefertigten Elementen, welche im Zuge der Turmerrichtung an der Baustelle zu einem monolithischen Tragwerk mittels Ortbeton verbunden werden. Bei der Baumethode zur Errichtung von Turmbauwerken für Windkraftanlagen, entwickelt an der TU Wien, handelt es sich um eine solche Baumethode, siehe Kapitel 3.

### 2.4.4 Vorspannung

Generell muss in Hinsicht auf die Notwendigkeit der Vorspannung zwischen Betonfertigteiltürmen und Ortbetontürmen beziehungsweise Betonhalbfertigteiltürmen unterschieden werden. Die Anordnung von Vorspannung bei Ortbeton- oder Betonhalbfertigteiltürmen erlaubt es die erforderliche schlaife Bewehrung und somit den Bewehrungsgrad zu minimieren bzw. erhöht unter Umständen den Ermüdungswiderstand der Konstruktion und hilft bei der Gebrauchstauglichkeit. Solche Türme könnten auch ohne Vorspannung errichtet werden. Hingegen bei Vollfertigteilturmbauweisen die lediglich trocken aufeinander stehen wird die Vorspannung benötigt um die Tragfähigkeit der Konstruktion zu gewährleisten. Es kommt entweder eine in der Wand geführte Vorspannung mit oder ohne nachträglichen Verbund zum Einsatz oder eine externe Vorspannung im Inneren des Turmes.

Jede Vorspannart hat ihre Vor- und Nachteile. Sind die Spannstähe im Betonquerschnitt verlegt spricht man von interner Vorspannung. Bei Vorspannung mit Verbund werden die Spannlitzen nach dem Einbringen mit Zementmörtel verpresst und sind somit direkt mit dem Beton verbunden. Wird die Vorspannung ohne Verbund angewendet, werden die Stahllitzen nicht mit Zementmörtel verpresst sondern der Hohlraum des Hüllrohrs der Vorspannung ist mit Korrosionsschutzfett gefüllt. Beim Einsatz von Spannlitzen mit nachträglichem Verbund werden erst die leeren Hüllrohre einbetoniert und nachfolgend die Spannlitzen eingebracht. Hier ist es bei Fertigteilkonstruktionen besonders wichtig auf eine exakte Positionierung der Segmente und Hüllrohre zu achten, da Ungenauigkeiten das Einbringen der Litzen schwierig bis unmöglich machen können. Sind die Spannlitzen in die Turmwände eingebracht werden diese gespannt und mittels Zementmörtel verpresst. Dabei ist zu beachten, dass der Verpressvorgang nur bei einer Temperatur zwischen  $+5^\circ$  und  $+30^\circ$  erfolgen darf und spätestens zwei Wochen nach dem Spannen der Litzen durchzuführen ist [32].

Die externe Vorspannung zeichnet sich dadurch aus, dass die Spannglieder außerhalb des Betonquerschnitts liegen. Bei der Anwendung externer Spannglieder im Bau von Windkrafttürmen sind diese im Inneren des Turmes situiert. Dies weist gegenüber der Vorspannung im Verbund einige Vorteile auf, die für den Einsatz externer Vorspannung bei Windkraftanlagen sprechen. Die Spannglieder sind im Inneren des Turmes offen zugänglich und können somit leicht überprüft werden. Außerdem können sie im Laufe ihrer Einsatzdauer nachgespannt oder falls erforderlich ausgetauscht werden. Nachteilig ist anzumerken, dass die Betonschale durch den geringeren Hebelsarm der Vorspannlitzen mit mehr Bewehrung versehen werden muss [16]. Konstruktiv zu beachten sind vor allem die Umlenk- und Verankerungsstellen. Der Einbau der externen Spannglieder kann entweder von oben über Abwickelgestelle oder von unten durch Winden erfolgen. Ein schnellerer Baufortschritt ist beim Einbau von oben gewährleistet, da die Schwerkraft positiv ausgenutzt wird. Jedoch sind bei dieser Einbaumethode hohe Kräne erforderlich [32].

## 2.5 Konstruktion von Hybridtürmen

Eine hybride Bauweise definiert sich über den getrennten Einsatz zweier Materialien. Bei der gängigsten Hybridbauweise kommt Stahlbeton und Baustahl zum Einsatz. Der untere Teil des Hybridturmes besteht aus einer Betonkonstruktion und der obere Teil ist eine Stahlrohrkonstruktion. Der Betonturm kann dabei aus Fertigteilen oder Ortbeton, wie in Kapitel 2.4 erläutert, gefertigt werden. Mit der Hybridbauweise lassen sich Höhen von 100 m oder mehr wirtschaftlich umsetzen. Durch diese Bauweise können am Fußpunkt des Turmes große Durchmesser mit hoher Masse entstehen, die nicht wie bei Stahlrohrkonstruktionen aufgrund des Transportes in ihrer Größe begrenzt sind. Zusätzlich lässt sich der Massenanteil mit Zunahme der Höhe aufgrund der Stahlrohrkonstruktion im oberen Bereich des Turmes im Vergleich zu reinen Betonkonstruktionen um ein Vielfaches reduzieren [4].

Beispielhaft für die Entwicklungen in der Hybridbauweise soll die Herstellung eines Turmes der Firma Max Bögl mit Nabenhöhen von bis zu 150 m erläutert werden. Es handelt sich um ein konisch nach oben hin verjüngendes Turmbauwerk, welches im unteren Bereich aus 3,8 m hohen Betonfertigteilen mit einer Wanddicke von 30 cm und im oberen Bereich aus einem Stahlrohrturm besteht. Je nach Durchmesser bestehen die Segmente im unteren Bereich aus Fertigteilringen, Halb- oder Teilringen, welche im Werk gefertigt und an die Baustelle transportiert werden. Die Ober- und Unterseite der Segmente wird mit einer CNC-Fräse so bearbeitet, dass sie nahezu parallel zueinander sind [33]. Dieser Bearbeitungsschritt ermöglicht es die Segmente trocken aufeinander zu stellen. Sind alle Betonsegmente positioniert wird oben darauf ein Stahlübergangsegment befestigt. An diesem Stahlübergangsegment wird erst die Vorspannung des Stahlbetonturmes verankert bevor der Stahlurm darauf montiert wird [34]. Der Stahlrohrturm wird je nach Höhe und Durchmesser ebenfalls in Segmentringen oder als Ganzes vorgefertigt, an die Baustelle geliefert und verschraubt, siehe Abbildung 2.8 (a). Für die Montage der Segmentringe kann ein, mit der Turmhöhe wachsender, Turmkran eingesetzt werden. Ist der Stahlbetonturm fertig aufgebaut und vorgespannt wird der Turmkran am Übergangsstück verankert um so auch die größeren Höhen des Stahlrohrturmes erreichen zu können, siehe Abbildung 2.8 (b) [34]. Auf diese Weise entstehen in einem schnellen Baufortschritt hohe Türme für leistungsstarke Windkraftanlagen.



(a) Manövrieren der Segmentteile an der Baustelle



(b) Segment des Stahlrohrturmschnitts



(c) Externe Vorspannung im Inneren des Stahlbetonturmes



(d) Montage der Segmentringe mittels Turmdrehkran

Abbildung 2.8: Hybridturm der Firma Max Bögl [34]

## 2.6 Konstruktion von Holztürmen

Eine der ersten Nutzungen von Wind war für das Mahlen von Korn. Die Windmühlen waren meist niedrige breite Türme aus Holz. Mit Fortschreiten der Technik wurde der Werkstoff Holz für den Turmbau weitgehend durch die Materialien Stahl und Beton ersetzt. Neueste Entwicklungen sprechen jedoch wieder für den Einsatz von Holz bei Turmbauwerken von Windkraftanlagen. Holz weist gegenüber Stahl und Beton einige Vorteile auf. Es handelt sich um einen natürlichen, nachwachsenden Rohstoff, der bei seiner Gewinnung und Verarbeitung die beste CO<sub>2</sub>-Bilanz aufweist. Zusätzlich weist das Material Holz eine große Ermüdungsfestigkeit auf. Die Lebensdauer derzeitiger Stahl- oder Betontürme von Windkraftanlagen liegt bei etwa 20 Jahren. Bei Einsatz des Holzturmes verspricht der Hersteller aktuell eine Lebensdauer von bis zu 40 Jahren, wobei ein nahezu vollständiger Rückbau gewährleistet ist [4].

Der weltweit erste Turm für Windkraftanlagen aus Fichtenholz mit einer Höhe von 100 m wurde 2012 in Hannover-Marienwerder errichtet. Dieser Turm mit der Typenbezeichnung TT10 der Firma Timber Tower ist ein 8-eckiger Turm für Windkraftanlagen mit einer Leistung von 1,5 MW. Der Turm besteht aus kreuzverleimten Brettsperrholzplatten, einem Leegerüst im Inneren, einem Fundament und einem Stahlübergangsegment um die Verbindung zwischen Gondel und dem Holzturm sicher zu stellen. Die Herstellung lässt sich in die zwei Phasen Werksfertigung und Baustellenmontage einteilen. Im ersten Schritt werden die kreuzverleimten BSH-Platten im Sägewerk hergestellt und in weiterer Folge zur Baustelle transportiert. Dort wird nach der Herstellung des Fundaments das Leegerüst aufgestellt, siehe Abbildung 2.9 (a). Das Leegerüst beinhaltet alle Bestandteile der elektrischen Versorgung und mehrere Ebenen um Arbeiten im Inneren ausführen zu können. Ist das Leegerüst fertig aufgestellt, werden die BSH-Platten mit Höhen zwischen 3,75 und 15 m an dem Leegerüst angebracht und mit einer speziellen Stahlblechholzschlitz-Verbindung verklebt. Um die Holzplatten gegen Witterung zu schützen, wird der Turm außen mit einer Kunststoffolie beklebt. Im letzten Schritt wird die Gondel und der Rotor mittels Kran nach oben gehoben und montiert. Mittlerweile gibt es schon einen Holzturm mit der Typenbezeichnung TT140, der eine Nabenhöhe von 140 m aufweist [35].



(a) Anbringen der BSH-Platten an das Leegerüst



(b) Holzturm TT100

Abbildung 2.9: Holzturm TT100 – Hannover Marienwender [36]

## 2.7 Fazit

Die Wahl einer passenden Konstruktionsmethode des Turmbauwerks ist von entscheidender Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit eines Windkraftwerkes. Jede Konstruktionsart weist ihre Vor- und Nachteile auf. Ein wirtschaftlicher Einsatz von Material und Arbeitskraft ist entscheidender Faktor bei Herstellung und Konstruktion der Türme. Als Vorteil der Gitter-, Beton- und Hybridkonstruktionen ist die gute Transportfähigkeit der Bestandteile dieser Türme zu nennen. Ein hoher Aufwand bei der Montage von Gittertürmkonstruktionen führt zu höheren Lohn- und Personalkosten und ist somit als nachteilig anzusehen. Ein positiver Aspekt der Fertigteilbauweise und auch Stahlrohrbauweise ist der schnelle Baufortschritt bei Montage der Türme und ein hoher Qualitätsstandard durch die Fertigung im Werk. Bei Kombination der Stahl- und Betonbauweise zum Bau von Hybridtürmen werden die Vorteile beider Konstruktionsmethoden vereint. Durch die hohe Lebensdauer von Brettsperrholzwänden von bis zu 40 Jahren bietet auch die Holzbauweise wesentliche wirtschaftliche Vorteile.

Zukünftig wird es vor allem in Binnenländern wichtig sein, Forschungen und Techniken zu entwickeln, die es ermöglichen hohe Türme für leistungsstarke Windkraftanlagen zu konstruieren, um den steigenden Energieverbrauch ressourcenschonend zu ermöglichen. Dies soll durch die an der TU Wien entwickelte Baumethode für Hybridtürme unterstützt werden, welche im nachfolgenden Kapitel 3 beschrieben wird.

## Turmbauwerke aus Doppelwandelementen

Die hier vorgestellte Baumethode ist eine Halb-Fertigteilbauweise bei der handelsübliche Doppelwandelemente im Werk hergestellt werden, danach an der Baustelle aufgestellt und ausbetoniert werden. Um den heutigen technischen und wirtschaftlichen Anforderungen beim Bau von Windkraftanlagen gerecht zu werden, ist ein schneller Baufortschritt und das gleichzeitige Erreichen großer Höhen von maßgebender Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit eines Windkraftwerkes. Mit Zunahme der Höhe entstehen große statische und dynamische Belastungen, wodurch die Konstruktion des Turmbauwerks von hoher Bedeutung ist. Es ist wichtig ein Turmsystem zu entwerfen, das den erhöhten Windeinwirkungen mit ausreichender Sicherheit widersteht und einen einfachen, größtenteils witterungsunabhängigen Konstruktionsablauf ermöglicht.

Die an der Technischen Universität Wien, am Institut für Tragkonstruktionen, entwickelte neue Baumethode zur Herstellung von Turmbauwerken für Windkraftanlagen aus Betonfertigteilen, verbindet die Vorteile der Fertigteilbauweise mit jener der Ortbetonbauweise. Die Baumethode lässt sich als Halb-Fertigteilbauweise beschreiben. Wobei der Turm in klassischer hybrider Bauweise als zwei Drittel Stahlbetonturm und einem Drittel Stahlurm oder als reiner Stahlbetonturm, errichtet werden kann. Der Stahlbetonabschnitt des Turmes besteht aus Fertigteilen – Doppelwandelementen, wie sie im klassischen Hochbau eingesetzt werden. Diese werden im Werk hergestellt, am Errichtungsort zu polygonalen Segmenten zusammengestellt, verbunden, übereinander gestapelt und kontinuierlich ausbetoniert, siehe Kapitel 3.1. Mit Beendigung des Baues des Stahlbetonturmes, kann an dessen Spitze der Stahlurm mit dem Windrad montiert werden. Durch diese Baumethode können somit zügig und wirtschaftlich Türme mit Höhen ab 100 m erbaut werden. Unter der Patent Nummer DE WO 2014067884 wurde diese entwickelte Baumethode für Türme von Windkraftanlagen im Mai 2014 patentiert [37]. Außerdem wurde ein Prototyp errichtet, an

dem die Praxistauglichkeit geprüft wurde. In diesem Kapitel enthalten ist das Konzept der Turmerrichtung, der Prototyp, die Produktion und der Aufbau der Doppelwände, gefolgt von einer konstruktiven und wirtschaftlichen Gegenüberstellung dieses Bauverfahrens zu jenen beschrieben in Kapitel 2.

### 3.1 Errichtungskonzept eines Turms aus Doppelwänden

Für einen Turm aus Doppelwänden, müssen die im Fertigteilwerk hergestellten Doppelwandelemente an die Baustelle geliefert, dort mittels leichtem Kran zu Segmentringen verbunden, anschließend übereinander gestellt und zum fertigen Turm ausbetoniert werden. Gegebenenfalls ist als letzter Schritt eine vertikale interne oder externe Vorspannung über die Höhe anzuordnen. Als Vorbereitung vor dem Aufstellen der Doppelwandplatten, ist ein ebenes Fundament, das als Vormontageplatz dient, herzustellen.

Dieser Vormontageplatz muss so ausgebildet sein, dass Einrichtungen vorhanden sind, die eine exakte Anordnung der Doppelwandelemente zu einem Segment ermöglichen. Hierbei muss nicht nur die Positionierung eines polygonalen Grundrisses mit einer bestimmten Eckzahl und beliebigen Seitenkantenlängen, sondern auch die Wandneigung die von Segment zu Segment unterschiedlich ist, einrichtbar sein. Das besondere an dieser Fertigteilbauweise ist, dass jede Fuge durchgängig bewehrt ist und somit ein monolithischer Betonkörper entstehen kann. Hierbei entsteht beim Aufstellen der letzten Doppelwand geometrisch keine einfache Möglichkeit eine steife Bewehrung in den vertikalen Fugen anzuordnen. Deshalb werden die beiden Fugen, die sich aus der letzten Doppelwand ergeben, mit einer biegsamen Seilbewehrung ausgerüstet. Diese Seilbewehrung kann in der letzten anzuordnenden Doppelwand sowie den beiden benachbarten versenkt werden und nach dem Platzieren der letzten Doppelwand herausgezogen und mit einem vertikalen Bewehrungsstab in der Lage fixiert werden. Die restlichen Fugen, vertikal wie horizontal, können mit einfacher Stabstahlbewehrung versehen werden.

Sind alle Doppelwandelemente eines Segments aufgestellt, müssen diese miteinander verbunden werden. Dazu werden die, seitlich in der Außenschale der Doppelwandelemente angebrachten, Schweißgründe über Füllbleche miteinander verschweißt. So entsteht ein zusammenhängender Ring, der den Einwirkungen beim Anheben mittels Kran und Betonieren standhält. Anschließend werden die äußeren vertikalen Fugen vermörtelt und die inneren mit Dichtungsprofilen versehen, um ein Austreten des Betons bei der späteren Betonage zu verhindern. Danach werden oben in die Doppelwand die Vertikalbewehrungskörbe eingeschoben, welche die Durchgängigkeit der Vertikalbewehrung sicherstellen. Im letzten Schritt werden entlang des Segments die Arbeitsplattformen an den Segmenten montiert, von denen aus der Beton eingebracht werden kann.

Für den Aufbau des Turmes werden die fertig aufgestellten, eingerichteten und verbundenen Segmentringe per Kran angehoben und übereinander gesetzt. Je nach Platzbedarf können entweder alle Segmente vor der Turmerrichtung zusammengesetzt und dann aufein-



ander gestapelt werden oder es wird Zug um Zug gearbeitet und die Segmente werden gleich nach dem Zusammensetzen auf das vorhergehende gestellt und ausbetoniert. Die Segmente werden an den drei gleichmäßig im Segmentring verteilten Hebekonstruktionen über eine spezielle Hebevorrichtung angehoben. Die spezielle Hebevorrichtung, z.B. in Form eines Hebekreuzes, ermöglicht das Segment beim Manipulieren rein vertikal zu belasten, wodurch eine wirtschaftlichere Dimensionierung möglich ist und unerwünschte Verformungen minimiert werden können. Zusätzlich sollen die Innenfugen mit Keilplatten ausgestattet werden, sodass jegliche ungewollte plastische Verformung während des Hebens verhindert wird. Da die Segmente zu zwei Drittel hohl sind, können im Vergleich zu einer Vollfertigteilbauweise entweder dreimal so hohe Segmente versetzt werden oder bei gleicher Höhe ein weitaus kleineres Hubgerät zum Einsatz kommen. Dies kann eine relevante Kostenersparnis zur Folge haben.

Ein Segmentring kann nun oberhalb des vorhergehenden Ringes platziert werden. Vorher werden entlang der Oberkante des unteren Segments, eine mit Stahllankern verbundene Holzschalung zur Abdichtung der horizontalen Fuge angeordnet. Diese Schalung soll außen mit einer Seilkonstruktion versehen sein, sodass sie von Innen heraus entfernt werden kann. Sind jeweils zwei zu betonierende Segmentringe übereinandergestellt und alle Fugen versiegelt, werden ebenfalls mittels Kran maximal zwei Arbeiter zur Betonage auf die im Inneren verankerten Gerüstpodeste gehoben. Von dort aus, wird über einen Pumpstutzen der zu betonierende Abschnitt von unten nach oben mit Selbstverdichtendem Beton ausgefüllt. Im Zuge der Errichtung des Prototyps wurden Betonierschritte von jeweils 3 m hergestellt. Durch kontinuierliches Positionieren der Segmentringe am Turm und Betonieren dieser, kann ein 80 m hoher Turm binnen einer Woche errichtet werden.

## 3.2 Der Prototyp

Um geeignete Lösungen für statische und technische Probleme, die während der Errichtung auftreten, zu erarbeiten und die Baumethode zu optimieren, wurde ein Prototyp errichtet, siehe Abbildung 3.1. Der Prototyp dieses Turmbauverfahrens besteht aus sechs einzelnen Segmentringen mit einer Gesamthöhe von 16,15 m. Jeder Segmentring besteht aus neun Doppelwandelementen, die sich zu einem neuneckigen Polygon zusammenfügen. Die Doppelwandelemente wurden nach ihrer Produktion im Werk auf einem Vormontageplatz polygonal aufgestellt und um  $1^\circ$  nach innen geneigt. Dadurch entstand ein sich mit der Höhe verjüngendes Turmbauwerk. Beim Bau des Prototyps wurden Segmentringe mit Höhen zwischen 1,25 und 6,0 m eingesetzt. Dies ermöglicht es Kosten- und Aufwandsoptimiert unterschiedliche konstruktive und Bauverfahrensrelevante Details, wie z.B. verschiedene Dichtungsformen der vertikalen Fugen, auszutesten. Wobei die, laut Fertigteilwerke maximal mögliche Segmenthöhe von circa 13 m, beim Prototypen nicht ausgetestet wurde. Während der Errichtung des Prototyps wurden unterschiedliche Techniken im Bereich der horizontalen Bewehrungsverlegung, der Fugenausbildung, der Verbindung zwischen den Doppelwandelementen und der Auflagerung ausprobiert und evaluiert, siehe hierzu in „De-

sign and construction of a prototype segment for a windtower based on a new construction method" von Vjekoslav Janjic [38]. Gegenständige Diplomarbeit beschäftigt sich in den nachfolgenden Kapiteln mit der Bemessung des Segmentrings 1, welcher mittig innerhalb des Prototyps situiert ist und eine Höhe von 2,5 m aufweist, siehe Kapitel 3.4.

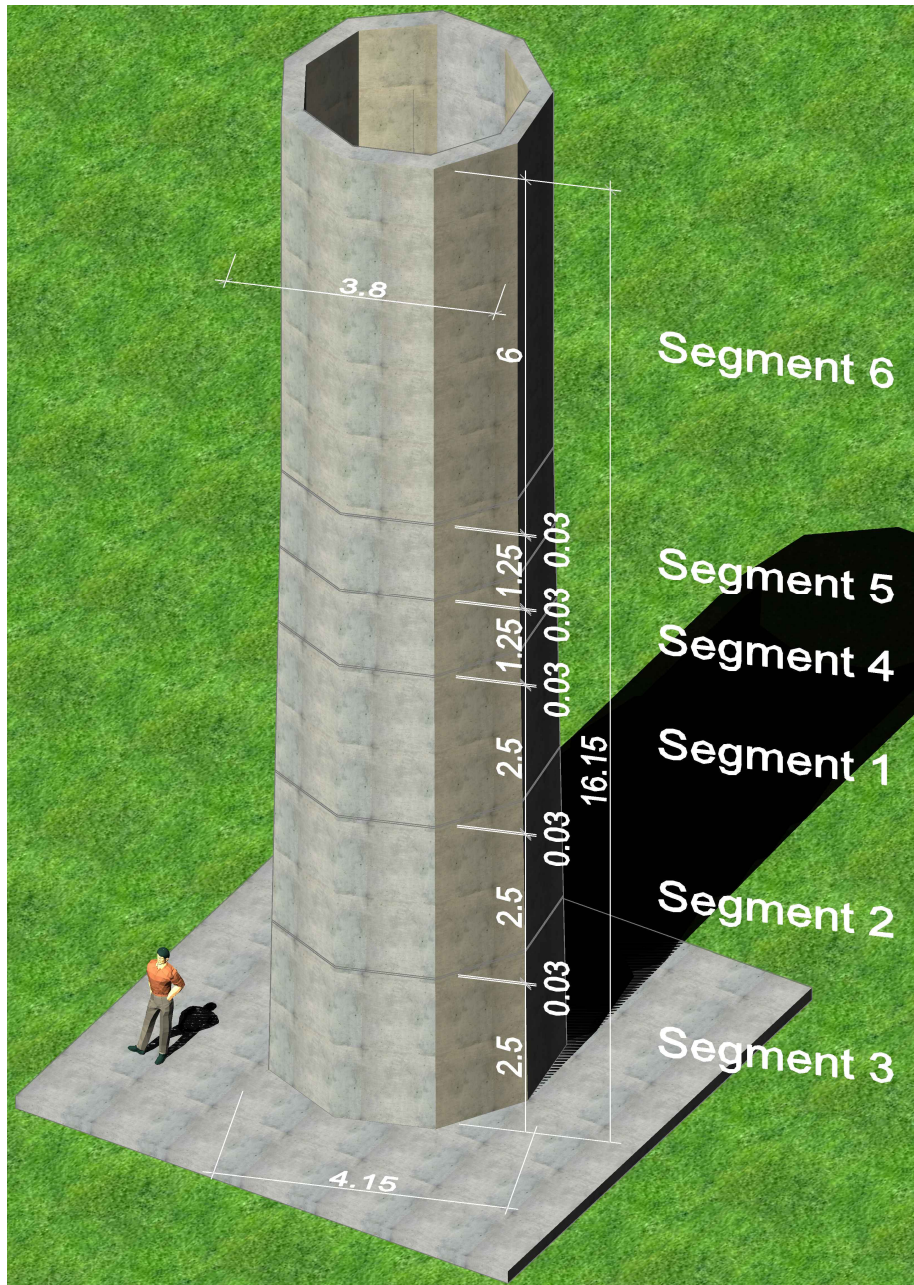


Abbildung 3.1: Prototyp eines Turmbauwerkes aus Doppelwandelementen

### 3.3 Herstellung der Doppelwandelemente

Die Doppelwände bestehen aus den Betonplatten, der Bewehrungsmatte, den Plattenverbindungselementen (z.B. Kappema-Elemente), den Schweißgründen und sonstigen Einbauteilen. All diese Komponenten müssen im Fertigteilwerk zusammen gesetzt werden. Der genaue Produktionsprozess wird im Folgenden beschrieben.

Auf einer mit Trennmittel bearbeiteten Produktionspalette entstehen die Doppelwandplatten und durchlaufen auf dieser den gesamten Herstellungsprozess im Werk. Ein Roboter versetzt automatisch die Randschalung auf den Produktionspaletten. Die Schalung für den Roboter ist nur in bestimmten Größen vorhanden. Da jedoch der realisierbaren Geometrie keine Grenzen gesetzt werden, müssen jene Bereiche die frei bleiben, händisch mit Styroporschalelementen verschlossen werden. Ebenfalls muss die exakte Position der Einbauteile markiert werden, um diese im Verlauf des Herstellungszyklus richtig einbauen zu können. Im nächsten Schritt wird eine den statischen Erfordernissen angepasste, geschweißte Bewehrungsmatte in der Schalung platziert. In der ersten der beiden Doppelwandplatten werden die Verbindungselemente der Doppelwand, im gegenständigen Fall die Kappema-Elemente (siehe Kapitel 3.4.2), gleichzeitig mit der Mattenbewehrung verlegt und gegebenenfalls mit dieser verbunden um deren Lage zu sichern. Die Kappema-Elemente werden vor dem Einbau im 90° Winkel gebogen, damit sie stabil auf der Produktionspalette stehen. Die Ausführung in Edelstahl ermöglicht es, die Sticks bis nach außen hin über die ganze Betondicke zu verankern. Bei dem Segment, welches in dieser Arbeit untersucht wird, wurden 13 Kappema-Elemente in den Standarddoppelwänden und 12 in allen anderen Typen verwendet, siehe Anhang A.

Danach werden alle restlichen Einbauteile, wie z.B. die Schweißgründe und die Hebe konstruktion, an den vorher markierten Stellen eingelegt. Ist die Schalung verlegt und die Bewehrung samt Einbauteilen positioniert, kann in der nächsten Station der Beton eingebracht werden. Ein rechteckiger Betonkübel, der automatisiert oder manuell gesteuert wird und an einer Kranbahn hängt, verteilt den Beton in der Schalung. Plattendicken ab 45 mm sind möglich, wobei im automatischen Betrieb Abweichungen von bis zu 10 mm möglich sind. Es wurde jedoch genau darauf geachtet, dass die Mindestplattendicke mit genügender Sicherheit überall und besonders an den maßgebenden Stellen (z.B. bei den Schweißgründen) in jedem Fall gewährleistet ist. Wird der Betonkübel rein manuell gesteuert, kann eine genauere Betonplattendicke hergestellt werden, jedoch bedarf es hier eines geübten Personals mit Feingefühl. Nichtsdestotrotz ist bei der Produktion im Werk eine weitaus höhere Maßgenauigkeit und ein höherer Qualitätsstandard zu erreichen als auf der Baustelle. Ist der Beton eingefüllt, wird die Produktionspalette eine Station weiter transportiert, wo der Beton über einen Rütteltisch durch Bewegungen in horizontaler und vertikaler Richtung mittels unterschiedlicher Frequenzen verdichtet wird. Dies stellt den vorerst letzten Schritt dar und die Doppelwandplatten werden zur Erhärtung in eine speziell temperierte Härtungskammer befördert.

Ist die erste Platte der Doppelwände ausgehärtet, kann das passende Gegenstück im gleichen Verfahren produziert werden. Der einzige Unterschied liegt bei der letzten

Station. Hier werden vor dem Verdichten beide Platten zusammengeführt. Dafür wird die Palette mit der ersten Doppelwandplatte in eine Wendeanlage gespannt, die diese um 180° dreht. Die Palette mit den zweiten noch nicht erhärteten Platten wird direkt darunter geschoben und danach wird die Erste in die Zweite gedrückt, wobei die Zweite gleichzeitig verdichtet wird, damit die Kappema-Sticks der ersten Platte ordentlich im Beton der Zweiten verankert werden. Sind die beiden Platten exakt platziert, wird der Palettentisch in die Härtungskammer transportiert.

Je nach Größe und Kapazität des Fertigungswerks können eine unterschiedliche Anzahl an Doppelwandplatten gleichzeitig produziert werden. Die Produktion des Segment 1 fand im Werk der Firma Oberndorfer & Co KG statt. Hier war es möglich Doppelwandplatten mit einer Höhe von 2,5 m und einer Breite von etwa 1,3 m, jeweils vier Platten gleichzeitig auf einer Produktionspalette herzustellen, wobei der Umlauf einer Palette circa 1,5 Stunden dauert und zwischen der Herstellung der beiden Doppelwandplatten mindestens ein Tag Aushärtungszeit benötigt wird. Sind die Doppelwandelemente fertig ausgehärtet, können sie nebeneinander gestapelt werden und für den Weitertransport auf die Baustelle in einen Lastkraftwagen geladen werden.

### 3.4 Bestandteile des Segments 1

Das Segment 1, im Weiteren als Segment oder Segmentring bezeichnet, besteht aus neun Doppelwandelementen mit einer Höhe von 2,5 m, welche zu einem neuneckigen Pyramidenstumpf mit einem Außendurchmesser an der Basis von 3,96 m zusammengefügt werden, siehe Abbildungen 3.2 und die detaillierten Pläne in Anhang A. Ein Doppelwandelement besteht aus zwei 50 mm starken Doppelwandplatten, welche über Wandverbinder miteinander verbunden sind. Diese dienen zur Aufnahme des Schalungsdruckes und der Weiterleitung von Lasten, siehe Kapitel 3.4.2. Der Segmentring benötigt neben einer Auflagerung auch eine Vorrichtung, um ihn anzuheben und im Zuge der Turmerrichtung übereinander zu stellen. Beides wird über den Einbau von Hebekonstruktionen sichergestellt. Drei Hebekonstruktionen sind gleichmäßig über die Oberseite im Segment verteilt und sie sind so konzipiert, dass man das Segment damit als Ganzes manipulieren kann. Drei weitere Hebekonstruktionen sind im unteren Bereich spiegelverkehrt zu den Oberen, platziert und dienen der Auflagerung auf einem darunter liegenden Segment, siehe Abbildung 3.2 und Kapitel 3.4.3. Weitere Einbauteile wie beispielsweise die Schweißgründe in Kapitel 3.4.4 und die Gerüstverankerung nach Kapitel 3.4.5, dienen der Funktionsfähigkeit des Segmentringes in den Bauzuständen. Der Gegenstand dieser Diplomarbeit ist die Bemessung des Segments 1 während der Bauzustände. Demzufolge werden alle Bestandteile der Konstruktion und deren Ausführungen anhand des Segments 1 in den nachfolgenden Kapiteln beschrieben.

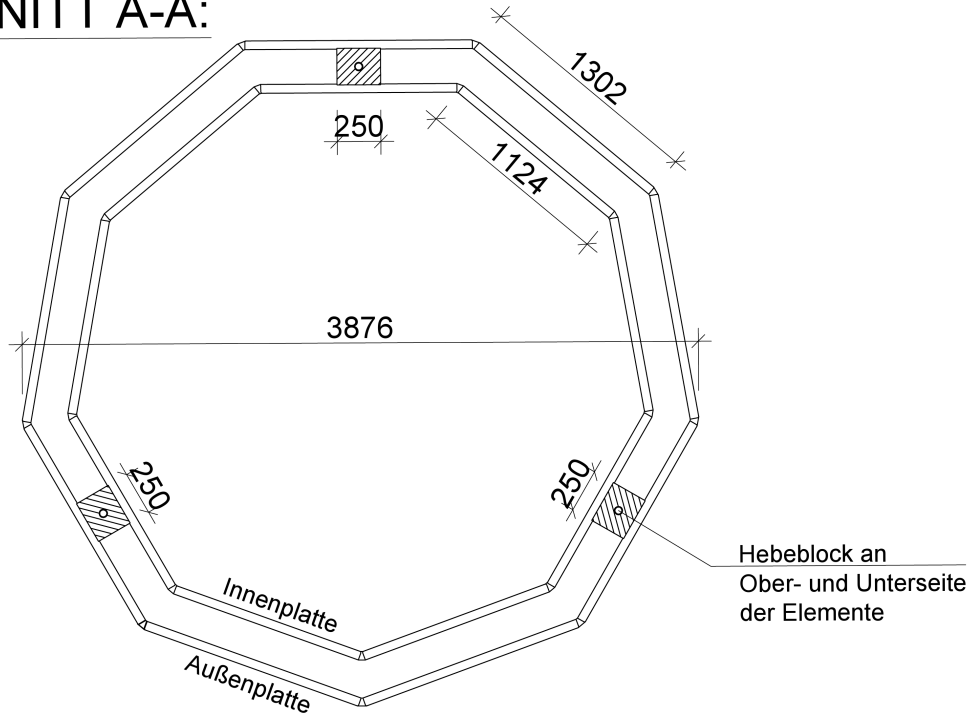
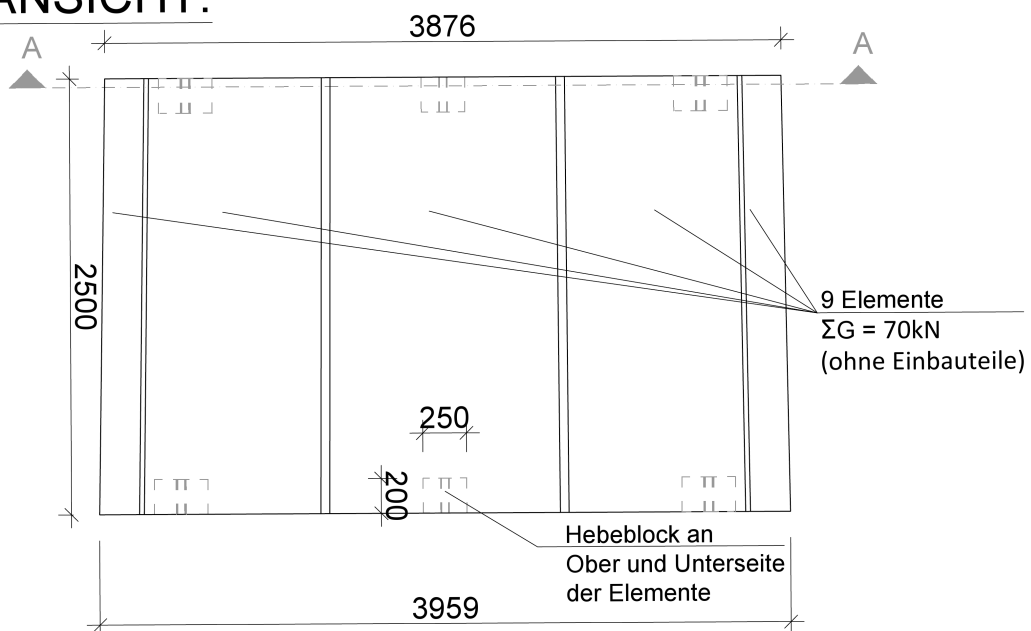
**SCHNITT A-A:****ANSICHT:**

Abbildung 3.2: Ansicht und Schnitt A-A des Segmentringes 1

### 3.4.1 Doppelwände

Die Doppelwand charakterisiert diese Konstruktionsmethode für Turmbauwerke von Windkraftanlagen. Beim Prototypen bilden jeweils neun Doppelwandelemente einen Segmentring. Bestehend aus zwei 5 cm dicken Betonplatten mit einer Höhe von 2,5 m und einer variablen Breite zwischen 1,124 und 1,331 m, bilden die Doppelwände ein Segment für einen Turm. Über die Höhe verringert sich die Breite der Platten konisch um 1,5 cm pro Seite. Die Platten werden aus Beton der Klasse C30/37 mit einer Stahlbewehrung B550B produziert.

Bei der Ausbildung der neun Doppelwandelemente können drei Typen unterschieden werden. Die Standarddoppelwand wird fünf Mal im Segmentring ausgeführt und ist in Abbildung 3.3 dargestellt, mit einer Hervorhebung jener Einbauteile welche in den weiteren Kapiteln erläutert werden. Die Doppelwand, welche die Hebekonstruktion beinhaltet, stellt die Auflagerung und die Vorrichtung zum Anheben des Segmentringes dar und wird drei Mal ausgeführt. Der letzte Doppelwandtyp wird demzufolge in einfacher Ausführung eingesetzt und unterscheidet sich vom Standarddoppelwandtyp durch keinerlei Einbauteile für die Positionierung der Seilschlaufen. Die detaillierten Pläne des Segment 1, die Doppelwandtypen und dessen Einbauteile sind in Anhang A ersichtlich. Innerhalb der Doppelwandplatten ist eine geschweißte Mattenbewehrung  $\text{Ø}8/15$  mit einem Bewehrungsgrad von  $3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$  in horizontaler und vertikaler Richtung verlegt. Zwischen den Doppelwandplatten dienen die Wandverbinder dem Zusammenhalt und zur Aufnahme des Frischbetondrucks. Weitere Einbauteile wie die Transportanker, die Gerüstverankerung und die Schweißgründe übernehmen beim Segment- und Turmaufbau wichtige Funktionen, siehe Kapitel 3.4.2 bis 3.4.5.

Die Produktion der Doppelwandplatten erfolgt in einem Fertigteilwerk. Dadurch kann ein hoher Qualitätsstandard sichergestellt und eine pünktliche Lieferung eingehalten werden. Aufgrund der schlanken Bauweise der Doppelwandelemente mit einer Plattenstärke von nur 5 cm, ist es wichtig deren Tragfähigkeit, besonders bei der Einleitung punktueller Lasten, von der Konstruktion bis zur Betonage und Erhärtung des Turmbauwerkes durch geeignete Nachweise, siehe Kapitel 6, sicherzustellen. Die Wandstärke der Doppelwandplatten kann bei der Produktion im Fertigteilwerk bis zu 10 mm abweichen, wobei wichtig ist, dass eine Plattenstärke von 50 mm nicht unterschritten wird um die Tragfähigkeit nicht zu gefährden. Nichtsdestotrotz bildet die Fertigung der Doppelwandelemente im Werk den Vorteil der witterungsunabhängigen Produktion mit einheitlich hohem Qualitätsstandard.

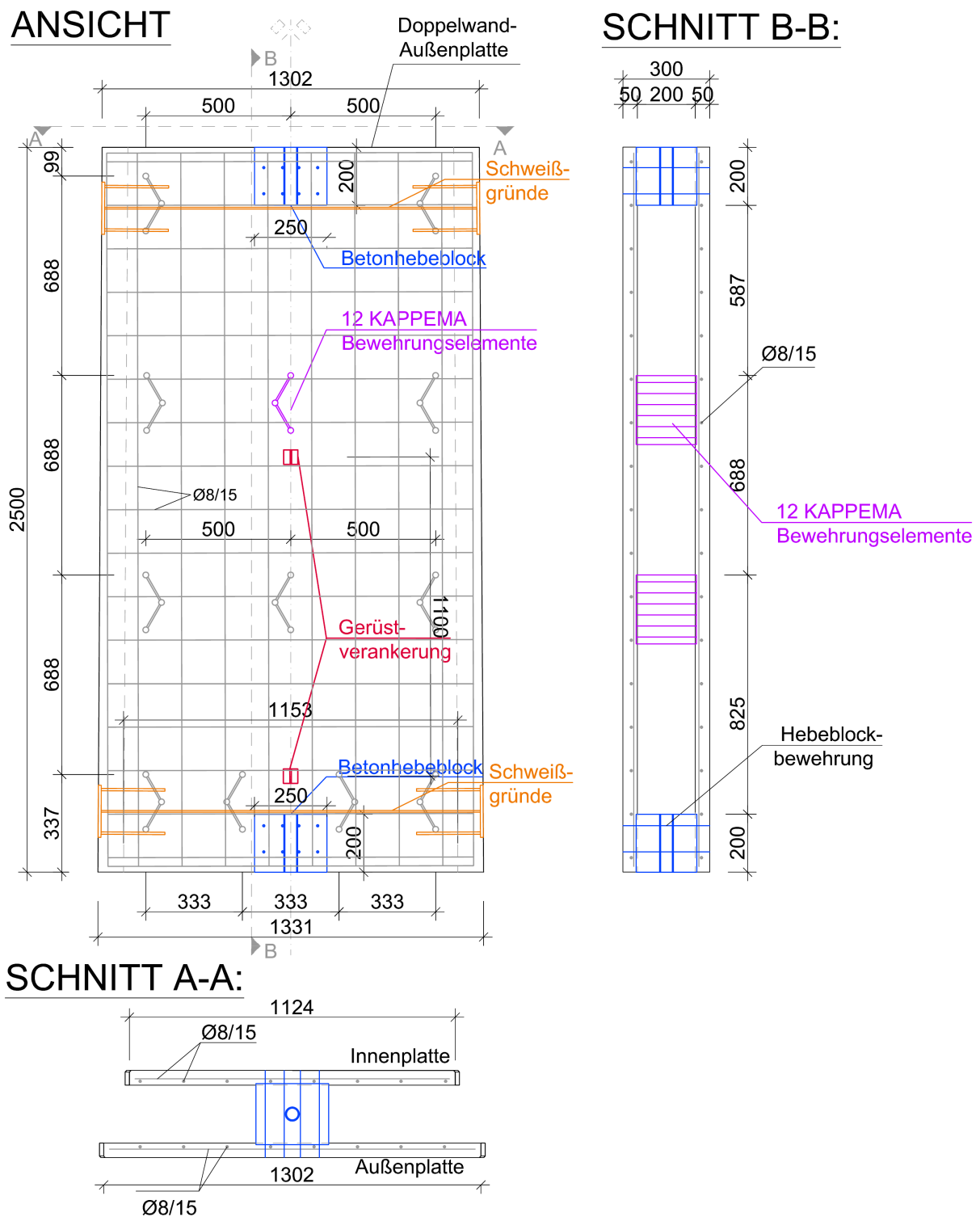


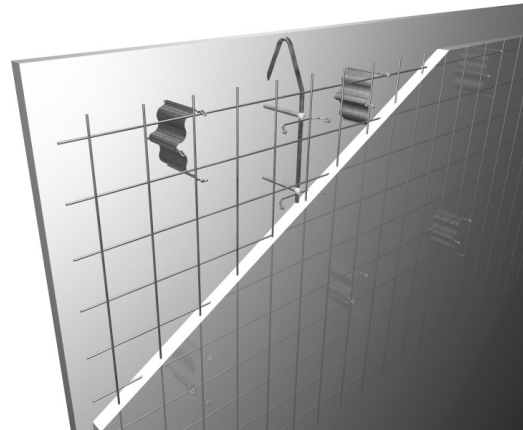
Abbildung 3.3: Ansicht der Außenplatte eines Doppelwandelements, Quer- und Längsschnitt in [mm]

### 3.4.2 Doppelwandverbinder

Der Schalungsdruck wird bei handelsüblichen Fertigteilwänden im Hochbau üblicherweise durch Gitterträger oder andere Verbinder wie z.B. Kappema-Elemente aufgenommen. In der Konstruktion des Prototyps werden Kappema-Elemente der Firma Kappema GmbH verwendet, siehe Abbildung 3.4. Jeweils 12 oder 13 Stück werden, je nach Doppelwandtyp, verlegt. Ein Kappema-Element, auch KAP-Stahl-Welle genannt, besteht aus einem 5 mm starken, gewellten Stahlband und drei Sticks mit einem Durchmesser von 6 mm aus Edelstahl der Güte S460.



(a) KAP-Stahlwelle



(b) KAP-Stahlwelle in Doppelwand verlegt

Abbildung 3.4: Kappema Elemente zur Aufnahme des Frischbetondrucks [39]

Im Gegensatz zu handelsüblichen Gitterträgern weisen Kappema Elemente einige Vorteile auf, welche die Entscheidung zu Gunsten der KAP-Stahl-Welle beeinflusst haben. Ein wesentlicher Vorteil liegt in der Ausbildung der Sticks in Edelstahl. Sie sind dadurch korrosionsbeständig und für sie ist keine Betondeckung nötig. Es können so dünnere Platten hergestellt werden, was zu einer Gewichtsreduktion führt. Außerdem können die Kappema-Elemente während der Produktion der Doppelwandplatten im Fertigteilwerk einfach auf die Produktionspalette gestellt werden und benötigen keine zusätzlichen Abstandshalter. Dies führt zu einer Beschleunigung des Arbeitsvorganges. Es können genauere Wandstärken ausgebildet werden, welches in dem Fall der Fabrikation des Prototyps mit seinen dünnen Plattenstärken wichtig ist. Durch ihre geringen Abmessungen und Gewicht sind die Elemente einfach und schnell manuell einzubauen [39].

Für den Einsatz der KAP-Stahlwelle müssen jedoch laut [40] einige Bedingungen erfüllt sein:

- Eine Mindestbetongüte der Doppelwandplatten von C25/30 ist erforderlich.
- Für die Herstellung der Doppelwandplatte darf kein selbstverdichtender Beton verwendet werden.



- Die Doppelwandplatten müssen eine Breite  $\geq 0,7$  m aufweisen.
- Die Bewehrung der Doppelwandplatten muss einen Mindestdurchmesser von 6 mm besitzen.
- Die Doppelwandplatten müssen eine Mindeststärke von 5,5 cm aufweisen.
- Pro Quadratmeter sind mindestens zwei Kappema Elemente einzubauen, mit einem maximalen Randabstand von 30 cm und gegenseitigem Mindestabstand von 10 cm.

In gegenständigen Fall sind somit alle Bedingungen, bis auf die Stärke der Doppelwandplatten, erfüllt. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass durch die Fertigung im Werk die Platten etwas stärker produziert werden, als die angegebenen 5 cm. Zusätzlich wird bei der Bemessung des Segmentringes in der FE-Modellierung vom schlechtest möglichen Fall ausgegangen, in dem die Stahlwelle selbst nicht in die Doppelwandplatten einbindet, sondern nur die Sticks. Der Auszieh Widerstand der Kappema Elemente bei dünneren Plattenstärken von 4,5 cm und 5,0 cm wurde zudem durch Versuche der TU Kaiserslautern im Protokoll *Bericht über Auszugsversuche an Kap-Sticks aus Betonplatten* [41] und an der TU Graz im Protokoll – *Bericht über die Untersuchung von Stahlankern hinsichtlich des Auszieh Widerstandes aus Beton* [42] empirisch untersucht und angegeben. Somit ist der Einsatz der Kappema Elemente zur Konstruktion der Segmentringe technisch unter der Berücksichtigung der genannten Protokolle zulässig.

### 3.4.3 Hebekonstruktion

Während der Montage und Konstruktion des Turmes ist es nötig die einzelnen Segmentringe anzuheben und übereinander zu positionieren. Zusätzlich benötigt der Segmentring eine Auflagerung. Dazu werden in die Segmente insgesamt sechs Hebekonstruktionen eingebaut, welche die Zugkräfte in die Doppelwandplatten einleiten und als Auflagerung die Druckkräfte aufnehmen können. Im Zuge der Planung des Windkraftturmes wurden zwei Ausführungsvarianten ausgearbeitet. Einerseits kann das Anheben und Positionieren durch einen Betonhebeblock und andererseits durch eine Stahlhebekonstruktion erfolgen.

Die Stahlhebekonstruktion wird während der Herstellung der Doppelwandplatten im Fertigteilwerk eingebaut. Sie besteht, wie in Abbildung 3.5 ersichtlich ist, aus zusammengeschweißten Stahlblechen der Stärken 15 und 20 mm mit der Stahlgüte S235. Die zahnartige Ausbildung der beiden Seitenbleche dient dazu, die auftretenden Druck- oder Zuglasten in die Doppelwand sicher einzuleiten. Eine Steife zwischen den Seitenteilen führt zu zusätzlicher Stabilität der Konstruktion. Das obere Deckblech mit einer Stärke von 20 mm bildet den oberen Abschluss der Stahlkonstruktion und besitzt eine kreisrunde Aussparung für eine mögliche Verankerung des Kranhakens. Der Stahlhebeblock ist an drei Doppelwandelementen jeweils an oberer und unterer Seite mittig eingebaut und dient somit einerseits als Auflagerung für den Segmentring und andererseits als Anhebevorrichtung.

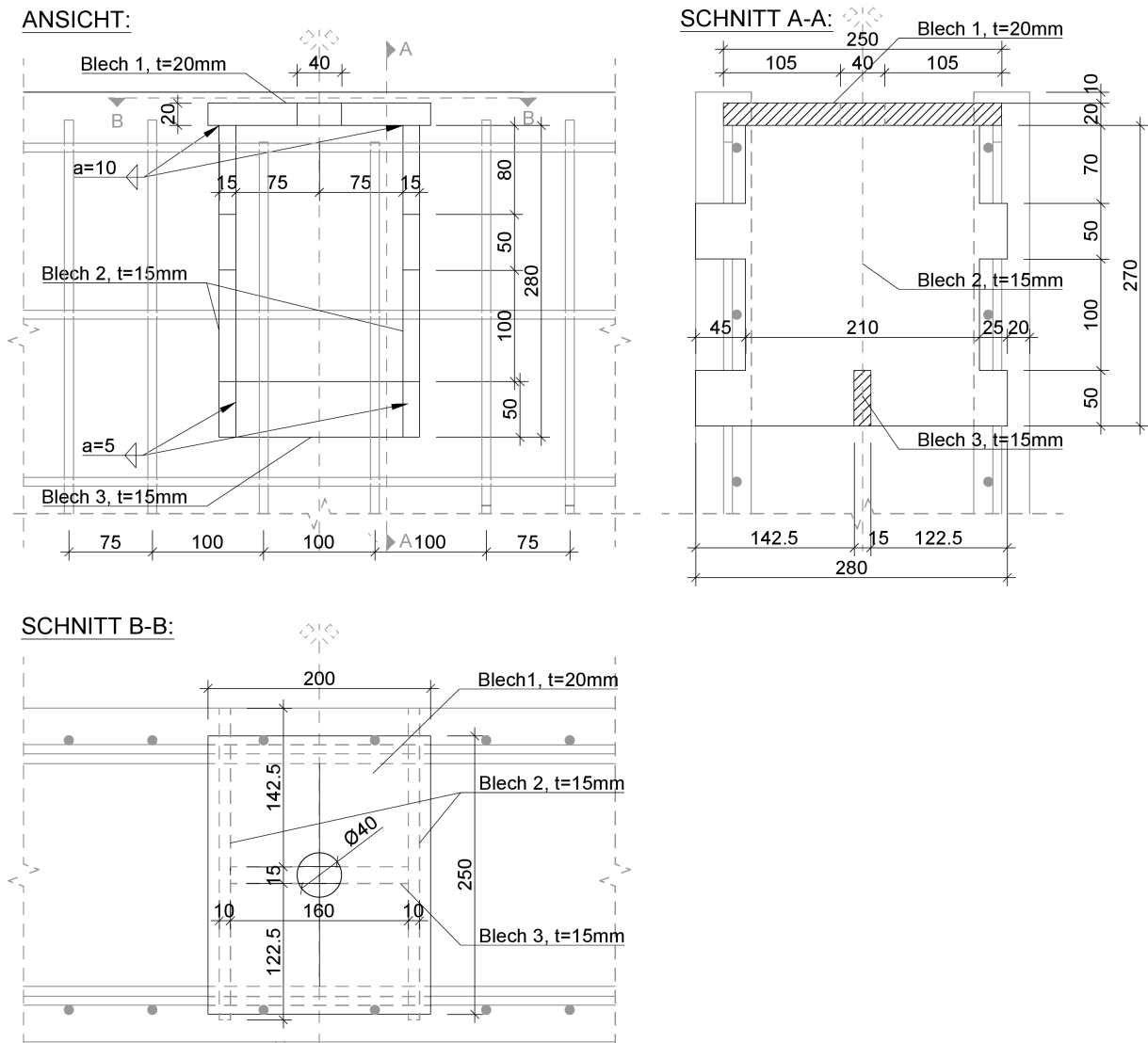


Abbildung 3.5: Ansicht und Schnitte der Stahlhebekonstruktion in einer Doppelwand in [mm]

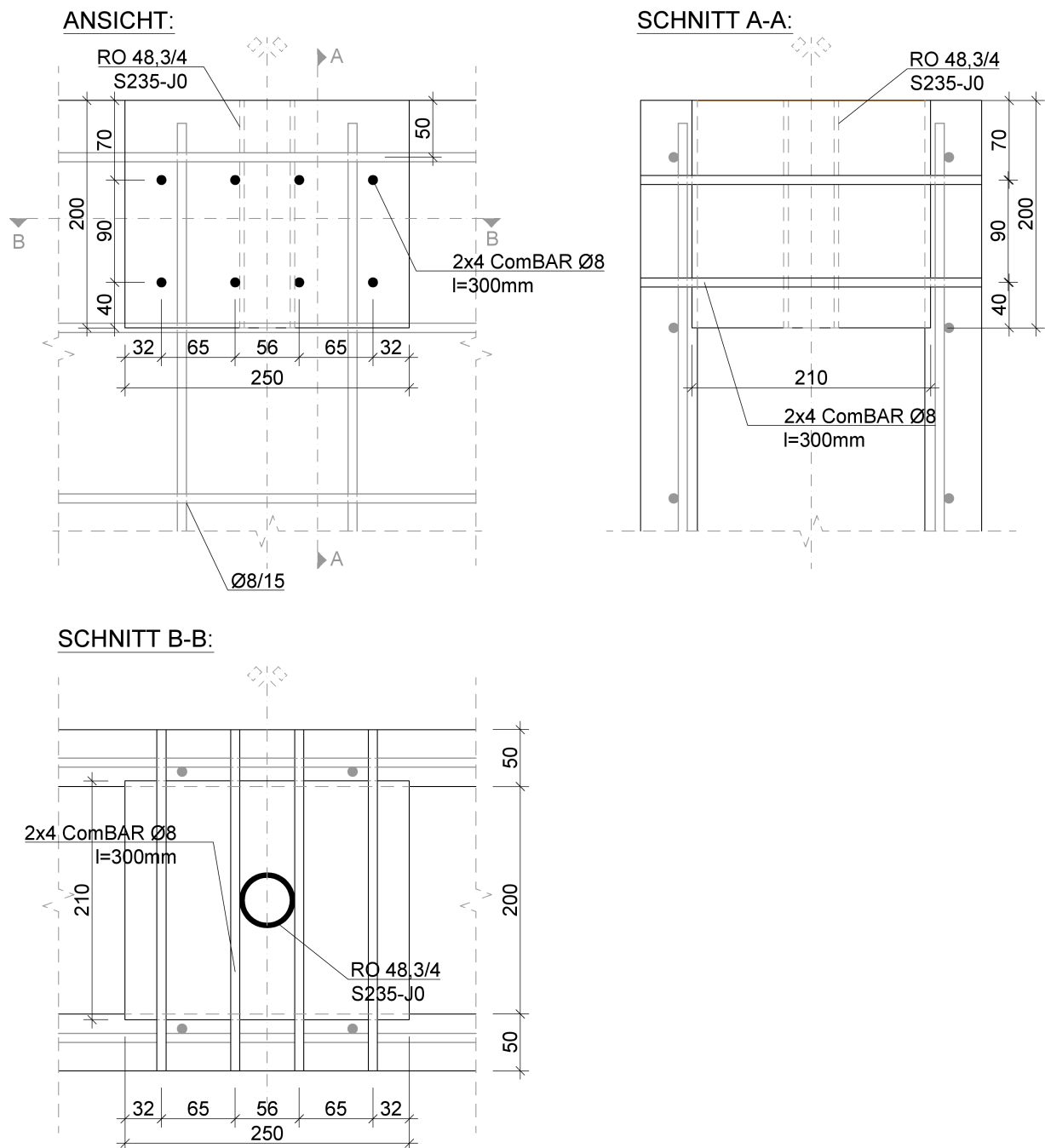
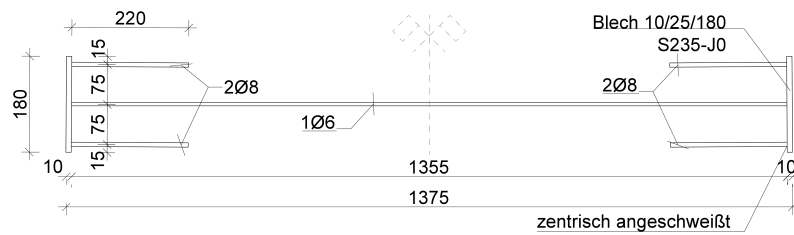


Abbildung 3.6: Ansicht und Schnitte des Betonhebeblocks in einer Doppelwand in [mm]

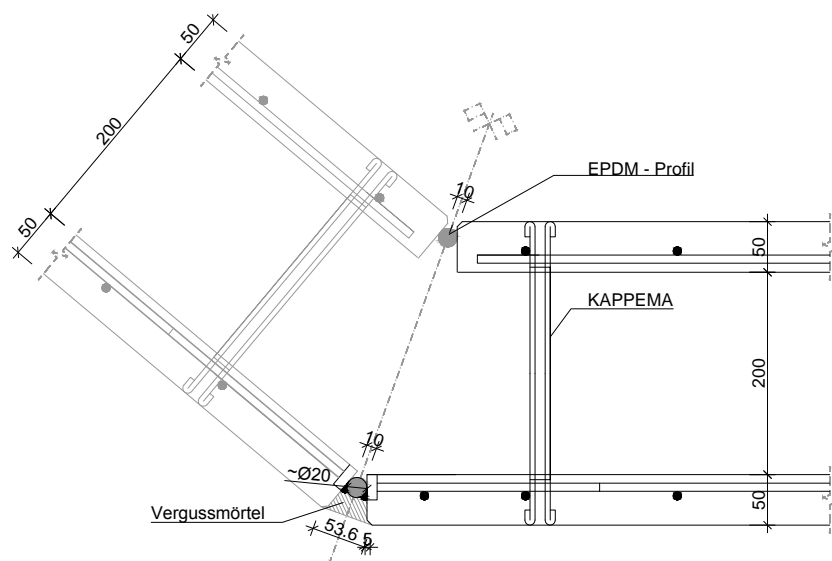
Als zweite Ausführungsvariante der Hebekonstruktion kann ein Betonhebeblock eingesetzt werden. Gleich wie die Stahlhebekonstruktion wird er während der Herstellung der Doppelwandplatten im Fertigteilwerk eingebaut. Der Betonhebeblock ist ein quaderförmiges Einbauteil mit den Abmessungen 210/250/200 mm und einer zylindrischen Aussparung welche mittig im Block situiert ist, wie Abbildung 3.6 zeigt. Über acht ComBAR® Bewehrungsstäbe  $\varnothing 8$  werden die Zug- und Druckkräfte in die Doppelwandplatten eingeleitet. Dabei handelt es sich um spezielle glasfaserverstärkte Kunststoffstäbe mit einer Länge von 30 cm, die korrosionsbeständig sind und somit keine Betondeckung benötigen [43]. Beide Ausbildungen der Hebeblöcke sind ähnlich in ihrer Handhabung bei Einbau und Verwendung, wobei der Betonblock unhandlicher und daher das Positionieren in den frisch betonierten Platten der Doppelwände komplexer ist als der Stahlhebeblock, der mit Magneten auf der Stahlplatte fixiert werden kann. Die unterschiedlichen Hebekonstruktionen werden in Kapitel 6 bemessen und in Kapitel 7 evaluiert.

#### 3.4.4 Schweißgründe

Sind die neun Doppelwandelemente am Vormontageplatz aufgestellt und eingerichtet, müssen sie untereinander zum fertigen Segmentring verbunden werden. Die Verbindung der Doppelwandelemente muss ausreichend stabil sein, um die gewünschte Geometrie der Segmentringe während des Anhebens und Betonierens beizubehalten. Dazu werden die Schweißgründe, während der Produktion im Fertigteilwerk, in die Doppelwandaußenplatten eingebaut. Die Schweißgründe sollen über die Höhe circa alle 2,5 m angeordnet werden. Deshalb ist das Segment 1 mit zwei Schweißgründen, einem oben und einem unten, ausgestattet. Wobei die Schweißgründe an den schmalen Seitenkanten der Doppelaußenwand situiert sind, siehe Kapitel 3.4.1 Abbildung 3.3 (a). Sie bestehen, wie in Abbildung 3.7 ersichtlich, aus zwei Stahlblechen mit den Abmessungen 180/25/10 mm, die über einen durchgehenden Bewehrungsstab  $\varnothing 6$  verbunden sind. An jedem Stahlblech sind zwei weitere Bewehrungsstäbe mit Durchmesser 8 mm und einer Länge von 22 cm angeschweißt. Diese leiten die Last aus der Verbindung in die Außenplatten. Die Schweißgründe dienen, neben dem Zusammenhalt, der gesamten Aufnahme der in den Doppelwandplatten entstehenden Ringzugkräften. Nach Aufbau der Doppelwandelemente zu dem Segmentring werden die Schweißgründe über Füllbleche und Bewehrungsstäbe miteinander verschweißt und stellen so eine kraftschlüssige Verbindung dar. Als Optimierung wird die Verwendung von dreieckigen Stahlstäben anstelle der Bewehrungsstäbe vorgeschlagen, siehe Kapitel 6.4.



(a) Ansicht einer Schweißstelle



(b) Schnitt A-A des Stahlhebeblocks

Abbildung 3.7: Abmessungen und Konstruktion des Schweißgrundeinbauteils in einer Doppelwand in [mm]

### 3.4.5 Arbeitsplattform

Um die Segmente übereinander zu positionieren, die Horizontalfugenschalung und den Pumpstutzen (spezielles Verbindungsstück zwischen Segment und Betonierschlauch) zu montieren und die Betonage durchzuführen wird eine Arbeitsplattform benötigt. Deshalb werden diese, dem Grundriss angepasste Plattformen, an der passenden Höhe in Relation zum Pumpstutzen am Segment befestigt, siehe Abbildung 3.8 und 3.9. Eine Arbeitsplattform erstreckt sich über zwei oder drei Doppelwandelemente und ist mittig an den Platten verankert. Über Gewindedübel in den Innenplatten der Doppelwandelemente wird die Plattform an zwei Stellen über Stahlkonsolen verankert. Die Arbeitsplattformen können während des Baus des Segmentringes am Boden montiert werden und danach gemeinsam mit dem Segmentring angehoben und versetzt werden.

Für die Arbeitsplattform des Segmentringes 1 ist die Benutzbarkeit auf maximal zwei Arbeiter inklusive Werkzeug begrenzt. Dies ist aufgrund der engen Platzverhältnisse im Inneren des Turmes und aus Gründen der Tragfähigkeit begrenzt. Mehr Arbeitskraft ist auch nicht erforderlich. Die Arbeiter werden mit einem Kran von oben in den Turm eingehoben. So kann für den Bau des Windkraftturmes auf eine aufwändige Stiegenkonstruktion im Inneren des Turmes verzichtet werden. Außerdem ist es bei der Geometrie des Prototyps aufgrund des geringen Durchmessers im Inneren schwer möglich, eine Erschließung aus dem Turminneren herzustellen.

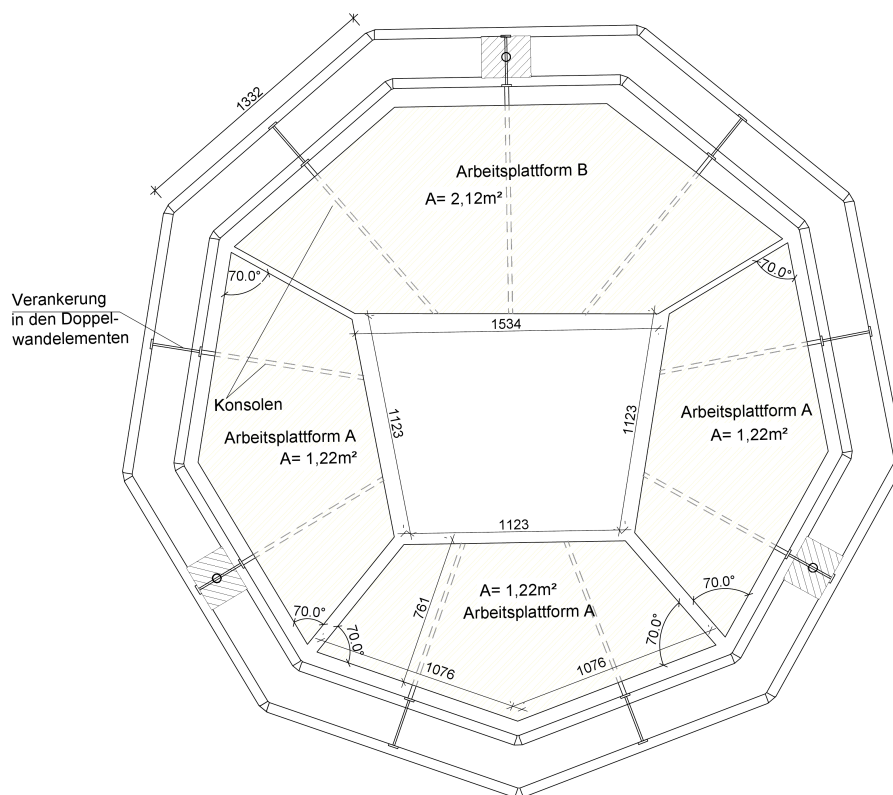


Abbildung 3.8: Gerüstbühnen im Grundriss des Segment 1

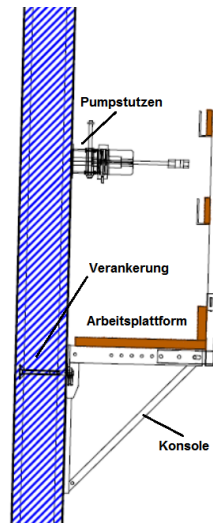


Abbildung 3.9: Gerüstbühne im Schnitt

### 3.4.6 Fugenausbildung

Durch den Einsatz von Fertigteilenelementen entstehen entlang des Turmes horizontale Fugen zwischen den Segmentringen und vertikale Fugen zwischen den einzelnen Doppelwandelementen. Diese gilt es für die Betonage sicher abzudichten und eine kraftschlüssige Verbindung mit durchgehender Bewehrung herzustellen.

Für die Verschließung der horizontalen Fugen werden Schaltafeln über Stahlanker zwischen den Segmentringen montiert und die Fuge ist nach Erhärtung des Betons verschlossen. Die Schalung kann über eine Seilkonstruktion nach dem Betonvorgang aus dem Inneren des Turmes entfernt werden. Zusätzlich zur abdichtenden Funktion werden dadurch Segmentgeometrieabweichungen beim Platzieren des Segments berücksichtigt und eine rein vertikale Turmlängsachse sichergestellt werden. Die vertikalen Fugen zwischen den Doppelwandplatten weisen eine weitaus größere Gesamtlänge auf als die horizontalen Fugen. Demzufolge ist es wichtig eine wirtschaftliche und sichere Lösung für die Abdichtung dieser zu finden. Hier sei auf die Diplomarbeit „Design and construction of a prototype segment for a windtower based on a new construction method“ von Vjekoslav Janjic [38] verwiesen, in der die unterschiedlichen Ausbildungsmöglichkeiten der vertikalen Fugen diskutiert werden. Als Varianten zur Abdichtung können Folien, flexible Rohre, unterschiedliche Randausbildungen der Doppelwandelemente, Mörtel oder Quellbänder eingesetzt werden [38]. Bei der Konstruktion des Segment 1 kommt es zum Einsatz von Mörtel als äußere Fugenabdichtung und Dichtbänder werden zwischen den Innenplatten der Doppelwandelemente eingesetzt. Durch die Anordnung der Doppelwandplatten im Polygon entstehen schmale Fugenbreiten von etwa 10 mm, siehe Abbildung 3.7. Diese sind für die Herstellungstoleranzen ausreichend und stellen aufgrund ihrer schmalen Breite eine einfach zu schließende Fuge dar. Der Einsatz von Mörtel hat einerseits den Vorteil der einfachen Einbringung und andererseits entfällt eine spezielle Ausbildung der Doppelwandränder.

## 3.5 Konstruktive und wirtschaftliche Analyse der Baumethode

Die Baumethode für Türme von Windkraftanlagen, entwickelt an der TU Wien, vereint die Vorteile der Ortbetonbauweise mit jener der Fertigteilbauweise. Durch die werksseitige Fabrikation der Doppelwandelemente ist ein witterungsunabhängiger Produktionsprozess mit Einhaltung vorgegebener Qualitätsstandards gegeben. Die Elemente können in der Werkstätte vorfabriziert werden wodurch dieser Arbeitsschritt witterungsunabhängig ist. Zusätzlich sind Ungenauigkeiten der Platten geringer und leichter kontrollier- sowie änderbar als bei großen Konstruktionen auf der Baustelle.

Ebenfalls kommt es durch die Vorfabrikation im Werk zu einem schnellen Baufortschritt, da die fertigen Elementplatten nur noch aufgestellt, eingerichtet, miteinander verbunden und ausbetoniert werden müssen. Bei der Montage des ersten Testsegments dauerte der Aufbau inklusive Schweißen, Mörteln und Abdichten etwa vier Stunden. Durch den sogenannten Einarbeitungseffekt kann jedoch davon ausgegangen werden, dass mit Fortschreiten des Bauvorganges diese Zeit weiter verkürzt werden kann. Des Weiteren kann durch den Einsatz von größeren Segmenthöhen die Montagezeit des Turmes stark verringert werden, was sich zusätzlich positiv auf die Lohn- und Personalkosten auswirkt.

Durch das kontinuierliche Verfüllen der Segmente mit Beton kann ein monolithischer, durchgängig bewehrter Betonkörper hergestellt werden. Somit hat das Bauwerk im Endzustand keinerlei Fugen die einen negativen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit des Bauwerks gegenüber Angriffen aus der Atmosphäre haben. Die in dem Beton über die gesamte Höhe verankerte Längsbewehrung ermöglicht es die Struktur anders zu bemessen als bei einem Vollfertigteilurm, der rein durch die vertikale Vorspannung zusammengehalten wird. Dies ermöglicht es teure Vorspannfläche durch billige schlaaffe Bewehrung zu ersetzen. In weiterer Folge ergibt sich aufgrund der Ermüdungsbemessung laut Model Code 2010 [44], dass eine geringere Vorspannung einen weniger festen Beton erfordert. Somit können mit der hier vorgestellten Turmbauvariante im Vergleich zu einer Vollfertigteilbauweise gleich hohe Türme mit minderwertigerem Material errichtet werden oder bei gleichem Materialeinsatz sogar höhere Türme, siehe hierzu in der Diplomarbeit von Robert Glas - „*Bemessung von Stahlbetontürmen aus Doppelwandelementen für Windkraftanlagen*“ [45].

Ein weiterer Vorteil liegt in der Ausformung der Doppelwand selbst. Die Doppelwandelemente bestehen aus zwei 50 mm starken Platten welche mittels Kappema Elementen verbunden sind. Die Platten besitzen somit ein geringes Gewicht und sind aufgrund ihrer Ausbildung als ebene, viereckige Platten leicht nebeneinander stapelbar und folglich einfach zu transportieren und zu manipulieren. Im Gegensatz zu Fertigteil-Bauweisen, bei denen zum Teil kostenintensive Schwertransporter eingesetzt werden müssen, kommt es hier zu infrastruktur-schonendem Einsatz von Lastkraftwagen ohne der Notwendigkeit von Sondertransporten. Hinzukommend wirkt sich das geringe Gewicht positiv auf den Einsatz der Kräne aus. Es können im Vergleich zu anderen Turmbaukonstruktionen bei gleicher Bauhöhe kleinere Kräne eingesetzt und so eine Kostenersparnis erzielt werden.



Ein zusätzlicher Vorteil dieser Baumethode ist, dass der Großteil der Arbeiten, die an den Segmentringen durchgeführt werden müssen, in einer Höhe von maximal der Segmentringhöhe durchgeführt werden. Somit entfallen aufwendige Gerüstkonstruktionen und das Arbeiten in Höhen, in denen größere Windeinwirkungen diese erschweren. Lediglich das Positionieren sowie Ausbetonieren der Segmentringe und das Anbringen der horizontalen Schalung zwischen den Segmentringen erfolgt durch Bauarbeiter auf den Arbeitsplattformen in großer Höhe.

Der Einsatz von ebenen Doppelwänden zur Herstellung von Türmen birgt einhergehend mit den Vorteilen auch einige Nachteile. Da sich ein Segmentring aus mehreren Elementen zusammensetzt, entsteht auch eine gleich große Anzahl an vertikalen Fugen die alle auf der Baustelle für die Betonage vorbereitet werden müssen. Auch wird durch den geringen Vorfertigungsgrad Arbeitsleistung vom Werk auf die Baustelle verschoben, wodurch Kosten entstehen und Fehler öfter auftreten. Es ist daher erforderlich eine Qualitätssicherung auf der Baustelle durchzuführen.

Des weiteren ist anzumerken, dass die Geometrie im Grundriss einen Einfluss auf die Windlasten des Turmes hat. Die aerodynamisch günstigste Querschnittsform für turmartige Bauwerke ist der Kreis. Polygone ermöglichen hingegen eine Wirbelbildung an den Kanten und somit größere Staudrücke. Deshalb ist bei der Querschnittsform die genaue Ausführungsform und die Anzahl der Ecken von entscheidender Bedeutung für die Windlast. Es wird daher empfohlen eine Grundrissform mit größer gleich 12 Ecken zu wählen, da hier die Windlasten um circa maximal 30 % höher sind als bei einem Kreisquerschnitt, siehe hierzu [45]. Bei der Errichtung des Prototyps und des Segment 1 wurde diese Empfehlung nicht befolgt, da kostengünstig die Machbarkeit des Bauverfahrens demonstriert werden sollte. Daher besitzt der Prototyp nur neun Ecken.

# Kapitel 4

---

## Finite Elemente Modellierung eines Segments aus Doppelwandelementen

Mittels Finite Elemente Methode (FEM) sollen die Schnittgrößen und die Verformungen im Bauzustand am Segment 1 ermittelt werden. Die Ergebnisse können dazu benützt werden, die einzelnen Bestandteile eines Segments während der Bauzustände zu bemessen. Hierzu wird ein dreidimensionales Modell des Segments 1 in der kommerziellen Software Dlubal - RFEM 5, Version 5.01.0022 erstellt. Dieses Kapitel beschreibt das 3D-Modell, erklärt die getätigten Annahmen und Vereinfachungen und stellt sicher, dass diese konservativ angenommen sind und somit für die Bemessung auf der sicheren Seite liegen. Ein Vergleich der analytischen Berechnung der Normalkraft in Ringrichtung des Segments und ein Vergleich der numerisch ermittelten Segmentdeformationen mit den real gemessenen soll das erstellte FE-Modell validieren. Im Zuge der Ausarbeitung der einzelnen Lastfälle, siehe Kapitel 5 zeigt sich, dass es nicht möglich ist mit nur einem Modell zu arbeiten um jeden Bauzustand abzubilden. Die Bemessung wird somit auf zwei FE-Modelle aufgeteilt. Das erste Modell, im Zuge der Arbeit mit *Modell 1 - Lagerung Fußpunkt* bezeichnet, ist an drei Stellen am unteren Ende des Segments gelagert und behandelt die Lastfälle Eigengewicht, Frischbetondruck und Gerüstlast. Das zweite Modell, im Weiteren mit *Modell 2 - Lagerung Anheben* bezeichnet, ist an drei Stellen am oberen Ende des Segments gelagert und behandelt den Lastfall Anheben.

## 4.1 Allgemeines zum modellierten Segmentring

Der in dieser Arbeit zu untersuchende Segmentring besteht aus neun Doppelwandelementen mit einer Höhe von 2,5 m welche zu einem neuneckigen Segmentring, entsprechend den Plänen im Anhang A und den Beschreibungen in Kapitel 3, aufgebaut werden. Anhand der Modellbildung des Segmentringes soll die Aufnahme der Lasten während der Bauzustände nachgewiesen werden. Dazu werden die Doppelwandplatten und sämtliche Einbauteile wie die Kappema-Elemente, die Schweißgründe, die Hebekonstruktion und die Gerüstverankerung in der Software RFEM modelliert.

Um die Modellierung nachzuvollziehen, muss auf die Ermittlung der Lasten während des Bauzustandes in Kapitel 5 vorgegriffen werden. Im Zuge der Errichtung des Turmbauwerkes entstehen unterschiedliche Belastungen, die zu einer differenzierten Modellbildung führen. Der Segmentring wird durch sein Eigengewicht belastet. Während dem Auffüllen der Doppelwandelemente mit Beton entsteht der sogenannte Frischbetondruck, welcher die Doppelwandplatten auseinander drückt. Für manuelle Arbeiten im Inneren des Turmes werden Arbeitsplattformen an den Doppelwänden angebracht. Während die Lasten Eigengewicht, Frischbetondruck und Gerüstlasten wirken ist der Segmentring über seine drei Hebekonstruktionen im unteren Bereich der Doppelwandelemente gelagert, dies wird im ersten Modell, im weiteren Verlauf der Arbeit als *Modell 1 – Lagerung Fußpunkt* bezeichnet, mit einer Auflagerung an den drei unteren Stellen berücksichtigt. Es beschreibt die Lagerung wenn der Segmentring entweder am Vormontageplatz steht oder in der fertigen Turmkonstruktion über einem Segmentring platziert ist, siehe Abbildung 4.1. Nach Fertigstellung am Vormontageplatz wird der gesamte Segmentring mit einem Kran angehoben und versetzt. Damit verändert sich seine Auflagerung und er wird über die oberen drei Hebekonstruktionen getragen. Demzufolge ist es nötig zwei Modelle des Segments zu erstellen um die beiden Lagerungszustände während der Montage der Segmentringe und Errichtung des Turmes abbilden zu können. Das Modell 2 nachfolgend als *Modell 2 - Lagerung Anheben* bezeichnet, welches in Abbildung 4.2 ersichtlich ist, wird während des Anhebens nur durch sein Eigengewicht belastet und ist oben am Segmentring aufgehängt.

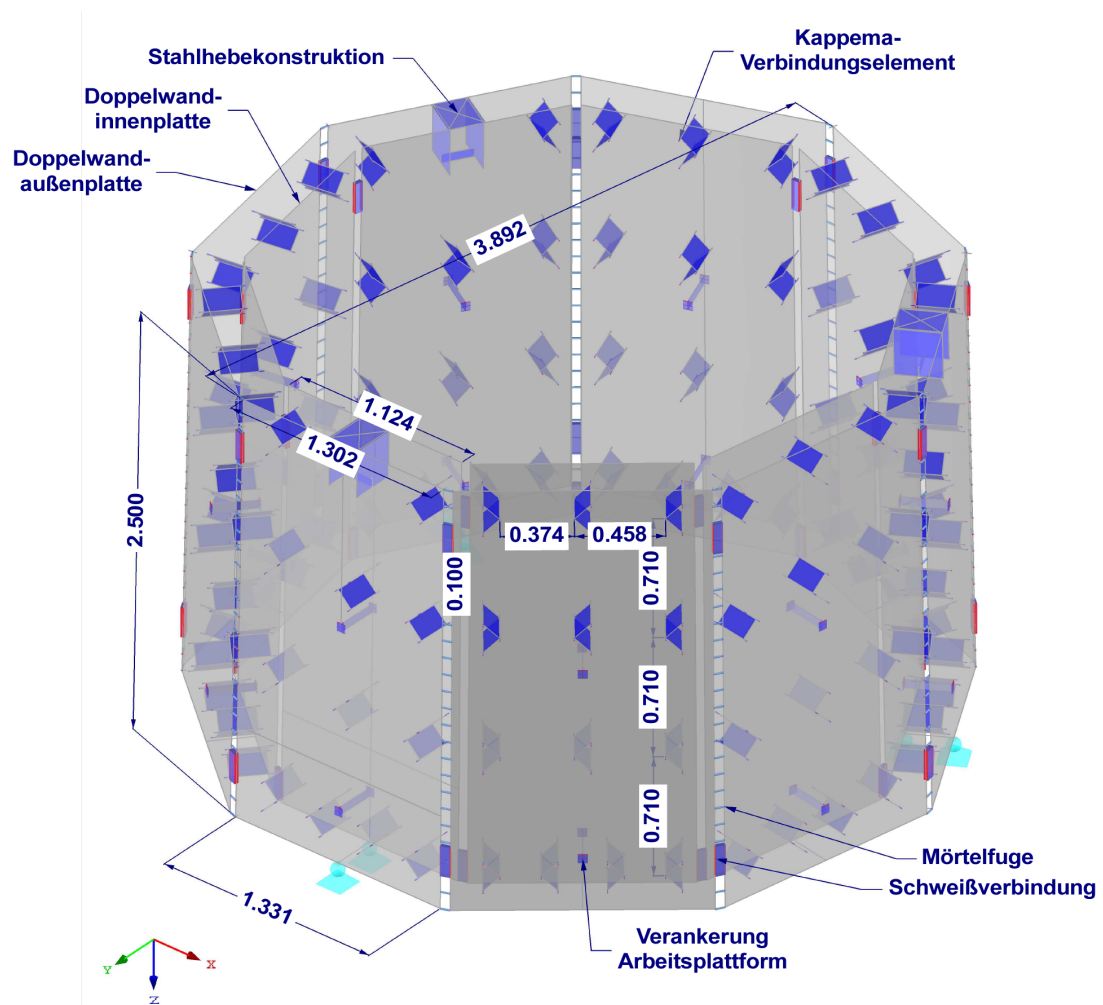


Abbildung 4.1: Übersicht *Modell 1 - Lagerung Fusspunkt*, Lagerung an drei Stellen im unteren Bereich des Segmentringes

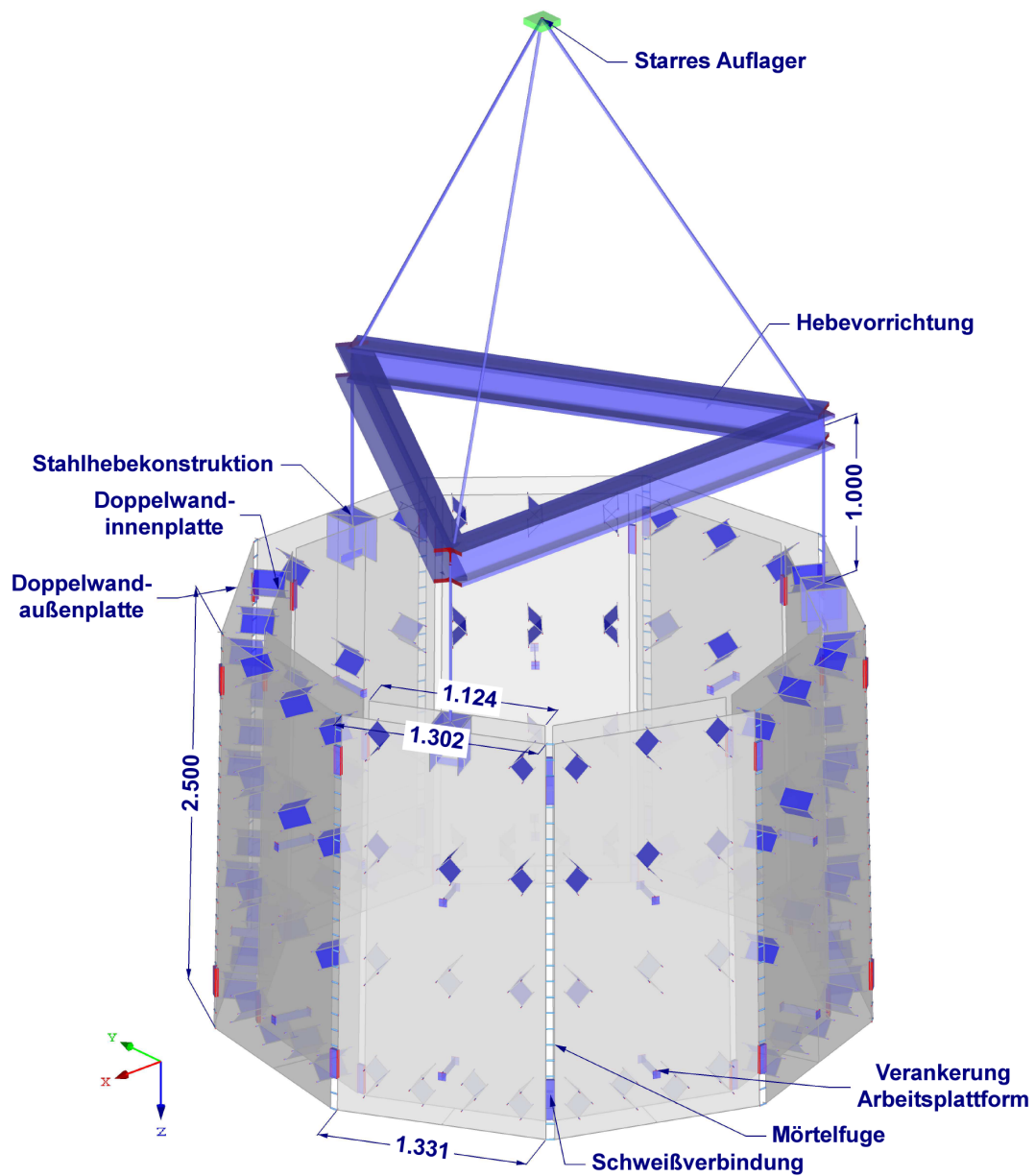


Abbildung 4.2: Übersicht *Modell 2 - Lagerung Anheben*, Lagerung an drei Stellen im oberen Bereich des Segmentringes

## 4.2 Doppelwandplatten

Die beiden Platten, die eines der neun Wandelemente bilden, werden als Stahlbetonplatten mit einer Stärke von 50 mm, einer Betongüte von C 30/37 und einer Höhe von 2,5 m definiert. Die Außen- und Innenplatten sind jeweils um  $1^\circ$  nach Innen geneigt und ihre Breite verringert sich über die gesamte Höhe um jeweils 15 mm pro Seite. Die exakte Geometrie der Doppelwandplatten ist auf den Plänen in Anhang A ersichtlich, Abbildung 4.3 zeigt beide Doppelwandplatten eines Elements wie sie im Modell definiert sind.

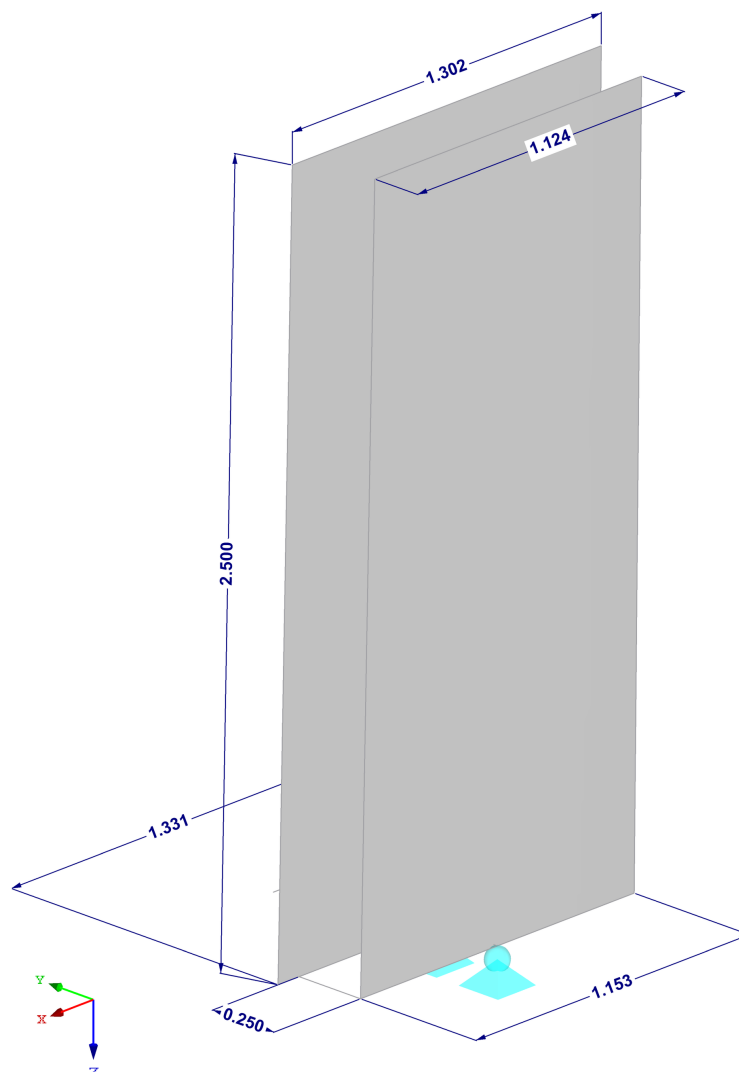


Abbildung 4.3: Geometrische Modellierung eines der neun Doppelwandplatten des Segments 1 in der FE-Software

### 4.3 Kappema Elemente

Die Kappema Elemente dienen neben der Verbindung und Lastweiterleitung zwischen den Platten, wie in Kapitel 3.4.2 erläutert, der Aufnahme des Schalungsdruckes. Sie halten die beiden Betonplatten somit während des Betonier- und Erhärtungsvorganges zusammen. Im FE-Modell werden die Elemente über Stahlstäbe und Stahlflächen in folgender Weise modelliert: Die Welle der Kappema Elemente wird näherungsweise mittels einer 5 mm dicken Stahlfläche der Güte S460 und einer Länge von 200 mm definiert. Die sogenannten Sticks, die sechs Stahlstäbe an zwei Seiten der Welle, werden mit einer Länge von 25 mm als Stahlstab mit einem Durchmesser von 5 mm und einer Stahlgüte von S460 modelliert. Die Sticks selbst sind biegesteif an der Welle angeschlossen. Durch die gewählten Abmessungen in der Modellierung der Kappema Elemente wird der ungünstigste Fall nachgebildet, in dem die Welle selbst nicht in die Betonplatten einbindet, sondern nur jeweils die drei Sticks. Diese Annahme liegt somit auf der sicheren Seite.

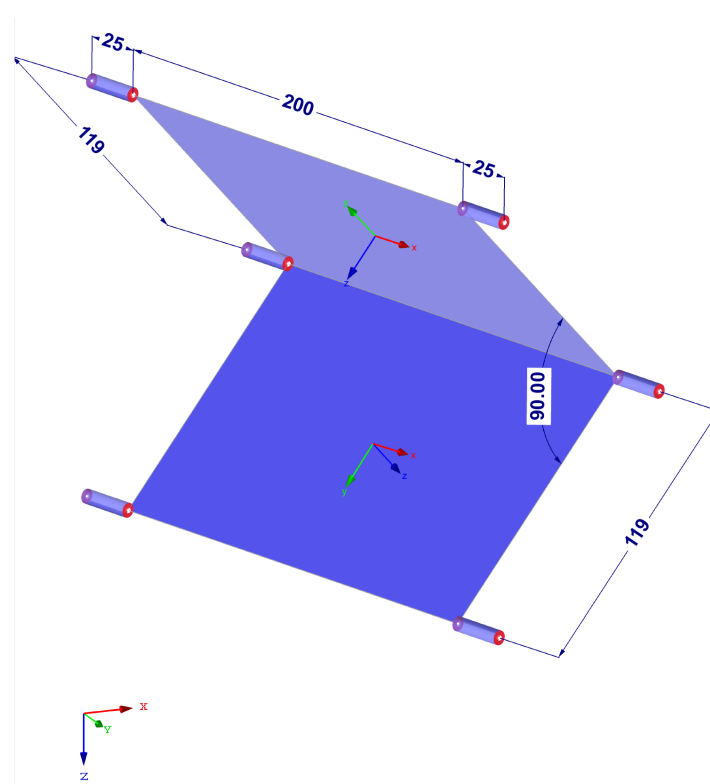


Abbildung 4.4: FE-Modellierung eines Kappema-Elements in [mm]

Um eine möglichst realitätsgetreue Modellierung der Verankerung der Sticks in den Betonplatten zu gewährleisten wird eine Variantenstudie durchgeführt. Es werden zwei Varianten untersucht in denen jeweils die Enden der Sticks, welche in die Betonplatte eingebunden sind, starr, gelenkig und gelenkig mit Federsteifigkeit ausgebildet werden. Ziel ist es, eine Verankerung zu modellieren, in der nur Normkräfte in den Sticks entstehen.

Dies sollte weitgehend dem Tragverhalten der Realität entsprechen, da die Sticks eine geringe Biegesteifigkeit haben und Momentenbelastungen als Normalkräftepaar mit Hebelsarm aufnehmen sollen.

Der Lastfall mit dem die Variantenstudie durchgeführt wird soll so gewählt werden, dass die Kappema Elemente entsprechend ihrer zu erfüllenden Funktion belastet werden. Es zeigt sich, dass die Belastung der Segmente bei Befüllung mit Beton ein rotationssymmetrisches Verformungsbild ergibt, siehe Kapitel 4.4.1. Somit sind die einwirkenden Kräfte auf alle Elemente gleich verteilt und es kann eine realitätsgetreue Kappema-Verankerung modelliert werden.

In der ersten Variante werden drei unterschiedliche Gelenke - starr, gelenkig und gelenkig mit Federsteifigkeit ( $k_\phi = 100.000 \text{ kNm/rad}$ ) - bei einer FE-Netz Größe der Betonplatten von 50 cm untersucht. Dies führt zu dem Ergebnis, dass neben der zu erwartenden Normalkraft aufgrund von Auszugskräften auch Momente  $M_y$  und  $M_z$  in einer Größenordnung zwischen 0,01 - 0,02 kNm in den Stäben entstehen, wie in Abbildung 4.5 ersichtlich ist. Diese Werte liegen in einer so geringen Größenordnung, dass sie für die Bemessung vernachlässigt werden können, entsprechen jedoch nicht der realen Tragwirkung der Kappema-Sticks. In Variante 2 der Studie werden die selben Lagerungsarten - starr, gelenkig, gelenkig mit Federsteifigkeit ( $k_\phi = 100.000 \text{ kNm/rad}$ ) - mittels verfeinertem FE-Netz von 5 cm berechnet. Als Ergebnis dieser Variante kommt es bei den Stabschnittgrößen zu keinen Momenten sondern nur Normalkräften. Dies entspricht exakt der realen Tragwirkung der Kappema-Elemente und zeigt sich in Abbildung 4.6.

Das Ergebnis der unterschiedlichen Modellbildung zeigt in den Abbildungen 4.5 und 4.6 klar, dass eine unterschiedliche Gelenkausbildung keinen Einfluss auf die Schnittgrößen der Sticks hat, sondern lediglich die Feinheit des FE-Netzes zu unterschiedlichen Ergebnissen führt, siehe Kapitel 4.8. Damit wurde als Ergebnis dieser Studie eine steife Verbindung zwischen den Sticks und den Betonplatten modelliert. Etwaige Ungenauigkeiten, die in einer Größenordnung von 0,01 kNm liegen, sind demnach auf das FE-Netz zurück zu führen und werden aufgrund ihrer geringen Größe vernachlässigt.



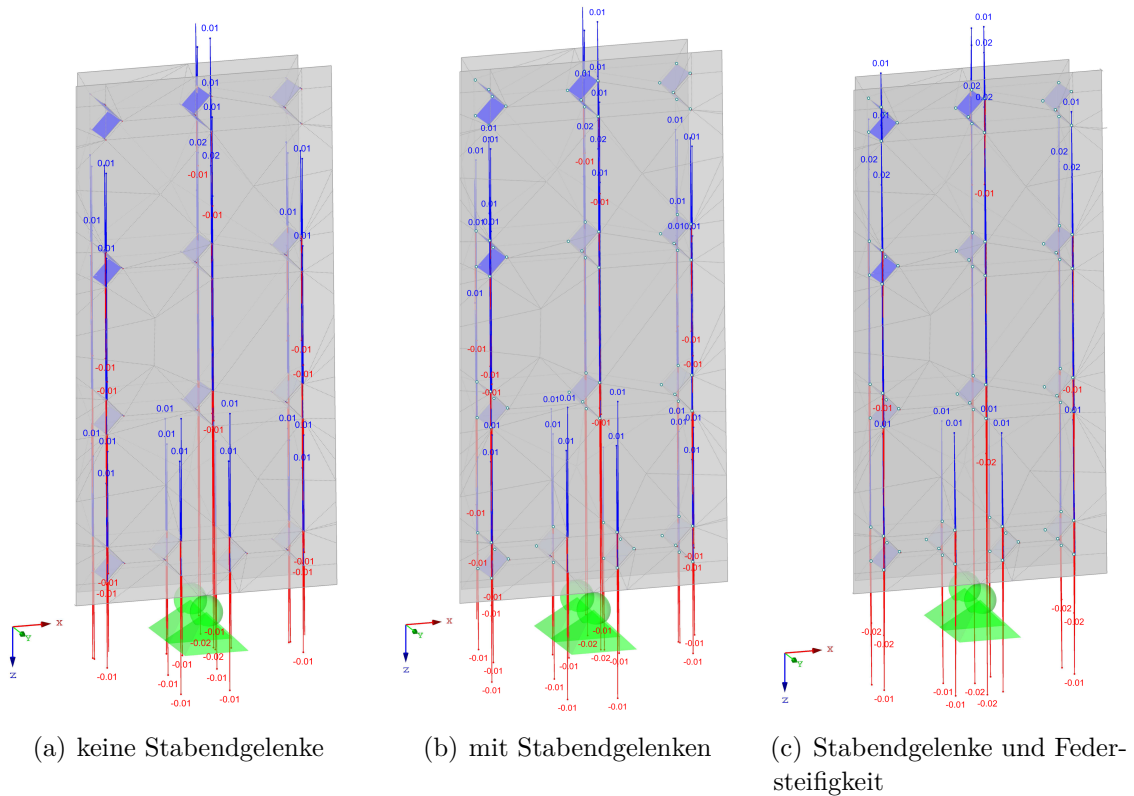


Abbildung 4.5: Variante 1 - Schnittgröße  $M_y$  der Kappema-Sticks bei einer FE-Netzgröße von 50 cm

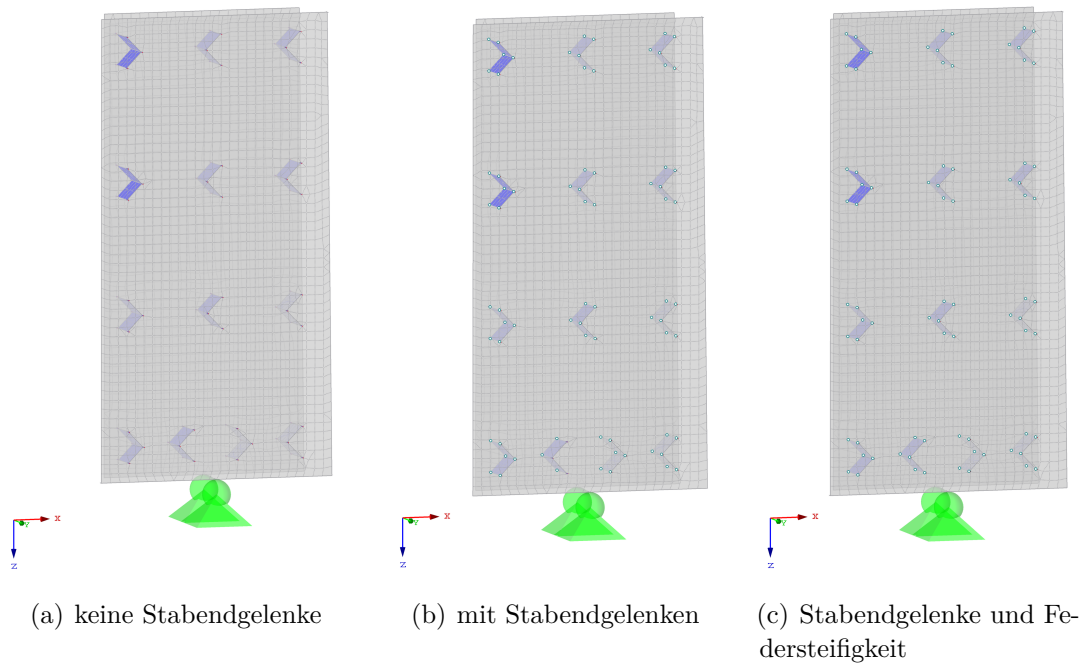


Abbildung 4.6: Variante 2 - Schnittgröße  $M_y$  der Kappema-Sticks bei einer FE-Netzgröße von 5 cm

## 4.4 Auflagermodellierung

Wie schon in Kapitel 4.1 erläutert werden auf Grund der unterschiedlichen Bauzustände zwei Modelle mit verschiedenen Lagerungsbedingungen benötigt. Bei *Modell 2 - Lagerung Anheben* wird der Kranhaken als ein unverdrehbares Festlager modelliert an dem die Hebevorrichtung mit den drei Hebekonstruktionen des Segments verbunden ist, siehe Abbildung 4.2. Beim *Modell 1 - Lagerung Fußpunkt* steht das Segment oben auf dem Turm und wird ausbetoniert. Das Segment wird unten mittig an den beiden Platten wo die drei Hebekonstruktionen situiert sind gelagert. Diese in Summe sechs Lager sind konzentrisch angeordnet und radial ausgerichtet. Das bedeutet, dass je drei den selben Abstand zum Segmentmittelpunkt haben, deren y-Achsen radial, die x-Achsen tangential und die z-Achsen vertikal ausgerichtet sind, siehe Abbildung 4.7.

### 4.4.1 Auflagermodellierung Modell 1

Die Auflager des Modell 1 im unteren Bereich des Segmentringes sind in vertikaler und tangentialer Richtung ( $u_x, u_y, u_z$ ) gehalten. Die Rotationen ( $\phi_x, \phi_y, \phi_z$ ) werden nicht behindert. Das Sperren der Verformungen in y-Richtung (radial) führt zu einer statisch unbestimmten Lagerung und höheren Extremwerten bei der Verformung des Segments zufolge des hydrostatischen Betonierdrucks zwischen den Auflagern. Außerdem entstehen horizontale Auflagerreaktionen, die auf eine zusätzliche Belastung des Systems hindeuten.

Dass diese Lagerung zu realistischen Ergebnissen führt, wird in Abschnitt 4.9 validiert. Rein qualitativ kann am Verformungsbild in Abbildung 4.7 gezeigt werden, dass sich die zu erwartenden rotationssymmetrischen Deformationen bei dieser Lagerung ergeben.

Es kann einfach gezeigt werden, dass die Modellierung einer fixen Lagerung in y-Richtung (radial) richtig ist. Das mit Beton zu füllende Segment steht zwar ohne jegliche horizontale Haltung, jedoch muss erst die Haftreibung an den Auflagern überwunden werden, damit sich das Segment bei Belastung verschieben kann. Die Haftreibung kann mit dem Coulomb'schen Reibungsgesetz nach Gleichung (4.1) abgeschätzt werden.

$$F_R = \mu \cdot F_N \quad (4.1)$$

mit:

- $F_R$  – Reibungskraft [kN]
- $\mu$  – Reibungskoeffizient [-]
- $F_N$  – Normalkraft [kN]

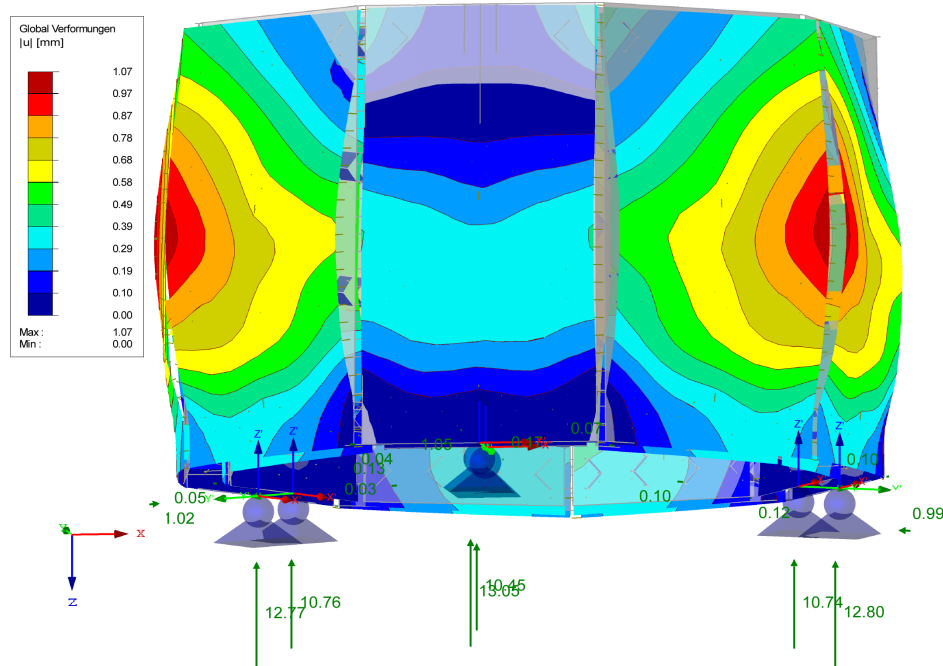


Abbildung 4.7: Verformungen im *Modell 1 – Lagerung Fußpunkt* unter Belastung mittels Frischbetondruck

Die **Normalkraft**  $F_N$  ergibt sich aus dem Gewicht des Ringsegments, welches an den drei Lagern der Hebekonstruktionen die Kraft über die Kontaktfläche in den Untergrund ableitet. Die Normalkraft ermittelt sich somit aufgrund des Gewichtes der Segmentringe. Da während des Bauvorganges mindestens ein weiteres Segment oberhalb des zu betonierenden positioniert ist, wird das Gewicht beider Ringe addiert. Der Füllbeton lastet mit seinem Gewicht nur zu einem kleinen Teil auf den Auflagern. Somit wird dessen Beteiligung bei der Abschätzung der Reibungskraft vernachlässigt. Laut Geometrie der Doppelwandplatten unter Vernachlässigung aller Einbauteile ergibt sich ein Doppelwandgewicht von 767,31 kg entsprechend Gleichung (4.3). Die Gewichtskraft des Segmentringes 1 von 6905,79 kg nach Gleichung (4.4) ist geringer als das reale Gewicht (siehe Kapitel 5.1) und dadurch konservativ für die Bemessung der Reibungskraft angenommen.

$$G_{\text{Doppelwand}} = G_{\text{Innenplatte}} + G_{\text{Außenplatte}} \quad (4.2)$$

$$G_{\text{Doppelwand}} = 355,84 + 411,47 = 767,31 \text{ kg} \quad (4.3)$$

$$\Sigma G_{\text{Segment1}} = 9 \cdot 767,31 = 6905,79 \text{ kg} \quad (4.4)$$

Da, wie schon erwähnt, drei Auflager die Last weiterleiten und zwei leere Segmente übereinander stehen, ist das unterste Segment maßgebend und die Reibungskraft je Auflager ergibt sich nach Gleichung (4.5).

$$F_N = 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 6905,79 \cdot 9,81 \cdot \frac{1}{1000} = 45,16 \text{ kN} \quad (4.5)$$

Um den **Reibungsbeiwert**  $\mu$  zu bestimmen muss die Auflagersituation der Hebekonstruktion analysiert werden. Auf der Hebekonstruktion ist eine etwa 20 mm dicke Stahlplatte und darüber ein Elastomer angebracht, siehe Abbildung 4.8, wobei die Dicke des Elastomers auf das darauf stehende Segments so auszulegen ist, dass die Fugenbreite circa 30 mm aufweist. Die Reibungsbeiwerte der einzelnen Fugen können wie folgt angenommen werden [46]:

$$\begin{aligned} \text{Beton - Stahl:} & \quad \mu = 0,30 \\ \text{Gummi / Elastomer - Stahl:} & \quad \mu = 0,35 \end{aligned}$$

Der geringere Reibungsbeiwert von Beton zu Stahl ist somit maßgebend.

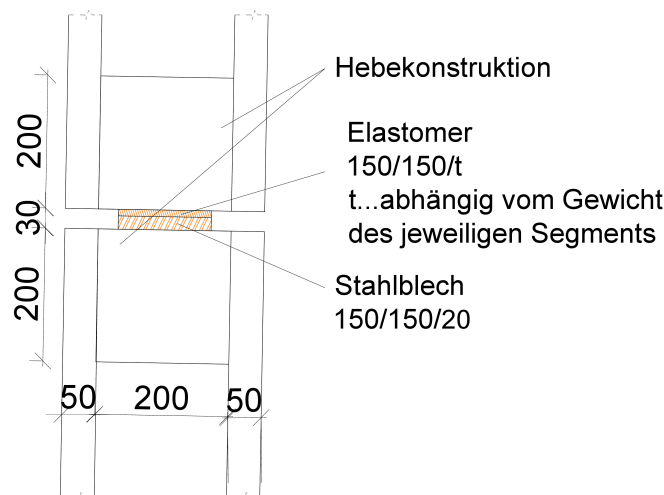


Abbildung 4.8: Auflagerung der Segmentringe in [mm]

Die tatsächlich übertragbare Reibungskraft ist genau genommen von mehreren Faktoren wie Temperatur, Feuchtigkeit, etc. abhängig [47]. Eine vereinfachte Ermittlung unter Vernachlässigung dieser Einflussfaktoren ist in diesem Fall zielführend. Die Reibungskraft ergibt sich zufolge Gleichung (4.6).

$$F_R = 0,3 \cdot 45,16 = 13,55 \text{ kN} \quad (4.6)$$

Vergleicht man nun die Reibungskraft mit der horizontalen Auflagerreaktionen aufgrund des Frischbetondrucks kann leicht gezeigt werden, dass die Haftreibung um eine Potenz höher ist und nicht überschritten wird. Daher ist die Modellierung der Auflager als horizontal unverschieblich in y-Richtung zulässig. Demzufolge wird eine Lagerung definiert, bei der die Weggrößen  $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$  und die Einspannung  $\phi_z$  festgehalten werden. Die Wirkung der Reibung wird im FE-Modell durch eine Nichtlinearität begrenzt. Ab einer einwirkenden

Lagerkraft von mehr als 31,5kN in radialer Richtung wird die Haftreibung überwunden und die modellierte Auflagerung beginnt zu fließen. Dies ist als Annahme auf der sicheren Seite zu sehen, da in Realität nach Überwindung der Haftreibung die Gleitreibung einsetzt.

#### 4.4.2 Auflagermodellierung Modell 2

Bei dem zweiten Modell – *Lagerung Anheben* wird der Segmentring mit einem Kran über eine Hebevorrichtung aus Stahlträgern an seinen drei Hebekonstruktionen angehoben. Dafür sind im oberen Bereich Betonhebelblöcke oder Stahlhebekonstruktionen vorgesehen, siehe Kapitel 3.4.3. Für die Modellierung im Modell 2 wird die Stahlhebekonstruktion gewählt, bestehend aus einzelnen verschweißten Stahlblechen der Güte S235, die entsprechend den Plänen in Anhang A modelliert werden, siehe Abbildung 4.9. Bei diesem Modell ist ein einziges starres Fixlager in Höhe des Kranhakens erforderlich.

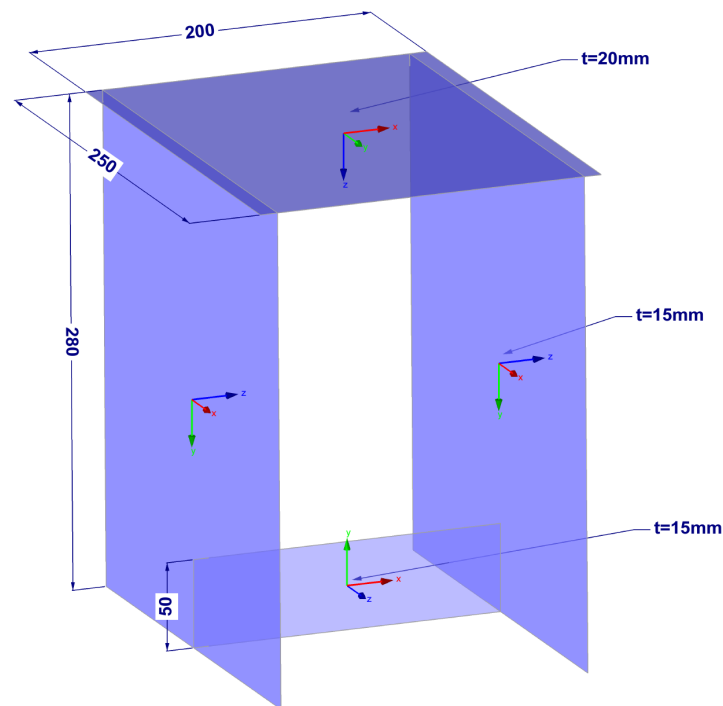


Abbildung 4.9: Modellierung der Stahlhebekonstruktion in [mm]

## 4.5 Verankerung der Arbeitsplattform

Für das Anbringen eines innen liegenden Gerüsts, siehe Kapitel 3.4.5, ist es nötig Verankerungen in den Doppelwänden einzubauen. Die Lasten müssen sicher in das Innere der Doppelwandplatte einleitet werden können. Dazu sind an jeweils zwei Stellen einer Doppelwandplatte I-förmige Stahlträger aus verschweißten Stahlblechen, entsprechend den Abbildungen 3.8 und 3.9 angebracht. Die Bleche mit den Abmessungen 50/50/5 mm und einer Stahlgüte S235 bilden den Ober- und Untergurt in den Doppelwandplatten und ein Blech mit den Abmessungen 254/50/5 bildet als Steg die Verbindung der beiden Bleche. Über Gewindedübel an den Stahlblechen werden im Zuge der Errichtung des Windkraftturmes die Konsolen der Arbeitsplattform an den Doppelwandelementen verankert, siehe Abbildung 4.10.

## 4.6 Schweißgründe

Um die einzelnen Doppelwandplatten entlang eines Segments miteinander zu verbinden, werden, wie in Kapitel 3.4.4 beschrieben und in Abbildung 3.7 ersichtlich, an zwei Stellen der Doppelwandelemente an den seitlichen Kanten der Außenplatten Schweißgründe mit eingebaut. Sind die Doppelwände eines Segmentringes fertig aufgestellt und eingerichtet werden diese über einen Stahlstab miteinander verschweißt, um so eine starre Verbindung zu generieren. Im Modell werden die Schweißgründe mittels einer biegesteifen Verbindung aus Stahlstäben mit den Abmessungen 25/180 mm und der Güte S235 modelliert, wie Abbildung 4.10 veranschaulicht.

## 4.7 Fugenmörtel

An der Außenseite des Segmentringes sind die vertikalen Fugen vermörtelt um ein Ausfließen des Betons während der Betonage zu verhindern, siehe Kapitel 3.4.6. Die Eigenschaften des Mörtels werden durch ein Materialmodell mit isotrop - linear - elastischem Materialverhalten und nachfolgenden Materialeigenschaften im FE-Modell umgesetzt [46] [48]:

E-Modul:	3600 kN/cm <sup>2</sup>
Querdehnzahl:	0,18
Spezifisches Gewicht:	19,00 kN/m <sup>3</sup>

Anhand der Materialeigenschaften werden Stäbe mit einem Durchmesser von 10 mm alle 100 mm modelliert, siehe Abbildung 4.10. Um das Materialverhalten von Mörtel realistisch abzubilden, wird an einer Seite des Stabes ein Stabendgelenk modelliert, dass bei Zug ausfällt.

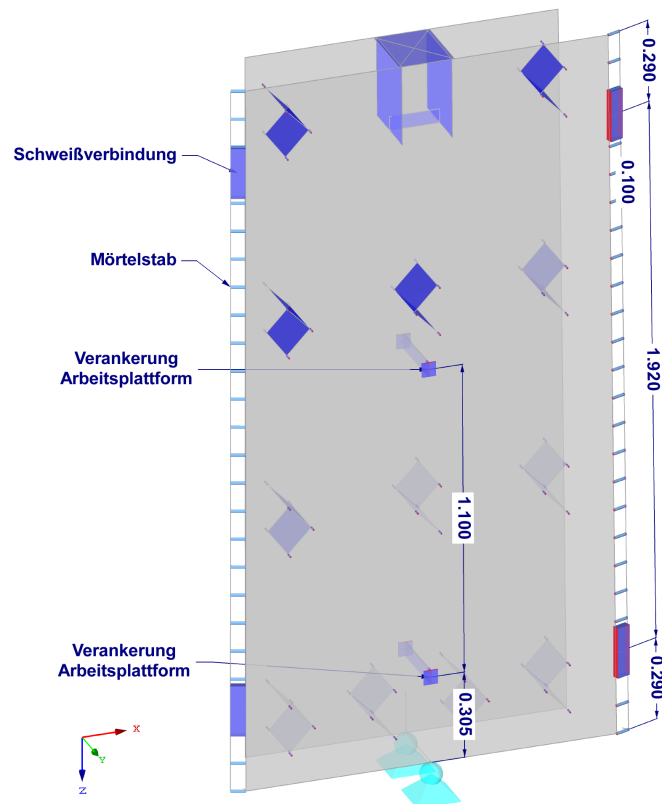


Abbildung 4.10: Modellierung der Gerüstverankerung, der Schweißgründungen und Mörtelstäbe an einem Doppelwandenelement

## 4.8 FE-Netz

Das Finite Elemente-Netz unterteilt das Tragwerk in einzelne Elemente, welche in weiterer Folge für die Berechnungen herangezogen werden. Die Größe dieses Netzes spielt bei der Berechnung der Schnittgrößen eine entscheidende Rolle. Durch ein zu grobmaschiges Netz können Fehler in den Berechnungen und somit den Ergebnissen entstehen. Dieser Fehler nennt sich Projektionsfehler, da das reale Modell in einen FE-Raum projiziert wird. Je kleiner die einzelnen Elemente gewählt werden, desto kleiner wird auch dieser Fehler. Die Feinheit des FE - Netzes steuert somit bis zu einem gewissen Punkt die Qualität der Ergebnisse, dies zeigte sich auch in der Variantenstudie zu den Kappema Elementen in Kapitel 4.3. Eine zu starke Verfeinerung des Netzes führt jedoch zu einem unsachgemäß hohen Rechenaufwand, welcher keine nennenswerte Verbesserung der Ergebnisse ergibt. Somit ist es wichtig einen guten Mittelwert zu wählen [49]. Als rechnerisch optimale Netzgröße für das vorliegende Modell wird eine Netzgröße bei den Betonplatten von 50 mm gewählt. Zusätzlich werden kreisförmige Netzverdichtungen mit einem Radius von 250 mm an den Punkten an denen die Sticks in die Betonplatte einbinden angeordnet. Innerhalb der kreisförmigen Bereiche weisen die Elemente eine Größe von 100 mm auf.

## 4.9 Kontrolle der Modellbildung

Zwei Vergleiche sollen das Modell mit all seinen bisher beschriebenen Annahmen und Vereinfachungen validieren. Beim ersten Vergleich wird eine analytisch ermittelte Ringzugkraft zufolge Betonage mit jener aus dem FE-Modell verglichen. Als zweiter Vergleich wird die Verformungsmessung, die im Zuge der Errichtung des Prototyps vorgenommen wurde, mit den Verformungen der FE-Berechnung bei Belastung durch Frischbetondruck verglichen. Durch diese beiden Vergleiche kann die Modellierung verifiziert werden und es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse.

### 4.9.1 Analytischer Nachweis der Ringzugkräfte

Die Normalkraft in den Doppelwandplatten aufgrund des Frischbetondrucks kann einfach analytisch berechnet werden und liefert im Vergleich mit der Zugkraft in einer Fuge des FE-Modells eine Validierungsmethode der Modellidealisationen.

Die Ermittlung der Normalkraft im Fall, dass beide Doppelwandplatten gekoppelt sind ist in [38] enthalten. Hierbei handelt es sich um ein statisch unbestimmtes System bei dem eine Verträglichkeitsbedingung verwendet wird, um die Normalkräfte der inneren und äußeren Doppelwandplatte zu ermitteln. Als Vereinfachung wird die Biegesteifigkeit unendlich gesetzt und die Dehnsteifigkeit berücksichtigt. Somit ergibt sich laut Gleichung (4.7) und (4.8) die äußere Plattenormalkraft  $N_o$  und die innere  $N_i$  in Abhängigkeit von der einwirkenden Linienlast  $p$ , dem Ecktangentialwinkel  $\alpha$  und den Plattenlängen  $l_o$  und  $l_i$ , siehe Abbildung 4.11.

$$N_o = p \cdot (2 \cdot \tan(\alpha))^{-1} \cdot \left( l_o - \frac{l_o^2 + l_i^2}{l_o + l_i} \right) \quad (4.7)$$

$$N_i = p \cdot (2 \cdot \tan(\alpha))^{-1} \cdot \left( -l_i + \frac{l_o^2 + l_i^2}{l_o + l_i} \right) \quad (4.8)$$

$$N = N_o + N_i \quad (4.9)$$



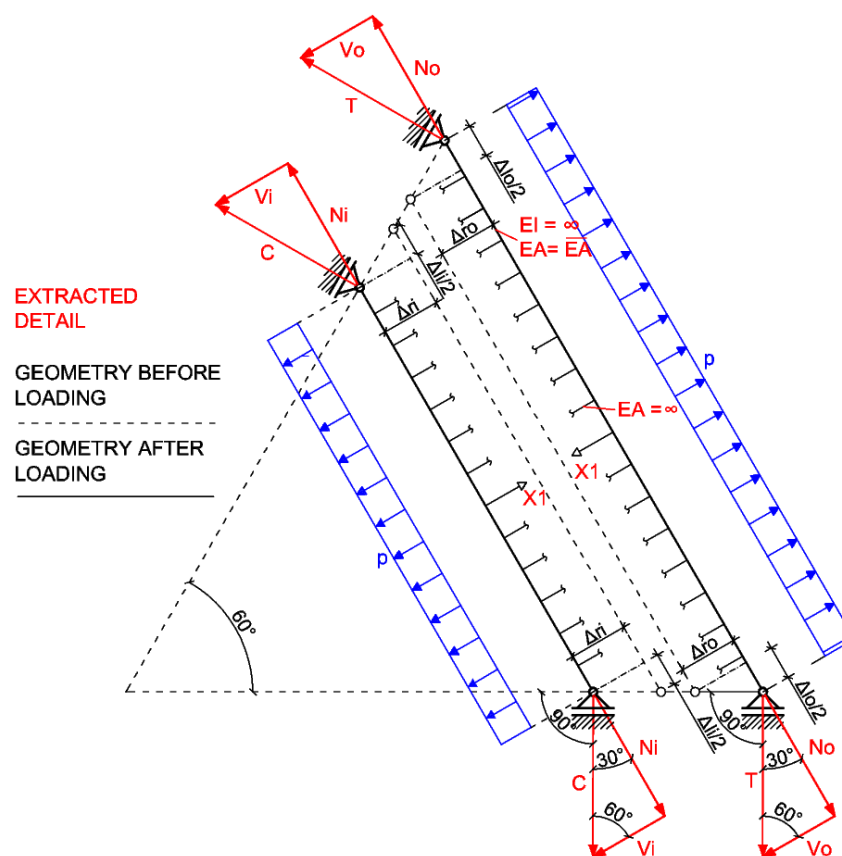


Abbildung 4.11: Statisches System eines Doppelwandelements im Grundriss unter Frischbetondruck bei einem sechseckigen Segmentring und Kopplung beider Doppelwandplatten [38]

Das Segment 1 wird jedoch nur durch die Schweißverbindungen in der Außenschale gekoppelt. Dies wird genau so im Modell berücksichtigt, siehe Abbildung 4.10. Daher müssen beide Normalkräfte  $N_o$  und  $N_i$  durch die äußere Platte geleitet werden und es ergibt sich Gleichung (4.10).

$$N = p \cdot (2 \cdot \tan(\alpha))^{-1} \cdot (l_o - l_i) \quad (4.10)$$

Die Gültigkeit dieser Gleichung kann mit einer einfachen Überlegung bestätigt werden. Hierzu wird analog zu [38] vorgegangen und eine Doppelwand als statisches System mit seinen Schweißverbindungen als Kopplungsstellen im Grundriss modelliert, siehe Abbildung 4.12.

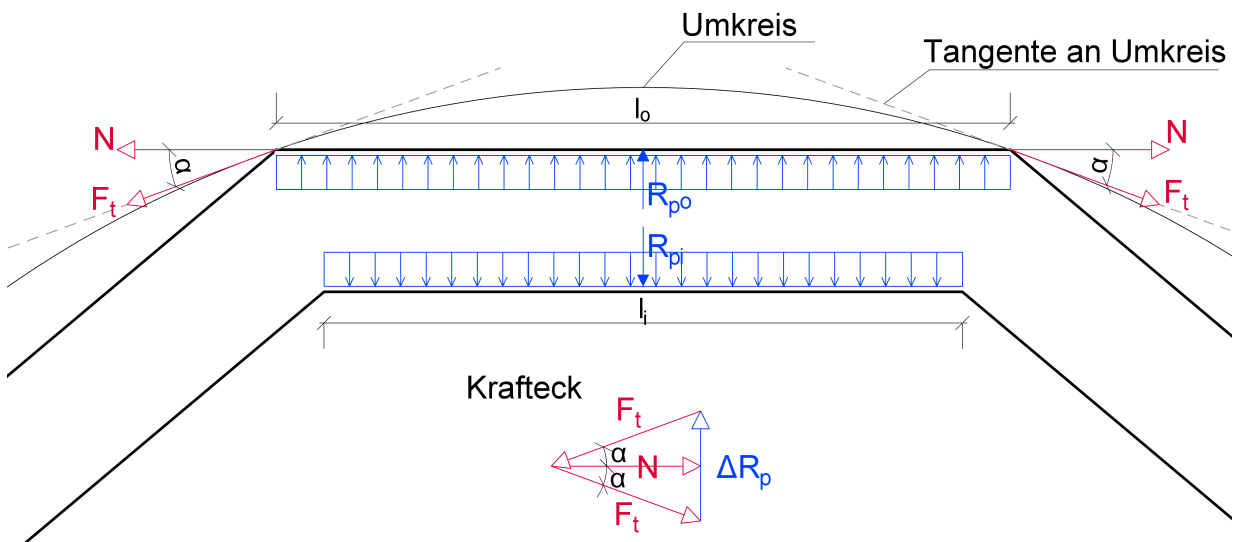


Abbildung 4.12: Statisches System eines Doppelwandelements im Grundriss unter Frischbetondruck bei einem regelmäßigen polygonalen Segmentgrundriss und Kopplung in der Außenschale inklusive Krafteck

Die Normalkraft ergibt sich aus dem Krafteck, welches sich aus der resultierenden Radiallast  $\Delta R_p$  und der Ringzugkraft  $F_t$  zufolge Abbildung 4.12 zusammensetzt.

Die resultierende Radiallast ergibt sich aufgrund der unterschiedlichen Plattenlängen nach Gleichung (4.11).

$$|\Delta R_p| = |R_p^o - R_p^i| = |p \cdot (l_o - l_i)| \quad (4.11)$$

So kann zufolge Abbildung 4.12 die Ringzugkraft  $F_t$  und die Plattennormalkraft  $N$  nach Gleichung (4.12) und (4.13) bestimmt werden. Die Schweißgründe sind normal auf die Tangente des Umkreises des Segments ausgerichtet, wodurch die ermittelte Normalkraft des Doppelwandelements über den Winkel  $\alpha$  auf die Normalkraft der Schweißgründe  $F_t$  umgerechnet werden muss, um sie mit den Ergebnissen der FE-Berechnung vergleichen zu können, siehe Gleichung (4.17).

$$F_t = p \cdot h \cdot (2 \cdot \sin(\alpha))^{-1} \cdot (l_o - l_i) \quad (4.12)$$

$$N = p \cdot h \cdot (2 \cdot \tan(\alpha))^{-1} \cdot (l_o - l_i) \quad (4.13)$$

Setzt man Gleichung (4.11) in Gleichung (4.13) ein, kann die Gültigkeit der Gleichung (4.10) gezeigt werden und dadurch bestätigt werden, dass die Modell-Kopplung mit beiden oder einer der Schalen übereinstimmen. Im konkreten Fall des Segments 1 bestehend aus neun Doppelwandelementen ist  $\alpha = 20^\circ$  und die Linienlast  $p$  ergibt sich als Trapezlast zufolge Frischbetondruck laut Abbildung 5.2. Der Winkel  $\alpha$  beschreibt den Winkel zwischen der Doppelwandplatte und der Tangente des Umkreises der Segmente. Damit genügt die Kenntnis der Geometrie laut Anhang A um mit den Gleichungen (4.12) bis (4.13) die Normalkraft in den Doppelwandaußenplatten zu ermitteln. Die unterschiedliche Konkretisierung der Drücke im oberen und unteren Bereich wird vernachlässigt und der Frischbetondruck  $p$  wird als mittlere Gleichlast über die Segmenthöhe angesetzt, siehe Gleichung (4.14). Ebenso wird die sich nach oben verjüngende Geometrie der einzelnen Doppelwandplatten nach Anhang A vernachlässigt und durch eine mittlere Breite berücksichtigt, siehe Gleichung (4.15) und (4.16). Mit dem Faktor  $h$  wird die Höhe der Doppelwandplatten miteinbezogen. Die analytisch ermittelte Normalkraft einer Fuge ergibt sich demnach zufolge Gleichung (4.17).

$$p = \frac{1}{2} \cdot (12,5 + 75) \cdot 2,5 = 109,38 \text{ kN/m}^2 \quad (4.14)$$

$$l_o = \frac{1}{2} \cdot (1,331 + 1,302) = 1,3169 \text{ m} \quad (4.15)$$

$$l_i = \frac{1}{2} \cdot (1,153 + 1,142) = 1,1385 \text{ m} \quad (4.16)$$

$$\begin{aligned} F_t &= p \cdot (2 \cdot \sin(\alpha))^{-1} \cdot (l_o - l_i) \\ &= 109,38 \cdot (2 \cdot \sin(20))^{-1} \cdot (1,312 - 1,139) \end{aligned} \quad (4.17)$$

$$F_t = 27,69 \text{ kN}$$

Bestimmt man nun die Normalkraft in einer beliebigen Fuge des FE-Modells als Summe der Normalkräfte aller Verbindungen erhält man laut Gleichung (4.18) eine Kraft die um 2,56% von der analytisch ermittelten abweicht. Diese Abweichung ist sehr klein und lässt sich auf die vereinfachten Annahmen bei der Mittelung des Frischbetondrucks und auf die Grobmaschigkeit des FE-Netzes zurückführen. Somit kann davon ausgegangen werden, dass die Modellierung des Segmentringes 1 seine Richtigkeit besitzt.

$$N_{FEM} = 9,91 + 18,66 - 0,09 - 0,01 - 0,07 = 28,40 \text{ kN} \quad (4.18)$$

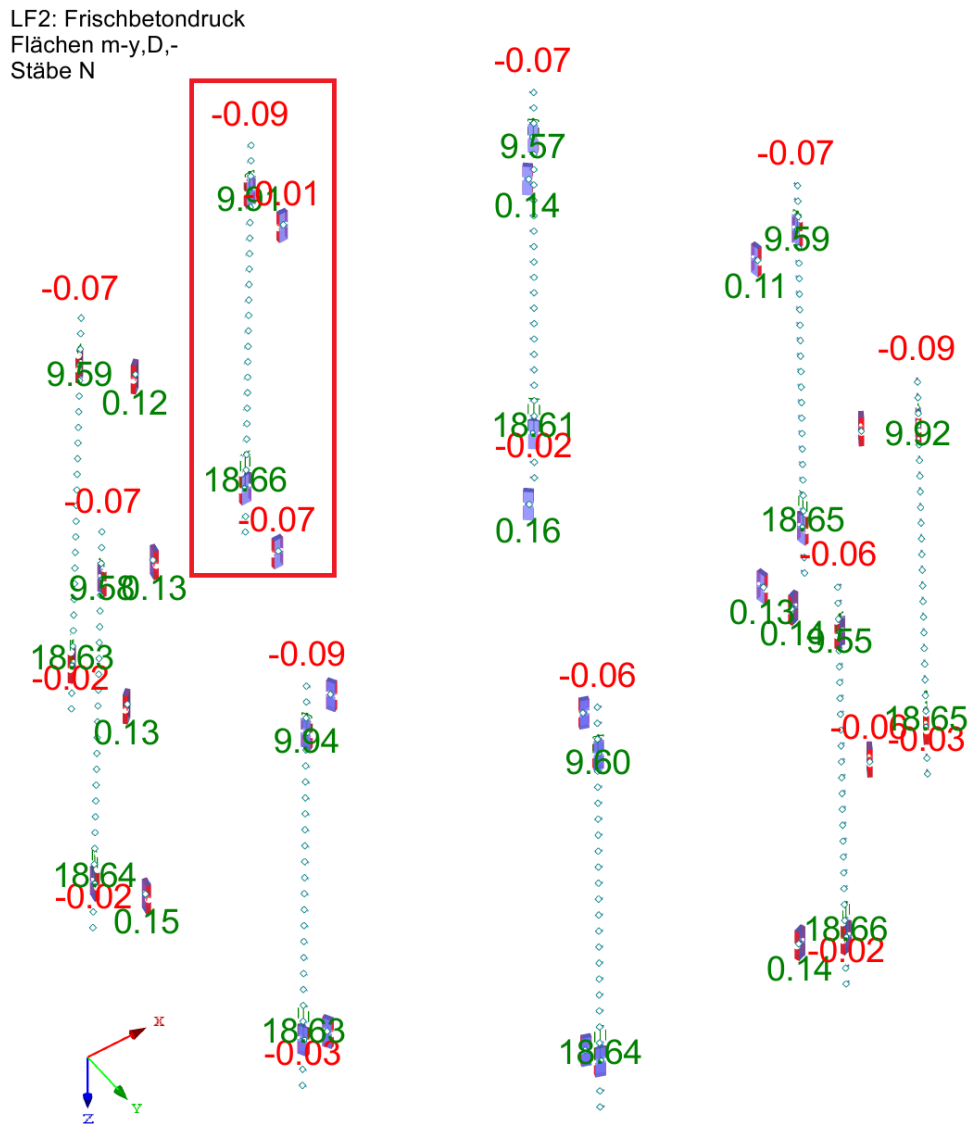


Abbildung 4.13: Zugkräfte der Schweißgründe unter Belastung durch Frischbetondruck im Modell 1

## 4.9.2 Verformungen am Segment 1

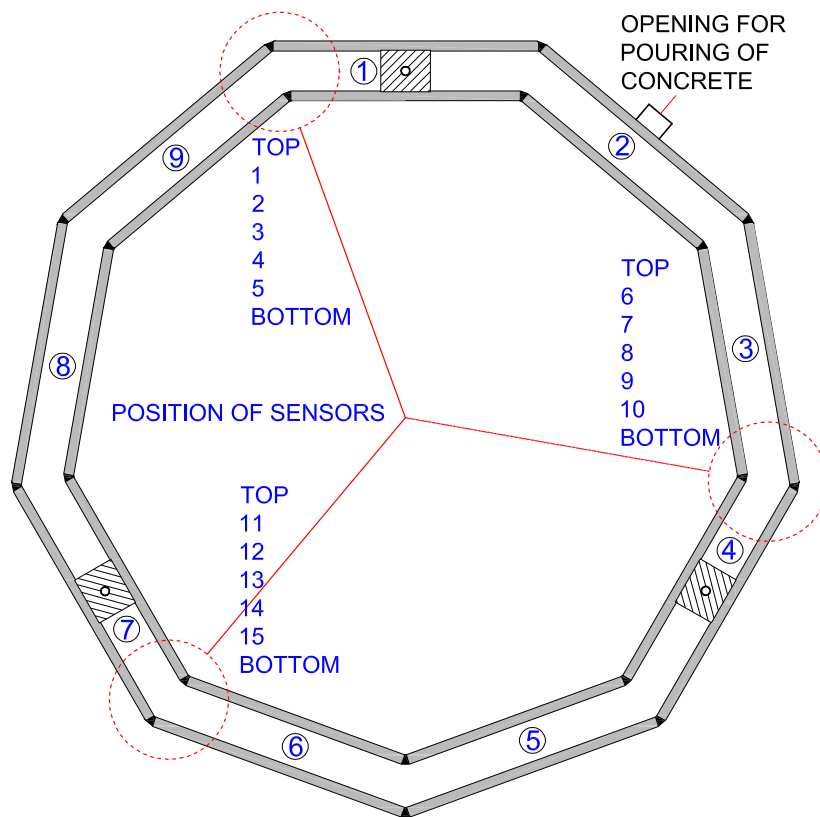
Verformungen müssen begrenzt werden, um Risse im Fugenmörtel zu beschränken und die gewünschte Segmentgeometrie in allen Bauphasen zu sichern. Durch zu große Verformungen entstehen Risse in den vertikalen, mit Mörtel verspachtelten Fugen, welche die Dauerhaftigkeit des Segmentringes negativ beeinflussen können. Zusätzlich ist es wichtig die entstehenden Verformungen gering zu halten, um die exakte Geometrie jedes Segmentringes einzuhalten und ein Turmbauwerk von hoher Qualität zu konstruieren. Die Ergebnisse einer Messung am Prototypen während der Betonage sollen mit den Ergebnissen der Modellierung verglichen werden, um die Konformität des Modells zusätzlich zu bestätigen und es als sichere Quelle für andere Ergebnisse verwenden zu können.

### 4.9.2.1 Messung der realen Verformungen

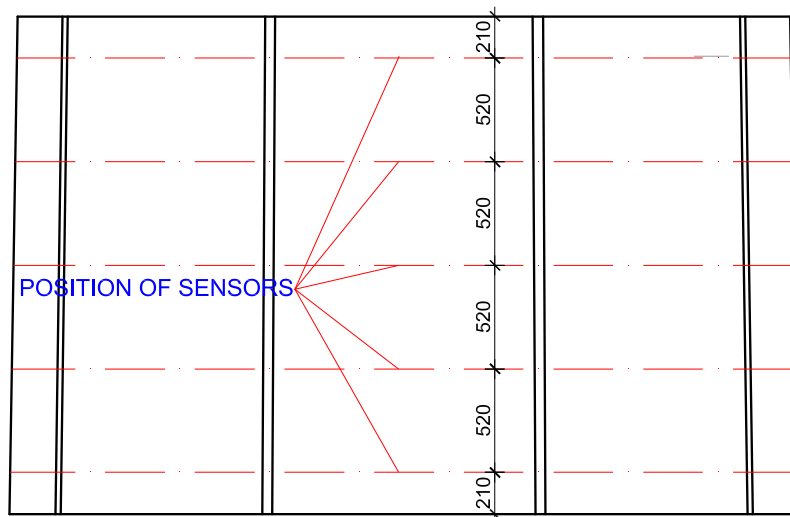
Im Zuge der Konstruktion des Turmprototyps wurde eine Verformungsmessung am Segmentring 1 vorgenommen. Es wurden an drei vertikalen Mörtelfugen jeweils fünf Wegaufnehmer, sogenannte LVDT-Sensoren (Linear Variable Differential Transformer) angebracht um die Größe der Verformungen während der Konstruktion und Betonage an den Segmentringen zu ermitteln. Es wurden Verformungen gemessen, die durch das Einwirken des Frischbetondruckes entstehen. Die Wegaufnehmer waren über ein Stück Holz an der Konstruktion so angebracht, dass die tangentialen Segmentverformungen gemessen wurden. Die Positionierung der Sensoren ist in Abbildung 4.14 dargestellt.

Die größten Verformungen an drei Fugen des Segmentringes 1 sind in Abbildung 4.15 dargestellt. Anzumerken ist, dass hier ein einzelnes Segment bis zur Hebekonstruktion, also eine Höhe von etwa 2,3 m, mit Beton ausgefüllt wurde. Dabei sind negative Werte als Dehnungen und positive als Stauchungen der Fuge zu interpretieren. Die reale Messung der drei Fugen ergibt recht unterschiedliche Ergebnisse. Die Gründe hierfür sind in [38] diskutiert. Um die Daten für einen Vergleich heranzuziehen, wird in einer Höhe von 1,25 m die reale tangentiale Längenänderung gemittelt, siehe Gleichung (4.19).

$$u_{tan,real} = (0,19 + 0,43 + 0,11) / 3 = 0,243 \text{ mm} \quad (4.19)$$



(a) Positionierung der Sensoren in drei Fugen



(b) Aufteilung der Sensoren in Längsrichtung

Abbildung 4.14: Positionierung der LVDT-Sensoren [38]

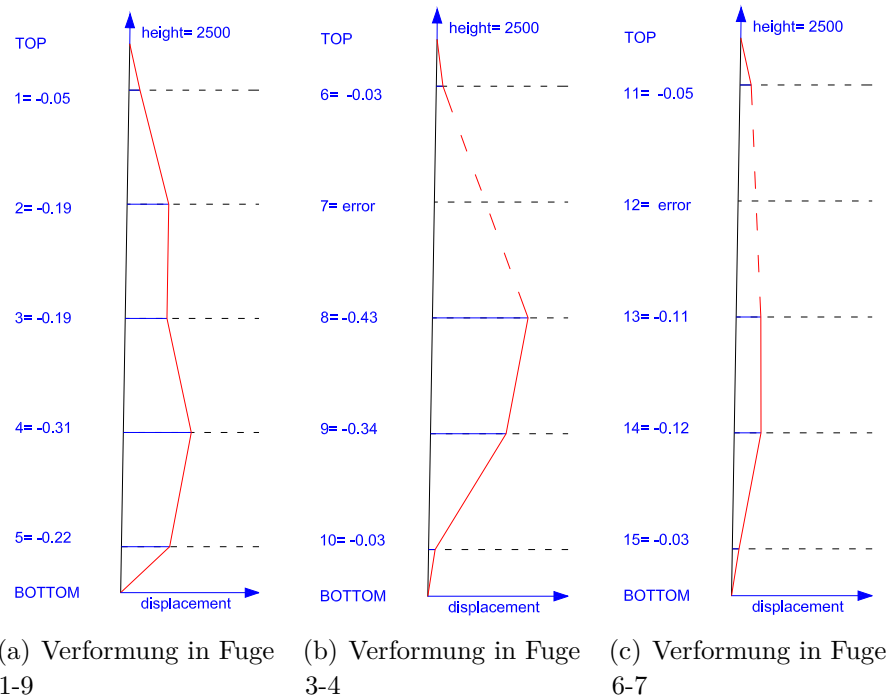


Abbildung 4.15: Ergebnis der tangentialen Verformungsmessung mittels LVDT-Sensoren [38]

#### 4.9.2.2 Verformungsvergleich mit FE-Verformungen

Die tangentiale Längenänderung kann nicht direkt aus dem FE-Modell genommen werden. Deshalb muss diese aus der Verformung normal zur Plattenebene nach Gleichung (4.20) und Abbildung 4.16 ermittelt werden. Dabei gilt die Gleichung (4.20) nur für die Verformung einer Platte. Damit die gesamte Fugenverformung abgeschätzt werden kann, muss dies für beide angrenzende Platten einer Fuge ermittelt werden. Die Verformungen in einer Höhe von 1,25 m über Grund in einer analog zur realen Messung situierten Fuge ergibt sich zufolge Abbildung 4.17 zu  $u_4 = 0,39$  mm und  $u_3 = 0,49$  mm. Unter Berücksichtigung eines Tangentenwinkels von  $20^\circ$  ergibt sich die tangentiale Fugendehnung im Modell zu:

$$u_{tan,model} = \sin(\alpha) \cdot u_{z,i} \quad (4.20)$$

$$u_{tan,model} = \sin(20) \cdot (0,39 + 0,49) = 0,30 \text{ mm} \quad (4.21)$$

Modell und Realität ergeben Verformungen in der selben Größenordnung, wobei die Verformung im Modell um 19% größer ist als der gemittelte reale Wert. Dies ist ein sehr gutes Ergebnis, berücksichtigt man, dass nur drei Messungen mit einer großen Streuung zur Verfügung stehen und zusätzlich diverse Streuungen der Materialeigenschaften existieren. Somit validiert auch dieser Vergleich die Modellierung.

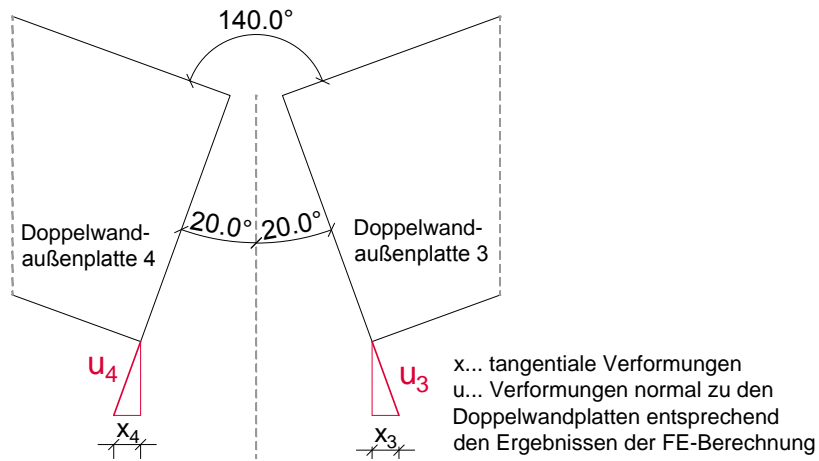


Abbildung 4.16: Umrechnung der Verformungen  $u$  der FE-Berechnung

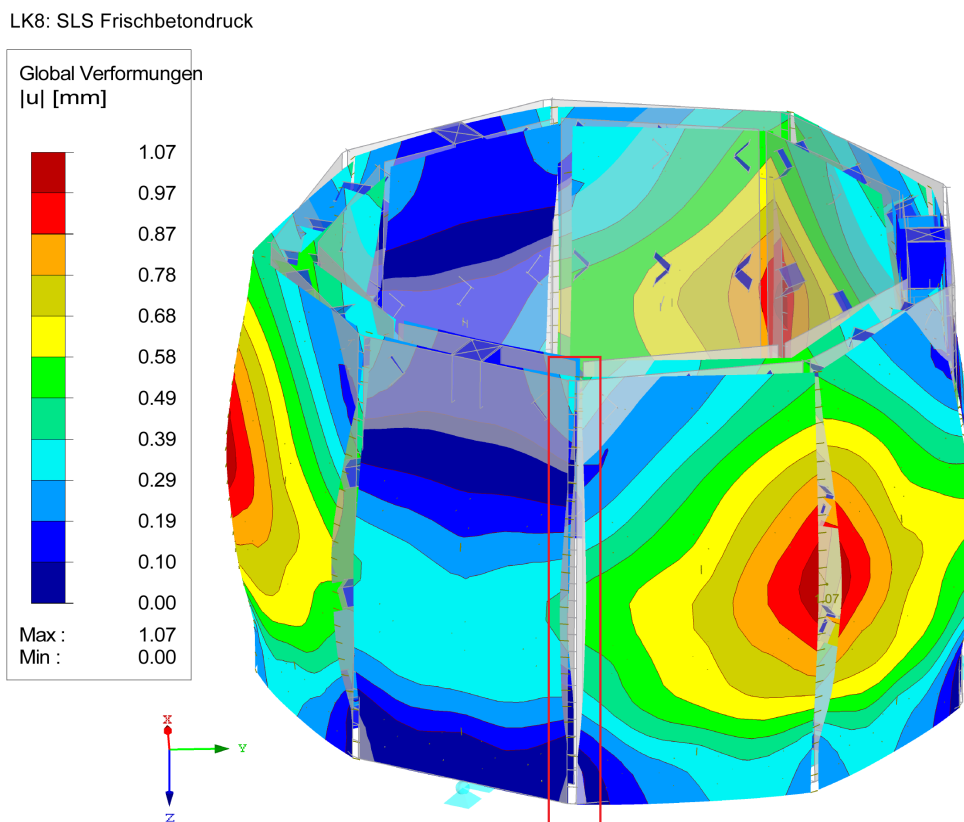


Abbildung 4.17: Verformungen unter Belastung mittels Frischbetondruck



## Einwirkungen im Bauzustand

Um die genaue Ausführung eines Segments aus Doppelwandelementen definieren zu können, ist es notwendig die unterschiedlichen Lasten, welche während Herstellung und Aufbau des Turmes auftreten können, qualitativ und quantitativ zu bestimmen. Hierbei wird zwischen ständigen und veränderlichen Lasten unterschieden. Das Eigengewicht des Segmentringes ist die einzige ständige Einwirkung die zu berücksichtigen ist. Die veränderlichen Lasten resultieren aus dem Frischbetondruck und den Nutzlasten, eingeleitet durch Arbeitsplattformen an der Innenseite der Segmente. Nicht berücksichtigt wurden besondere Lasten wie Wind-, Temperatur- oder Erdbebeneinwirkungen.

### 5.1 Eigengewicht

Die Ermittlung des Eigengewichts des Segmentringes ist notwendig um die Belastungen während des Manipulierens und Platzierens definieren zu können. Die Gewichtskraft muss sicher über die Auflager, an den drei Stellen der Hebekonstruktionen, in den Untergrund beziehungsweise in den darunter liegenden Segmentring geleitet werden können. Ebenso wird der Segmentring während des Anhebens durch sein Eigengewicht belastet. Das Eigengewicht kann automatisiert, mit den Wichten  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$  für Stahlbeton und  $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$  für Stahl, von der Software RFEM ermittelt werden.

Für die einzelnen Bestandteile eines Doppelwandelements ergeben sich folgende Gewichtskräfte:

- Innenplatte: 355,84 kg
- Außenplatte: 411,47 kg
- Stahlhebeblock: 25,39 kg (gesamt 6 Mal)
- Kappema Element: etwa 1,90 kg (vereinfacht 13 Stück pro Element gerechnet)

Dadurch ergibt sich für den Segmentring 1, bestehend aus neun Doppelwandelementen, mit Berücksichtigung seiner Einbauteile, eine Gesamtgewichtskraft von 7280,43 kg. Diese wird weiterführend vereinfachend mit 73,0 kN angesetzt.

### 5.1.1 Anheben des Segments

Ist ein Segmentring fertig aufgestellt und verbunden wird er, wie in Kapitel 3.1 beschrieben, über eine Hebevorrichtung, bestehend aus Stahlträgern, die an einem Kranhaken befestigt sind, über seine drei Hebekonstruktionen angehoben. Die Hebekonstruktion kann wie in Kapitel 3.4.3 beschrieben eine Stahlhebekonstruktion oder ein Betonhebeblock sein. Es ist wichtig den Segmentring vertikal anzuheben, um unnötige Verformungen, die zu Rissen führen können, zu vermeiden. Während dem Manipulationsvorgang wirkt lediglich das Eigengewicht des Segmentringes. Die dadurch entstehenden Schnittgrößen aufgrund des Eigengewichtes werden als Lastfall - Anheben im *Modell 2 - Lagerung Anheben* berücksichtigt.

### 5.1.2 Positionieren der Segmente

Im Zuge der Konstruktion des Turmes werden die fertig verbundenen Segmentringe angehoben, übereinander positioniert und anschließend ausbetoniert, siehe Kapitel 3.1. Dabei muss der Segmentring über die Hebekonstruktionen die Auflagerkraft des jeweils darüber liegenden Segments aufnehmen und weiterleiten können. Für die Bemessung des Segmentringes 1 wird angenommen, dass ein Segment der selben Höhe und somit der gleichen Gewichtskraft darüber platziert wird. Dadurch werden die drei Hebeblöcke mit einer Einzellast von jeweils 24,33 kN belastet.

## 5.2 Frischbetondruck

Während dem Füllen der Segmente mit Beton drückt der noch flüssige Frischbeton auf die Platten der Doppelwandelemente. Frischbeton ist die Bezeichnung für fertig gemischten, verarbeitbaren Beton, bei dem der Zementleim noch nicht abgebunden hat [50]. Da der Beton während des Vorgangs der Betonage und des Aushärtens nicht standfest ist, übt dieser Druck auf die Schalungselemente, in diesem Fall auf die Doppelwandplatten, aus. Dieser Lastfall wird als veränderlich angesehen. Bei der Betonage des Turmsegments wird aufgrund des Aufbaus der Doppelwandelemente selbstverdichtender Beton (SVB) eingesetzt. Nachfolgend wird auf die Besonderheiten dieses Materials eingegangen und die Berechnung der Höhe des Frischbetondruckes mit SVB beschrieben.

### 5.2.1 Selbstverdichtender Beton

Per Definition des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) ist selbstverdichtender Beton eine Betonsorte, die ohne Einwirkung zusätzlicher Verdichtungsenergie allein unter

dem Einfluss der Schwerkraft fließt, entlüftet sowie die Bewehrungszwischenräume und die Schalung vollständig ausfüllt. Selbstverdichtender Beton wird in der Literatur mit SVB oder englisch mit SCC (Self compacting concrete) abgekürzt. Im Gegensatz zu SVB muss handelsüblicher Beton mit geeigneten Mitteln verdichtet werden, um eine gleichmäßige Verteilung und eine dichte Lagerung ohne Hohlräume zu gewährleisten. Dazu werden je nach Konsistenz und Anwendungsgebiet Methoden wie Stochern, Rütteln, Schleudern, Schocken, Stampfen oder Walzen angewendet, wobei die Verdichtung mittels Rüttlern die gebräuchlichste Methode auf Baustellen darstellt [51].

Durch die spezielle Zusammensetzung des SVB, laut Abbildung 5.1, werden die gewünschten Eigenschaften sicher gestellt. Im Gegensatz zu Normalbeton hat SVB einen höheren Anteil an feinkörnigen Zuschlägen und zusätzlich einen speziellen Anteil an Gesteinsmehl, um die Fließfähigkeit aufrecht zu erhalten [52]. Wichtig bei der Zusammensetzung des SVB ist das richtige Verhältnis der Mehlkörnung zum Wasser- und Fließmittelanteil [53].

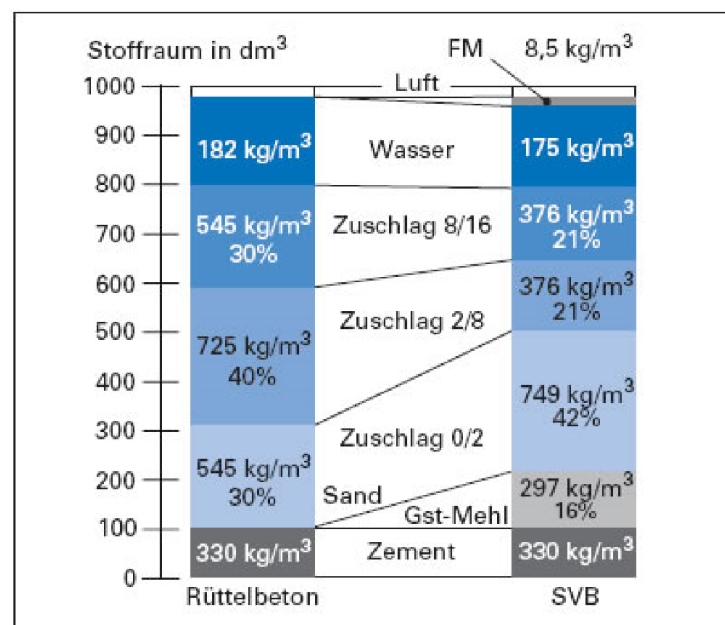


Abbildung 5.1: Vergleich der Zusammensetzung von Rüttelbetonen und SVB [52]

### Eigenschaften von selbstverdichtendem Beton:

- **Fließfähigkeit:** Die Fließfähigkeit ist neben dem Zusammenhaltvermögen eine der beiden Hauptmerkmale, die den SVB ausmachen. Der Beton muss eine hohe Fließfähigkeit aufweisen, um jeden Hohlraum innerhalb der Schalung verlässlich auszufüllen und eine ordnungsgemäße Verbundwirkung sicherstellen zu können. SVB hat ein Ausbreitungsmaß größer gleich 700 mm.
- **Zusammenhaltvermögen:** Wichtig ist, dass der Beton trotz seiner großen Fließfähigkeit nicht seinen Zusammenhalt verliert und sich entmischt.

- Festigkeit: Bei SVB Betonen kann bei gleicher Zusammensetzung wie bei Normalbetonen sogar eine etwas höhere Festigkeit nachgewiesen werden, was durch den hohen Anteil an Feinkörnern und Mehlkorn bedingt ist, welche eine dichteres Gefüge herstellen. Für die Bemessung gehen jedoch die geringeren Werte des Normalbetons ein, welche somit auf der sicheren Seite liegt [53].
- Kriechen und Schwinden: SVB kriecht etwas stärker als normaler Beton, dies liegt jedoch in einer Größenordnung innerhalb des Toleranzbereiches. Das Schwindmaß entspricht jenem des Normalbetones [53].
- Elastizitätsmodul: Der Elastizitätsmodul des SVB ist um 15% niedriger als bei Normalbeton. Dies ist mit dem Mehlkorngehalt und der Verringerung der Masse der größeren Gesteine zu erklären [53].

Trotz erhöhter Kosten von etwa 30% gegenüber Normalbeton weist SVB besondere Vorteile auf. Durch die hohe Fließ- und Tauchfähigkeit kann auch bei sehr dichten Bewehrungslagen oder unzugänglichen Konstruktionsstellen ein homogenes Ergebnis erzielt werden. Außerdem können durch den Entfall des Verdichtungsvorganges Personal- und Lohnkosten gespart werden und es kommt zu einem einheitlichen Ergebnis, welches unabhängig vom Können der Arbeiter ist [51].

Beim Bau des Turms aus Doppelwandelementen wird SVB eingesetzt, da die Elemente von unten nach oben befüllt werden und durch die einzelnen Einbauten und den geringen Abstand zwischen den Doppelwänden und großem Segmenthöhen der Einsatz von Rüttlern schwer möglich ist. Außerdem kann so ein rascher Arbeitsfortschritt und ein homogenes Endergebnis garantiert werden.

### 5.2.2 Wirkungsweise des Frischbetondrucks

Der Frischbetondruck stellt in der Bemessung der Segmentringe eine erhebliche Belastung dar. Grundsätzlich unterscheidet man zwischen vertikalem und horizontalem Frischbetondruck, wobei meist der horizontale Druck gegen Schaltafeln beziehungsweise Elementplatten von größerem Interesse ist. Vor allem bei der Verwendung von handelsüblicher Schalung kann eine unzureichende Bemessung zu starken Verformungen nach außen führen. Dadurch entstehen zwei Effekte. Einerseits kommt es zur Kissenbildung, welche durch Wölbung im Bereich zwischen zwei Ankerstellen entsteht, und andererseits entsteht der sogenannte „Elefantenfuß“ welcher am Boden der jeweiligen Schalung eine Ausbeulung verursacht [54]. Auch bei der Belastung durch Frischbetondruck bei Doppelwänden ist sicherzustellen, dass die Platten der Einwirkung standhalten und die Verbindungselemente wie Gitterträger oder Kappema-Elemente die Platten zusammen halten und unzulässige Deformationen reduzieren. Zusätzlich muss auch die Verbindung der Doppelwandelemente so dimensioniert sein, dass sie der Last zufolge Frischbetondruck widerstehen kann. Die Aufnahme und Weiterleitung des Frischbetondrucks eines Doppelwandelements erfolgt über 12 beziehungsweise 13 Kappema-Elemente.

### 5.2.3 Ermittlung der Größe des Frischbetondrucks

Der Verlauf des horizontalen Frischbetondrucks über die Schalungshöhe wird durch Normen wie die DIN 18218 [55] geregelt. Die Größe des Frischbetondrucks wird nicht nur von der Betonierhöhe bestimmt, sondern ist von verschiedenen Einflüssen wie Betoniergeschwindigkeit, Temperatur, Konsistenz, etc. abhängig. Werden alle Einflüsse vernachlässigt kann die Frischbetondruckverteilung auf die Doppelwandplatten als hydrostatische Druckverteilung angenommen werden, siehe Abbildung 5.2.

Die reale Höhe des auftretenden Frischbetondruckes wird durch Faktoren wie Erstarrungszeitpunkt, Temperatur des Betons, Außentemperatur, u.v.m. beeinflusst:

- **Einflussfaktor Temperatur:** Ist die Temperatur des Frischbetons niedriger als die Temperatur bei Erstarrungsende ( $T_{c,Ref}$ ) wird laut DIN 18218 [55] der maximale Frischbetondruck  $\sigma_{hk,max}$  bei selbstverdichtendem Beton um 5% pro 1 K Temperaturdifferenz erhöht. Die Differenz selbst darf bei SVB nicht größer als 5 K sein. Weiters gilt die Außentemperatur als zu berücksichtigender Faktor, wenn diese die Temperatur des Betons unter die jeweilige Einbautemperatur direkt nach der Betonage sinken lässt. In diesem Fall müsste je 1 K Temperaturdifferenz,  $\sigma_{hk,max}$  um 5% vergrößert werden.
- **Einflussfaktor Betoniergeschwindigkeit** Für Elementwände ist die zulässige Betoniergeschwindigkeit von der Dicke der Platten, der Betondeckung und dem Abstand der Gitterträger abhängig. Je höher die Betoniergeschwindigkeit desto höher auch der wirkende Schalungsdruck durch den Frischbeton [56].
- **Einflussfaktor Konsistenz** Bei Einbau des Betons gegen die Steigrichtung ist die Höhe des Frischbetondruckes abhängig von den Konsistenzklassen F1 bis F6, der Steiggeschwindigkeit in [m/h] und des Erstarrungsverhaltens des Betons. Je höher die Konsistenzklasse desto höher ist der dadurch entstehende Frischbetondruck [55].

Die Bemessung des Segments 1, belastet durch Frischbetondruck, basiert auf der aktuellen Norm DIN 18218 [55] vom Januar 2010. Die Auffüllung der Doppelwandelemente mit SVB Beton erfolgt über einen Betonstutzen von unten nach oben in Steigrichtung bei Betonierschritten von jeweils 3 m. Demnach ist laut EC 1991-1-1 [57], DIN 18218 Punkt 4.4 [55] für den hydraulischen Frischbetondruck  $\sigma_{hk}$  der maximale Wert  $\sigma_{hk,max}$  wie folgt anzusetzen:

$$\begin{aligned}\sigma_{hk,max} &= \gamma_c \cdot H \\ \sigma_{hk,max} &= 25 \cdot 3 = 75,0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}\tag{5.1}$$

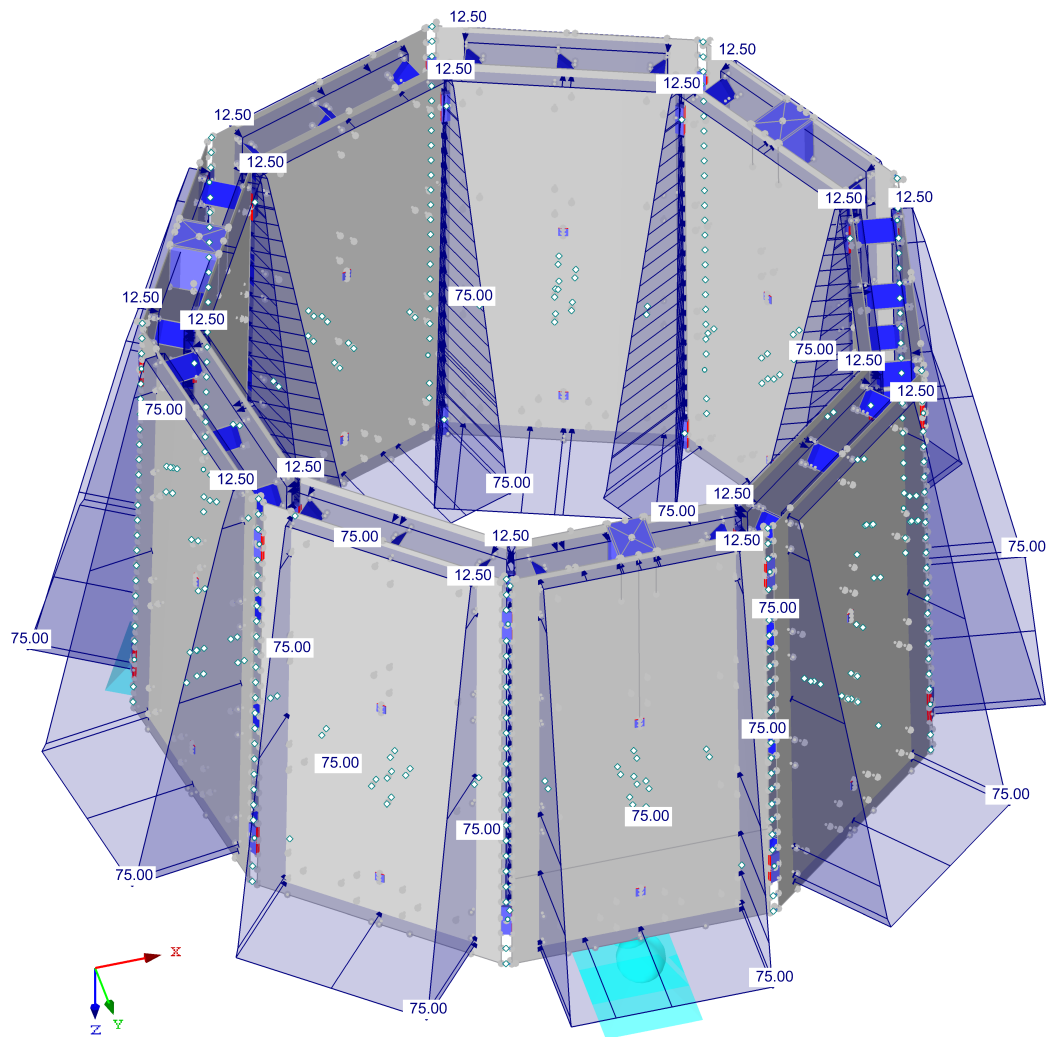


Abbildung 5.2: Lastfall Frischbetondruck - Druckverteilung für eine Betonierhöhe von 3,0 m auf ein 2,5 m hohes Segment

## 5.3 Lasten zufolge der Arbeitsplattformen

Während der Konstruktion des Turmes ist ein Gerüst im Inneren nötig, um die Segmentringe während des Positionierens im Turm einzurichten und den Turm mit Beton zu füllen. Über die Arbeitsplattformen, welche an den Doppelwandinnenseiten verankert sind, können diese Arbeiten ausgeführt werden. Eine Arbeitsplattform, bestehend aus einer Faltbühne und zwei Stahlkonsolen, erstreckt sich über zwei Doppelwandplatten. Je nach Innendurchmesser des Turmes sind die Plattformen entweder durch einen freistehenden Stiegenturm oder über die obere Öffnung zugänglich. Bezogen auf das hier zu untersuchende Segment 1 mit einem Innendurchmesser von 3,34 m, ist im Innenbereich kein Platz für einen Stiegenturm, daher werden die Plattformen von oben erschlossen. Jeweils vier Faltbühnen werden in einer Ebene an der Innenseite der Doppelwandplatten verankert, siehe Abbildung 3.8 und 3.9. Das Podest selbst lagert auf einer Konsole aus verzinkten Stahlrohren. Die Belastungen durch das Eigengewicht der Gerüstkonstruktion und den darauf wirkenden Nutzlasten, die für die Berechnung und Bemessung des Segmentringes wichtig sind, werden in den nachfolgenden Kapiteln thematisiert.

### 5.3.1 Geometrie der Arbeitsplattform

Eine Arbeitsplattform, bestehend aus einer Faltbühne und zwei Stahlkonsolen, erstreckt sich über zwei oder drei Doppelwandelemente und ist an deren Innenplatten befestigt, siehe Abbildung 3.9. Hierbei wird die Last über Schubdornen und die Momente über eine oben angebrachte Zugverbindung und eine unten positionierte Druckverbindung abgeleitet. Eine an zwei Doppelwandelementen verankerte Plattform (Arbeitsplattform A) des hier zu untersuchenden Segments besitzt eine Grundfläche von  $1,22 \text{ m}^2$ . Eine Arbeitsplattform über drei Doppelwandelemente (Arbeitsplattform B) besitzt eine Fläche von  $2,12 \text{ m}^2$ . Insgesamt können vier Plattformen in einer Ebene des Segmentringes angebracht werden. Die Abmessungen der Arbeitsplattformen sind in Abbildung 3.9 ersichtlich. Maßgebend für die Ermittlung der Lasten ist die Arbeitsplattform A, welche sich über zwei Doppelwandelemente spannt.

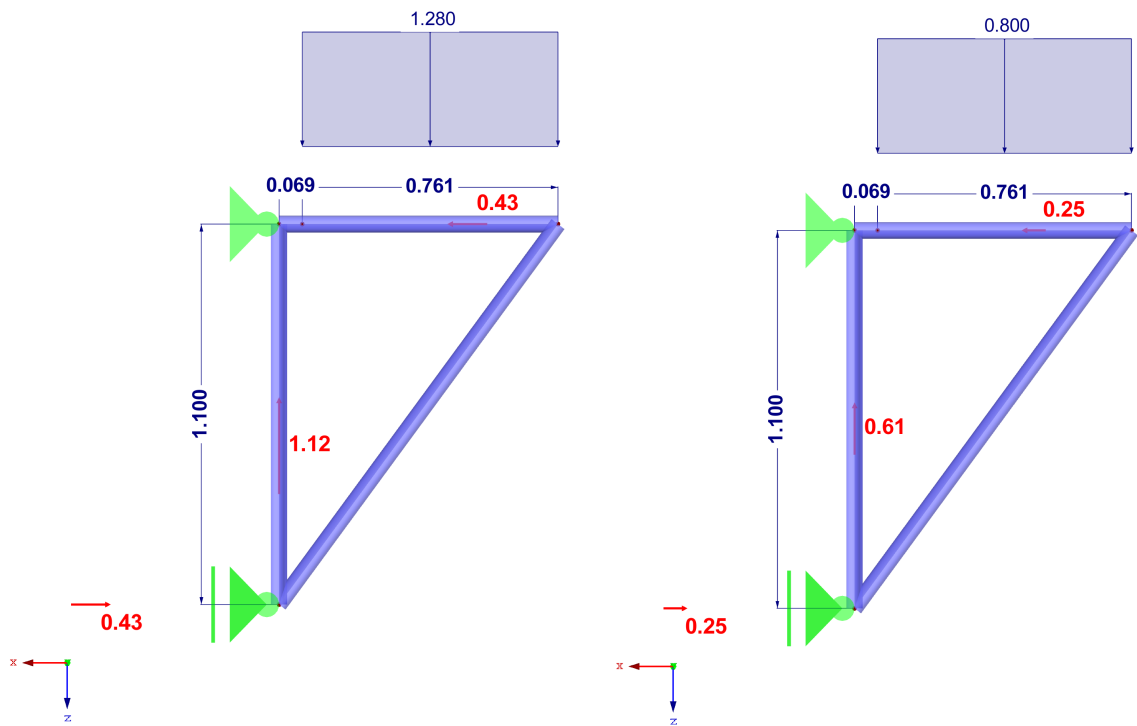
Die Montage der Plattform erfolgt am Boden des Vormontageplatzes sobald das Segment fertig gestellt wurde. Der obere Verankerungspunkt, der circa in Höhe der Deckfläche der Plattform liegt, ist 1,1 m unter dem obersten Punkt eines Segmentringes anzuordnen. Der untere Verankerungspunkt der Konsole befindet sich weitere 1,1 m darunter. Somit wird sichergestellt, dass die Arbeiten in passender Höhe zum Pumpstutzen und der Segmentoberkante ausgeführt werden können.

### 5.3.2 Lasten zufolge der Arbeitsplattform

Die Lasten aufgrund der Arbeitsplattform gliedern sich in ständige Lasten durch das Eigengewicht der Konstruktion und veränderlich wirkende Lasten aufgrund der Benützung der Bühnen. Zur Ermittlung der ständigen Last wird das Eigengewicht der Faltbühnenkonstruktion näherungsweise anhand des Produktkataloges der Fa. Doka [58] ermittelt und führt bei einer Fläche von  $1,22 \text{ m}^2$  pro Faltbühne auf ein Gesamtgewicht von  $195 \text{ kg}$ . In Bezug auf die Ermittlung der veränderlichen Lasten des Gerüsts wird aufgrund des beschränkten Platzes davon ausgegangen, dass sich auf einer Gerüstebene im Inneren des Segmentringes maximal zwei Arbeiter inklusive Werkzeug befinden können. Demzufolge wird an einer Gerüstbühne eine Nutzlast von  $2 \text{ kN/m}^2$  (Arbeiter) und an den beiden angrenzenden Gerüstpodesten eine Nutzlast von  $1 \text{ kN/m}^2$  (Arbeitsmittel) angesetzt.

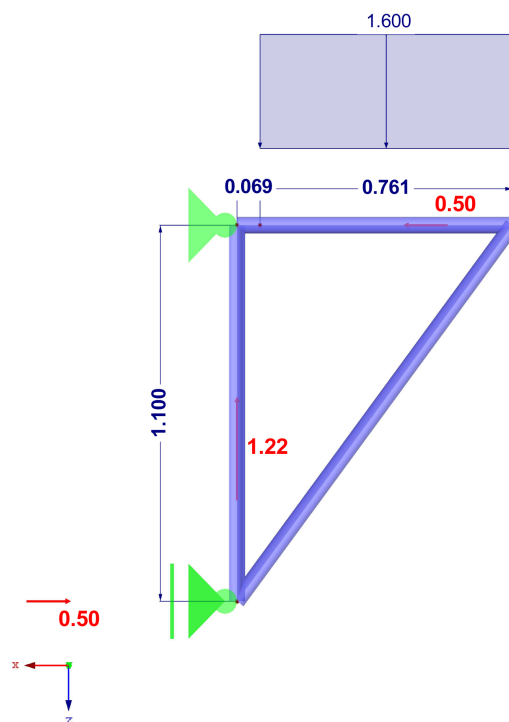
Die Gerüstkonstruktion ist jeweils an zwei Stellen der Podestebene und etwa  $1 \text{ m}$  unterhalb des Podestes an den Doppelwandplatten verankert. Die Lasten der Bühne werden über die beiden Konsolen in die Verankerungen an der Doppelwand geleitet. Dies ergibt bei der Ermittlung der Druck- und Zuglasten ein statisches System wie in Abbildung 5.3 ersichtlich. Zur Berechnung der Auflagerkräfte für die Bemessung des Druck- und Zugknotens, werden die ermittelten ständigen und veränderlichen Lasten als Linienlast auf eine Verankerungskonsole umgerechnet. Das Eigengewicht von  $1,95 \text{ kN}$  einer Gerüstbühne ergibt über die zwei Konsolen eine Linienlast von  $1,28 \text{ kN/m}$  bezogen auf eine Länge von  $0,761 \text{ m}$ . Die Nutzlasten von  $1 \text{ kN/m}^2$  und  $2 \text{ kN/m}^2$  ergeben demnach Linienlasten von  $0,8 \text{ kN/m}$  und  $1,6 \text{ kN/m}$ . Für die Belastung der Verankerung ergibt dies eine Druck- und Zugkraft von  $0,43 \text{ kN}$  mit einer vertikalen Auflagerkraft von  $1,12 \text{ kN}$ . Für die Gerüstbühnen, die mit  $2 \text{ kN/m}^2$  belastet sind, ergeben sich Druck- und Zugkräfte von  $0,5 \text{ kN}$  und eine vertikale Auflagerkraft von  $1,22 \text{ kN}$ . Bei einer Nutzlast von  $1 \text{ kN/m}^2$  wirken  $0,25 \text{ kN}$  als Druck- und Zugkräfte und eine vertikale Auflagerkraft von  $0,61 \text{ kN}$ . Mit den dadurch ermittelten Kräften werden die Druck- und Zugknoten an den Doppelwandelementen entsprechend den Bemessungen in Kapitel 6.7 dimensioniert, siehe Abbildung 5.4. Bei der Eingabe der Belastungen in das FE-Modell wird zwischen *Lastfall – Ständige Lasten Gerüst*, welcher das Eigengewicht berücksichtigt und *Lastfall – Veränderliche Lasten Gerüst*, welcher die Nutzlasten des Gerüsts beinhaltet, unterschieden.





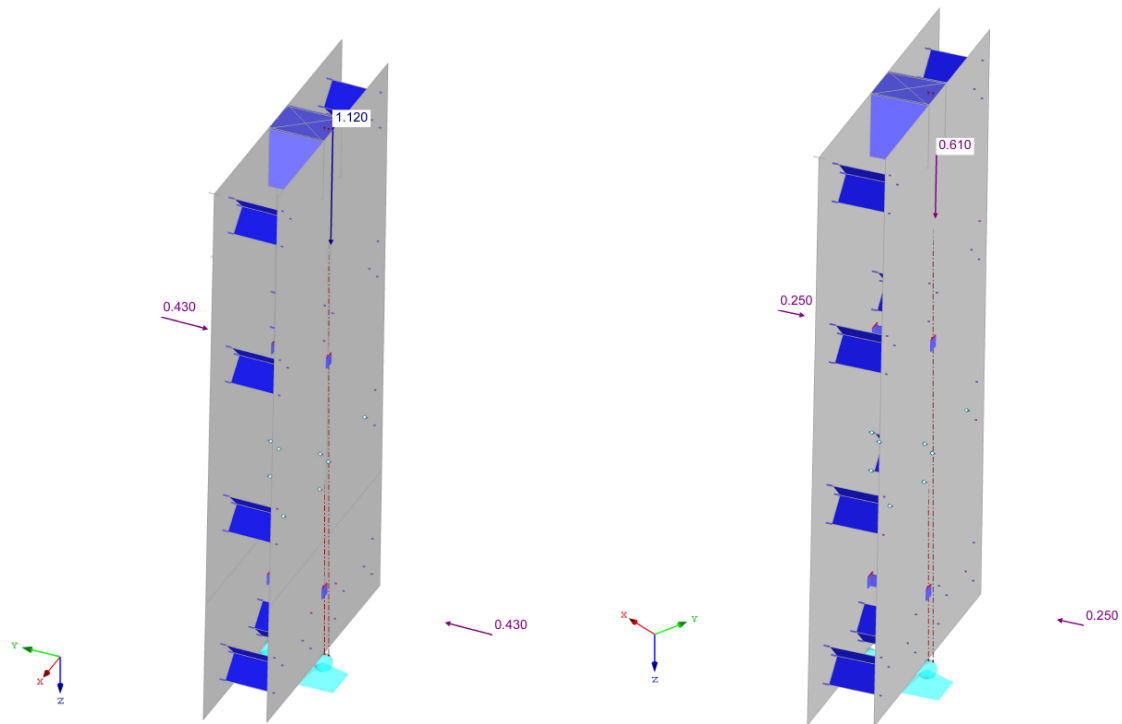
(a) Eigengewicht der Arbeitsplattform

(b) Nutzlast 1 kN/m<sup>2</sup> auf Arbeitsplattform



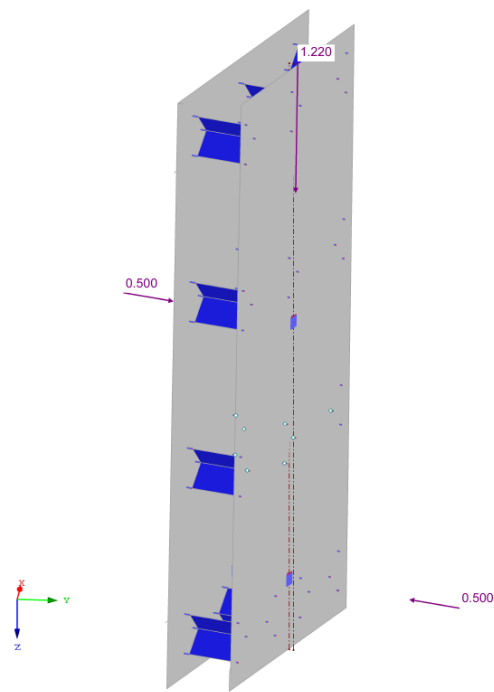
(c) Nutzlast 2 kN/m<sup>2</sup> auf Arbeitsplattform

Abbildung 5.3: Modellbildung und Ermittlung der einwirkenden Druck-, Zuglasten und Querkräfte der Verankerungen in den Doppelwandelementen zufolge der Lasten der Arbeitsplattform in [m]



(a) Eigengewicht der Arbeitsplattform auf ein Doppelwandelement

(b) Nutzlast 1 kN/m<sup>2</sup> der Arbeitsplattform auf ein Doppelwandelement



(c) Nutzlast 2 kN/m<sup>2</sup> der Arbeitsplattform auf ein Doppelwandelement

Abbildung 5.4: Belastung der Doppelwandelemente durch die Gerüstbühnen

## 5.4 Zusammenstellung der Lastfälle

Die Bemessung des Segmentringes erfolgt durch eine Kombination der Lastfälle, so dass die maximalen Schnittgrößen mittels FE-Methode berechnet werden können. Die einzelnen Lastfälle sind in Tabelle 5.1 aufgelistet. Die Teilsicherheitsfaktoren für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergeben sich nach EC 1990-1-1 zu  $\gamma_G=1,35$  für ständige Einwirkungen und  $\gamma_Q=1,5$  für veränderliche Einwirkungen. Es werden keinerlei Kombinationsbeiwerte berücksichtigt, da es sich hierbei um Bauzustände handelt die alle gleichzeitig auftreten. Zusätzlich könnten auch kleinere Sicherheitsfaktoren für Bauzustände berücksichtigt werden, jedoch wird darauf verzichtet.

Tabelle 5.1: Zusammenstellung der Lastfälle zur Bemessung

<b>MODELL 1 - Lagerung Fußpunkt</b>			
Lastfall 1	Eigengewicht (EG)	ständig	$\gamma_G= 1,35$
Lastfall 2	Frischbetondruck (FB)	veränderlich	$\gamma_Q= 1,5$
Lastfall 3	Eigengewicht Gerüstbühne (EG GER)	veränderlich	$\gamma_Q= 1,5$
Lastfall 4	Nutzlast Gerüstbühne (NL GER)	veränderlich	$\gamma_Q= 1,5$
Lastfall 5	Eigengewicht Segmentring 4 (EG SEG4)	veränderlich	$\gamma_Q= 1,5$
Lastkombination 1	EG + FB		ULS
Lastkombination 2	EG + FB + EG GER + NL GER		ULS
Lastkombination 3	EG + FB + EG GER + NL GER + +EG SEG4		ULS
<b>MODELL 2 - Lagerung Anheben</b>			
Lastfall 1	Eigengewicht (EG)	ständig	$\gamma_G=1,35$
Lastkombination 1	EG		ULS

# Kapitel 6

---

## Bemessung

Die Segmente aus Doppelwänden müssen den Belastungen in allen Bauzuständen widerstehen. Dazu werden in diesem Kapitel alle verlangten Nachweise geführt. Die hierfür erforderlichen Schnittgrößen werden mit einer kommerziellen FEM-Software bestimmt. Dabei ist zu erwähnen, dass aufgrund der unterschiedlichen Bauzustände verschiedene Lagerungsbedingungen zu berücksichtigen sind und deshalb zwei Modelle nötig sind um alle Lasten berücksichtigen zu können, siehe hierzu Kapitel 4.

Zu bemessen sind die Betonplatten der Doppelwände, die Schweißverbindung der Außenplatten, die Kappema Elemente welche die Betonplatten verbinden, lasteinleitende Varianten der Hebekonstruktion in Stahl und Beton, Einbauteile für die Arbeitsplattformen sowie die Mörtelfüllung in den Fugen zwischen den Außenplatten. Es wurde beobachtet, dass die Betonplattendicke in der Fertigung stark variiert, jedoch nicht geringer als 5 cm ist. Diese dünne Wandstärke ist maßgebend für die Geometrie aller Details und macht vor allem Lasteinleitung und -ausleitung zu einer komplexen Thematik.

### 6.1 Allgemeines zur Bemessung

Die Bemessung erfolgt gemäß den aktuellen Ausgaben der Eurocodes und Normen des Bauwesens, mit Stand Oktober 2015 sowie einfachen Ingenieurmodellen. In diesem Abschnitt werden die den Nachweisen zugrunde gelegten Bemessungsverfahren theoretisch erläutert. Die Nachweisführung gliedert sich generell in den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit und dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Die maßgebende Einwirkungskombinationen werden gemäß Eurocode 1990 definiert [59]. Da alle Bauzustände, mit Ausnahme des Anhebens des Segmentringes, gleichzeitig im Zuge der Errichtung auftreten, gehen die Kombinationsbeiwerte  $\psi_{0,i}$  mit 1 in die Berechnung der Schnittgrößen ein. Anhand dieser Grundlagen werden die Schnittgrößen im FE-Modell berechnet und die Tragfähigkeit der einzelnen Elemente des Segmentringes bestimmt.

Tabelle 6.1: Materialkennwerte Beton C30/37 [60]

Zylinderdruckfestigkeit	$f_{ck} =$	30 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd} =$	20,00 N/mm <sup>2</sup>
Würfeldruckfestigkeit	$f_{ck,cube} =$	37 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd,cube} =$	24,66 N/mm <sup>2</sup>
Betonzugfestigkeit	$f_{ctk,0,05} =$	2,0 N/mm <sup>2</sup>	$f_{ctd,0,05} =$	1,33 N/mm <sup>2</sup>
E- Modul	$E =$	33000 N/mm <sup>2</sup>		
Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_c =$	1,5		

Tabelle 6.2: Materialkennwerte Bau- und Bewehrungsstahl [46]

Streckgrenze S235	$f_{yk} =$	235 N/mm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	204,45 N/mm <sup>2</sup>
Streckgrenze S460	$f_{yk} =$	460 N/mm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	400,00 N/mm <sup>2</sup>
Streckgrenze B550A	$f_{yk} =$	550 N/mm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	478,26 N/mm <sup>2</sup>
E- Modul	$E =$	210.000 N/mm <sup>2</sup>		
Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_s =$	1,15		

### 6.1.1 Materialkennwerte

Die Segmentringe des Turmes bilden eine Stahlbetonkonstruktion mit Einbauteilen aus Stahl. Zum Einsatz gelangen Beton mit einer Mindestgüte von C30/37, Bewehrungsstahl B550B, Stahl S235 und Stahl S460. Um die Unsicherheiten aufgrund von Streuung der Materialeigenschaften zu berücksichtigen, werden die charakteristischen Materialkennwerte durch Teilsicherheitsfaktoren abgemindert. Der Teilsicherheitsbeiwert von Beton beträgt  $\gamma_c = 1,5$ , der von Bewehrungsstahl  $\gamma_s = 1,15$  und jener des Baustahls  $\gamma_{M0} = 1,0$  [59]. Die Materialkennwerte von Stahl und Stahlbeton, die für die Bemessung herangezogen werden, sind in den Tabellen 6.1 bis 6.2 aufgelistet. Der Index  $k$  beschreibt den charakteristischen Wert der Kenngröße und  $d$  den Bemessungswert.

### 6.1.2 Betondeckung der Doppelwandplatten

Für die Ermittlung der Bewehrung der Doppelwandplatten muss die nötige Betondeckung nach EC 1992-1-1 [60], Abschnitt 4.4.1.1 ff, bestimmt werden. Durch die schlanke Konstruktion der Doppelwandplatten mit einer Stärke von nur 50 mm ist die Bestimmung der Betondeckung von maßgebender Bedeutung. Es wird unterschieden zwischen der Betondeckung der äußeren und der inneren Platte. Da im Inneren des Turmes trockene Verhältnisse vorherrschen, kann für die innere Betonplatte die Expositionsklasse X0 gewählt werden. Die äußere Betonplatte besitzt die Expositionsklasse XC4, da sie den Witterungsverhältnissen ausgesetzt ist und somit einen ständigen Wechsel zwischen nass und trocken durchläuft, wodurch eine größere Betondeckung als bei der Innenplatte nötig ist. Demnach kann als Betondeckung für die innere Platte  $c_{nom,i} = 15$  mm und für die äußere Platte  $c_{nom,a} = 25$  mm angesetzt werden [38].

### 6.1.3 Verankerungslängen

Die erforderliche Verankerungslänge der Bewehrungsstäbe kann nach EC 1992-1-1, Abschnitt 8.4.4. [60] wie folgt bestimmt werden:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_{b,rqd} \leq l_{b,min} \quad (6.1)$$

$$l_{b,min} = \max [0, 3 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}] \quad (6.2)$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (6.3)$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (6.4)$$

mit:

- $l_{bd}$  – erforderliche Verankerungslänge
- $l_{b,min}$  – Mindestwert der Verankerungslänge
- $l_{b,rqd}$  – Grundwert der Verankerungslänge
- $\alpha_i$  – Beiwerte nach EC 1992-1-1, Tabelle 8.2, [60]
- $\sigma_{sd}$  – vorhandene Stahlspannung des Bewehrungsstabes
- $\phi$  – Durchmesser des Bewehrungsstabes
- $f_{bd}$  – Bemessungswert der Verbundfestigkeit
- $f_{ctd}$  – Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
- $\eta_1$  – Beiwert für die Qualität der Verbundbedingungen
- $\eta_2$  – Beiwert zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers

Der Beiwert  $\alpha_1$  berücksichtigt die Form der Stäbe und ist bei geraden Stabenden gleich 1. Der Einfluss der Betondeckung  $c_d$  geht in den Beiwert mit  $\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - 3\phi)/\phi$  ein und ergibt bei der vorherrschenden Betondeckung von 15 mm und einem Bewehrungsdurchmesser von 8 mm für  $\alpha_2 = 0,868$ . Konservativ werden die Beiwerte  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  und  $\alpha_5$  mit 1,0 gewählt.

### 6.1.4 GZT für Platten

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) muss im Zuge der Bemessung des Segmentringes nachgewiesen werden, dass die Platten den Einwirkungen während der Bauzustände stand halten können. Dafür wird anhand einer Biege-, Normalkraft- und Querkraftbemessung die nötige Bewehrung der Doppelwandplatten bestimmt. Zusätzlich muss in Bereichen von punktueller Lasteinleitung ein Durchstanznachweis geführt werden.

### 6.1.4.1 Biegebemessung von Platten

Die Ermittlung der erforderlichen Biegebewehrung der Doppelwandplatten erfolgt mittels Parabel-Rechteck-Diagramm (PRD) nach Zilch [61] entsprechend Abbildung 6.1. Da die einzelnen Platten der Doppelwandelemente überwiegend durch Biegung beansprucht werden, die auftretenden Zugkräfte zur Gänze über die Doppelwandschweißverbindung aufgenommen werden und bei lokalen Druckzonen die maximal aufnehmbare Betondruckkraft ohne Druckbewehrung  $F_{cd,lim}$  nach Gleichung (6.5) und (6.6) an keiner Stelle überschritten wird, kann die erforderliche Bewehrung der Doppelwandplatten  $A_{s1}$  anhand der Gleichungen (6.7) bis (6.10) ermittelt werden.

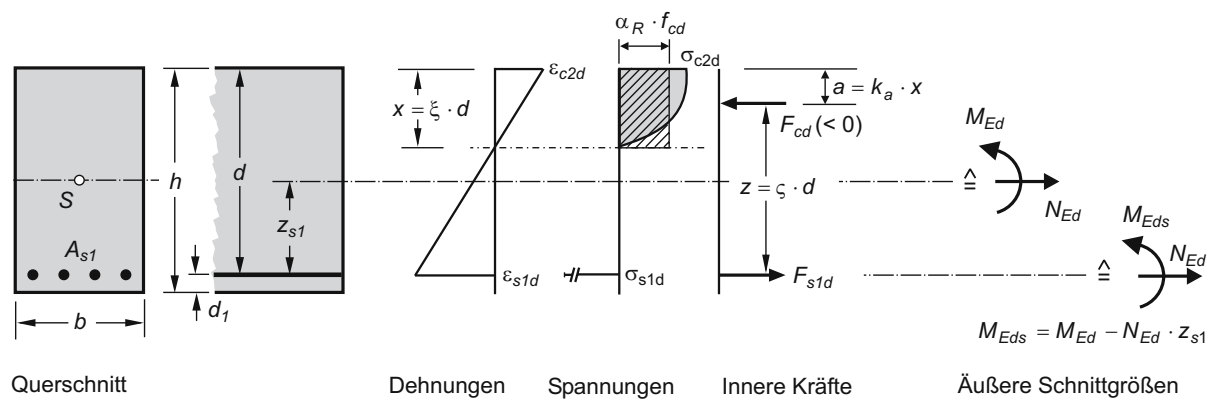


Abbildung 6.1: Das Parabel-Rechteck-Diagramm nach Zilch an einem Rechteckquerschnitt bei überwiegender Biegebeanspruchung [61]

$$x_{lim} = \frac{700 \cdot d}{f_{yd} + 700} \quad (6.5)$$

$$F_{cd,lim} = x_{lim} \cdot b \cdot f_{cd} \quad (6.6)$$

$$x = 1,202 \cdot \left( d - \sqrt{d^2 - \frac{2,055 \cdot M_{s1}}{b \cdot f_{cd}}} \right) \quad (6.7)$$

$$M_{s1} = M_{ed} + N_{ed} \cdot z_{s1} \quad (6.8)$$

$$F_{cd} = 0,8095 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad (6.9)$$

$$A_{s1} = \frac{F_{cd} - N_{ed}}{f_{yd}} \quad (6.10)$$

mit:

$F_{cd,lim}$	–	maximal aufnehmbare Betondruckkraft
$d$	–	statische Nutzhöhe
$b$	–	anzusetzende Breite der Betondruckzone
$f_{yd}$	–	Bemessungswert der Streckgrenze des Bewehrungsstahls
$x$	–	Druckzonenhöhe
$F_{cd}$	–	Bemessungswert der Betondruckkraft
$M_{ed}$	–	Bemessungswert des einwirkenden Moments
$N_{ed}$	–	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
$z_{s1}$	–	Abstand Schwerpunkt zur Lage der Bewehrung
$A_{s1}$	–	erforderliche Bewehrungsfläche

#### 6.1.4.2 Querkraftbemessung von Platten

Aufgrund der dünnen Plattenstärke der Doppelwandelemente ist es nicht möglich eine Querkraftbewehrung einzulegen. Folglich muss nachgewiesen werden, dass die Querkrafttragfähigkeit der Platte ohne Querbewehrung eingehalten wird. Dazu erfolgt die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Platten nach EC 1992-1-1 [60], Abschnitt 6.2.2 (1) anhand der Gleichungen (6.11) bis (6.16). Ist die einwirkende Querkraft  $V_{ed}$  kleiner als der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes  $V_{Rd,c}$ , ist rechnerisch keine Querbewehrung nötig und die Doppelwandplatten gelten als ausreichend tragfähig.

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.11)$$

$$V_{Rd,c,min} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.12)$$

$$\nu_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (6.13)$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (6.14)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (6.15)$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (6.16)$$

mit:

$V_{Rd,c}$	–	Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung
$V_{Rd,c,min}$	–	Mindestwert des Querkraftwiderstands
$C_{Rd,c}$	–	Kalibrierfaktor
$k$	–	Faktor in Abhängigkeit der Querschnittshöhe



$\rho_l$	–	Längsbewehrungsgrad
$k_1$	–	Faktor zur Anrechnung von Spannungen zufolge Normalkraft/Vorspannung
$\sigma_{cp}$	–	Bemessungswert der Betondruckspannungen zufolge Normalkraft/Vorspannung
$d$	–	statische Nutzhöhe
$b_w$	–	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone

### 6.1.4.3 Durchstanznachweis für Platten

Es muss gezeigt werden, dass innerhalb einer kritischen Rundschnittfläche der Beton und die vorhandene Bewehrung der einwirkenden Durchstanzkraft widerstehen können, um den Durchstanznachweis erfüllen zu können. Der Durchstanznachweis für Platten ohne erforderliche Durchstanzbewehrung kann nach EC 1992-1-1 [60], Abschnitt 6.4.4 (1) wie folgt geführt werden:

$$\nu_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (6.17)$$

$$\nu_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (6.18)$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (6.19)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (6.20)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (6.21)$$

mit:

$\nu_{Rd,c}$	–	Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung
$\nu_{min}$	–	Mindestwert des Querkraftwiderstands
$\rho_{ly}$	–	Biegebewehrungsgrad in Querrichtung
$\rho_{lz}$	–	Biegebewehrungsgrad in Längsrichtung
$C_{Rd,c} \dots b_w$	–	Analog zu Kapitel 6.1.4.2 definiert

### 6.1.5 GZG für Platten

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) muss nachgewiesen werden, dass die in den Doppelwandplatten entstehenden Spannungen innerhalb eines Grenzwertes liegen um Längsrisse zu vermeiden. Ebenfalls muss ein Nachweis über die Begrenzung der Rissbreite erfolgen, um die Dauerhaftigkeit des Tragsystems nicht zu beeinträchtigen.

### 6.1.5.1 Begrenzung der Spannungen

Für den Nachweis der Begrenzung der Spannungen nach EC 1992-1-1 [60] Abschnitt 7.2 wird von einem ungerissenen Querschnitt ausgegangen. Ist jedoch die Biegezugspannung  $f_{ctm}$  überschritten gilt der Querschnitt als gerissen. Es sind die einwirkenden Betondruckspannungen  $\sigma_c$  und Betonstahlspannungen  $\sigma_s$  nach den Gleichungen (6.22) und (6.23) zu begrenzen, um die Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen. In der Bemessung des Segmentringes ist die Begrenzung der quasiständigen Spannungen  $\sigma_{c,qs}$  nicht zu berücksichtigen, da es sich bei den Einwirkungen in den Bauzustände um kurzzeitige Ereignisse handelt.

$$|\sigma_{c,k}| \leq 0,60 \cdot f_{ck} \quad (6.22)$$

$$|\sigma_{s,k}| \leq 0,80 \cdot f_{yk} \quad (6.23)$$

Zuerst wird mit Gleichung (6.24) abgeschätzt ob sich der Querschnitt im ungerissenen Zustand I oder im gerissenen Zustand II befindet. Ist der zu untersuchende Querschnitt gerissen, werden die Spannungen anhand der Gleichungen (6.25) bis (6.28) ermittelt.

$$\sigma_k = \frac{M_k}{W} > f_{ctm} \rightarrow \text{Zustand II} \quad (6.24)$$

$$\sigma_{c,k} = \frac{M_k}{I_{II}} \cdot x \quad (6.25)$$

$$\sigma_{s,k} = \frac{M_k}{I_{II}} \cdot (d - x) \cdot \alpha_s \quad (6.26)$$

$$x = \alpha_s \cdot \rho \cdot d \cdot \left( \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_s \cdot \rho}} - 1 \right) \quad (6.27)$$

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{3} + A_{s1} \cdot \alpha_s \cdot (d - x)^2 \quad (6.28)$$

mit:

- $\sigma_c$  – Betonspannungen
- $\sigma_s$  – Stahlspannungen
- $f_{ck}$  – Zylinderdruckfestigkeit Beton
- $f_{yk}$  – Streckgrenze Bewehrungsstahl
- $M_k$  – Moment unter charakteristischer Einwirkung
- $W$  – Widerstandsmoment
- $x$  – Druckzonenhöhe
- $I_{II}$  – Trägheitsmoment im gerissenen Zustand
- $\alpha_s$  – Verhältnis der E-Moduln von Stahl zu Beton
- $A_{s1}$  – Bewehrungsfläche
- $d$  – statische Nutzhöhe

### 6.1.5.2 Begrenzung der Rissbreiten

Der Nachweis zur Begrenzung der Rissbreiten erfolgt ohne direkte Berechnung nach Eurocode 1992-1-1 [60], Abschnitt 7.3.3, durch die Ermittlung einer Mindestbewehrung und der Definition eines Grenzdurchmessers der Bewehrungsstäbe.

#### Ermittlung der Mindestbewehrung:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (6.29)$$

Für Rechteckquerschnitte wird  $k_c$  nach Gleichung (6.30) ermittelt.

$$k_c = 0,4 \cdot \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h/h^*) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (6.30)$$

$$\sigma_c = \frac{N_{ed}}{b \cdot h} \quad (6.31)$$

mit:

- $\sigma_s$  – maximal zulässige Betonstahlspannungen in Abstimmung zum Grenzdurchmesser
- $k_c$  – Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung
- $k$  – Beiwert zur Berücksichtigung nichtlinear verteilter Eigenspannungen
- $f_{ct,eff}$  –  $= f_{ctm}$ , Betonzugfestigkeit
- $A_{ct}$  – Betonzugzonenfläche
- $N_{ed}$  – einwirkende Normalkraft
- $h^*$  – für eine Höhe  $\leq 1$  gilt  $h = h^*$
- $h$  – Querschnittshöhe
- $b$  – Querschnittsbreite

#### Ermittlung der Grenzdurchmesser der Bewehrungsstäbe:

Die Begrenzung der Rissbreiten ohne direkte Berechnung erfolgt durch Begrenzung der Stabdurchmesser und Stababstände der Bewehrung nach folgender Gleichung:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{4 \cdot (h - d) \cdot b \cdot 2,9} \leq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (6.32)$$

Zur Berechnung der Stahlspannungen  $\sigma_s$  muss erst überprüft werden ob sich der Querschnitt im Zustand I oder II befindet. Dies erfolgt analog zu Kapitel 6.1.5.1. Anschließend werden anhand der Tabellen nach EC 1992-1-1, Abschnitt 7.3.3 die Grenzdurchmesser und maximalen Stababstände abgelesen.

mit:

- $\phi_s$  – modifizierter Grenzdurchmesser
- $\phi_s^*$  – Grenzdurchmesser nach EC 1992-1-1, Tabelle 7.2
- $h$  – Gesamthöhe des Querschnitts
- $d$  – Statische Nutzhöhe
- $b$  – Breite des Querschnitts
- $\sigma_s$  – Stahlspannungen
- $A_s$  – Querschnittsfläche Stahl
- $f_{ct,eff}$  – Zugfestigkeit des Betons

### 6.1.6 Grundlagen der Bemessung von Stahlbauteilen

#### Ermittlung der Vergleichsspannungen:

Für die Stahlbauteile werden die Von Mises–Vergleichsspannungen nach Gleichung (6.33) als Versagenskriterium herangezogen. Der Vergleich der einwirkenden Spannungen mit der Streckgrenze des Stahls zeigt ob die Konstruktion den Belastungen standhält.

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x\sigma_y - \sigma_y\sigma_z - \sigma_z\sigma_x + 3\tau_{xy}^2 + 3\tau_{yz}^2 + 3\tau_{zx}^2} \leq f_{yd} \quad (6.33)$$

Eine erste Spezifizierung der Gleichung (6.33) für den ebenen Spannungszustand resultiert in Gleichung (6.34). Für Stabquerschnitte vereinfacht sich das Ganze zu Gleichung (6.35), welche in weiterer Folge für die Bemessung verwendet wird.

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq f_{yd} \quad (6.34)$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (6.35)$$

#### Schweißnahtnachweis:

Die Nachweisführung bei Schweißnähten erfolgt mit dem vereinfachten Verfahren nach EC 1993-1-8, Abschnitt 4.5.3.3, [62] und ist in den nachfolgenden Gleichungen (6.36) bis (6.40) angeführt.

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (6.36)$$

$$\sigma_{w,v} \leq f_{vw,d} \quad (6.37)$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \quad (6.38)$$

$$\sigma_{w,v} = \sqrt{\sigma^2 + \tau_y^2 + \tau_z^2} \quad (6.39)$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (6.40)$$

Die Schweißnahtdicke  $a$  ist nach EN 1993-1-8, Abschnitt 4.5.2 entsprechend der Gleichungen (6.41) und (6.42) begrenzt [62].

$$a_{min} = \max [3 \text{ mm} ; \sqrt{t} - 0,5] \quad (6.41)$$

$$a_{max} = 0,7 \cdot t \quad (6.42)$$

mit:

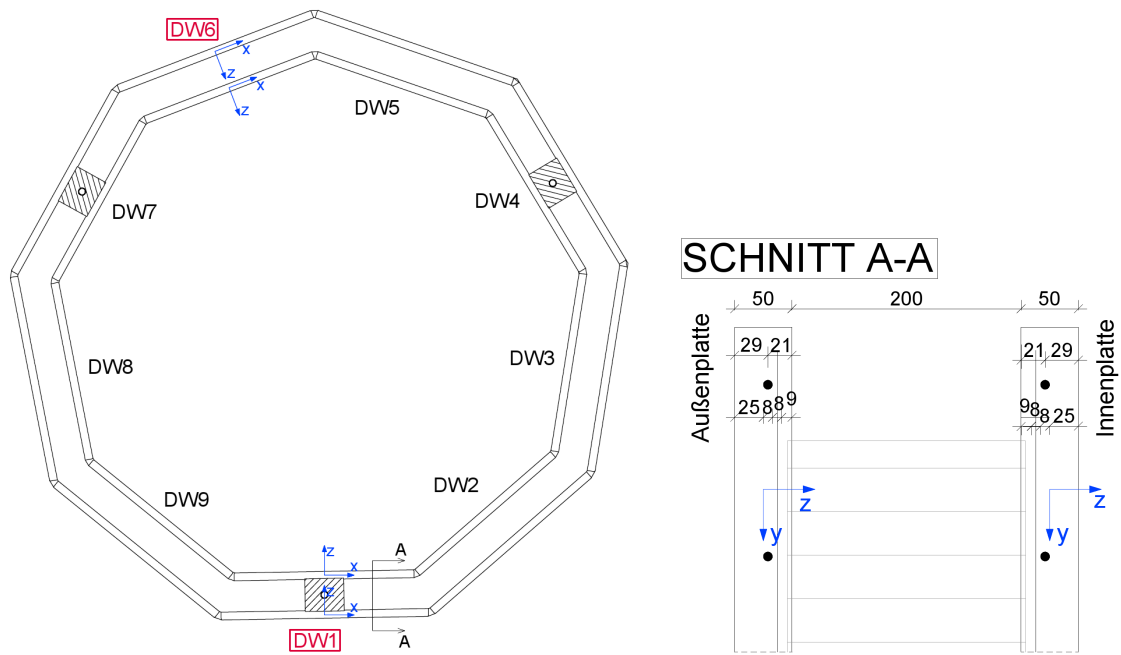
$F_{w,Ed}$	–	Bemessungskraft je Längeneinheit der Schweißnaht
$F_{w,Rd}$	–	Tragfähigkeit der Schweißnaht je Längeneinheit
$f_{vw,d}$	–	Scherfestigkeit der Schweißnaht
$f_u$	–	Zugfestigkeit des Stahls
$\sigma_{w,v}$	–	Schweißnahtspannungen
$\beta_w$	–	Korrelationsbeiwert
$t$	–	Stärke des dünnsten Stahlbauteils
$a$	–	Schweißnahtdicke

## 6.2 Bemessung der Doppelwandplatten

Die Beanspruchungen der Doppelwandplatten im Bauzustand erzeugen vor allem Biegung und Zug in den schlanken Platten. Um die Tragfähigkeit der Doppelwandplatten zu gewährleisten, ist es notwendig die erforderliche Bewehrung der Platten zu bestimmen. Die Biege-, Quer- und Normalkraftbemessung erfolgt auf Basis der Schnittgrößenermittlung mit der Software RFEM nach den definierten Lastfällen in Kapitel 5. Zusätzlich müssen durch Gebrauchtauglichkeitsnachweise die Spannungen und Rissbreiten der Doppelwandplatten so beschränkt werden, dass die Dauerhaftigkeit der Segmente nicht beeinträchtigt wird.

Die Ermittlung der maßgebenden Schnittgrößen für die Bemessung ist in Anhang B durchgeführt. Dabei sind die Ergebnisse der FE-Berechnung des *Modells 1 - Lagerung Fußpunkt* unter gleichzeitiger Beanspruchung durch das Eigengewicht des Segments, den Frischbetondruck und der Gerüstlasten bestimmend für die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung in den Doppelwandplatten. Um die betragsmäßig größten Werte der entstehenden Schnittgrößen zu bestimmen, werden an den zwei maximal belasteten Doppelwandelementen, jeweils an der Außen- und Innenplatte, vertikale und horizontale Schnitte definiert. Dabei handelt es sich um das Doppelwandelement 1, welches auf einer Hebekonstruktion gelagert ist und das Doppelwandelement 6 an welchem die maximalen Lasten des Gerüsts angreifen, siehe Abbildung 6.2 (a). Zur Bemessung wird die Lage der Bewehrung nach Abbildung 6.2 (b) in Abhängigkeit der nach Kapitel 6.1.2 ermittelten Betondeckung angenommen.

Die Bemessungsschnittgrößen aus den Ergebnissen der FE-Berechnung nach Anhang B sind in Tabelle 6.3 aufgelistet, mit einer Hervorhebung jener Maximalwerte die in den weiteren Kapiteln für die Bemessung herangezogen werden.



(a) Grundriss des Segments aus Doppelwänden

(b) Schnitt A-A durch eine Doppelwand inklusive Lage der Bewehrung  $\varnothing 8/15$

Abbildung 6.2: Übersicht der Doppelwandplatten des Segments 1 mit Lage der Bewehrung für die Bemessung in [mm]

Tabelle 6.3: Bemessungsschnittgrößen der Doppelwandplatten

SCHNITTGRÖSSEN Doppelwand 1			
Außenplatte		Innenplatte	
$M_{xD+} = +0,33 \text{ kNm}$	$M_{xD+} = -0,32 \text{ kNm}$	$M_{xD-} = +0,15 \text{ kNm}$	$M_{xD-} = -0,18 \text{ kNm}$
$M_{yD+} = 0,41 \text{ kNm}$	$M_{yD+} = -0,05 \text{ kNm}$	$M_{yD-} = +2,43 \text{ kNm}$	$M_{yD-} = /$
$V_y = 34,78 \text{ kN}$	$V_x = 49,20 \text{ kN}$	$V_y = 21,86 \text{ kN}$	$V_x = 34,15 \text{ kN}$
SCHNITTGRÖSSEN Doppelwand 6			
Außenplatte		Innenplatte	
$M_{xD+} = +0,56 \text{ kNm}$	$M_{xD+} = -0,39 \text{ kNm}$	$M_{xD-} = +1,84 \text{ kNm}$	$M_{xD-} = -0,12 \text{ kNm}$
$M_{yD+} = +0,59 \text{ kNm}$	$M_{yD+} = /$	$M_{yD-} = +2,43 \text{ kNm}$	$M_{yD-} = /$
$V_y = 30,58 \text{ kN}$	$V_x = 55,23 \text{ kN}$	$V_y = 25,75 \text{ kN}$	$V_x = 32,40 \text{ kN}$

### 6.2.1 Bemessung der Doppelwandplatten im GZT

Die Bemessung der Doppelwandplatten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) erfolgt zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrung während der Bauzustände. Mit den maximalen Schnittgrößen nach Tabelle 6.3 wird eine Biegebemessung und eine Querkraftbemessung durchgeführt. Bemessen wird anhand des maximal positiven, des maximal negativen Moments und der maximalen Querkraft jeweils in vertikaler und horizontaler Richtung. In den nachfolgenden Berechnungstabellen der Unterkapitel der Bemessung wird zur Vereinfachung in der Bezeichnung der Momente auf deren Vorzeichen verzichtet, da sich das Vorzeichen, wie in Anhang B, Kapitel B.1.1 beschrieben auf die Plattenseite der Bewehrung bezieht und für die Bemessung selbst keine Bedeutung hat. Somit wird beispielsweise das Moment  $M_{yD+}$  weiterführend mit  $M_{yD}$  bezeichnet.

#### 6.2.1.1 Biege- und Normalkraftbemessung der Doppelwandplatten

Die Bemessung der Doppelwandelemente in vertikaler und horizontaler Richtung erfolgt für das betragsmäßig größte positive und negative Moment in den Platten zufolge Zilch [61], nach den Gleichungen (6.5) bis (6.10) und ist in den Tabellen 6.4 bis 6.7 geführt. Die Bewehrung wird für die, im Zuge der Ermittlung der Biegemomente, gewählte Einflussbreite berechnet und in weiterer Folge über die gesamte Breite verlegt. Die Zugkräfte werden zur Gänze von den Schweißgrundeinbauteilen aufgenommen, siehe Kapitel 6.4. Die Druckkräfte, welche durch die Auflagerung des Segmentringes an den Hebelblöcken entstehen, müssen von den jeweiligen Doppelplatten aufgenommen werden können.

Die maximale Auflagerkraft an der Doppelwand 1 von 37,41 kN (siehe Anhang B) wird über den unteren Hebelblock auf einer Fläche von 40 cm<sup>2</sup> in die Doppelwandplatten eingeleitet. Es wird davon ausgegangen, dass ein Elastomer für eine gleichmäßige Druckverteilung sorgt und es so zu keiner Kantenpressung kommt. Konservativ geht nur der Widerstand des Betons gegen die Druckeinwirkung in die Berechnung ein, der zusätzliche Anteil der Bewehrung wird vernachlässigt. Dies ergibt, wie nachfolgende Gleichung (6.43) zeigt, eine Widerstandskraft von  $F_{Rd} = 80$  kN. Somit ist der Drucknachweis mit einem Ausnutzungsgrad von  $0,47 \leq 1$  erbracht.

$$\begin{aligned}
 F_{Ed} &\leq F_{Rd} \\
 F_{Ed} = 37,41 \text{ kN} &\leq F_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} \\
 F_{Ed} = 37,41 \text{ kN} &\leq F_{Rd} = 80,0 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{6.43}$$

#### 6.2.1.2 Querkraftbemessung der Doppelwandplatten

Die Querkraftbemessung erfolgt nach Eurocode 1992-1-1 [60], Abschnitt 6.2.2, als Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ohne erforderliche Querbewehrung, anhand der Gleichungen (6.11) bis (6.16) für eine maximale Querbewehrung in vertikaler Richtung von  $V_{max,b} = 34,78$  kN und  $V_{max,b} = 55,23$  in horizontaler Richtung. Die Bemessung erfolgt in den Tabellen 6.8 und 6.9.

Tabelle 6.4: Biegebemessung in y-Richtung – positives Moment

Eingangswerte - positives Moment	
$M_{yD}$	= 2,43 kNm
Plattenstärke h	= 5,0 cm
statische Höhe d (für $m^+$ )	= 2,1 cm
Breite b	= 114,2 cm
Rechenwerte	
$x$	= 0,0073 m
$F_{cd}$	= 135,30 kN
$a_{s1}$	= 2,83 cm <sup>2</sup> /b
Ergebnis	
$A_{s1}$	= <b>2,48 cm<sup>2</sup>/m</b>
<b>Bewehrung</b>	<b>ø8/15 (= 3,35 cm<sup>2</sup>/m)</b>
<b>Ausnutzungsgrad</b>	0,74 ≤ 1

Tabelle 6.5: Biegebemessung in y-Richtung – negatives Moment

Eingangswerte - negatives Moment	
$M_{yD}$	= -0,05 kNm
Plattenstärke h	= 5,0 cm
statische Höhe d (für $m^+$ )	= 2,9 cm
Breite b	= 31,7 cm
Rechenwerte	
$x$	= 0,00033 m
$F_{cd}$	= 1,73 kN
$a_{s1}$	= 0,036 cm <sup>2</sup> /b
Ergebnis	
$A_{s1}$	= <b>0,12 cm<sup>2</sup>/m</b>
<b>Bewehrung</b>	<b>ø8/15 (= 3,35 cm<sup>2</sup>/m)</b>
<b>Ausnutzungsgrad</b>	0,035 ≤ 1



Tabelle 6.6: Biegebemessung in x-Richtung – positives Moment

Eingangswerte - positives Moment	
$M_{xD}$	= 1,84 kNm
Plattenstärke h	= 5,0 cm
statische Höhe d (für $m^+$ )	= 2,1 cm
Breite b	= 184,2 cm
Rechenwerte	
$x$	= 0,00313 m
$F_{cd}$	= 93,39 kN
$a_{s1}$	= 1,95 cm <sup>2</sup> /b
Ergebnis	
$A_{s1}$	= <b>1,06 cm<sup>2</sup>/m</b>
<b>Bewehrung</b>	<b>ø8/15 (= 3,35 cm<sup>2</sup>/m)</b>
<b>Ausnutzungsgrad</b>	0,32 ≤ 1

Tabelle 6.7: Biegebemessung in x-Richtung – negatives Moment

Eingangswerte - negatives Moment	
$M_{xD}$	= -0,39 kNm
Plattenstärke h	= 5,0 cm
statische Höhe d (für $m^+$ )	= 2,9 cm
Breite b	= 53,2 cm
Rechenwerte	
$x$	= 0,00159 m
$F_{cd}$	= 13,76 kN
$a_{s1}$	= 0,29 cm <sup>2</sup> /b
Ergebnis	
$A_{s1}$	= <b>0,54 cm<sup>2</sup>/m</b>
<b>Bewehrung</b>	<b>ø8/15 (= 3,35 cm<sup>2</sup>/m)</b>
<b>Ausnutzungsgrad</b>	0,16 ≤ 1

Tabelle 6.8: Querkraftbemessung in y-Richtung – vertikal

Eingangswerte - Querkraft	
$V_{max,b}$	= 35,66 kN
Plattenstärke h	= 5,0 cm
statische Höhe d	= 2,1 cm
Breite b	= 100 cm
Längsbewehrung $A_s$	= 3,35 cm <sup>2</sup> /m
Rechenwerte	
$C_{Rd,c}$	= 0,12
k	= 2
$\rho_l$	= 0,0159
$\nu_{min}$	= 0,542
$V_{rdc,min}$	= 113,87 kN
$V_{rd,c}$	= 182,99 kN
$V_{rd,c}$	$\geq \nu_{min}$
Ergebnis	
$V_{ed} = 35,66 \text{ kN}$	$V_{rd,c} = 182,99 \text{ kN}$
$V_{ed} \leq V_{rd,c}$	<b>keine zusätzliche Querbewehrung erforderlich</b>
<b>Ausnutzungsgrad</b>	$0,19 \leq 1$

Tabelle 6.9: Querkraftbemessung in x-Richtung – horizontal

Eingangswerte - Querkraft	
$V_{max,b}$	= 55,60 kN
Plattenstärke h	= 5,0 cm
statische Höhe d	= 2,1 cm
Breite b	= 250 cm
Längsbewehrung $A_s$	= 3,35 cm <sup>2</sup> /m
Rechenwerte	
$C_{Rd,c}$	= 0,12
k	= 2
$\rho_l$	= 0,0159
$\nu_{min}$	= 0,542
$V_{rdc,min}$	= 284,66 kN
$V_{rd,c}$	= 457,46 kN
$V_{rd,c}$	$\geq \nu_{min}$
Ergebnis	
$V_{ed} = 55,60 \text{ kN}$	$V_{rd,c} = 457,46 \text{ kN}$
$V_{ed} \leq V_{rd,c}$	<b>keine zusätzliche Querbewehrung erforderlich</b>
<b>Ausnutzungsgrad</b>	$0,12 \leq 1$

Eine Bewehrung von  $\varnothing 8/15$  in horizontaler und vertikaler Richtung bietet genügend Sicherheit gegenüber allen maßgebenden Belastungen. Durch den teilweise geringen Ausnutzungsgrad kann sicher gestellt werden, dass die Platten nicht versagen und den Einwirkungen im Bauzustand stand halten. Obwohl, aufgrund ihrer geringen Dicke und Schwankungen der Dicke, Unsicherheiten in der Anwendung der Bemessung nach Norm bestehen, kann die Tragfähigkeit mit ausreichender Sicherheit bestätigt werden. Trotz des geringen Ausnutzungsgrades ist eine Bewehrung von  $\varnothing 8/15$  erforderlich, um den Einwirkungen im Endzustand während des Betriebs der Windkraftanlage standhalten zu können. Diese Bemessung ist jedoch nicht Gegenstand dieser Arbeit.

## 6.2.2 Bemessung der Doppelwandplatten im GZG

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit müssen einerseits die Spannungen begrenzt werden und andererseits konstruktive Bestimmungen eingehalten werden um das Entstehen von Rissen in den Doppelwandplatten zu begrenzen und so die Dauerhaftigkeit und das Erscheinungsbild des Bauwerkes nicht zu beeinträchtigen. Dies erfolgt entsprechend dem Eurocode 1992-1-1 [60] anhand eines Spannungsnachweises und einer Rissbreitenbeschränkung wie sie in den Kapiteln 6.2.2.1 und 6.2.2.2 geführt werden.

### 6.2.2.1 Begrenzung der Spannungen

Der Nachweis zur Begrenzung der Spannungen wird für das maßgebende Moment  $M_{ed} = 1,46 \text{ kN}$  (siehe Anhang B) nach Eurocode 1992-1-1 [60] entsprechend den Gleichungen (6.24) bis (6.28) in Tabelle 6.10 geführt.

### 6.2.2.2 Begrenzung der Rissbreiten

Der Nachweis zur Begrenzung der Rissbreiten ist durch eine Mindestbewehrung zufolge der Gleichungen (6.29) bis (6.31) gegeben, siehe Tabelle 6.11. Zusätzlich werden die Rissbreiten ohne direkte Berechnung durch Definition eines Grenzdurchmessers oder maximaler Stababstände der Bewehrung begrenzt. Die Ermittlung der Grenzdurchmesser und der maximalen Stababstände erfolgt anhand von Tabellen des Eurocodes 1992-1-1 [60]. In Tabelle 6.12 sind die Ergebniswerte der Berechnung dargestellt.

Tabelle 6.10: Begrenzung der Spannungen

Eingangswerte	
Biegemoment $M_{ed}$	= 1,46 kNm
Plattenstärke h	= 5,0 cm
Plattenbreite b	= 114 cm
Widerstandsmoment W	= $\frac{b \cdot h^2}{6} = 0,000475 \text{ m}^3$
statische Nutzhöhe d	= 2,9 cm
$\alpha_s$	= 6,36
$f_{ctm}$	= 2,9 N/mm <sup>2</sup>
$A_{s1}$	= 3,35 cm <sup>2</sup> /m
$A_{s1}$	= 3,82 cm <sup>2</sup> /b
Rechenwerte	
$\sigma_c = \frac{M_{ed}}{W}$	= 3,052 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_c = 3,05 \not\leq f_{ctm}$	→ Zustand II
$\rho$	= 0,0115
$x$	= 0,0104 m
$I_{II}$	= $1,25 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$
$\sigma_c$	= 10,67 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s$	= 146,39 N/mm <sup>2</sup>
Ergebnis	
$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}$	= 10,67 N/mm <sup>2</sup> $\not\leq$ 18,0 N/mm <sup>2</sup> <b>Nachweis erfüllt</b>
Ausnutzungsgrad	0,59 $\leq$ 1
$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk}$	= 146,39 N/mm <sup>2</sup> $\leq$ 440 N/mm <sup>2</sup> <b>Nachweis erfüllt</b>
Ausnutzungsgrad	0,33 $\leq$ 1

Tabelle 6.11: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten

Eingangswerte	
Plattenstärke h	= 5,0 cm
Plattenbreite b	= 114 cm
$\sigma_s = f_{yk}$	= 550 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ct,eff}$	= 2,9 N/mm <sup>2</sup>
Rechenwerte	
$A_{ct}$	= 0,0285 m <sup>2</sup>
$k$	= 1
$k_c$	= 0,4
Ergebnis	
$A_{s,min}$	= <b>0,601 cm<sup>2</sup>/b</b>
$A_{s,min}$	= <b>0,53 cm<sup>2</sup>/m</b>
<b>Bewehrung <math>A_{s,vorh}</math></b>	<b>ø8/15 (= 3,35 cm<sup>2</sup>/m)</b>
<b>Ausnutzungsgrad</b>	0,16 ≤ 1

Tabelle 6.12: Nachweis zur Begrenzung der Rissbreiten ohne direkte Berechnung

Eingangswerte	
Biegemoment $M_{ed}$	= 1,46 kNm
Plattenstärke h	= 5,0 cm
Plattenbreite b	= 114 cm
Widerstandsmoment W	= 0,000475 m <sup>3</sup>
statische Nutzhöhe d	= 2,9 cm
$f_{ctm}$	= 2,9 N/mm <sup>2</sup>
$A_{s1}$	= 3,35 cm <sup>2</sup> /m
Rechenwerte	
$w_{max}$	= 3 mm
$\sigma_s$	= 146,39 N/mm <sup>2</sup> (siehe Tab.6.10)
Interpolieren der Grenzdurchmesser entsprechend Tabelle 7.2N in EC2	
Ergebnis	
$\phi_s^*$	= 32 mm
$\phi_s^* \geq \phi_{vorh}$	32 mm $\geq$ 8 mm
	<b>Nachweis erfüllt</b>
<b>Ausnutzungsgrad</b>	0,25 $\leq$ 1
Stababstand $a_{höchst}$	= 300 mm
$a_{höchst} \geq a_{vorh}$	300 mm $\geq$ 150 mm
	<b>Nachweis erfüllt</b>
<b>Ausnutzungsgrad</b>	0,5 $\leq$ 1

### 6.3 Bemessung der Doppelwandverbinder

Die Aufgabe der Doppelwandverbinder besteht, wie in Kapitel 3.4.2 erläutert in der Aufnahme des Frischbetondrucks und im Zusammenhalt der beiden Doppelwandplatten. Für die Herstellung der Doppelwandelemente der Segmentringe werden Kappema-Elemente eingesetzt. Um die Tragfähigkeit der Kappema Elemente sicherzustellen, ist es nötig die Sticks und die Stahlwelle zu bemessen. Die Bemessung der Kappema Sticks, mit einem Durchmesser von 6 mm und einer Stahlgüte von S460, erfolgt einerseits anhand des Nachweises des Auszugswiderstandes und andererseits durch einen Vergleichsspannungsnachweis mit den maßgebenden Schnittgrößen nach Tabelle 6.13. Die Tragfähigkeit der Stahlwelle, für die eine Stärke von 5 mm angenommen wird, ermittelt ein Vergleichsspannungsnachweis die Tragsicherheit.

Die maßgebenden Schnittgrößen der Sticks an den Kappema Elementen stammen von *Modell 1 - Lagerung Fußpunkt*. Da diese betragsmäßig größer sind als die des *Modell 2 - Lagerung Anheben*, erfolgt die Bemessung nach den Schnittgrößen aus dem Modell 1 unter der Einwirkung der Frischbeton- und Gerüstlasten. Für die Schnittgrößen der Kappema Sticks siehe Tabelle 6.13 und für die Spannungen der Kappema Stahlwelle siehe Abbildung 6.4. Die maximalen Schnittgrößen der Sticks und der Welle entstehen an einem Kappema Element der Doppelwand 5, mittig unterhalb der Arbeitsplattformverankerung. Der Stick mit der Maximalbelastung bindet in die Außenschale ein. Die Schnittgrößen  $M_y$  und  $M_z$  sind sehr klein und auf die FE-Netzmodellierung zurückzuführen, siehe Kapitel 4.8. Deshalb werden sie in der Bemessung vernachlässigt.

Die Bemessung der Kappema-Sticks erfolgt durch eine Gegenüberstellung der einwirkenden Zugkräfte zu den maximal aufnehmbaren Beanspruchungen nach der Zulassung der Kappema Elemente in Gleichung (6.44). Laut Zulassung der Kappema-Elemente [40] beträgt der Auszugswiderstand  $N_{t,rd} = 9,5 \text{ kN}$  für 55 mm starke Platten der Güte C25/30. Dies würde eine genügende Tragfähigkeit gegenüber der Belastung  $N_{t,ed}$  aus Tabelle 6.13 darstellen, wenn die Plattendicke nicht lediglich 50 mm betragen würde. Das bedeutet, dass die geforderte Sicherheit für den Auszug der Kappema Sticks lokal nicht gegeben ist. Daher wird empfohlen an den Stellen der maximalen Belastung, in der Nähe der Verankerungen der Arbeitsplattformen, ein zusätzliches Kappema-Element vorzusehen.

$$\begin{aligned} \frac{N_{t,ed}}{N_{t,rd}} &= \frac{9,41}{9,5} \leq 1 \\ &= 0,99 \leq 1 \end{aligned} \quad (6.44)$$

Tabelle 6.13: Schnittgrößen im maßgebenden Kappema Stick

$N_{t,ed}$	= 9,41 kN	$M_y$	= 0,01 kNm
$V_y$	= 0,45 kN	$M_z$	= 0,01 kNm
$V_z$	= -0,46 kN	$M_T$	= 0 kNm



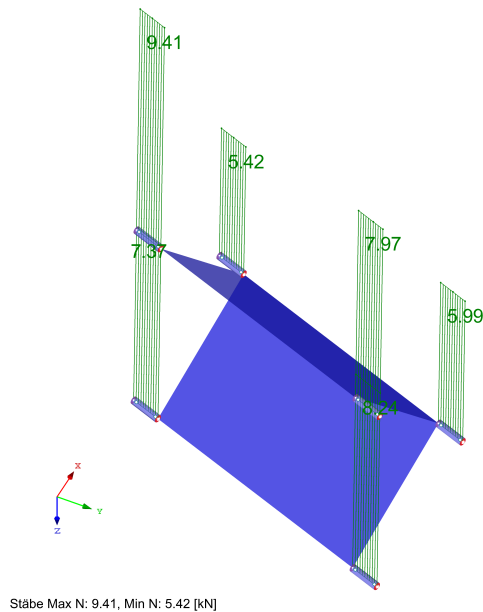


Abbildung 6.3: Normalkräfte des maßgebenden Kappema-Elements

Zusätzlich wird mit einem Vergleichsspannungsnachweis gezeigt, dass die Sticks selbst allen Normal- und Schubbelastungen standhalten. Alle einwirkenden Schnittgrößen am maximal belasteten Stick werden in Spannungsgrößen nach den Gleichungen (6.45) und (6.46) umgerechnet und in Gleichung (6.47) wird gezeigt, dass diese auch vom Stick aufgenommen werden können.

$$\sigma = \frac{N_{ed}}{A} = \frac{9,41}{0,283} = 33,25 \text{ kN/cm}^2 \quad (6.45)$$

$$\tau = \frac{V_y}{A} + \frac{V_z}{A} = \frac{0,45}{0,283} + \frac{0,46}{0,283} = 3,22 \text{ kN/cm}^2 \quad (6.46)$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \\ &= \sqrt{32,09^2 + 3 \cdot 1,7^2} = \\ \sigma_v &= 33,72 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{yd} = 40,0 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (6.47)$$

Um die Sicherheit der Kappema Elemente global bewerten zu können, ist es nötig neben den Nachweisen der Sticks auch die Spannungen in der Welle nachzuweisen. Dies erfolgt automatisch in der Software RFEM durch das Zusatzmodul "RF-STAHl Flächen". Mit den auftretenden maximalen Spannungen wird ein Vergleichsspannungsnachweis geführt, der wie in Abbildung 6.4 ersichtlich mit  $\sigma_{V,max} = 17,98 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{yd} = 40,0 \text{ kN/cm}^2$  mit einem Ausnutzungsgrad von  $0,45 \leq 1$  erfüllt ist.

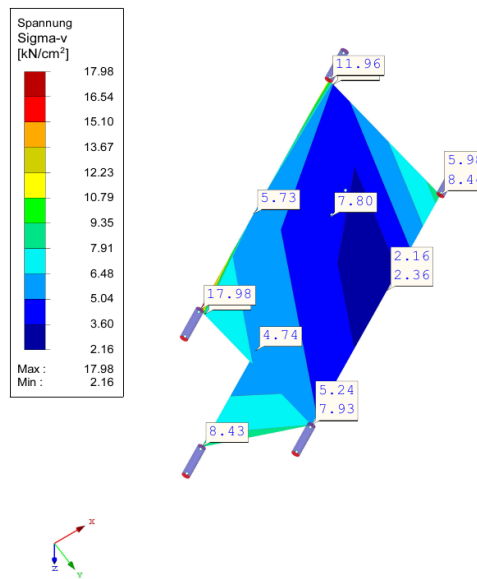


Abbildung 6.4: Vergleichsspannungen der Kappema Stahlwelle

## 6.4 Bemessung der Schweißgrundeinbauteile

Die Aufgabe der Schweißverbindung ist die Aufnahme und Weiterleitung der Zugkräfte in den Doppelwandplatten und der Zusammenhalt des Segments beim Manipulieren und Positionieren des selbigen, siehe Kapitel 3.4.4. Die Schweißgrundeinbauteile stellen ein System zur Aufnahme der Ringzugkräfte in den Doppelwandelementen dar. Jeweils zwei Schweißgrundeinbauteile sind pro Doppelwandelement in der Außenplatte verlegt, wie die Abbildung 3.3 veranschaulicht. An den Stahlblechen der Abmessungen 180/25/10 sind drei Bewehrungsstäbe, zwei mit Durchmesser 8 mm und der Länge 22 cm und ein durchgehender Stab mit Durchmesser 6 mm angebracht, siehe Abbildung 3.7. Für diese Bewehrungsstäbe muss sichergestellt werden, dass sie die Zugkraft  $N_{ed}$  aufnehmen können. Dafür wird neben einem Spannungsnachweis der Nachweis der erforderlichen Verankerungslänge geführt. Durch die einwirkenden Belastungen in den Bauzuständen entstehen Druckkräfte im Bereich der Schweißgründe die auf die Doppelwandaußenplatten wirken und vom Beton aufgenommen werden müssen.

### 6.4.1 Schnittgrößen der Schweißgründe

Die maximalen Schnittgrößen der Schweißgründe für die Bemessung entstehen am *Modell 1 - Lagerung Fußpunkt* unter der Lastkombination 2 – Frischbetondruck und Gerüstlast, wie in Tabelle 6.14 aufgelistet. Der maximal belastete Schweißgrund des Segments befindet sich an unterer Stelle, zwischen den Doppelwandelementen 4 und 5. Der Verlauf der Schnittgrößen ist in Abbildung 6.5 dargestellt.

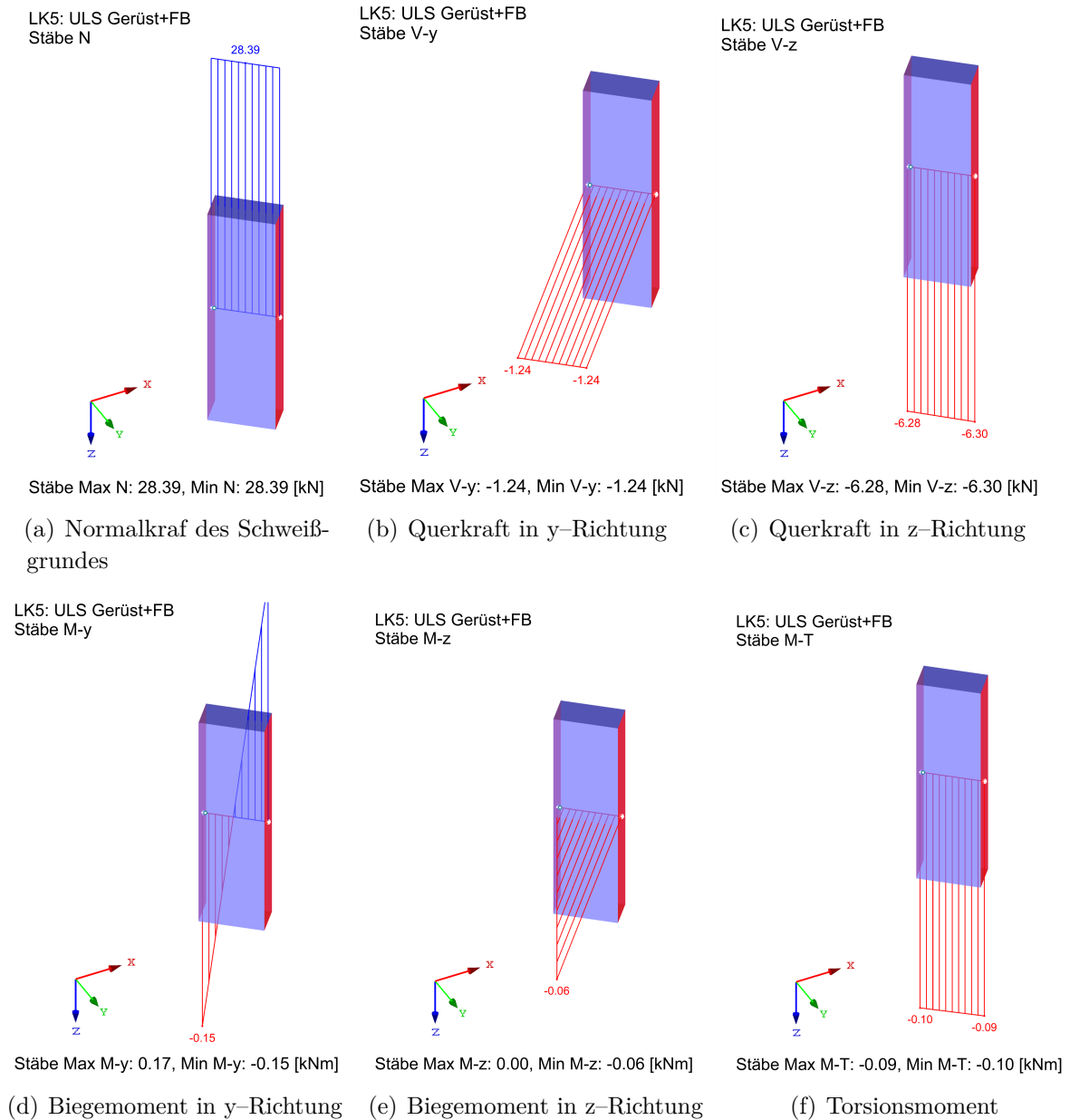


Abbildung 6.5: Bemessungsschnittgrößen am maßgebenden Schweißgrund

Tabelle 6.14: Schnittgrößen beim maximal belasteten Schweißgrund

$N$	$= 28,39 \text{ kN}$	$M_y$	$= 0,17 \text{ kNm}$
$V_y$	$= -1,24 \text{ kN}$	$M_z$	$= -0,06 \text{ kNm}$
$V_z$	$= -6,30 \text{ kN}$	$M_T$	$= -0,10 \text{ kNm}$

## 6.4.2 Bemessung

Die Bemessungen der Schweißgründe im GZT beinhalten einen Spannungsnachweis des maximal belasteten Bewehrungsstabes und die Ermittlung der erforderlichen Verankerungslängen der Bewehrungsstäbe. Zusätzlich werden Schweißnahtnachweise zwischen den beiden Stahlblechen und zwischen den Bewehrungsstäben mit dem Stahlblech geführt. Ein Drucknachweis an den Doppelwandplatten im Bereich der Stahlbleche stellt die Aufnahme des Moments  $M_z$  an den Schweißgründen sicher.

### 6.4.2.1 Spannungsnachweis der Bewehrungsstäbe

Die Bewehrungsstäbe müssen die Belastungen der Schweißgründe aufnehmen und weiterleiten können. Um die maßgebenden Schnittgrößen der Bewehrungsstäbe zu erhalten müssen jene der Schweißverbindung aufgeteilt werden. Die Momente, die am Schweißgrund auftreten, werden über Hebelsarme in Kräfte umgerechnet und die Normal- und Querkräfte werden zu je einem Drittel auf die drei Bewehrungsstäbe aufgeteilt, siehe Abbildung 6.6. In weiterer Folge wird anhand dieser Kräfte, wie sie in Gleichung (6.48) berechnet werden, ein Vergleichsspannungsnachweis nach der Gleichungen (6.35) geführt. Bemessen wird der maximal belastete Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 8 mm situiert im unteren Bereich des Schweißgrundes in der Gleichung (6.49).

$$\begin{aligned}
 F_x &= \frac{N_{ed}}{3} + \frac{M_y}{l_z} - \left( \frac{M_z}{l_y} \right) / 3 = 13,40 \text{ kN} \\
 F_y &= \frac{V_y}{3} - \frac{M_t}{l_z} = 0,92 \text{ kN} \\
 F_z &= -\frac{V_z}{3} = 2,10 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{6.48}$$

mit:

$$\begin{aligned}
 l_z &= 7,5 \text{ cm} - \text{innerer Hebelsarm in z-Richtung, nach Abbildung 6.6} \\
 l_y &= 1,2 \text{ cm} - \text{innerer Hebelsarm in y-Richtung nach Abbildung 6.7} \\
 A &= 0,502 \text{ cm}^2 - \text{Bewehrungsstab } \varnothing 8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_v &= \sqrt{\left( \frac{F_x}{A} \right)^2 + 3 \cdot \left( \left( \frac{F_y}{A} \right)^2 + \left( \frac{F_z}{A} \right)^2 \right)} \leq f_{yd} \\
 \sigma_v &= 27,80 \text{ kN/m}^2 \leq f_{yd} = 47,8 \text{ kN/cm}^2
 \end{aligned} \tag{6.49}$$

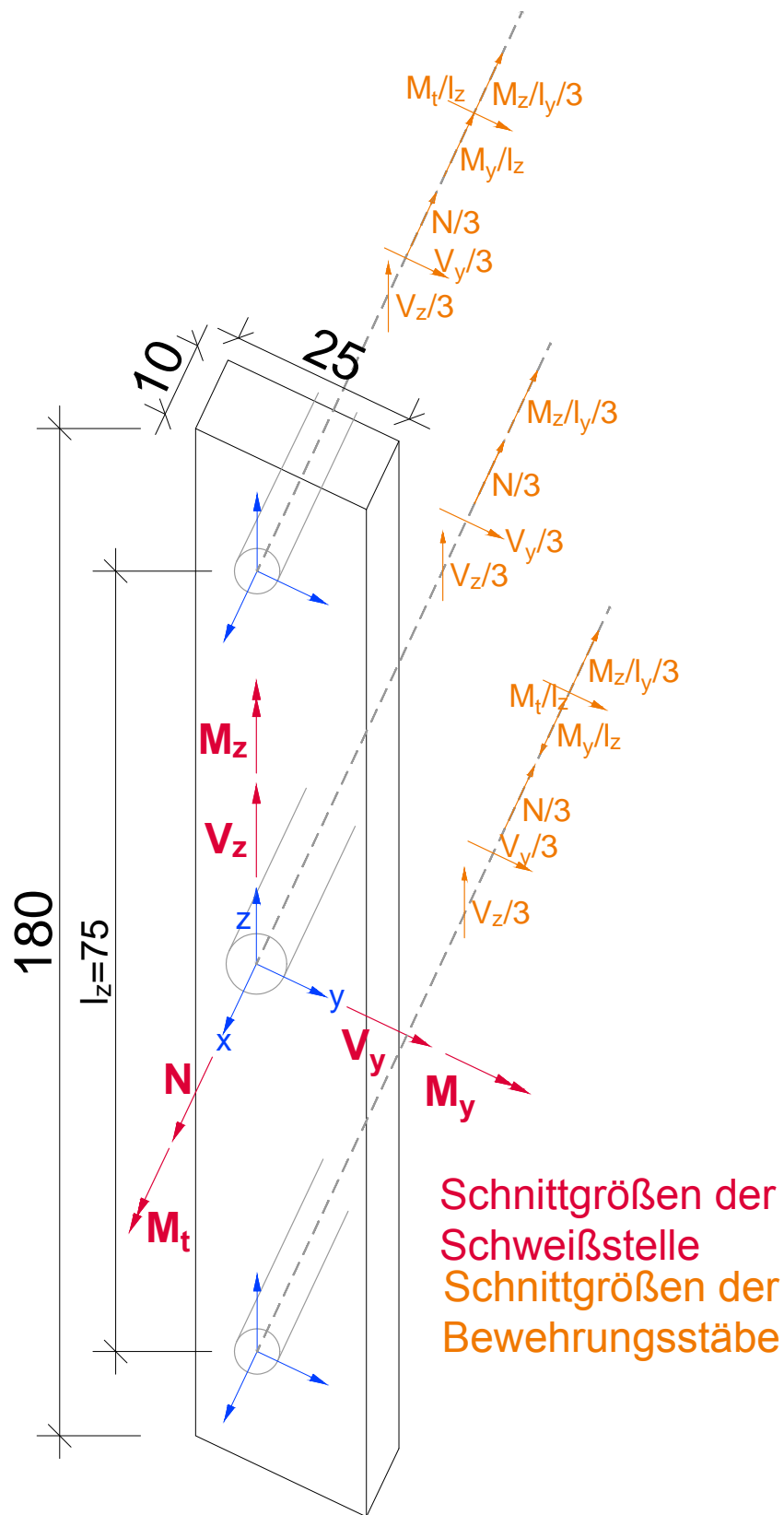


Abbildung 6.6: Aufteilung der einwirkenden Kräfte des Schweißgrundes auf die Bewehrungsstäbe in [mm]

Zusätzlich dazu wird der durchlaufende Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 6 mm bemessen. Es ergeben sich nach Abbildung 6.6 und der Gleichung (6.50) nachfolgende Kräfte im Bewehrungsstab, welche im Vergleich der vorherrschenden Spannungsgrößen zu den aufnehmbaren Spannungen in Gleichung (6.51) gesetzt werden.

$$\begin{aligned} F_x &= \frac{N_{ed}}{3} - \left( \frac{M_z}{l_z} \right) / 3 = 9,48 \text{ kN} \\ F_y &= \frac{V_y}{3} = -0,41 \text{ kN} \\ F_z &= -\frac{V_z}{3} = 2,10 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.50)$$

mit:

$$\begin{aligned} l_z &= 7,5 \text{ cm} - \text{innerer Hebelsarm in z-Richtung nach Abbildung 6.6} \\ A &= 0,283 \text{ cm}^2 - \text{Bewehrungsstab } \varnothing 6 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \sqrt{\left( \frac{F_x}{A} \right)^2 + 3 \cdot \left( \left( \frac{F_y}{A} \right)^2 + \left( \frac{F_z}{A} \right)^2 \right)} \leq f_{yd} \\ \sigma_v &= 35,97 \text{ kN/m}^2 \leq f_{yd} = 47,8 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (6.51)$$

Die Bemessung zeigt, dass die Bewehrungsstäbe die einwirkenden Kräfte mit ausreichender Sicherheit aufnehmen können. Der unterste Bewehrungsstab ist mit 58,16 %, der durchgehende mit 75,25 % seiner Tragfähigkeit ausgenutzt. Ein Schweißnahtnachweis der Bewehrungsstäbe am Schweißgrund erübrigt sich, da die Schweißfläche bei einer 4 mm starken Kehlnaht mit 1,51 cm<sup>2</sup> größer ist als die Querschnittsfläche des Bewehrungsstabes von 0,502 cm<sup>2</sup>. Damit gilt der Schweißnahtnachweis indirekt als erfüllt.

#### 6.4.2.2 Nachweis der Verankerungslänge

Die maximale Zugkraft von  $N = 13,40 \text{ kN}$  ( $= F_x$ ) wirkt, wie in Gleichung (6.48) berechnet, am untersten Bewehrungsstab. Dieser Bewehrungsstab weist eine Länge von 22 cm auf. Innerhalb dieser Länge muss der Stab die Kräfte in die Doppelwandplatte einleiten können, wozu er ausreichend im Beton verankert sein muss. Die erforderliche Verankerungslänge hat somit kleiner als die vorhandenen 22 cm zu sein. Anhand der Gleichungen (6.1) bis (6.4) wird die Verankerungslänge ermittelt und in Tabelle 6.15 übersichtlich dargestellt.

Der Nachweis der Verankerungslänge gilt mit einem Ausnutzungsgrad von 1,001  $\not\leq$  1 knapp als **nicht erfüllt**. Demnach muss die Verankerungslänge erhöht werden. Empfohlen wird eine Erhöhung auf 25 cm, um eine ausreichende Sicherheit gewährleisten zu können. Dennoch konnte die Tragfähigkeit anhand der Errichtung des Prototyps bestätigt werden, zumal sie rechnerisch um lediglich 3 mm überschritten ist.

Tabelle 6.15: Bemessung der Verankerungslänge der Schweißgrundbewehrungsstäbe

Eingangswerte	
$N$	= 13,40 kN
Bewehrungsdurchmesser	= 0,8 cm
vorhandene Verankerungslänge	= 22,0 cm
Rechenwerte	
$\sigma_{sd}$	= 26,63 kN/cm <sup>2</sup>
$\eta_1$	= 0,7
$\eta_2$	= 1
$f_{bd}$	= 0,21 kN/cm <sup>2</sup>
$l_{bd,rq}$	= 25,37 cm
$l_{bd,min}$	= 10,0 cm
$\alpha_1$	= 1
$\alpha_2$	= 0,868
$\alpha_3$	= 1
$\alpha_4$	= 1
Ergebnis	
$l_{bd}$	= <b>21,99 cm</b> = <b>22,03 cm</b> $\not\leq$ <b>22,0 cm</b> <b>Nachweis nicht erfüllt!</b>

### 6.4.2.3 Drucknachweis Beton

Das einwirkende Bemessungsmoment  $M_z = -0,06 \text{ kNm}$  verursacht, wie Abbildung 6.7 veranschaulicht, an den Stellen der Bewehrungsstäbe Zugkräfte und im restlichen Bereich des Schweißgrundes Druckkräfte. Die Druckkräfte an den Schweißgründen müssen daher durch den Beton der Doppelwandplatte aufgenommen werden können. Die Zugkräfte wurden bereits in Kapitel 6.4.2.1 mit einem allgemeinen Spannungsnachweis berücksichtigt. Durch die Geometrie des Schweißgrundes ergibt sich ein innerer Hebelsarm von  $1,2 \text{ cm}$  für das Moment um die z-Achse. Dementsprechend entsteht eine Druckkraft von  $5,0 \text{ kN}$  die auf eine Fläche von  $12 \cdot 180 \text{ mm}$  wirkt. Durch eine Umformung des Spannungsnachweises nach Gleichung (6.52) wird in Gleichungen (6.53) die Tragsicherheit gezeigt. Mit einem Ausnutzungsgrad von  $0,23 \leq 1$  gilt der Nachweis als erbracht. Der Beton kann somit die Druckkraft durch das einwirkende Moment  $M_z$  aufnehmen.

$$F_D = A \cdot \sigma_c \cdot \frac{1}{2} \quad (6.52)$$

$$5,0 = 1,2 \cdot 18 \cdot \sigma_c \cdot \frac{1}{2}$$

$$\sigma_c = 0,463 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{cd} = 2,0 \text{ kN/cm}^2 \quad (6.53)$$

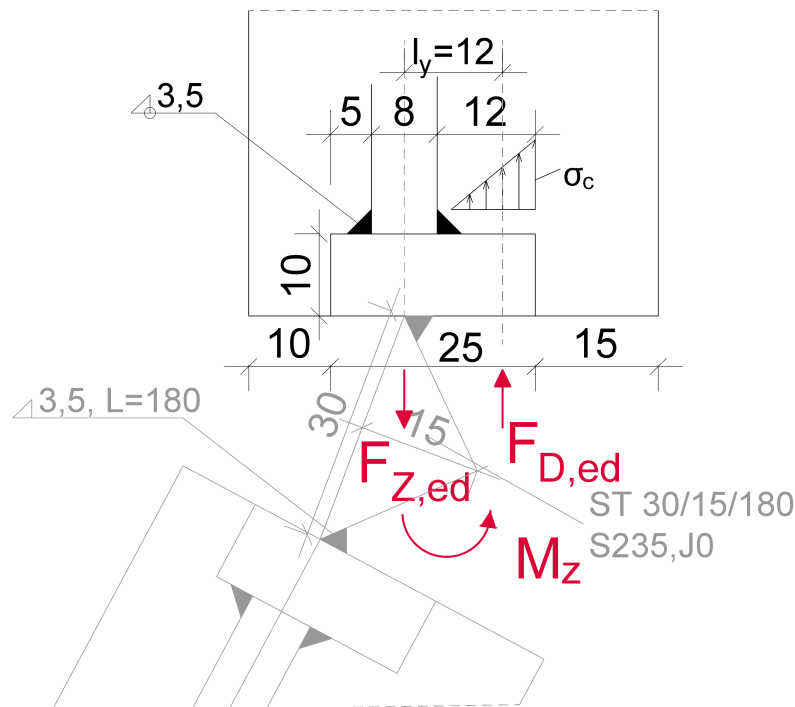


Abbildung 6.7: Draufsicht – Einleitung des einwirkenden Moments  $M_z$  auf den Schweißgrund in [mm]



Tabelle 6.16: Bemessung der Schweißnaht zwischen den Schweißgründen

EINGANGSWERTE	
$N = 28,39 \text{ kN}$	$M_T = -0,10 \text{ kNm}$
$V_y = -1,24 \text{ kN}$	$M_y = -0,17 \text{ kNm}$
$V_z = -6,30 \text{ kN}$	$M_z = -0,06 \text{ kNm}$
Schweißnahtgüte	S235
a	= 0,4 cm
h	= 18,0 cm
$W_y$	= $\frac{a \cdot h^2}{6} = 21,6 \text{ cm}^3$
$W_z$	= $\frac{a^2 \cdot h}{6} = 0,48 \text{ cm}^3$
$W_t$	= $\frac{a^2 \cdot h}{3} = 0,96 \text{ cm}^3$
RECHENWERTE	
$f_{vwd}$	= 20,78 kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma$	= $\frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} = 7,78 \text{ kN/cm}^2$
$\tau$	= $\frac{V_y}{A} + \frac{V_z}{A} + \frac{M_T}{W_t} = 10,41 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{vv}$	= 13,00 kN/cm <sup>2</sup>
ERGEBNIS	
$\sigma_v$	= <b>13,00 kN/cm<sup>2</sup></b> $\leq f_{vwd}$ = <b>13,00 kN/cm<sup>2</sup></b> $\leq$ <b>20,78 kN/cm<sup>2</sup></b>
<b>Ausnutzungsgrad</b>	0,63 $\leq$ 1

#### 6.4.2.4 Bemessung der Doppelwandschweißnähte

Die Schweißgründe sollen über ein Stahlprofil, welches an beiden Stahlplatten angeschweißt wird, miteinander verbunden werden. Dadurch entsteht aus den einzeln aufgestellten Doppelwandelementen der Segmentring. In der Errichtung des Prototyps wurde diese Verbindung über das Anschweißen eines vertikalen Bewehrungsstabes hergestellt. An dieser Stelle wird vorgeschlagen die beiden Schweißgründe, anstelle des Bewehrungsstabes, über ein dreiecksförmiges Stahlprofil, entsprechend Abbildung 6.7, zu verschweißen. Als Schweißnaht kommt eine Kehlnaht der Stärke 4 mm zum Einsatz. Wird die Tragsicherheit der Naht nachgewiesen, kann aufgrund der größeren Querschnittsfläche des Stahlprofils davon ausgegangen werden, dass auch dieses die Belastungen aufnehmen kann. Anhand der durch FE-Berechnung ermittelten Schnittgrößen der Schweißgründe nach Tabelle 6.14 wird in Tabelle 6.16 die Tragsicherheit der Schweißnaht nachgewiesen. Mit einer Ausnutzung von 63% gilt der Nachweis als erbracht und die Verbindung weist eine ausreichende Sicherheit auf.

## 6.5 Bemessung der Mörtelfuge

Die Mörtelfuge dient wie in Kapitel 3.4.6 beschrieben der Abdichtung an den Außenplatten zwischen den Doppelwandelementen und zur Unterstützung der Verbindung der Doppelwandelemente durch die Schweißgründe. Sie ist durch Rundstäbe mit einem Durchmesser von 10 mm modelliert, siehe Kapitel 4.7. Unter der maßgebenden Lastkombination LK2-Frischbetondruck und Gerüstlasten entstehen die maximalen Schnittgrößen der Mörtelstäbe. Am maßgebend belasteten Mörtelstab tritt als einzige Schnittgröße im oberen Bereich der Mörtelfuge eine Druckkraft von nur 0,2 kN auf, siehe Tabelle 6.17. An den restlichen Stäben entstehen durch die Belastungen im Bauzustand Zugkräfte. Der Mörtel ist aufgrund seiner Materialeigenschaften nicht geeignet Zugkräfte zu übertragen. Somit trägt die Mörtelfuge nicht zur Verbindung der Doppelwandplatten bei, sondern dient nur dazu das Austreten des Frischbetons während der Betonage zu verhindern. Die Dichtheit der Mörtelfuge gilt als experimentell nachgewiesen und weitere Bemessungen erübrigen sich hiermit.

Tabelle 6.17: Schnittgrößen der Mörtelfuge

$N_{ed}$	= -0,2 kN	$M_y$	= 0 kNm
$V_y$	= 0 kN	$M_z$	= 0 kNm
$V_z$	= 0 kN	$M_T$	= 0 kNm

## 6.6 Bemessung der Hebekonstruktion

Es werden die beiden Ausführungsvarianten der Hebekonstruktion, die Stahlhebekonstruktion und der Betonhebeblock bemessen. Die Geometrie ist in den Abbildungen 3.5 und 3.6 und in den Plänen in Anhang A dargestellt. Es sind zwei Bemessungssituationen zu beachten. Während der Errichtung des Turmes wird der Hebeblock einerseits auf Zug und andererseits auf Druck belastet. Ist der Segmentring fertig aufgestellt wird er über eine Hebevorrichtung mittels Kran angehoben. Dadurch entstehen Zugkräfte aufgrund des Eigengewichts des Segmentringes, die von der Hebekonstruktion und der Bewehrung im Lasteinflussbereich aufgenommen werden müssen. Werden die Segmentringe vor dem Betonvorgang übereinander gestellt, muss der Druck eines darüber liegenden Segmentringes aufgenommen und in die darunter liegenden Auflager weitergeleitet werden können. Hierbei entsteht eine Druckbelastung, die von den Stahlbetonplatten der Doppelwände aufgenommen werden muss.

### 6.6.1 Schnittgrößen der Hebekonstruktion

Die Belastungen welche auf die Hebeblöcke wirken ergeben sich aus dem Gewicht des Segmentringes. Bei der Belastung auf Druck wird davon ausgegangen, dass ein Segment der selben Höhe wie das Segment 1 (2,5 m) darüber platziert wird. Dessen Gewicht wird über die drei Hebekonstruktionen in die Auflager weiterleitet. Somit kann das in Kapitel

5.1 ermittelte Gewicht ohne Betonvolumen innerhalb der Doppelwände mit  $F_{ed} = 73,0 \text{ kN}$  als Belastung wirkend angesetzt werden und die Aufnahme der Druckkraft über die drei Stellen der Hebekonstruktionen zu je  $24,33 \text{ kN}$  erfolgen.

Wird der Segmentring angehoben entstehen Zugkräfte die über die einbetonierte Bewehrung aufgenommen werden müssen. Gleich wie bei der Druckbelastung wirkt ein Drittel des Eigenwichtes an jeder der drei Hebekonstruktionen. Da es sich um eine veränderliche Belastung des Segmentringes handelt, die nur während des Bauzustandes auftritt, wird der Teilsicherheitsfaktor mit  $\gamma_q = 1,5$  angesetzt. Somit ergibt sich folgende Belastung:

$$F_{Z,ed} = 36,50 \text{ kN} \uparrow$$

$$F_{D,ed} = 73,00 \text{ kN} \downarrow$$

## 6.6.2 Bemessung der Stahlhebekonstruktion

Die Bemessung der Stahlhebekonstruktion unter Druckbelastung ist in Kapitel 6.6.2.1 und die Nachweisführung unter Zugbelastung ist in Kapitel 6.6.2.2 enthalten. Die Stahlhebekonstruktion besteht aus einzelnen miteinander verschweißten Blechen der Stahlgüte S235 und ist in Abbildung 3.5 dargestellt. Neben der Lasteinleitung in den Beton und Bewehrungsstahl muss ebenso sichergestellt werden, dass die einzelnen Bleche die Last aufnehmen können.

### 6.6.2.1 Bemessung unter Druckbelastung

Wird die Stahlhebekonstruktion auf Druck belastet, erfolgt die Aufnahme der Kraft über das obere Stahlblech und die beiden Seitenteile und leitet die Kraft in das Innere der Doppelwandplatten weiter, siehe Abbildung 6.8. Durch eine zahnartige Verankerung der beiden Seitenbleche in den Betonplatten ergibt sich eine große Fläche über die die Druckkräfte eingeleitet werden können, siehe Abbildung 6.9. Für die Bemessung des Stahlhebeteils wird die Betondruckfläche vereinfacht lediglich unterhalb der blockartigen Verbreiterungen der seitlichen Stahlbleche für die Lasteinleitung angenommen. Die für die Bemessung herangezogene Fläche ergibt sich zu  $2 \cdot 4 \cdot (1,5 \cdot 4) = 48 \text{ cm}^2$ . Die Bemessung erfolgt auf Basis der maximal aufnehmbaren Druckspannungen des Betons nach Gleichung (6.54). Es ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von  $0,76 \leq 1$ .

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{F_{D,ed}}{A} \leq f_{ctd} \\ &= \frac{73,0}{48} = 1,52 \text{ kN/cm}^2 \\ 1,52 \text{ kN/cm}^2 &\leq 2,0 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \tag{6.54}$$

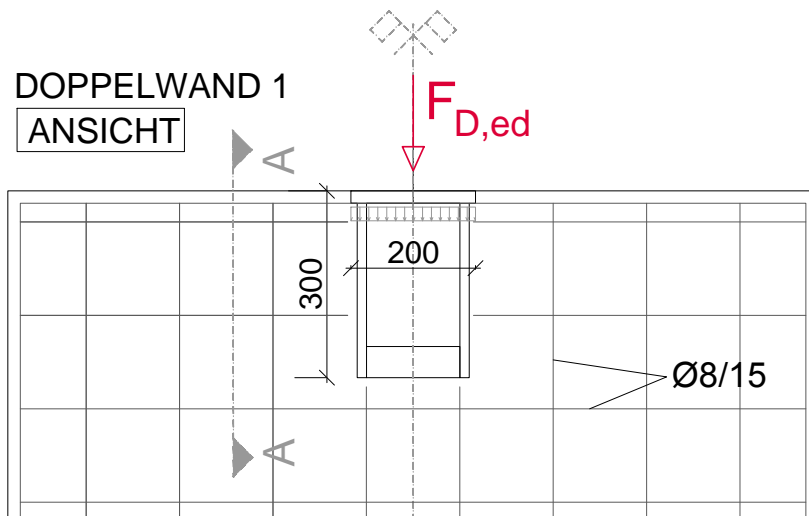


Abbildung 6.8: Detail Stahlhebeblock unter Druckeinwirkung in der Ansicht

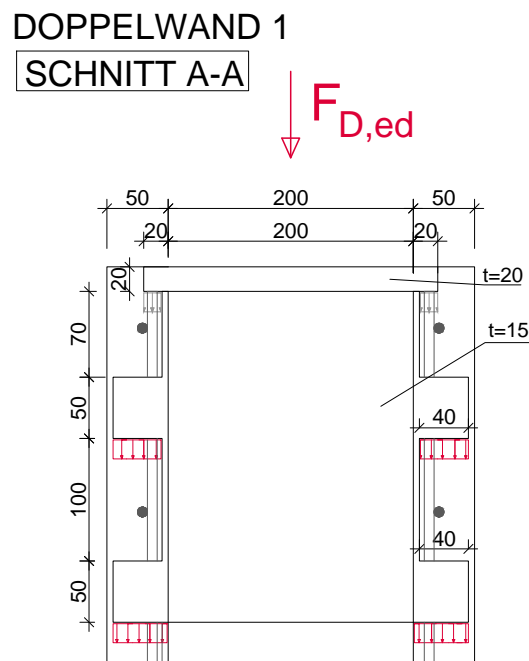


Abbildung 6.9: Detail Stahlhebeblock unter Druckeinwirkung im Schnitt A-A

### 6.6.2.2 Bemessung unter Zugbelastung

Es werden zwei Varianten vorgesehen um das Segment anzuheben. Einerseits kann ein Seil um die gesamte Stahlhebekonstruktion gewickelt werden, welche über die Hebevorrichtung am Kran befestigt wird. Die andere Möglichkeit wäre einen Bolzen in das Loch der oberen Stahlplatte einzuführen, zu verankern und über Anschlagketten mit der Hebekonstruktion zu verbinden. Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Variante des Anhebens mittels Seil, wie Abbildung 6.10 veranschaulicht. Durch die Anbringung des Seils werden die Stahlbleche über Umlenkkräfte beansprucht. Es muss nachgewiesen werden, dass die einzelnen Bleche diesen Einwirkungen standhalten können und dass die Stahlhebekonstruktion diese Kräfte in die Doppelwandplatte einleiten kann, siehe Abbildung 6.11.

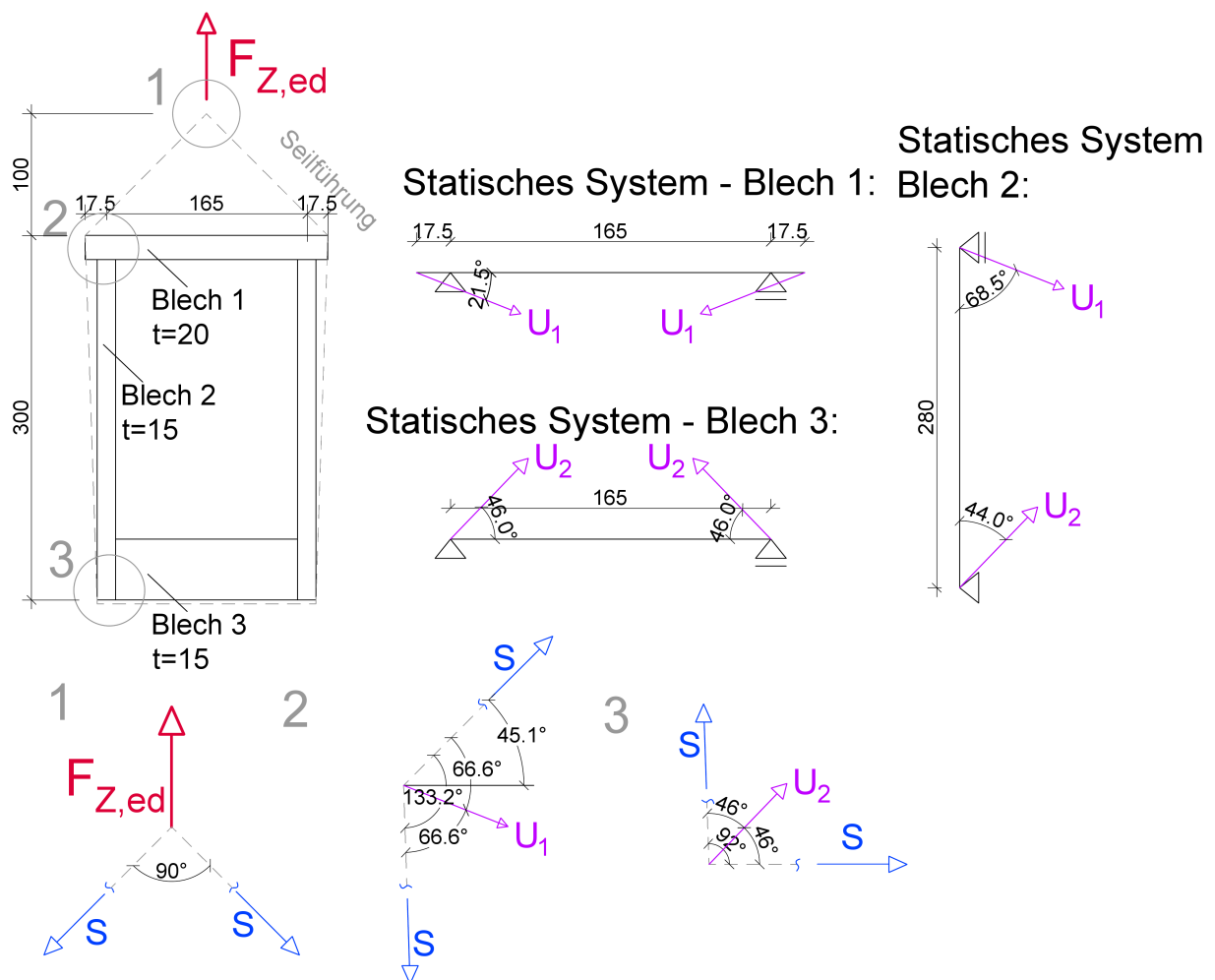


Abbildung 6.10: Anhebekonstruktion mit Seilen um den Stahlhebeblock und die zugehörigen statischen Systeme mit Umlenkkräften sowie die Kräftecke

Durch die einwirkende Zugkraft  $F_Z$  entstehen die Seilkräfte  $S$ . Die Bleche der Stahlhebekonstruktion werden an dessen Ecken aufgrund der Seilkräfte durch die Umlenkkraften belastet, welche sich aus der Winkelsymmetrale zwischen den beiden Seilrichtungen ergeben. Der Winkel am Krafteck 1, an dem die beiden Seilenden zusammengeführt werden, kann je nach Länge des umwickelten Seiles variieren. Dadurch entstehen auch unterschiedlich hohe Seilkräfte. Je spitzer der Winkel ist, desto geringere Umlenkkraften entstehen an den Blechen. Für die Bemessung wurde somit ein relativ kurzes Seilstück angesetzt, welches einen Winkel von  $90^\circ$  zwischen den beiden oberen Seilen erzeugt.

Anhand des statischen Systems des Blechs 1 nach Abbildung 6.10 entsteht aufgrund der Umlenkkraft  $U_1$  von 20,50 kN ein Moment von  $M_{a,ed} = 0,64$  kNm und eine Normalkraft von  $N_{ed} = 36,50$  kN. Mit diesen Schnittgrößen wird bei einer Blechbreite von 210 mm (unter Abzug der kreisförmigen Öffnung mit einem Durchmesser von 40 mm) und Blechstärke von 20 mm in Gleichung (6.55) ein Spannungsnachweis geführt.

$$\sigma = \frac{M_{a,ed}}{W} + \frac{N_{ed}}{A} \leq f_{yd}$$

$$\text{mit } W = \frac{b \cdot t^2}{6} = 14 \text{ cm}^3 \text{ und } A = b \cdot t = 42 \text{ cm}^2 \quad (6.55)$$

$$\sigma = 54,41 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 235 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis gilt mit einem Ausnutzungsgrad von  $0,23 \leq 1$  als erfüllt. Dies legt nahe, dass die Dimensionen des Blech 1 zu groß gewählt wurden und eine Materialreduzierung möglich ist. Um zu eruieren welche Blechstärke für die Aufnahme der Seilkräfte ausreichend ist, wird in der Gleichung der Spannungen  $\sigma = f_{yd}$  gesetzt. Formt man diese Gleichung um, erhält man eine mindestens erforderliche Blechstärke von  $t = 13,2$  mm. Demzufolge ist es möglich bei gegebenen Belastungen die Blechstärke von 20 mm auf beispielsweise 15 mm zu verringern und dennoch eine ausreichende Sicherheit zu gewährleisten.

Am Blech 2 ergibt sich unter der Belastung von  $U_1 = 20,50$  kN und  $U_2 = 35,86$  kN eine Normalkraft von 25,80 kN im Blech. Der Spannungsnachweis in Gleichung (6.56) ergibt einen Ausnutzungsgrad von 3,5%. Es wäre somit rechnerisch möglich das Blech mit einer Stärke von lediglich 0,55 mm auszuführen. Jedoch ist die Blechdicke aufgrund der Lasteinleitung der zahnartigen Verbreiterung in den Beton erforderlich und somit ergeben sich gegebenenfalls mögliche geringere Blechdicken zufolge Abschnitt 6.6.2.1.

$$\sigma = \frac{N_{ed}}{A} \leq f_{yd}$$

$$\text{mit } A = b \cdot t = 31,5 \text{ cm}^2 \quad (6.56)$$

$$\sigma = 8,19 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 235 \text{ N/mm}^2$$

Das Blech 3 wird entsprechend Abbildung 6.10 über die Umlenkkraften  $U_2 = 35,86$  kN mit Druck belastet. Die Bemessung wird in Gleichung (6.57) durch einen Spannungsnachweis durchgeführt. Mit einem Ausnutzungsgrad von 14,13% gilt das Blech als tragfähig. Es wäre möglich bei der Dimensionierung des Blechs die Stärke oder die Höhe der Steife zu verringern.

$$\sigma = \frac{N_{ed}}{A} \leq f_{yd}$$

mit  $A = b \cdot t = 7,5 \text{ cm}^2$

$$\sigma = 33,21 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 235 \text{ N/mm}^2$$
(6.57)

Die Einleitung der Zugkraft in die Doppelwand erfolgt über das obere Stahlblech und die beiden Seitenteile mit Annahme eines Lastausbreitungsgrades von  $35^\circ$  [63], siehe Abbildung 6.11. Dadurch ergibt sich eine Einflussfläche mit einer Breite von  $30+20+30=80 \text{ cm}$ . Innerhalb dieser Einflussbreite liegen sechs Bewehrungsseisen  $\text{Ø}8 \text{ mm}$  pro Doppelwandplatte mit einer gesamten Querschnittsfläche von  $6,03 \text{ cm}^2$  zur Aufnahme der Zugkraft. Der Nachweis der Einleitung der Zugkräfte ergibt sich nach Gleichung (6.58) mit einem Ausnutzungsgrad von  $0,13 \leq 1$ .

$$\sigma_s = \frac{F_{ed}}{A_s} \leq f_{yd}$$

$$\sigma_s = \frac{36,50}{6,03} \leq 47,8 \text{ kN/cm}^2$$
(6.58)

$$6,05 \text{ kN/cm}^2 \leq 47,8 \text{ kN/cm}^2$$

Generell zeigt die Bemessung bei Zugbeanspruchung, dass die Stahlhebekonstruktion großzügig dimensioniert ist und Einsparungspotential besteht. Alle Blechstärken können reduziert werden um eine bessere Auslastung zu erreichen und somit Material einzusparen. Um den Stahlhebeblock wirtschaftlich dimensionieren zu können empfiehlt es sich ein 3D-Modell mit Flächenelementen zu erstellen und bemessen. Dies ist nicht Gegenstand dieser Arbeit.

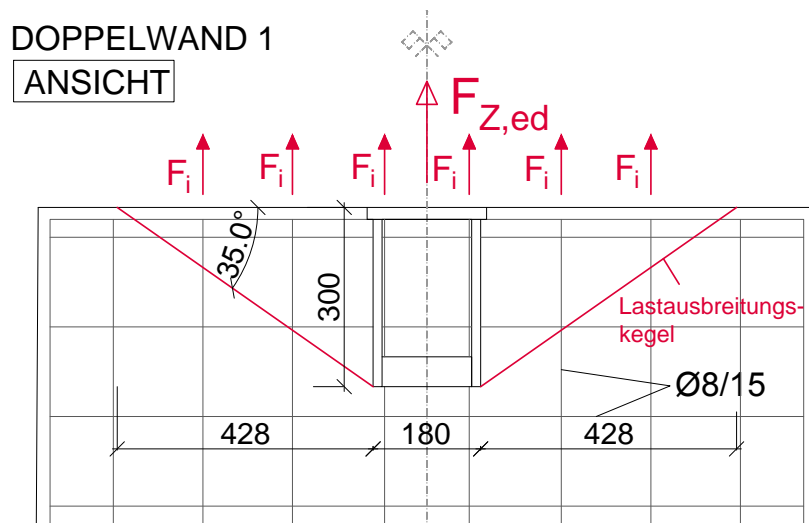


Abbildung 6.11: Detail Stahlhebeblock unter Zugeinwirkung

### 6.6.3 Bemessung des Betonhebeblocks

Der Betonhebeblock stellt die zweite Variante der Ausführung der Hebekonstruktion dar. Wie in Kapitel 6.6.2 beschrieben, unterliegt er ebenfalls einer Druck- und Zugbelastung. Der Nachweis zur Aufnahme der Zugkraft gilt als erfüllt, da bereits in Kapitel 6.6.2.2 im Zuge der Bemessung der Stahlhebekonstruktion der Nachweis der Aufnahme der Zugkraft geführt wird. Denn es wird auch hier davon ausgegangen, dass die Zugkraft durch die Bewehrung unter einem Lastausbreitungswinkel von  $35^\circ$  [63] in die Doppelwände eingeleitet und aufgenommen wird. Die Querkrafttragfähigkeit des Betonhebeblocks selbst wurde beim Bau des Prototypens experimentell nachgewiesen.

Um den Nachweis der Tragfähigkeit unter Druckbelastung zu erbringen, muss gezeigt werden, dass die einwirkende Druckkraft durch zwei Segmente aufgenommen und über die ComBAR-Bewehrung in die Doppelwandplatten eingeleitet werden kann. Der Betonblock selbst bindet auf jeder Seite etwa 5 mm in die Doppelwandplatten ein. Bei einer Breite von 25 cm ergibt dies eine Druckfläche von  $(0,5 \cdot 25) \cdot 2 = 25 \text{ cm}^2$ . Dazu unterstützen insgesamt acht ComBAR-Bewehrungsstäbe mit den Durchmessern von 8 mm, die pro Seite 5 cm in die Doppelwandplatten eingebunden sind, die Einleitung der Druckkraft, wie Abbildung 6.12 veranschaulicht. Dadurch ergibt sich eine weitere Druckfläche von  $64 \text{ cm}^2$ . Mit der vereinfachten Annahme, dass die Druckkraft nur über die Combar-Elemente eingeleitet wird, wird ein Spannungsnachweis in Gleichung (6.59) geführt und mit einem Ausnutzungsgrad von  $0,57 \leq 1$  erfüllt.

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{F_{cd}}{A_s} \leq f_{cd} \\ \sigma_s &= \frac{73,0}{64} \leq 2,0 \text{ kN/cm}^2 \\ 1,14 \text{ kN/cm}^2 &\leq 2,0 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}\tag{6.59}$$



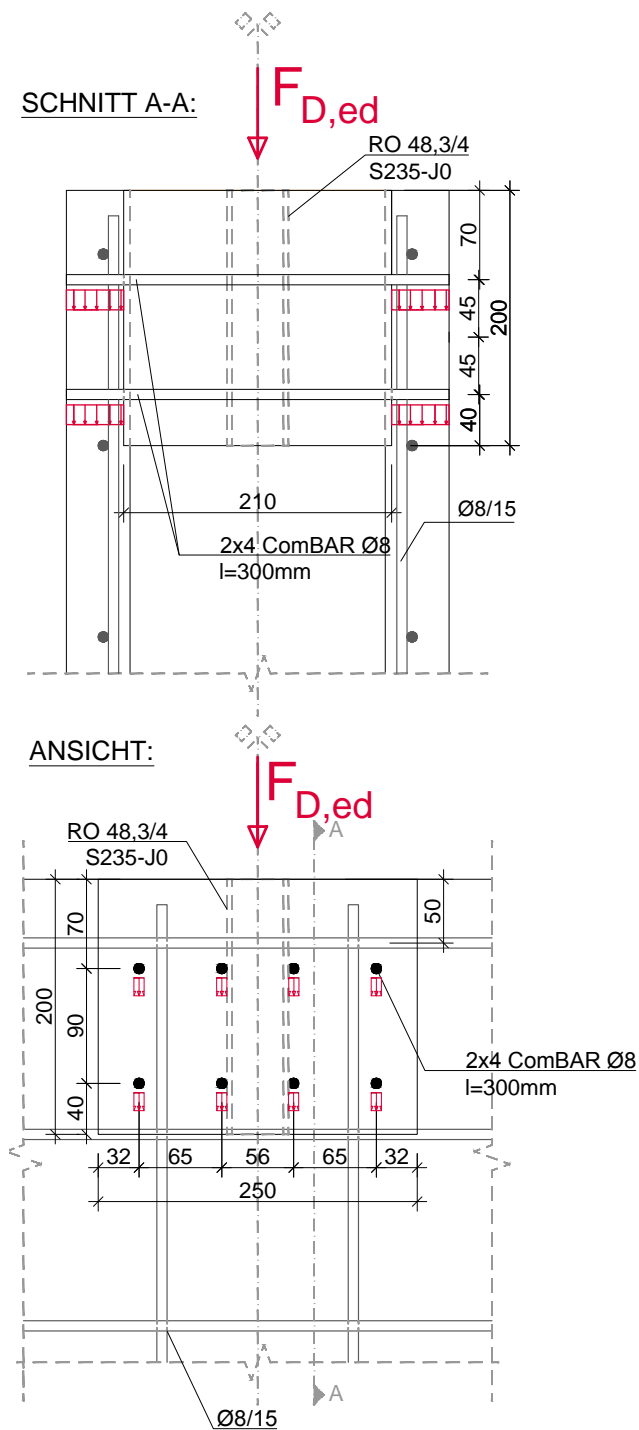


Abbildung 6.12: Ansicht und Schnitt des Betonhebeblocks unter Druckbelastung in [mm]

## 6.7 Bemessung der Arbeitsplattformverankerung

Die Arbeitsplattformen, die an den Innenseiten der Doppelwandelementen situiert sind, werden an zwei Stellen über eine Konsole an den Doppelwandplatten verankert, siehe Kapitel 3.4.5. Der obere Verankerungspunkt wird durch Zuglasten, der untere durch Drucklasten beansprucht. Zusätzlich entsteht eine Vertikalkraft, die von den Doppelwandelementen aufgenommen wird und die infolge der Bemessung der Doppelwandplatten in Kapitel 6.2 nachgewiesen wird. Die Bemessung der Verankerung teilt sich somit in die Zugknotenbemessung an der oberen Verankerungsstelle und die Druckknotenbemessung an der unteren Stelle der Plattform auf. Aufgrund der schlanken Konstruktion der Doppelwandplatten wird die Plattformverankerung auf mehrere Arten abgeschätzt, um die Sicherheit bei dieser punktuellen Lasteinleitung ausreichend einschätzen zu können. In der Bemessung des Zugknotens wird ein Durchstanznachweis nach EN 1992-2-2 [60], ein Ingenieurmodell und eine Bemessung nach ETAG - Anhang C [64] geführt. Ebenso erfolgt die Bemessung des Druckknotens über eine vereinfachte Modellbildung und einen Durchstanznachweis nach EN 1992-1-1 [60].

### 6.7.1 Schnittgrößen zufolge der Arbeitsplattformen

Für die Bemessung der Verankerungsstellen gehen die in Kapitel 5.3.2 ermittelten Lasten nach Tabelle 6.18 bei einer maximalen Nutzlast von  $2 \text{ kN/m}^2$  ein. Die entstehenden Vertikalkräfte werden über die Doppelwandplatten aufgenommen. Als Teilsicherheitsbeiwerte werden nach EC 1990-1-1 für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Faktor  $\gamma_G = 1,35$  für ständige Lasten und  $\gamma_Q = 1,5$  für veränderliche Lasten angesetzt. Bei der Gebrauchstauglichkeit werden beide Teilsicherheitsbeiwerte gleich 1 gesetzt. Die maßgebende Belastung durch die Gerüstverankerung ergibt nun Schnittgrößen wie in Tabelle 6.18 aufgelistet.

Tabelle 6.18: Einwirkende Lasten auf die Verankerung bei einer Nutzlast von  $2 \text{ kN/m}^2$

	Druckkraft	Zugkraft	Vertikalkraft
Eigengewicht	-0,43 kN	0,43 kN	1,12 kN
Nutzlast	-0,5 kN	0,5 kN	1,22 kN
$\sum$ GZT	$F_D = -1,33 \text{ kN}$	$F_Z = 1,33 \text{ kN}$	$F_V = 3,35 \text{ kN}$
$\sum$ GZG	$F_D = -0,93 \text{ kN}$	$F_Z = 0,93 \text{ kN}$	$F_V = 2,34 \text{ kN}$

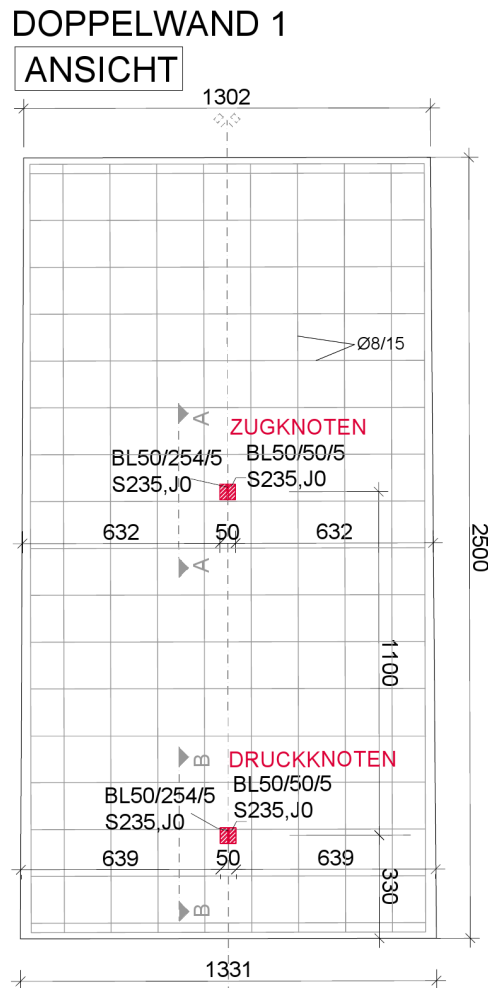


Abbildung 6.13: Doppelwand 1 – Ansicht Außenplatte, Lage der Arbeitsplattformverankerung in [mm]

### 6.7.2 Bemessung des Druckknotens

Zur Bestimmung der Tragsicherheit der Verankerung am Druckknoten wird ein vereinfachter ingenieurmäßiger Durchstanznachweis auf Basis einer konservativen Modellbildung und zusätzlich ein Durchstanznachweis der Platte nach EC 1992-1-1 unter Einwirkung der Drucklast geführt. Sind beide Nachweise erfüllt, kann mit Sicherheit gesagt werden, dass die Doppelwandplatte trotz ihrer schlanken Konstruktion den Einwirkungen widerstehen kann. Die Aufnahme der Kräfte am Druckknoten erfolgt über drei Stahlbleche einer Stärke von 5 mm die zu einem I-Träger verschweißt werden, wie in Abbildung 6.14 ersichtlich. An der Innenplatte des Doppelwandelements liegt der Obergurt des I-Trägers ganz Außen, um zu einer großen Lasteinleitungsfläche zu führen. Daran kann die Konsole der Arbeitsplattform über einen Gewindedübel verankert werden.

### 6.7.2.1 Bemessung mit dem Ingenieurmodell

Die konzentrierte Druckkraft  $F_D$  wird über eine Stahlplatte mit Abmessungen 50x50x5 mm und der Stahlgüte S235 in die Innenplatte der Doppelwand eingeleitet. Es wird von einem Lastausbreitungswinkel von  $35^\circ$  über eine Höhe von 4,5 cm innerhalb des Betons ausgegangen [63]. Anhand dieses Durchstanzkegels wird der Tragsicherheitsnachweis nun einerseits für den Beton und andererseits für die Bewehrung geführt. Konservativ angenommen wird lediglich die Stahlplatte an der inneren Doppelwandplatte für die Lasteinleitung herangezogen. Die Modellbildung, inklusive Abmessungen, wird in Abbildung 6.14 veranschaulicht.

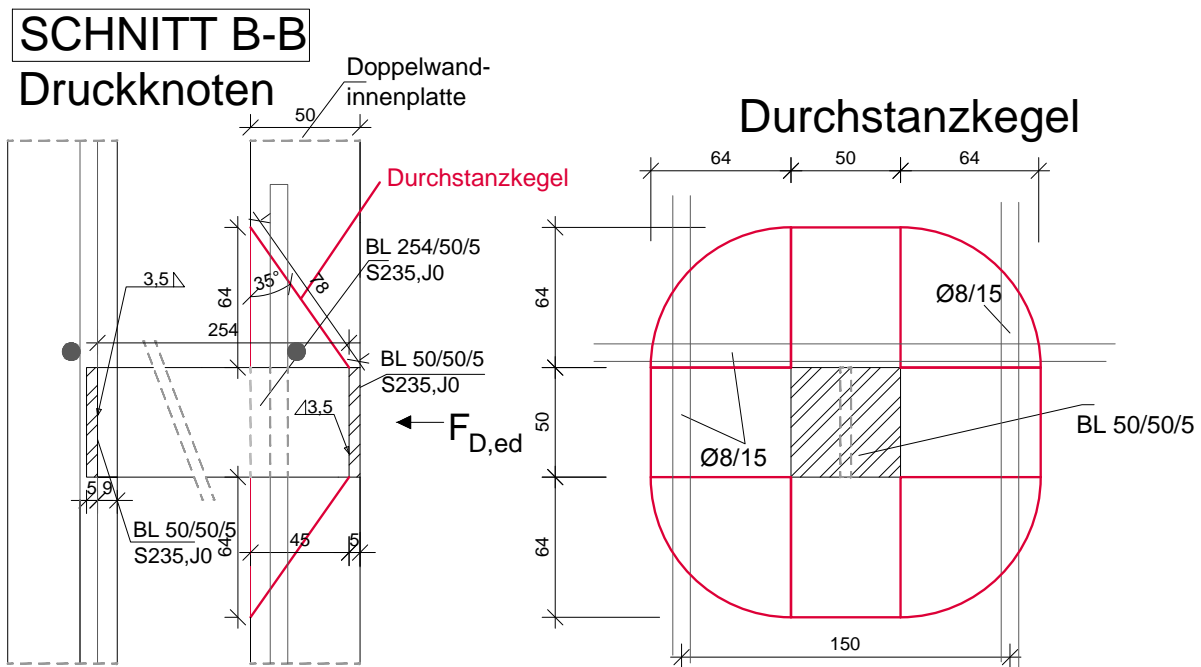


Abbildung 6.14: Detail Druckknoten der Gerüstverankerung in [mm]

Aufgrund des Lastausbreitungswinkels ergibt sich eine kegelförmige Durchstanzfläche, wie in Abbildung 6.14 ersichtlich, die sich wie folgt berechnet:

$$A = 4 \cdot 5 \cdot 7,80 + \pi \cdot 7,80 \cdot 6,40 = 312,83 \text{ cm}^2$$

Der Nachweis für den erfolgt mittels Gegenüberstellung der einwirkenden Druckkraft mit der maximal aufnehmbaren Kraft des Betons nach Gleichung (6.60). Die Bemessung erfolgt im GZT mit einer einwirkenden Druckkraft von 1,33 kN. Mit einem Ausnutzungsgrad von  $0,032 \leq 1$  gilt der Nachweis als erfüllt.

$$\begin{aligned}
 F_{c,Rd} &= A \cdot f_{ctd} \geq F_{ed,c} \\
 F_{c,Rd} &= 312,83 \cdot 0,133 = 41,61 \text{ kN} \\
 41,61 \text{ kN} &\geq 1,33 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{6.60}$$

Der Nachweis für die Bewehrung wird ebenfalls im GZT geführt. Innerhalb des Durchstanzkegels kann aufgrund des Bewehrungsnetzes von Durchmesser 8 mm alle 150 mm davon ausgegangen werden, dass sich in der Doppelwandplatte drei Bewehrungsseisen  $\varnothing 8$  mm mit insgesamt sechs Schnittflächen entlang des Durchstanzkegels mit einer Gesamtquerschnittsfläche von  $3,02 \text{ cm}^2$  befinden. Die Lasteinleitung wird in Gleichung (6.61) mit einer einwirkenden Druckkraft von  $1,33 \text{ kN}$  gezeigt. Mit einem Ausnutzungsgrad von  $0,016 \leq 1$  gilt der Nachweis als erbracht.

$$\begin{aligned}
 F_{s,Rd} &= A_s \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \geq F_{ed,s} \\
 F_{s,Rd} &= 3,02 \cdot \frac{47,8}{\sqrt{3}} = 83,34 \text{ kN} \\
 83,34 \text{ kN} &\geq 1,33 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{6.61}$$

### 6.7.2.2 Bemessung zufolge Normen

Um die Tragfähigkeit durch einen weiteren Nachweis zu untermauern, wird zusätzlich zur Berechnung der Modellbildung ein Durchstanznachweis für Vollplatten nach EC 1992-1-1 [60], Abschnitt 6.4.4 im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt. Die Druckkraft von  $F_D = 1,33 \text{ kN}$  wird über das  $50/50 \text{ mm}$  große Stahlblech in die Doppelwand eingeleitet. Sind die einwirkenden Druckspannungen von  $0,532 \text{ N/mm}^2$  an der Stahlplatte kleiner als der Durchstanzwiderstand der Platte nach Gleichung (6.17), ist keine weitere Durchstanzbewehrung erforderlich und der Nachweis ist erfüllt, siehe Tabelle 6.19.

Tabelle 6.19: Durchstanznachweis der Arbeitsplattformverankerung am Druckknoten

EINGANGSWERTE	
$\nu_{ed}$	= 0,532 N/mm <sup>2</sup>
Plattenstärke h	= 5,0 cm
statische Höhe $d_y$	= 3,7 cm
statische Höhe $d_z$	= 2,9 cm
statische Höhe $d_{eff}$	= 3,3 cm
Breite b	= 100 cm
Längsbewehrung $A_s$	= 3,35 cm <sup>2</sup> /m
RECHENWERTE	
$C_{Rd,c}$	= 0,12
k	= 2
$\rho_l$	= 0,0101 $\leq$ 0,02
$\nu_{min}$	= 0,542
$\nu_{rd,c}$	= 0,75 N/mm <sup>2</sup>
$\nu_{rd,c}$	$\geq \nu_{min}$
ERGEBNIS	
$\nu_{ed} = 0,542 \text{ N/mm}^2$	$\nu_{rd,c} = 0,75 \text{ N/mm}^2$
$\nu_{ed} \leq \nu_{rd,c}$	<b>keine zusätzliche Durchstanzbewehrung erforderlich</b>
<b>Ausnutzungsgrad</b>	0,71 $\leq$ 1

### 6.7.3 Bemessung des Zugknotens

Der Zugknoten wird mit einem Ingenieurmodell, einem Durchstanznachweis nach Norm und nach ETAG–Anhang C geführt [64]. Der Zugknoten besteht aus Stahlblechen mit den selben Abmessungen und Stärken wie der Druckknoten. Lediglich die Lage des I-förmigen Einbauteils in den Doppelwandplatten ist unterschiedlich. Um ein Ausreißen der Verankerung zu verhindern, liegt das Blech des Obergurtes in der Doppelwandinnenplatte nach hinten gerückt, wie Abbildung 6.15 veranschaulicht. An diesem Blech ist ein Gewindedübel angebracht an dem die Stahlkonsole, auf welcher die Gerüstbühne liegt, verankert werden kann.

#### 6.7.3.1 Bemessung mit dem Ingenieurmodell

Die konzentrierte Zugkraft der Gerüstverankerung wird über den Gewindedübel und die Stahlplatte mit den Abmessungen 50x50x5 mm und der Stahlgüte S235 in die Innenplatte der Doppelwand eingeleitet, siehe Abbildung 6.15. Der Lastausbreitungswinkel innerhalb des Betons beträgt 35° [63] und wirkt über eine Höhe von 3,6 cm. Anhand dieses Auszugkegels wird der Tragsicherheitsnachweis einerseits beim Beton und andererseits bei der Bewehrung geführt. Konservativ angenommen wird lediglich die Stahlplatte an der inneren Doppelwandplatte für die Lasteinleitung herangezogen.

Aufgrund des Lastausbreitungswinkels von 35° ergibt sich eine kegelförmige Ausstanzfläche, wie in Abbildung 6.15 ersichtlich, die sich wie folgt berechnet:

$$A = 4 \cdot 5 \cdot 6,3 + \pi \cdot 6,3 \cdot 5,1 = 226,94 \text{ cm}^2$$

Die Bemessung der Zugverankerung im Beton wird für die einwirkende Zugkraft von 1,33 kN im GZT nach Gleichung (6.62) geführt und gilt mit einem Ausnutzungsgrad von  $0,044 \leq 1$  als erbracht.

$$\begin{aligned} F_{c,Rd} &= A \cdot f_{ctd} \geq F_{ed,c} \\ F_{c,Rd} &= 226,94 \cdot 0,133 = 30,18 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.62)$$

$$30,18 \text{ kN} \leq 1,33 \text{ kN}$$

Der Nachweis der Bewehrungsstäbe wird ebenfalls im GZT mit einer Zugkraft von 1,33 kN nach Gleichung (6.63) geführt. Innerhalb des Durchstanzkegels kann davon ausgegangen werden, dass sich in der Doppelwandplatte, konservativ angenommen, ein Bewehrungsseisen mit einem Durchmesser von 8 mm horizontal mit zwei Schnittflächen und somit Gesamtquerschnittsfläche von  $1,0 \text{ cm}^2$  befinden. Reißt dieser Bewehrungsstab unter Einwirkung der Zugkraft aus, versagt die Konstruktion. Dieser Nachweis ist in Gleichung (6.63) mit einem Ausnutzungsgrad von  $0,048 \leq 1$  erbracht.

$$F_{s,Rd} = A_s \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \geq F_{ed,s}$$

$$F_{s,Rd} = 1,0 \cdot \frac{47,8}{\sqrt{3}} = 27,60 \text{ kN} \quad (6.63)$$

$$27,60 \text{ kN} \geq 1,33 \text{ kN}$$

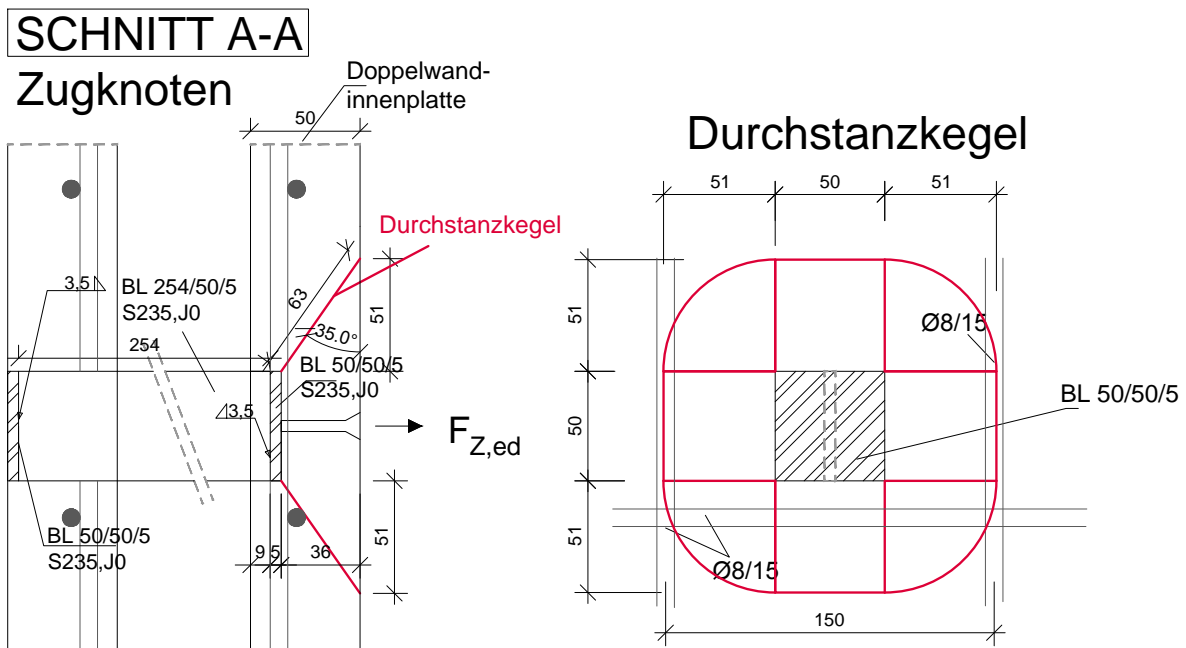


Abbildung 6.15: Detail Zugknoten der Gerüstverankerung

### 6.7.3.2 Bemessung zufolge Normen

Zusätzlich wird zur ingenieurmäßigen Abschätzung ein Durchstanznachweis für Vollplatten nach EC 1992-1-1, Abschnitt 6.4.4 geführt [60]. Sind die einwirkenden Zugspannungen von  $0,532 \text{ N/mm}^2$  kleiner als der Durchstanzwiderstand nach Gleichung (6.17) der Platte, ist keine weitere Durchstanzbewehrung erforderlich und der Nachweis erfüllt. Der Nachweis wird in Tabelle 6.20 erbracht.



Tabelle 6.20: Durchstanznachweis der Arbeitsplattformverankerung am Zugknoten

EINGANGSWERTE	
$\nu_{ed}$	= 0,532 N/mm <sup>2</sup>
Plattenstärke h	= 5,0 cm
statische Höhe d	= 2,9 cm
Breite b	= 100 cm
Längsbewehrung $A_s$	= 1,506 cm <sup>2</sup> /m
RECHENWERTE	
$C_{Rd,c}$	= 0,12
k	= 2
$\rho_l$	= 0,0052 $\leq$ 0,02
k	= 2
$\nu_{min}$	= 0,542
$\nu_{rd,c}$	= 0,599 N/mm <sup>2</sup>
$\nu_{rd,c}$	$\geq \nu_{min}$
ERGEBNIS	
$\nu_{ed} = 0,532 \text{ N/mm}^2$	$\nu_{rd,c} = 0,599 \text{ N/mm}^2$
$\nu_{ed} \leq \nu_{rd,c}$	<b>keine zusätzliche Durchstanzbewehrung erforderlich</b>
<b>Ausnutzungsgrad</b>	0,89 $\leq$ 1

### 6.7.3.3 Bemessung nach ETAG–Anhang C

Es wird der Widerstand des Betons gegen das Herausziehen eines Dübels aufgrund von Betonbruch nachgewiesen. Der charakteristische Widerstand von Betonausbruch ergibt sich nach Gleichung (6.64) [64]. Die Höhe des gegenständigen Ausbruchskörpers ergibt sich zu 3,6 cm, siehe Abbildung 6.16 und 6.15.

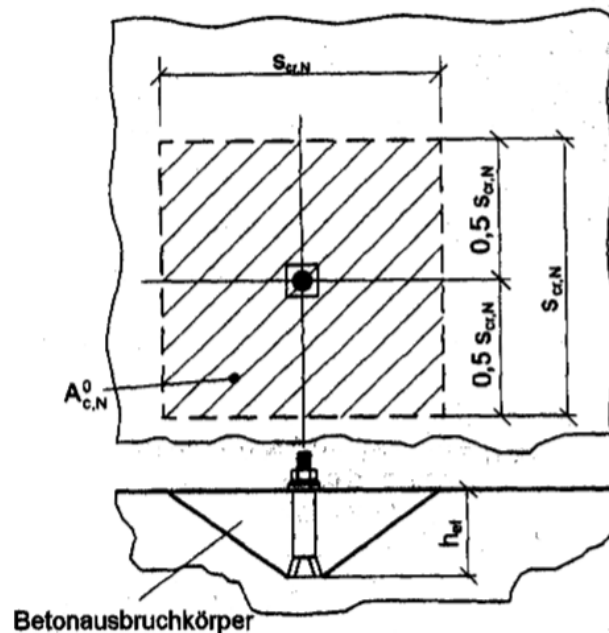


Abbildung 6.16: Betonausbruchkörper mit Fläche des Ausbruchkörpers [64]

$$N_{rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ucr,N} \quad (6.64)$$

mit:

- $N_{rk,c}$  – Widerstand des Dübels bei Betonausbruch [N]
- $N_{Rk,c}^0$  – Ausgangswert des Widerstandes des Dübels [N]
- $A_{c,N}$  – Fläche des Ausbruchskörpers, begrenzt durch Überschneidungen nebenstehender Dübel
- $A_{c,N}^0$  – Fläche des Ausbruchskörpers
- $\psi_{s,N}$  – Beiwert zur Berücksichtigung einer Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes durch Randeinflüsse des Betons
- $\psi_{re,N}$  – Einflussfaktor zum Schalenabplatzverhalten
- $\psi_{ec,N}$  – Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses unterschiedlicher Zugkräfte innerhalb einer Dübelgruppe
- $\psi_{ucr,N}$  – Faktor um den Einfluss der Lage des Dübels im gerissenen oder ungerissenen Bereich zu bestimmen

$$N_{Rk,c}^0 = 7,2 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (6.65)$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7,2 \cdot \sqrt{37} \cdot 36^{1,5} = 9459,91 \text{ N} \quad (6.66)$$

Im Fall des Zugknotens am Segment 1 ist lediglich ein Dübel vorhanden der die Kraft aufnimmt, somit gilt  $A_{c,N} = A_{c,N}^0$ . Da sich der Gewindebolzen mittig auf der Platte befindet ist der Beiwert  $\psi_{s,N} = 1$ . Der Beiwert  $\psi_{re,N} = 0,5 + h_{ef}/100 \leq 1$  und ergibt sich für die gegebene Höhe  $h_{ef}$  zu 0,86. Da es sich um einen einzigen Dübel handelt gibt es keine Einflüsse durch unterschiedliche Aufteilung der Zugkräfte in der Dübelgruppe und der Einflussfaktor  $\psi_{ec,N}$  ist 1. Für den Beiwert  $\psi_{ucr,N}$  wird, um den Nachweis konservativ zu führen, davon ausgegangen, dass sich der Dübel im bereits gerissenen Beton befindet und mit  $\psi_{ucr,N} = 1$  gerechnet. Damit ergibt sich die Widerstandskraft in Gleichung (6.67) mit einer Sicherheit von  $0,16 \leq 1$ .

$$N_{rk,c} = 9459,91 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,86 \cdot 1 \cdot 1 = 8135,52 \text{ N} \quad (6.67)$$

$$N_{rk,c} = 8,13 \text{ kN} \geq N_{ed,c} = 1,33 \text{ kN}$$

#### 6.7.4 Schweißnahtnachweis der Verankerung

Die einzelnen Bleche die den I-förmigen Träger der Verankerung bilden sind miteinander verschweißt. Die Schweißnähte müssen so dimensioniert werden, dass sie die Druck- und Zugkräften aufnehmen können und die einwirkenden Kräfte in die Doppelwandplatten leiten können.

Der Ober- und Untergurt mit den Abmessungen 50x50x5 mm, an denen die Gerüste verankert sind, sind durch ein weiteres Stahlblech der Abmessungen 50x5x250 mm mit der äußeren Doppelwandplatte verbunden. Die Stahlbleche werden mit einer 3,5 mm dicken Kehlnaht verbunden. Die Schweißnähte werden nach EC 1993-1-8, Abschnitt 4.5.3.3 mit der Gleichung (6.37) bis (6.40) für eine maximale Vertikalkraft von 3,35 kN und eine maximale Horizontalkraft von 1,33 kN nach Tabelle 6.18 bemessen. Die Grenzwerte der Schweißnahtdicke ergeben sich nach den Gleichungen (6.68) und (6.69).

$$a_{min} = 3 \text{ mm} ; \sqrt{t} - 0,5$$

$$= 3 \text{ mm} ; \sqrt{5} - 0,5$$

$$= 3 \text{ mm} ; 1,73 \text{ mm} \quad (6.68)$$

$$a_{min} = 3 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,7 \cdot t$$

$$= 0,7 \cdot 5$$

$$a_{max} = 3,5 \text{ mm} \quad (6.69)$$

Tabelle 6.21: Bemessung der Schweißnaht zwischen den Schweißgründen

EINGANGSWERTE	
$F_x$	= 3,34 kN
$F_y$	= 1,33 kN
Schweißnahtgüte	S235
Schweißnahtbreite	= 0,35 cm
Schweißnahthöhe	= 5,0 cm
$A_{sw}$	= 3,4 cm <sup>3</sup>
RECHENWERTE	
$f_{vwd}$	= 20,78 kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma$	= 0,98 kN/cm <sup>2</sup>
$\tau$	= 0,39 kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{wv}$	= 1,05 kN/cm <sup>2</sup>
ERGEBNIS	
$\sigma_v$	= <b>1,05 kN/cm<sup>2</sup></b> $\leq f_{vwd}$ = <b>1,01 kN/cm<sup>2</sup></b> $\leq$ <b>20,78 kN/cm<sup>2</sup></b>
<b>Ausnutzungsgrad</b>	0,05 $\leq$ 1

Die Bemessung der Gerüstverankerung anhand unterschiedlicher Nachweise zeigt klar, dass eine Bemessung nach EC 1992-1-1, genauer der Durchstanznachweis, die Ergebnisse mit dem größten Ausnutzungsgrad ergeben. Daraus lässt sich schließen, dass die Anwendung des Eurocode für die Bemessung selbst so schlanker Platten seine Anwendungsberechtigung besitzt und eine Bemessung danach als konservativ einzuschätzen ist. Mit einer maßgebenden Ausnutzung von 71% am Druckknoten und 89% am Zugknoten kann schlussgefolgert werden, dass die Dimensionierung für die vorherrschende Belastung optimal gewählt ist.

# Kapitel 7

---

## Evaluierung und Zusammenfassung

Ziel dieser Diplomarbeit ist es, anhand eines FE-Modells die Auswirkungen der Belastungen während der Bauzustände auf ein Segment abzubilden, dessen Tragfähigkeit zu bestimmen und gegebenenfalls Verbesserungsvorschläge zu machen. Die Ergebnisse der FE-Modellierung und Bemessung der Segmente unter den maßgebenden Bauzuständen werden in diesem Kapitel diskutiert. Die Bemessung der Doppelwandplatten im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit wird beurteilt. Ebenso wichtig sind dabei die Einbauteile der Doppelwandelemente, die ihre Funktion bei größtmöglicher Material-, Kosten- und Aufwandsersparnis erfüllen sollen. Dazu werden die beiden Ausführungsvarianten der Hebekonstruktion miteinander verglichen und etwaige Verbesserungsvorschläge ausgearbeitet. Weiters werden die Positionierung der Wandverbinder und die konstruktive Ausführung der Gerüstverankerung und der Schweißgründe evaluiert.

### 7.1 Evaluierung des 3D-Modells

Eine kommerzielle FEM-Software wird benützt um ein dreidimensionales Modell des ersten Segmentringes des Prototyps, bestehend aus neun polygonal verbundenen Doppelwandelementen zu erstellen. Neben den Doppelwandplatten wurden dessen Einbauteile – die Wandverbinder, die Stahlhebekonstruktion, die Arbeitsplattformverankerung und die Lagerung des Segmentringes modelliert. Für die Modellierung des Segmentringes sind einige Idealisierungen der realen Tragstruktur nötig. Dabei musste sichergestellt werden, dass das reale Tragverhalten der Doppelwandelemente und deren Einbauteile trotz dieser Vereinfachungen möglichst genau abgebildet wird.

Ein wesentlicher Punkt bei der Berechnung mit Finiten Elementen ist die Größe des FE-Netzes. Wird das Netz zu grob gewählt entstehen ungenaue bis hin zu falschen Ergebnissen. Bei einer zu feinen Wahl des Netzes ergibt sich ein hoher Rechenaufwand bei lediglich geringer Zunahme der Qualität. Zur Ermittlung des FE-Netzes der Betonplat-

ten wird in Kapitel 3 eine Variantenstudie durchgeführt. Dabei ergab sich eine optimale FE-Netzgröße der Doppelwandplatten von 50 mm. Trotzdem können durch das FE-Netz bedingte Ungenauigkeiten in den Berechnungsergebnissen entstehen. Diese liegen z.B. bei Momenten in einer Größenordnung von 0,01 bis 0,02 kNm und können somit vernachlässigt werden.

Anhand eines Vergleichs der analytisch ermittelten Ringzugkraft zu jener der FE-Berechnung unter Belastung durch Frischbetondruck konnte die Modellbildung verifiziert werden. Zusätzlich wurden die Ergebnisse der Verformungsmessung während des Baus des Prototyps mit jenen der FE-Berechnung verglichen. Es konnte gezeigt werden, dass die beiden in der selben Größenordnung liegen und die Idealisierungen der FE-Modellierung auch das Verformungsverhalten gut widerspiegeln.

Sämtliche relevanten Belastungen, die während der Errichtung des Segmentringes am Vormontageplatz und später bei der Konstruktion des Turmes entstehen sind in Kapitel 5 erläutert. Dazu zählen die Belastungen durch das Eigengewicht des Segments (Anheben und übereinander Positionieren), die Größen und die Verteilung des Frischbetondruckes bei einer Betonierhöhe von 3 m und die Lasten durch Benützung der Gerüstbühnen. Diese Lastfälle werden im FE-Modell abgebildet, miteinander so kombiniert, dass maximale Überlagerungen von Lasten stattfinden und schließlich die maßgebenden Schnittgrößen ergeben mit denen die Bemessung im Anschluss geführt wird.

## 7.2 Evaluierung der Doppelwandplatten

Die Doppelwandelemente charakterisieren die hier vorgestellte Baumethode für Windkrafttürme. Durch ihre schlanke, viereckige und ebene Ausführung ermöglichen sie einen einfachen Transport und eine Montage mit leichtem Gerät. Ein Doppelwandelement besteht aus zwei, mit Wandverbindern (Kappema-Elemente) verbundenen, 50 mm starken Stahlbetonplatten. Aufgrund ihrer geringen Stärke und einer geforderten Betondeckung von 15 mm der Innenplatten und 25 mm der Außenplatten ist der Einbau von nur zwei Bewehrungslagen möglich [38].

In Anhang B werden die ermittelten Bemessungsmomente der Platten anhand von Schnitten und zugehörigen Bezugslängen in die für die Berechnung maßgebenden Momente umgerechnet. Bei der Bemessung der Doppelwandplatten kann gezeigt werden, dass eine Bewehrung von Durchmesser 8 mm alle 150 mm, wie sie für den Turm im Endzustand erforderlich ist, während der Bauzustände ausreichend ist. Die Bemessung der Bewehrung im Endzustand ist nicht Gegenstand dieser Arbeit. Der maximale Ausnutzungsgrad der Flächenbewehrung im Bauzustand liegt an der maßgebenden Stelle bei 82,0 %. Generell liegt der Ausnutzungsgrad bei etwa 27 %. Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zeigen bei der Begrenzung der Spannungen einen Ausnutzungsgrad von 79 %. Der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung ergibt mit einem Ausnutzungsgrad von 16 % eine ausreichende Sicherheit und gewährleistet somit die Dauerhaftigkeit der gesamten Konstruktion. Die Herstellung der Doppelwandplatten im Betonwerk weist Ungenauigkeiten

im Mittel von 3,55 mm und Maximalwerten von 14,5 mm der geforderten Plattenstärke auf [38]. Diese Unbekannte kann sich negativ auf die Belastung des Segmentringes während des Anhebens auswirken. Wichtig für die Tragsicherheit ist jedoch, dass eine Stärke von 5 cm nicht unterschritten wird.

## 7.3 Evaluierung der Einbauteile

Die Einbauteile sind nötig, um aus den einzelnen Doppelwandplatten eine funktionsfähige Konstruktion aus Segmentringen zu bilden. Die Doppelwandverbinder dienen der Verbindung der einzelnen Platten zu den Doppelwandelementen und zur Aufnahme des Frischbetondrucks. Über die Schweißgründe werden die Zugkräfte aufgenommen und eine formsteife Verbindung des Segmentringes geschaffen. Die Hebekonstruktion dient der Auflagerung und als Vorrichtung zum Anheben. Über die Arbeitsplattformverankerung werden die Konsolen mit den Arbeitsplattformen montiert und deren Lasten in die Doppelwände eingeleitet. Da hier sehr dünne Betonplatten zum Verankern genutzt werden, ist die Lastein- und -ausleitung aus den Einbauteilen keine triviale Angelegenheit.

### 7.3.1 Evaluierung der Doppelwandverbinder

Die Verbindung der Doppelwandplatten erfolgt durch die Kappema Elemente. Ein Kappema Element besteht aus einer Stahlwelle und drei Sticks aus Edelstahl mit einem Durchmesser von 6 mm. Der Einsatz dieser Doppelwandverbinder ermöglicht einen effizienten und schnellen Arbeitsablauf bei der Herstellung der Doppelwandelemente im Fertigteilwerk.

Der Auszugswiderstand während der Betonage und der Materialwiderstand der Kappema-Sticks muss nachgewiesen werden, um die Tragfähigkeit global sicher stellen zu können. Die Bemessung im GZT ergibt, dass die aktuell angedachte Anordnung der Kappema unter Extremlasten eventuell nicht ausreicht und hier ein zusätzliches Kappema-Element eingebaut werden muss oder geringere Betoniergeschwindigkeiten zum Einsatz kommen sollten, da die erforderliche Plattenstärke von 55 mm für den Einsatz der Kappema-Elemente nicht gegeben ist. Ansonsten sind die Sticks durchschnittlich mit einem Ausnutzungsgrad von 84% und die Welle mit einem Ausnutzungsgrad von 19% im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausgelastet.

### 7.3.2 Evaluierung der Schweißgrundeinbauteile

Sind die Doppelwandelemente aufgestellt werden sie über die Schweißgrundeinbauteile verbunden. Jeweils zwei Schweißgrundeinbauteile, eines am oberen Rand und eines am unteren Rand des Segmentringes, werden pro Doppelwandelement während der Fertigung im Werk in die Außenplatte eingebaut. Ein Schweißgrundeinbauteil besteht aus zwei Stahlblechen die über einen durchgehenden Bewehrungsstab verbunden sind und zwei zusätzliche Bewehrungsstäbe mit einer Länge von 22 cm, die der Lasteinleitung in die Platte dienen, siehe Kapitel 3, Abbildung 3.7. Sind die einzelnen Doppelwandelemente am Vormontageplatz

aufgestellt und eingerichtet werden die Schweißgründe über ein dreiecksförmiges Stahlprofil miteinander verschweißt. Dies stellt eine einfache und gut funktionierende Verbindung dar.

Das Ergebnis der Bemessung der Verankerungslänge der beiden kurzen Bewehrungsstäbe zeigt mit einem Ausnutzungsgrad von 100,1%, dass ihre Länge nicht ausreichend ist um die Lasten sicher in die Doppelwand einzuleiten. Es wird eine Erhöhung der Verankerungslänge von 22 cm auf 25 cm empfohlen um den Einwirkungen mit ausreichender Sicherheit zu widerstehen. Die Bemessung der maximal zulässigen Spannungen der Bewehrungsstäbe im GZT ergibt unter maßgebender Belastung im Bauzustand eine Ausnutzung von 58,16 % und 75,25 %. Zusätzlich erzeugen die Einwirkungen eine Druckbelastung im Bereich der Schweißgründe, die mit einer Ausnutzung von 24 % aufgenommen werden kann.

Um die Formstabilität des Segmentringes zusätzlich zu erhöhen, Verformungen während des Anhebens gering halten zu können und so eine exakte Geometrie des Turmbauwerkes zu erreichen, wird empfohlen zwischen den Doppelwandplatten im Innenbereich, ebenfalls an oberer und unterer Stelle, Keile einzubringen. Diese dienen dazu den exakten Abstand zwischen den Doppelwandinnenplatten während des Anhebens beizubehalten.

### 7.3.3 Evaluierung der Arbeitsplattformverankerung

Die Arbeitsplattformverankerung ist eine I-Träger-förmige Verbindung aus verschweißten Stahlblechen, die der Aufnahme und Weiterleitung der durch das Eigengewicht und die Benützung der Plattformen entstehenden Lasten dient. Die Gerüstverankerung wird während der Herstellung der Doppelwandelemente in die Innenplatte eingebaut. Aufgrund der geringen Plattenstärke der Doppelwandplatten ist es wichtig die Lasteinleitung sicherzustellen um ein Durchstanzen zu verhindern. Dazu wurde neben den Nachweisen nach Eurocode 1992-1-1 zusätzliche Nachweise mit Ingenieurmodellen und nach ETAG-Anhang C [64] durchgeführt. Der Nachweis nach EC 1992-1-1 zeigt das mit Abstand konservativste Ergebnis und ergibt im Zuge der Bemessung des Druckknotens eine Ausnutzung von 71 % und in der Bemessung des Zugknotens eine Ausnutzung von 89 %. Die Bemessung der Druck- und Zugknoten zeigen, dass eine ausreichende Sicherheit in den Bauzuständen gegeben ist. Eine Weiterleitung der einwirkenden Kräfte über den Steg des I-förmigen Trägers in die Doppelwandaußenplatte ist rechnerisch nicht erforderlich, dient jedoch als zusätzliche Sicherheit bei der Lasteinleitung der Verankerungen.

### 7.3.4 Evaluierung der Hebekonstruktion

Die Hebekonstruktionen, welche an drei Stellen der Segmente jeweils mittig am unteren und oberen Ende der Doppelwände situiert sind, dienen einerseits als Auflager und andererseits als Anhebevorrichtung. Im Zuge der Planung der Segmente wurden zwei unterschiedliche Ausführungsformen erarbeitet. Eine Variante ist die Stahlhebekonstruktion. Diese besteht aus vier miteinander verschweißten Stahlblechen der Güte S235, siehe Abbildung 3.5. Die zweite Ausführungsvariante ist der Betonhebeblock. Der Betonhebeblock ist ein quaderfö-



miger Block mit einem eingebauten Rohr und ComBar-Bewehrungsstäben zur Verankerung des Hebeblocks in den Doppelwandplatten, wie Abbildung 6.12 zeigt.

Die Bemessung des Stahlhebeblocks zeigt eine hohe Sicherheit während des Anhebens und auch in der Weiterleitung der Kräfte aus einem darüber positionierten Segment. Mit einer Ausnutzung von 18% bei Druckbelastung und 15% unter Zugbelastung gilt der Stahlhebeblock als ausreichend tragsicher. Die Berechnungen zeigen, dass beispielsweise die Blechstärke des oberen waagrecht Blechs bei gegebenen Einwirkungen von 20 mm auf 10 mm verringert werden könnte. Der Betonhebeblock erzielt ein ähnliches Ergebnis wie die Stahlhebekonstruktion. Mit einer Ausnutzungsgrad von 15% bei Zugbelastung und 29% bei Druckbelastung besitzt auch diese Variante eine große Tragsicherheit.

Beide Konstruktionen besitzen in ihrer derzeitigen Ausführung große Tragreserven. Ein Vergleich zeigt, dass jede Variante ihre Vor- und Nachteile besitzt. Die Stahlhebekonstruktion ist während der Herstellung der Doppelwandelemente einfacher zu positionieren, jedoch sind die Materialkosten hoch, da die Konstruktion aus Edelstahl besteht. Der Betonhebeblock wiederum ist billig in seiner Herstellung, jedoch schwieriger exakt in der Doppelwand zu positionieren. Beide Hebekonstruktionen sind etwa gleich schwer.

### 7.3.5 Evaluierung der Mörtelfuge

Die Mörtelfuge in der äußeren Fuge der Doppelwandaußenplatten verhindert das Austreten des Frischbetons während der Betonage des Turmes. Experimentell wurde im Zuge der Errichtung des Prototyps ihre Funktionsfähigkeit nachgewiesen. Die Ergebnisse der FE-Berechnung zeigen, dass die Mörtelfuge hauptsächlich auf Zug beansprucht wird, wofür das Material nicht ausgelegt ist. Lediglich im oberen Bereich des Segmentringes entstehen unwesentliche kleine Druckkräfte. Demzufolge trägt die Mörtelfuge nicht zur Tragfähigkeit oder Formstabilität bei und besitzt lediglich eine abdichtende Wirkung.

## 7.4 Fazit

Generell lässt sich zusammenfassen, dass der Einsatz von Doppelwandplatten für den Bau von Türmen für Windkraftanlagen wesentliche Vorteile bringt. Es lassen sich durch den hohen Vorfertigungsgrad, die einfache Handhabung und die Fertigteilbauweise, bei gleichbleibend hoher Qualität, ein schneller Baufortschritt erzielen. Durch die bauseitige kontinuierliche Betonage entsteht zudem ein monolithisches Bauwerk mit durchgehender horizontaler und vertikaler Bewehrung, das dauerhaft und widerstandsfähig gegen atmosphärische Einwirkungen ist. Weitere Vorteile dieser Baumethode sind die einfache Transportierbarkeit und dass der Großteil der Arbeiten die an den Segmenten durchgeführt werden müssen in einer geringen Höhe erledigt werden können. Somit entfallen aufwendige Gerüstkonstruktionen und Arbeiten in Höhen, in denen größere Windeinwirkungen diese erschweren. Zusätzlich kann durch den modularen Aufbau der Segmente das Turmbauwerk einfach modifiziert und den Gegebenheiten eines Standorts angepasst werden. Aufgrund der vielfältigen Anpassungsmöglichkeit und der Wirtschaftlichkeit dieser Baumethode für Windkrafttürme wird eine hohe Durchsetzungsfähigkeit am Markt prognostiziert.

# Abbildungsverzeichnis

2.1	Bestandteile einer Windkraftanlage mit horizontaler Drehachse [4] . . . . .	5
2.2	Entwicklung der Windenergieanlagen in den letzten 35 Jahren [10] . . . . .	7
2.3	Konstruktion von Stahlrohtürmen [13] . . . . .	10
2.4	Gitterturm der Firma Butzkies Stahlbau GmbH und Voestalpine [18] [19] .	12
2.5	Aufbau eines Kletterschalungssystems [22] . . . . .	14
2.6	Ein möglicher Aufbau eines Windkraftturmes in Fertigteilbauweise [26] . .	16
2.7	Windkraftanlage E-126 der Fa. Enercon GmbH . . . . .	17
2.8	Hybridturm der Firma Max Bögl [34] . . . . .	20
2.9	Holzturm TT100 – Hannover Marienwender [36] . . . . .	22
3.1	Prototyp eines Turmbauwerkes aus Doppelwandelementen . . . . .	26
3.2	Ansicht und Schnitt A-A des Segmentringes 1 . . . . .	29
3.3	Ansicht der Außenplatte eines Doppelwandelements, Quer- und Längsschnitt in [mm] . . . . .	31
3.4	Kappema Elemente zur Aufnahme des Frischbetondrucks [39] . . . . .	32
3.5	Ansicht und Schnitte der Stahlhebekonstruktion in einer Doppelwand in [mm]	34
3.6	Ansicht und Schnitte des Betonhebeblocks in einer Doppelwand in [mm] .	35
3.7	Abmessungen und Konstruktion des Schweißgrundeinbauteils in einer Dop- pelwand in [mm] . . . . .	37
3.8	Gerüstbühnen im Grundriss des Segment 1 . . . . .	38
3.9	Gerüstbühne im Schnitt . . . . .	39
4.1	Übersicht <i>Modell 1 - Lagerung Fusspunkt</i> , Lagerung an drei Stellen im unteren Bereich des Segmentringes . . . . .	44
4.2	Übersicht <i>Modell 2 - Lagerung Anheben</i> , Lagerung an drei Stellen im oberen Bereich des Segmentringes . . . . .	45
4.3	Geometrische Modellierung eines der neun Doppelwandplatten des Segments 1 in der FE-Software . . . . .	46
4.4	FE-Modellierung eines Kappema-Elements in [mm] . . . . .	47
4.5	Variante 1 - Schnittgröße $M_y$ der Kappema-Sticks bei einer FE-Netzgröße von 50 cm . . . . .	49
4.6	Variante 2 - Schnittgröße $M_y$ der Kappema-Sticks bei einer FE-Netzgröße von 5 cm . . . . .	49
4.7	Verformungen im <i>Modell 1 - Lagerung Fußpunkt</i> unter Belastung mittels Frischbetondruck . . . . .	51

4.8	Auflagerung der Segmentringe in [mm] . . . . .	52
4.9	Modellierung der Stahlhebekonstruktion in [mm] . . . . .	53
4.10	Modellierung der Gerüstverankerung, der Schweißgründe und Mörtelstäbe an einem Doppelwandelement . . . . .	55
4.11	Statisches System eines Doppelwandelements im Grundriss unter Frischbetondruck bei einem sechseckigen Segmentring und Kopplung beider Doppelwandplatten [38] . . . . .	57
4.12	Statisches System eines Doppelwandelements im Grundriss unter Frischbetondruck bei einem regelmäßigen polygonalen Segmentgrundriss und Kopplung in der Außenschale inklusive Krafteck . . . . .	58
4.13	Zugkräfte der Schweißgründe unter Belastung durch Frischbetondruck im <i>Modell 1</i> . . . . .	60
4.14	Positionierung der LVDT-Sensoren [38] . . . . .	62
4.15	Ergebnis der tangentialen Verformungsmessung mittels LVDT-Sensoren [38]	63
4.16	Umrechnung der Verformungen $u$ der FE-Berechnung . . . . .	64
4.17	Verformungen unter Belastung mittels Frischbetondruck . . . . .	64
5.1	Vergleich der Zusammensetzung von Rüttelbetonen und SVB [52] . . . . .	67
5.2	Lastfall Frischbetondruck - Druckverteilung für eine Betonierhöhe von 3,0 m auf ein 2,5 m hohes Segment . . . . .	70
5.3	Modellbildung und Ermittlung der einwirkenden Druck-, Zuglasten und Querkkräfte der Verankerungen in den Doppelwandelementen zufolge der Lasten der Arbeitsplattform in [m] . . . . .	73
5.4	Belastung der Doppelwandelemente durch die Gerüstbühnen . . . . .	74
6.1	Das Parabel-Rechteck-Diagramm nach Zilch an einem Rechteckquerschnitt bei überwiegender Biegebeanspruchung [61] . . . . .	79
6.2	Übersicht der Doppelwandplatten des Segments 1 mit Lage der Bewehrung für die Bemessung in [mm] . . . . .	86
6.3	Normalkräfte des maßgebenden Kappema-Elements . . . . .	97
6.4	Vergleichsspannungen der Kappema Stahlwelle . . . . .	98
6.5	Bemessungsschnittgrößen am maßgebenden Schweißgrund . . . . .	99
6.6	Aufteilung der einwirkenden Kräfte des Schweißgrundes auf die Bewehrungsstäbe in [mm] . . . . .	101
6.7	Draufsicht – Einleitung des einwirkenden Moments $M_z$ auf den Schweißgrund in [mm] . . . . .	104
6.8	Detail Stahlhebeblock unter Druckeinwirkung in der Ansicht . . . . .	108
6.9	Detail Stahlhebeblock unter Druckeinwirkung im Schnitt A-A . . . . .	108
6.10	Anhebekonstruktion mit Seilen um den Stahlhebeblock und die zugehörigen statischen Systeme mit Umlenkkräften sowie die Kraftecke . . . . .	109
6.11	Detail Stahlhebeblock unter Zugeinwirkung . . . . .	111
6.12	Ansicht und Schnitt des Betonhebeblocks unter Druckbelastung in [mm] . . . . .	113

6.13	Doppelwand 1 – Ansicht Außenplatte, Lage der Arbeitsplattformverankerung in [mm] . . . . .	115
6.14	Detail Druckknoten der Gerüstverankerung in [mm] . . . . .	116
6.15	Detail Zugknoten der Gerüstverankerung . . . . .	120
6.16	Betonausbruchkörper mit Fläche des Ausbruchkörpers [64] . . . . .	122
B.1	Schnittführung am Doppelwandelement 1 . . . . .	B3
B.2	Schnittführung am Doppelwandelement 6 . . . . .	B3
B.3	Doppelwandelement 1 - Außenplatte - Schnittgrößen $m_{xD+}, m_{yD+}$ in [kNm/m] . . . . .	B4
B.4	Doppelwandelement 1 - Innenplatte - Schnittgrößen $m_{xD-}, m_{yD-}$ in [kNm/m] . . . . .	B4
B.5	Doppelwandelement 6 - Außenplatte - Schnittgrößen $m_{xD+}, m_{yD+}$ in [kNm/m] . . . . .	B5
B.6	Doppelwandelement 6 - Innenplatte - Schnittgrößen $m_{xD-}, m_{yD-}$ in [kNm/m] . . . . .	B5
B.7	Doppelwandelement 1 Außenplatte – Verlauf der Plattenmomente . . . . .	B6
B.8	Doppelwandelement 1 Innenplatte – Verlauf der Plattenmomente . . . . .	B7
B.9	Doppelwandelement 6 Außenplatte – Verlauf der Plattenmomente . . . . .	B8
B.10	Doppelwandelement 6 Innenplatte – Verlauf der Plattenmomente . . . . .	B9
B.11	Doppelwandelement 1 - Schnittgröße $n_{xd}, n_{yd}$ in [kN/m] . . . . .	B10
B.12	Doppelwandelement 1 - Schnittgröße $v_{max,b}$ in [kN/m] . . . . .	B11
B.13	Doppelwandelement 6 - Schnittgröße $v_{max,b}$ in [kN/m] . . . . .	B11
B.14	Doppelwandelement 1 - Außenplatte - Schnitte an den Stellen der maßgebenden Querkräfte in [kN/m] . . . . .	B12
B.15	Doppelwandelement 1 - Innenplatte - Schnitte an den Stellen der maßgebenden Querkräfte in [kN/m] . . . . .	B13
B.16	Doppelwandelement 6 - Außenplatte - Schnitte an den Stellen der maßgebenden Querkräfte in [kN/m] . . . . .	B14
B.17	Doppelwandelement 6 - Innenplatte - Schnitte an den Stellen der maßgebenden Querkräfte in [kN/m] . . . . .	B15
B.18	Verlauf der Plattenmomente $m_{yD-}$ um die y–Achse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in [kNm/m] . . . . .	B16
B.19	Schnittverlauf 1-3 und 1-3x zur Bestimmung des Plattenmoments $M_{yD}$ um die y–Achse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit . . . . .	B17

# Tabellenverzeichnis

5.1	Zusammenstellung der Lastfälle zur Bemessung . . . . .	75
6.1	Materialkennwerte Beton C30/37 [60] . . . . .	77
6.2	Materialkennwerte Bau- und Bewehrungsstahl [46] . . . . .	77
6.3	Bemessungsschnittgrößen der Doppelwandplatten . . . . .	86
6.4	Biegebemessung in y-Richtung – positives Moment . . . . .	88
6.5	Biegebemessung in y-Richtung – negatives Moment . . . . .	88
6.6	Biegebemessung in x-Richtung – positives Moment . . . . .	89
6.7	Biegebemessung in x-Richtung – negatives Moment . . . . .	89
6.8	Querkraftbemessung in y-Richtung – vertikal . . . . .	90
6.9	Querkraftbemessung in x-Richtung – horizontal . . . . .	91
6.10	Begrenzung der Spannungen . . . . .	93
6.11	Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten . . . . .	94
6.12	Nachweis zur Begrenzung der Rissbreiten ohne direkte Berechnung . . . . .	95
6.13	Schnittgrößen im maßgebenden Kappema Stick . . . . .	96
6.14	Schnittgrößen beim maximal belasteten Schweißgrund . . . . .	100
6.15	Bemessung der Verankerungslänge der Schweißgrundbewehrungsstäbe . . . . .	103
6.16	Bemessung der Schweißnaht zwischen den Schweißgründen . . . . .	105
6.17	Schnittgrößen der Mörtelfuge . . . . .	106
6.18	Einwirkende Lasten auf die Verankerung bei einer Nutzlast von $2\text{ kN/m}^2$ . . . . .	114
6.19	Durchstanznachweis der Arbeitsplattformverankerung am Druckknoten . . . . .	118
6.20	Durchstanznachweis der Arbeitsplattformverankerung am Zugknoten . . . . .	121
6.21	Bemessung der Schweißnaht zwischen den Schweißgründen . . . . .	124

# Literatur

- [1] Friedrich Schneider u. a. *Wirtschaftliche und finanzielle Auswirkungen eines neuen THG-Ziels für 2030 in Österreich und Betroffenheit der österreichischen Volkswirtschaft*. am 29.01.2016. URL: <http://www.bmfwf.gv.at/EnergieUndBergbau/EnergiestrategieUndEnergiepolitik/Documents/THG-Ziele%202030%20September%202014%20Langfassung.pdf>.
- [2] IG Windkraft. *Österreichs Windpotential*. am 31.01.2016. URL: <https://www.igwindkraft.at/mmedia/download/2014.09.17/1410964787709463.pdf>.
- [3] Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie. *Innovative Energietechnologien in Österreich - Marktentwicklung 2014*.
- [4] Erich Hau. *Windkraftanlagen; Grundlagen, Technik, Einsatz, Wirtschaftlichkeit*. 3., vollst. neubearb. Aufl. VDI-Buch. Berlin [u.a.]: Springer, 2003. ISBN: 3540428275.
- [5] D.A. Rivkin und L. Silk. *Wind Energy. The Art and Science of Wind Power*. Jones & Bartlett Learning, 2013. ISBN: 9781449624477.
- [6] World Wind Energy Association. *Rotor und Rotorblätter*. am 07.06.2015. URL: [http://www.wwindea.org/technology/ch01/de/1\\_2\\_1\\_2.html](http://www.wwindea.org/technology/ch01/de/1_2_1_2.html).
- [7] Das Lexikon zur Windtechnologie. *Rotor*. am 01.12.2015. URL: [www.wind-lexikon.de](http://www.wind-lexikon.de).
- [8] James F. Manwell, Jon G. McGowan und Anthony. L. Rogers. *Wind energy explained; theory, design and application*. 2. ed. Chichester: Wiley & Sons, 2009. ISBN: 9780470015001.
- [9] Bundesverband WindEnergie. *Turm und Mast*. am 03.12.2015. URL: <https://www.wind-energie.de/infocenter/technik/konstruktiver-aufbau/turm-und-mast>.
- [10] Bundesverband WindEnergie. *Leistungssteigerung bei Windenergieanlagen*. am 29.11.2015. URL: <https://www.wind-energie.de/themen/technik-anlagen>.
- [11] World Steel Association. *Steel Solutions in the green economy*. am 01.12.2015. URL: <https://www.worldsteel.org/dms/internetDocumentList/bookshop/worldsteel-wind-turbines-web/document/Steel%20solutions%20in%20the%20green%20economy:%20Wind%20turbines.pdf>.

- [12] Jeremiah Weekley. „Plate Rolling for Wind Towers“. In: *Windsystemsmag* (am 01.12.2015), S. 4. URL: [http://www.windsystemsmag.com/media/pdfs/Articles/2009\\_September\\_October/Carell\\_1009.pdf](http://www.windsystemsmag.com/media/pdfs/Articles/2009_September_October/Carell_1009.pdf).
- [13] Ambau GmbH. *Stahlrohrtürme*. am 01.12.2015. URL: <http://ambau.com/produkte/tuerme/>.
- [14] Vestas. *New tower enables increased power production at low wind sites*. am 30.01.2016. URL: <https://www.vestas.com/en/media/~media/92670482644d4e5bb751ff6bd6f66a43.ashx>.
- [15] Siemens. *Bolted Steel Shell Tower*. am 05.02.2016. URL: [http://www.energy.siemens.com/us/pool/hq/power-generation/renewables/wind-power/Bolted\\_Steel\\_Shell\\_Tower\\_brochure\\_EN.pdf](http://www.energy.siemens.com/us/pool/hq/power-generation/renewables/wind-power/Bolted_Steel_Shell_Tower_brochure_EN.pdf).
- [16] M. Seidl. „Entwicklung der Turmbauwerke für die Multi-MW-Klasse“. In: *Tagungsband Deutsche-Windenergie Konferenz* (2002).
- [17] Oliver Bauch. „Weiterbearbeitung von Teilen einer Richtlinie zur Restnutzungsdauer von Windenergieanlagen“. Magisterarb. Technische Universität Hamburg-Harburg, 2004. URL: [http://www.tuhh.de/sdb/Diplomarbeiten/Studienarbeiten/Studienarbeit\\_Bauch.pdf](http://www.tuhh.de/sdb/Diplomarbeiten/Studienarbeiten/Studienarbeit_Bauch.pdf).
- [18] Voestalpine. *Entwicklung eines wartungsfreien Gitterturmes*. am 28.11.2015. URL: [https://www.voestalpine.com/division\\_stahl/content/download/14019/101464/file/Pr%C3%83%C2%A4sentation\\_GER\\_final.pdf..](https://www.voestalpine.com/division_stahl/content/download/14019/101464/file/Pr%C3%83%C2%A4sentation_GER_final.pdf..)
- [19] Voestalpine. *Windprojekt-Entwicklung*. am 30.01.2016. URL: <http://www.voestalpine.com/windprojekt/Projekt/Die-Entwicklung>.
- [20] The Concrete Centre. *Concrete Towers for Onshore and Offshore Wind Farms*. 2007. URL: [http://www.ecocem.ie/downloads/Offshore\\_Wind\\_Farms.pdf](http://www.ecocem.ie/downloads/Offshore_Wind_Farms.pdf).
- [21] Bundesverband WindEnergie. *Konstruktiver Aufbau Turm*. am 04.06.2015. URL: <https://www.wind-energie.de/infocenter/technik/konstruktiver-aufbau/turm-und-mast>.
- [22] Doka Schalungstechnik GmbH. *Kletterschalung*. am 01.12.2015. URL: <http://www.doka.com/de/system-groups/doka-climbing-systems/crane-lifted-climbing-formwork/climbing-formwork-mf240/index>.
- [23] Gleitbau GesmbH. *Gleitschalung*. am 01.12.2015. URL: <http://www.gleitbau.com/gleitschalung/>.
- [24] Jorge Jimeno. „Concrete Towers for Multi-Megawatt Turbines“. In: *Windsystemsmag* (am 01.12.2015). URL: <http://www.windsystemsmag.com/article/detail/334/concrete-towers-for-multi-megawatt-turbines>.
- [25] Baunetz Wissen. *Schleuderbeton*. am 27.11.2015. URL: [http://www.baunetzwissen.de/standardartikel/Beton-Schleuderbeton\\_1476621.html](http://www.baunetzwissen.de/standardartikel/Beton-Schleuderbeton_1476621.html).

- [26] The Concrete Centre. *Concrete Wind Towers*. 2005. DOI: 1-904818-34-X. URL: [http://www.ecocem.ie/downloads/Concrete\\_Windmills.pdf](http://www.ecocem.ie/downloads/Concrete_Windmills.pdf).
- [27] Eize de Vries. *E-126 in Action: Enercon's Next-Generation Power Plant*. am 28.11.2015, 2009. URL: <http://www.renewableenergyworld.com/articles/print/volume-12/issue-4/wind-power/e-126-in-action-enercons-next-generation-power-plant.html>.
- [28] Austrian Wind Power GmbH. *Umweltsvertraglichkeitserklärung – Windpark Erweiterung Potzneusiedel*. am 28.11.2015 2010. URL: [http://www.energieburgenland.at/fileadmin/EB\\_pdf\\_NEU/Windkraft/Umweltvertr%C3%83%C2%A4glichkeitserkl%C3%83%C2%A4rung\\_Windpark%20Potzneusiedl\\_Erweiterung.pdf](http://www.energieburgenland.at/fileadmin/EB_pdf_NEU/Windkraft/Umweltvertr%C3%83%C2%A4glichkeitserkl%C3%83%C2%A4rung_Windpark%20Potzneusiedl_Erweiterung.pdf).
- [29] *Enercon*. am 02.12.2015. URL: <https://de.wikipedia.org/wiki/Enercon#E-126>.
- [30] *Windpark Osterfeld Enercon E 126*. am 29.11.2015. URL: <http://www.energieblog24.de/windpark-osterfeld-windkraftanlage-enercon/>.
- [31] *Enercon E-126*. am 29.11.2015. URL: <http://www.wind-turbine-models.com/foto/6314/enercon-gmbh-e-126-7-5-mw-wind-turbine-generator-rothensee-magdeburg-germany>.
- [32] Christian Gläser u. a. „Vorspannung bei Onshore-Windenergieanlagen“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 5 (2015).
- [33] Stefan Bögl. „Hybride Windkrafttürme - Neue Generation von Windkraftanlagen“. In: *Bau Portal* 7 (2011).
- [34] Max Bögl Wind AG. *Hybridturm System Max Bögl*. am 28.11.2015. URL: <http://max-boegl.de/windenergie/>.
- [35] TimberTower GmbH. *TimberTower*. am 25.11.2015. URL: <http://www.timbertower.de/turmbau/>.
- [36] TimberTower GmbH. am 06.02.2016. URL: <http://www.timbertower.de/medien/>.
- [37] J. Kollegger und M.C. Schönweger. *Verfahren zur Herstellung eines Turmbauwerks aus Stahlbeton*. WO Patent App. PCT/EP2013/072,472. Mai 2014. URL: <http://www.google.com/patents/WO2014067884A1?cl=de>.
- [38] Vjekoslav Janjić. *Design and construction of a prototype segment for a wind tower based on a new construction method*. [Übers. des Autors] Entwurf und Errichtung eines Testsegmentes für Türme von Windkraftanlage basierend auf einem neuen Bauverfahren; Wien, Techn. Univ., Dipl.-Arb. 2014.
- [39] Kappema GmbH. *Kappema - Technical Solution*. am 25.09.2015. URL: [www.kappema.com/](http://www.kappema.com/).
- [40] *Halbfertigteilewand mit KAPPEMA-Bewehrungselementen aus Stahl als Verbindungselement*. Deutsches Institut für Bautechnik, 2011.



- [41] Jürgen Schnell und Catherina Thiele. *Bericht über Auszugsversuche an Kap-Sticks aus Betonplatten*. Techn. Ber. Bericht 09028CT/512. Technische Universität Kaiserslautern, 2009.
- [42] Technische Universität Graz. *Bericht über die Untersuchung von Stahlankern hinsichtlich des Ausziehwiderstandes aus Beton*. Techn. Ber. Technische Versuchs- und Forschungsanstalt für Festigkeits- und Materialprüfung, 2008.
- [43] Schöck Bauteile GmbH. *Technische Information Schöck ComBAR*. am 31.01.2016. URL: <https://www.schoeck.de/de/produktloesungen/glasfaserbewehrung-5>.
- [44] fib. „Model Code for Concrete Structures“. In: *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, 2013. ISBN: 9783433604090. DOI: 10.1002/9783433604090.ch4. URL: <http://dx.doi.org/10.1002/9783433604090.ch4>.
- [45] Robert Glas. *Bemessung von Stahlbetontürmen aus Doppelwandelementen für Windkraftanlagen*. Diplomarbeit Technische Universität Wien 2016.
- [46] Klaus-Jürgen [Begr.] Schneider und Andrej [Hrsg.] Albert. *Bautabellen für Ingenieure; mit Berechnungshinweisen und Beispielen*. 21. Aufl. Köln: Bundesanzeiger-Verl., 2014. ISBN: 9783846203040.
- [47] V. L. Popov. *Kontaktmechanik und Reibung; Ein Lehr- und Anwendungsbuch von der Nanotribologie bis zur numerischen Simulation*. Berlin, Heidelberg, 2009.
- [48] W. Jäger. *Mauerwerk-Kalender 2015*. Mauerwerk-Kalender (VCH) \*. Wiley, 2015. ISBN: 9783433605318. URL: <https://books.google.at/books?id=IJKvCQAAQBAJ>.
- [49] Christian Barth und Walter Rustler. *Finite Elemente in der Baustatik-Praxis; mit vielen Anwendungsbeispielen*. 1. Aufl. Berlin: Bauwerk, 2010. ISBN: 9783899322309.
- [50] Verein Deutscher Zementwerke. „Frischbeton und Verarbeitung“. In: (am 19.07.2015). URL: [https://www.vdz-online.de/fileadmin/gruppen/vdz/3LiteraturRecherche/KompodiumZementBeton/2-4\\_Frischbeton\\_und\\_Verarbeitung.pdf](https://www.vdz-online.de/fileadmin/gruppen/vdz/3LiteraturRecherche/KompodiumZementBeton/2-4_Frischbeton_und_Verarbeitung.pdf).
- [51] Hans Georg Jodl. „Einrichtung und Betrieb von Baustellen“. Studienblätter zur Vorlesung. 2014.
- [52] Informationszentrum Beton GmbH. *Selbstverdichtender Beton*. am 19.07.2015. URL: <http://www.beton.org/wissen/beton-bautechnik/selbstverdichtender-beton/>.
- [53] Verein Deutscher Zementwerke. „Selbstverdichtender Beton – Eigenschaften und Prüfung“. In: *Zement-Merkblatt Betontechnik (2006)*.
- [54] Fiala H. u. a. *Wegweiser Sichtbeton*. 1. Auflage. Bauverlag BV GmbH und alkus AG, 2007.
- [55] DIN 18218. *DIN 18218 - Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen*. Deutsches Institut für Normung, 2010.

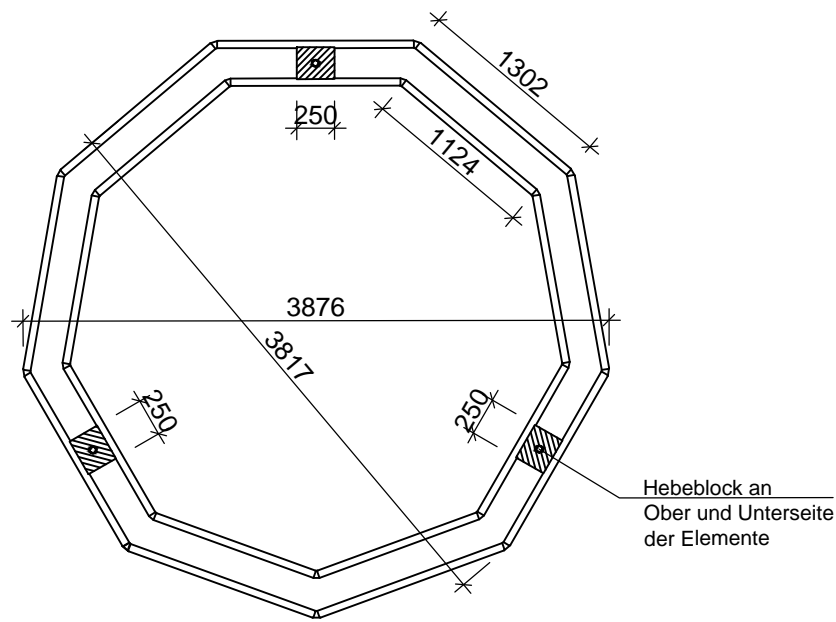
- [56] Deutsches Institut für Bautechnik. *Technische Informationen: Filigran Elementwand*. 2015.
- [57] EN 1991-1-1. *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke*. Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau. Europäisches Komitee für Normung, EN 1991-1-1: 2011-12.
- [58] Doka Schalungstechnik GmbH. *Faltbühne K*. am 08.12.2015. URL: [http://www.doka.com/\\_ext/downloads/itemlists/at/189917.pdf](http://www.doka.com/_ext/downloads/itemlists/at/189917.pdf).
- [59] EN 1990. *Eurocode 0 - Grundlagen der Tragwerksplanung*. Europäisches Komitee für Normung, EN 1990: 2016-01.
- [60] EN 1992-1-1. *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Europäisches Komitee für Normung, EN 1992-1-1:2007-02.
- [61] Konrad Zilch und Gerhard Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau; Nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1*. Berlin, Heidelberg, 2006.
- [62] EN 1993-1-8. *Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauteilen*. Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen. Europäisches Komitee für Normung, EN 1993-1-8: 2015-11.
- [63] Stefan Baar, Karsten Ebeling und Gottfried Lohmeyer. *Stahlbetonbau; Bemessung - Konstruktion - Ausführung*. 9. Aufl. Bis 8. Aufl. u.d.T. Lohmeyer, Gottfried: Stahlbetonbau. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2013. ISBN: 9783834818393.
- [64] EOTA. *ETAG - Anhang C; Leitlinie für die europäische Technische Zulassung für Metalldübel zur Verankerung im Beton*. European Organisation for Technical Approvals, 1997.
- [65] Dlubal. *RFEM 5 - Programmbeschreibung*. 2013.

# Anhang **A**

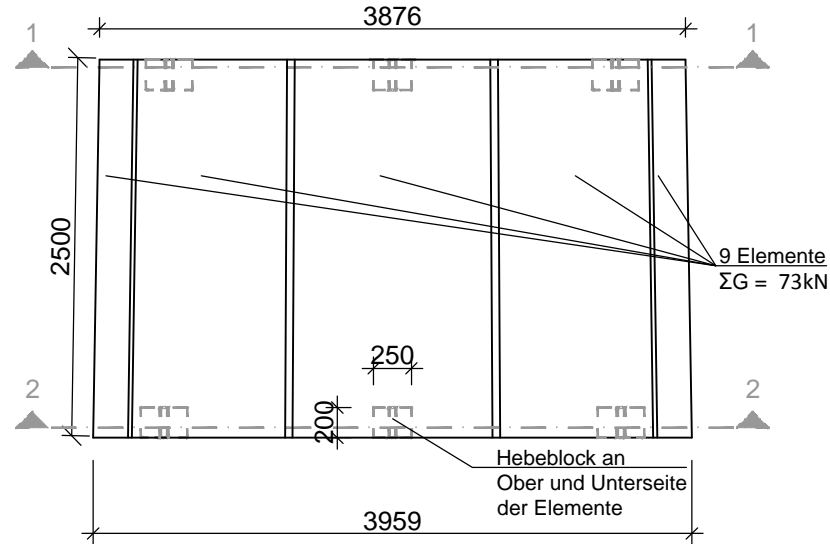
---

## Detailpläne Segment 1

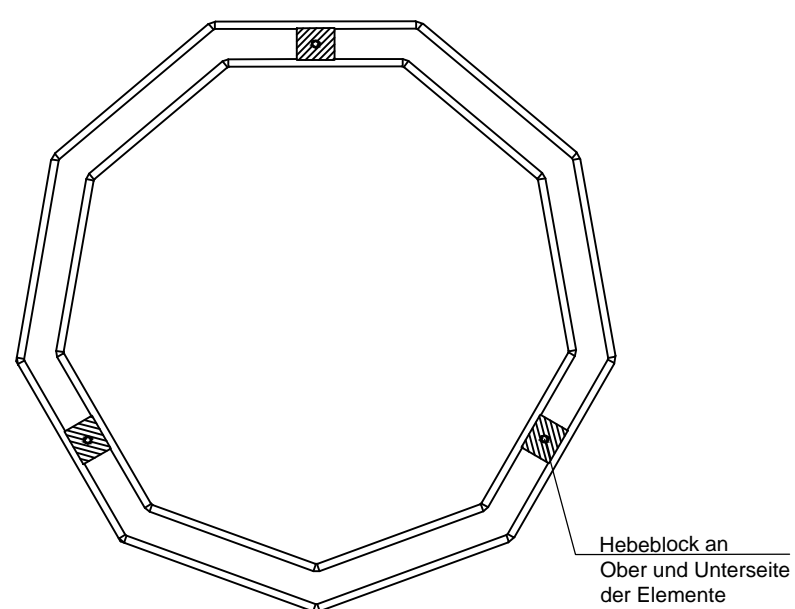
Schnitt 1-1 - 1:50



Hohlwand Ringsegment - 1:50



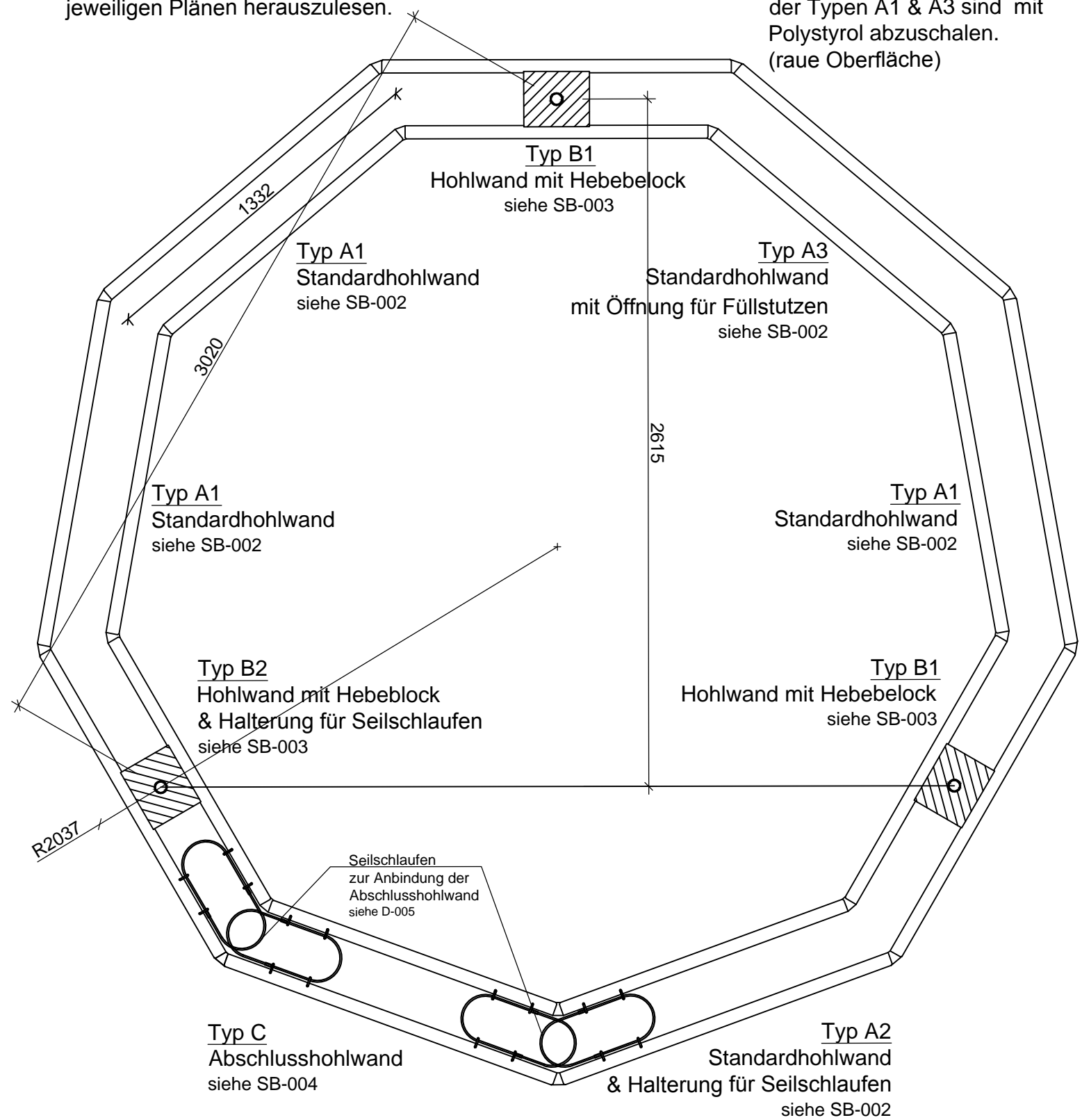
Schnitt 2-2 - 1:50



Elementübersicht - 1:20

Detaillierte Angaben zu den einzelnen Typen sind in den jeweiligen Plänen herauszulesen.

Die Außen und Innenkanten der Typen A1 & A3 sind mit Polystyrol abzuschalen. (raue Oberfläche)



Projekt: **Turmbauwerk - Segment 1**  
 Planinhalt: **Elementübersicht**

Masstab: 1:50 / 1:20 (A3) Maße in [mm]  
 Datum: 15.02.16  
 Bearbeiter: M.C. Schönweger / I. Fischer / N. Sadlik  
 Plannummer: Ü - 001 - ET

# Standardhohlwand - 1:20

3 x Typ A1 / 1 x Typ A2 / 1 x Typ A3

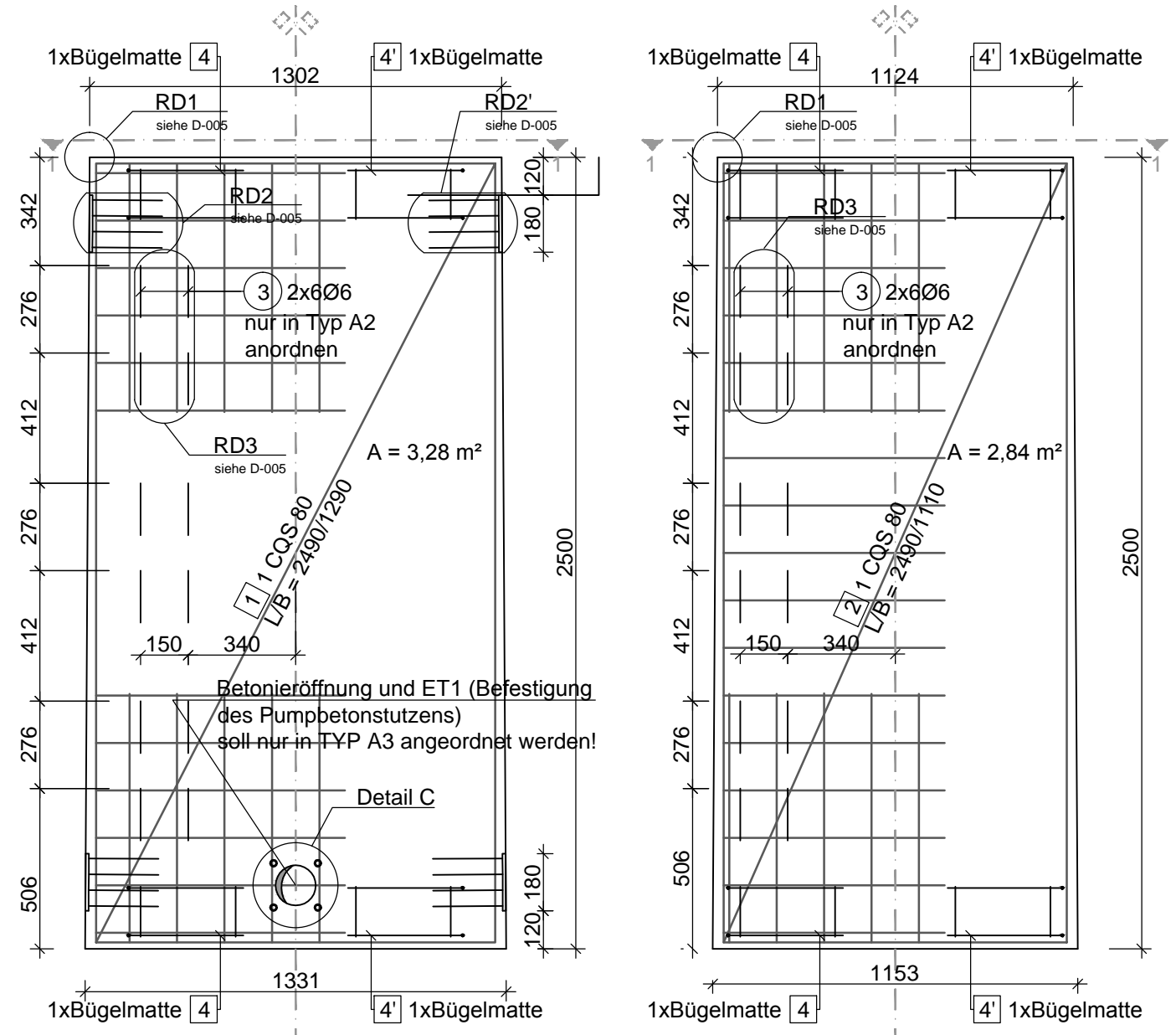
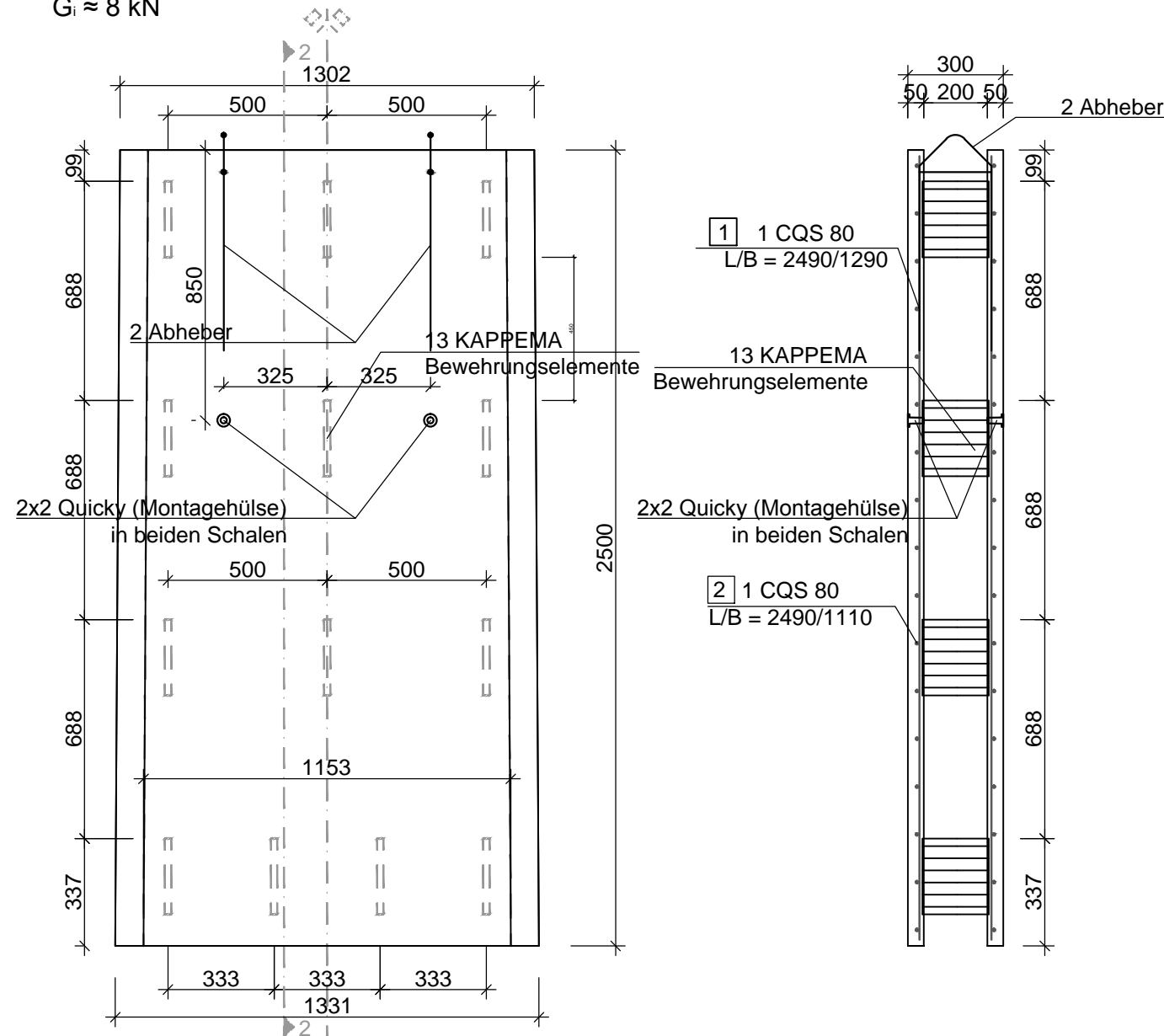
G<sub>i</sub> ≈ 8 kN

# Schnitt 2-2 - 1:20

# Bewehrungsführung in beiden Betonschalen - 1:20

Schale 1 - Äußere Schale: C30/37; c = 2,5cm

Schale 2 - Innere Schale: C30/37; c = 2,5cm



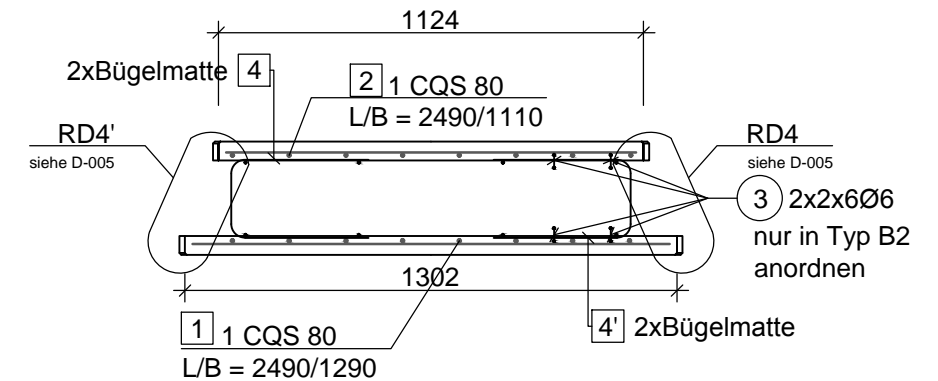
## Biege und Mengenlisten je Hohlwand (Anzahl berücksichtigen):

Einbauteile sind in den Listen nicht erfasst worden.  
Hierfür erforderliche Bewehrung ist den Details zu entnehmen.

MENGENLISTE MATTEN						
Pos.	Stk.	Type	Länge [cm]	Breite [cm]	Einzelmasse [kg/m²]	Gesamtmasse [kg]
1	1	CQS 80	246	127	5.24	16.4
2	1	CQS 80	246	109	5.24	14.1

MENGENLISTE Zusatzelemente	
Pos.	Stück
KAPPEMA Bewehrungselemente	13
Abheber	2
Quicky (Montagehülsen)	4

## Schnitt 1-1 - 1:20



### Zusatzangaben:

Betongüte: C30/37 - B2

Stahlgüte: S235 - J0

Bewehrungsgüte: B550B

Die Mindestbiegeradien sind einzuhalten



Projekt: **Turmbauwerk - Segment 1**  
Planinhalt: Standardhohlwand - Typ A

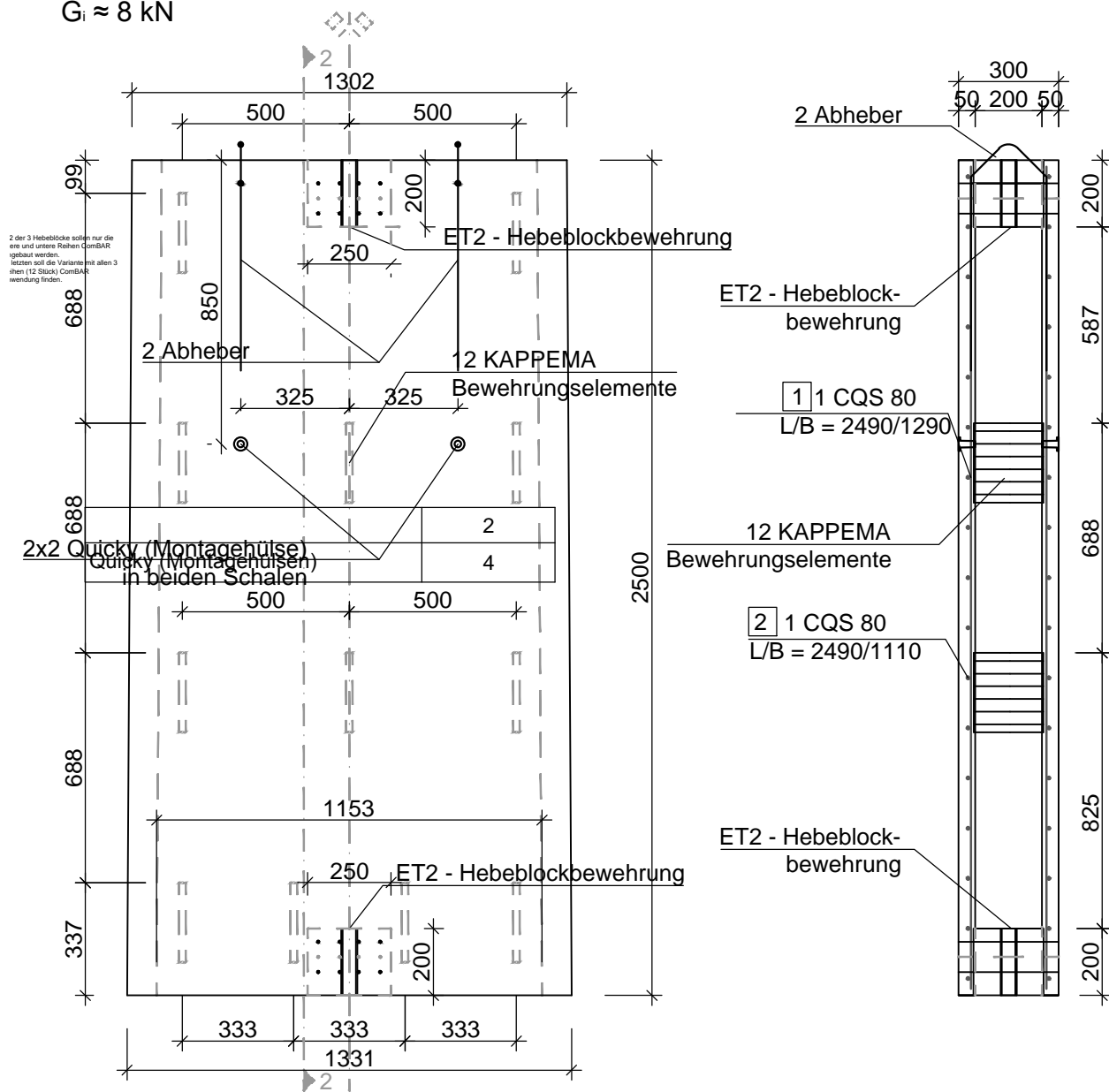
Massstab: 1:20 / 1:5 (A3) Maße in [mm]  
Datum: 15.02.16  
Bearbeiter: M.C. Schönweger / I. Fischer / N.Sadlik  
Plannummer: SB - 002 - E

# Hohlwand mit Hebeblock - 1:20

2 x Typ B1 / 1 x Typ B2

$G_i \approx 8 \text{ kN}$

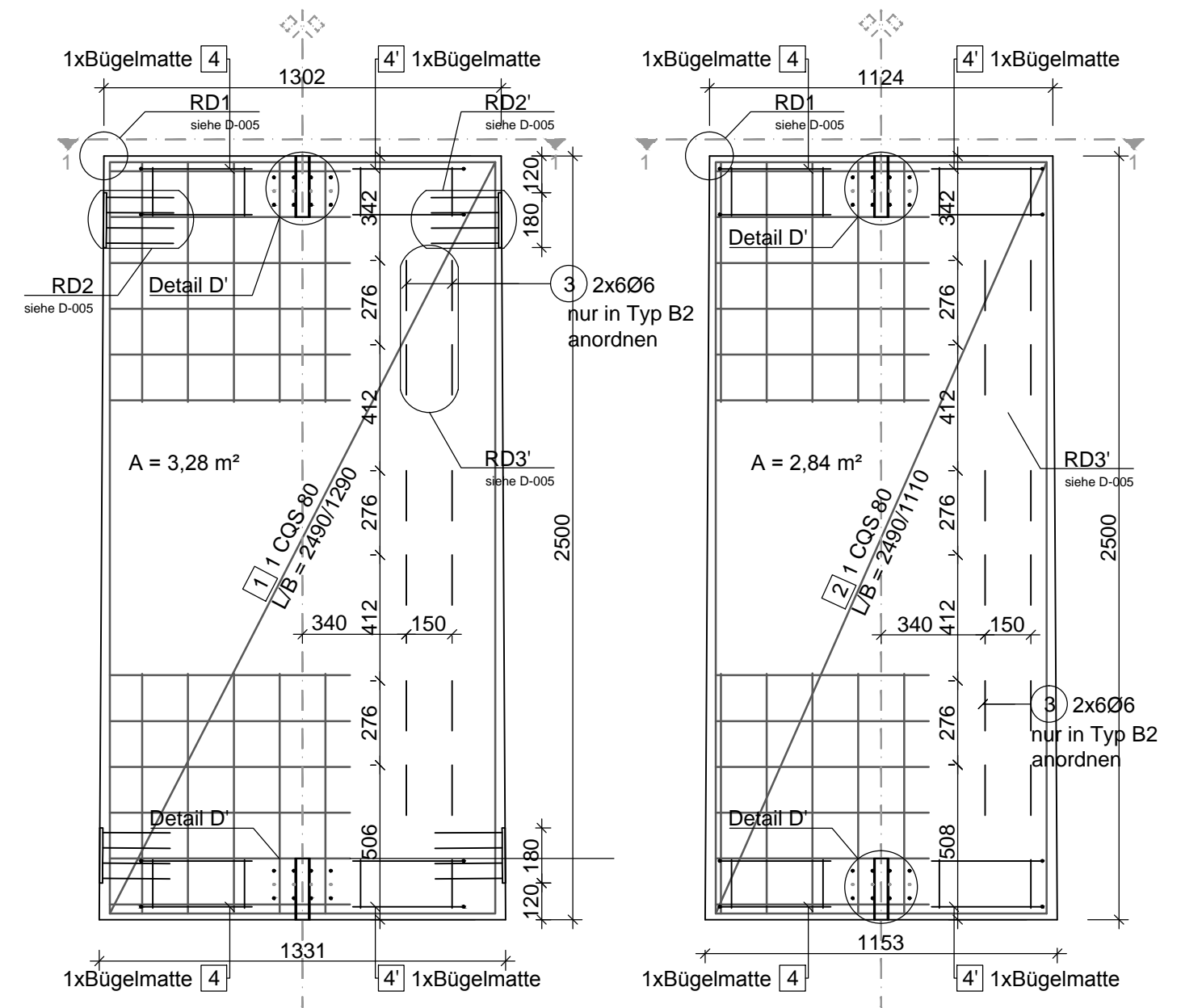
# Schnitt 2-2 - 1:20



# Bewehrungsführung in beiden Betonschalen - 1:20

Schale 1 - Äußere Schale: C30/37; c = 2,5cm

Schale 2 - Innere Schale: C30/37; c = 2,5cm



## Biege und Mengenlisten je Hohlwand (Anzahl berücksichtigen):

Einbauteile sind in den Listen nicht erfasst worden.  
Hierfür erforderliche Bewehrung ist den Details zu entnehmen.

MENGENLISTE MATTEN						
Pos.	Stk.	Type	Länge [cm]	Breite [cm]	Einzelmasse [kg/m²]	Gesamtmasse [kg]
1	1	CQS 80	246	127	5.24	16.4
2	1	CQS 80	246	109	5.24	14.1

MENGENLISTE Zusatzelemente	
Pos.	Stück
KAPPEMA Bewehrungselemente	12
Abheber	2
Quicky (Montagehülsen)	4

## Zusatzangaben:

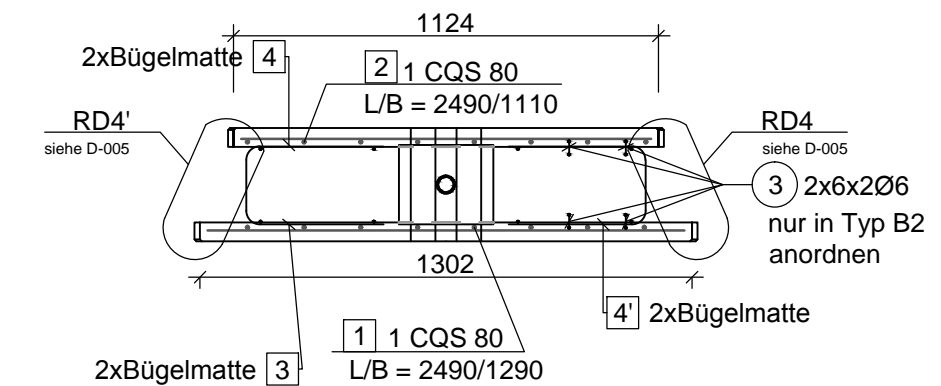
Betongüte: C30/37 - B2

Stahlgüte: S235 - J0

Bewehrungsgüte: B550B

Die Mindestbiegeradien sind einzuhalten

## Schnitt 1-1 - 1:20



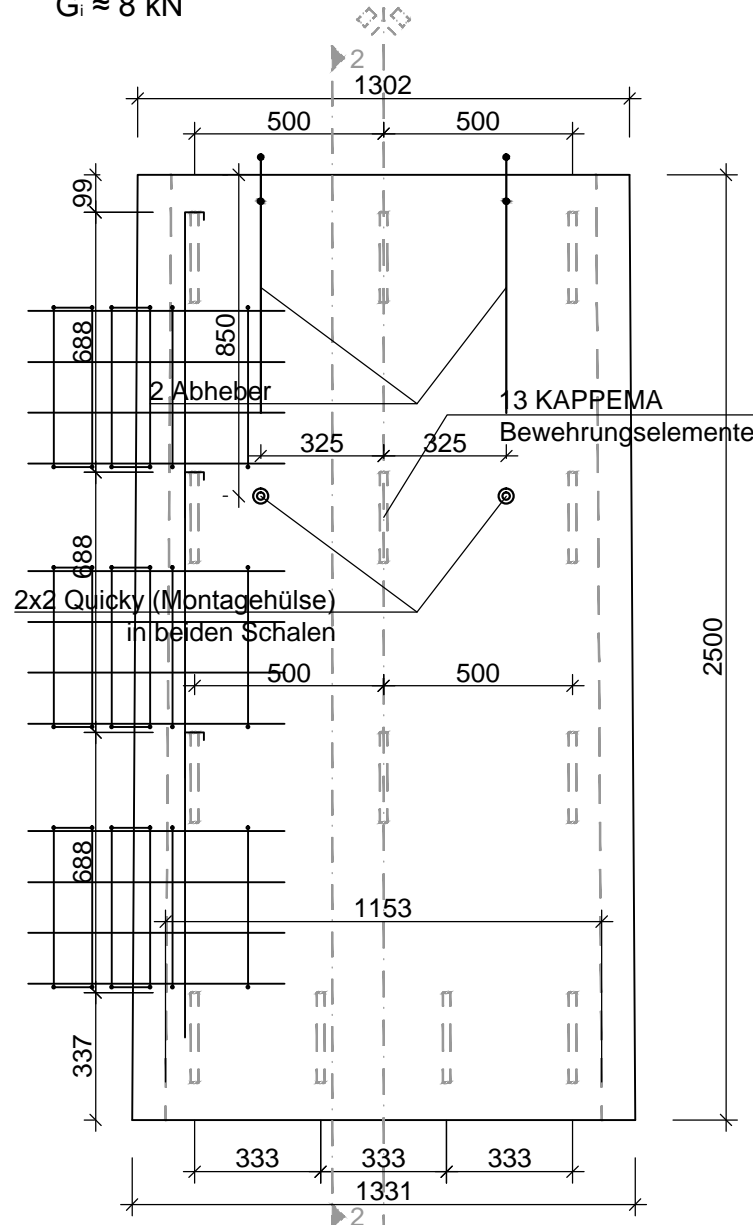
Projekt: **Turmbauwerk - Segment 1**  
Planinhalt: **Hohlwand mit Hebeblock - Typ B**

Masstab: 1:20 / 1:5 (A3) Maße in [mm]  
Datum: 15.02.2016  
Bearbeiter: M.C. Schönweger / I. Fischer / N.Sadlik  
Plannummer: SB - 003 - E

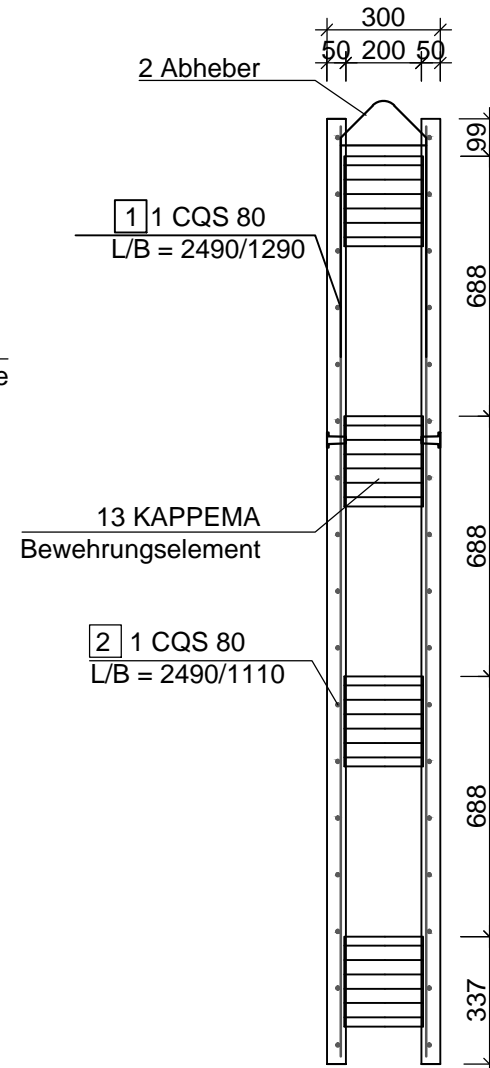
# Abschlusshohlwand - 1:20

1 x Typ C

$G_i \approx 8 \text{ kN}$



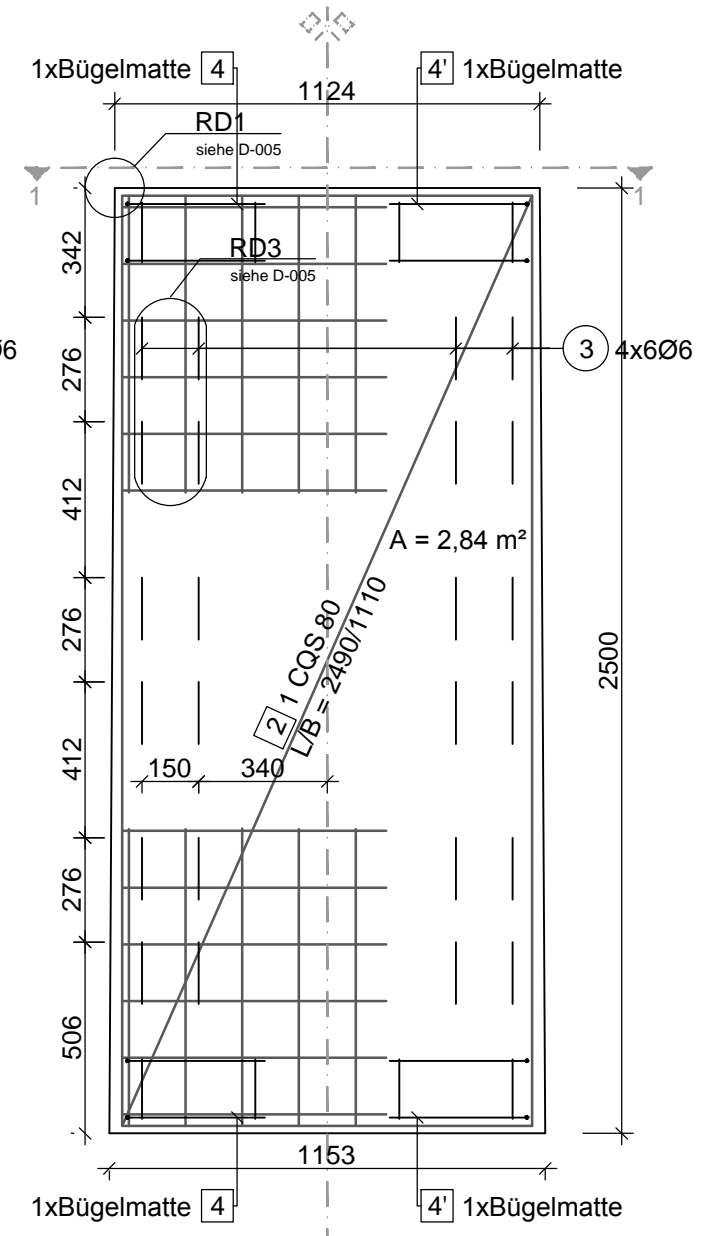
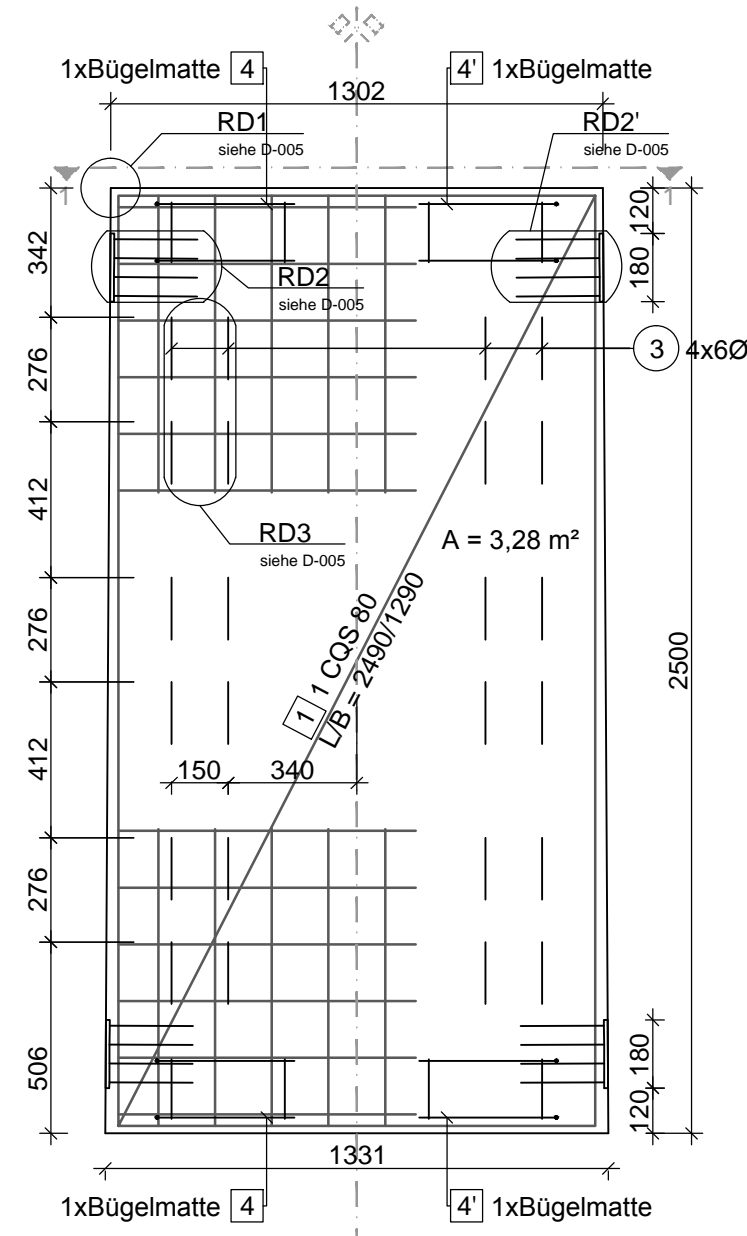
# Schnitt 2-2 - 1:20



# Bewehrungsführung in beiden Betonschalen - 1:20

Schale 1 - Äußere Schale: C30/37; c = 2,5cm

Schale 2 - Innere Schale: C30/37; c = 2,5cm



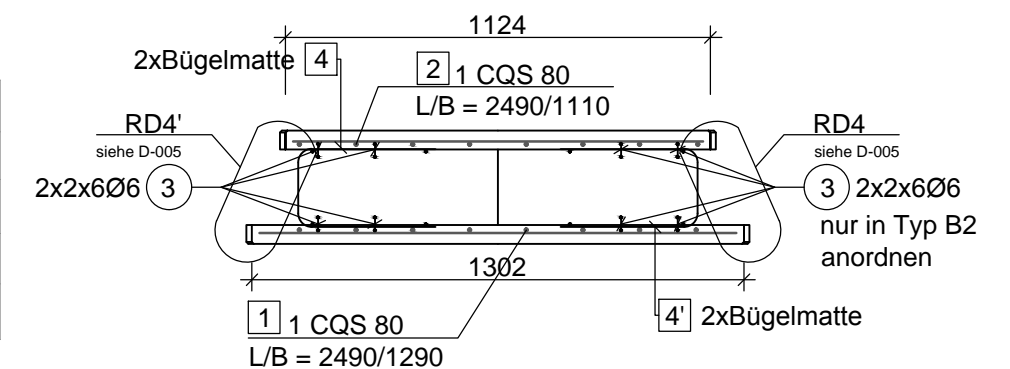
## Biege und Mengenlisten je Hohlwand (Anzahl berücksichtigen):

Einbauteile sind in den Listen nicht erfasst worden.  
Hierfür erforderliche Bewehrung ist den Details zu entnehmen.

MENGENLISTE MATTEN						
Pos.	Stk.	Type	Länge [cm]	Breite [cm]	Einzelmasse [kg/m²]	Gesamtmasse [kg]
1	1	CQS 80	246	127	5.24	16.4
2	1	CQS 80	246	109	5.24	14.1

MENGENLISTE Zusatzelemente	
Pos.	Stück
KAPPEMA Bewehrungselemente	13
Abheber	2
Quicky (Montagehülsen)	4

# Schnitt 1-1 - 1:20



## Zusatzangaben:

Betongüte: C30/37 - B2

Stahlgüte: S235 - J0

Bewehrungsgüte: B550B

Die Mindestbiegeradien sind einzuhalten



Projekt: **Turmbauwerk - Segment 1**

Planinhalt: Abschlusshohlwand - Typ C

Massstab: 1:20 / 1:5 (A3) Maße in [mm]

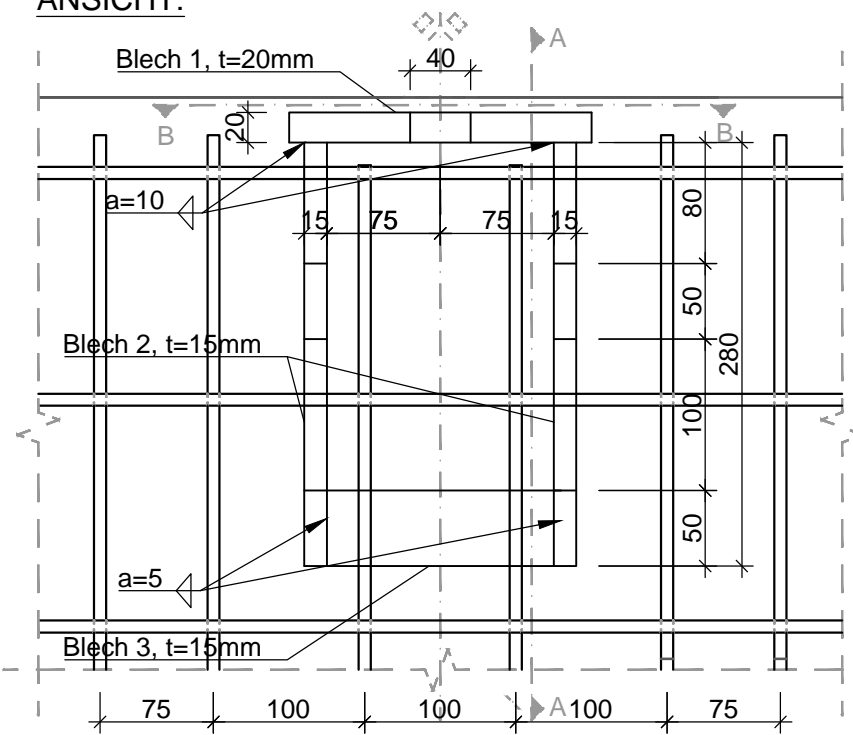
Datum: 15.02.16

Bearbeiter: M.C. Schönweger / I. Fischer / N. Sadlik

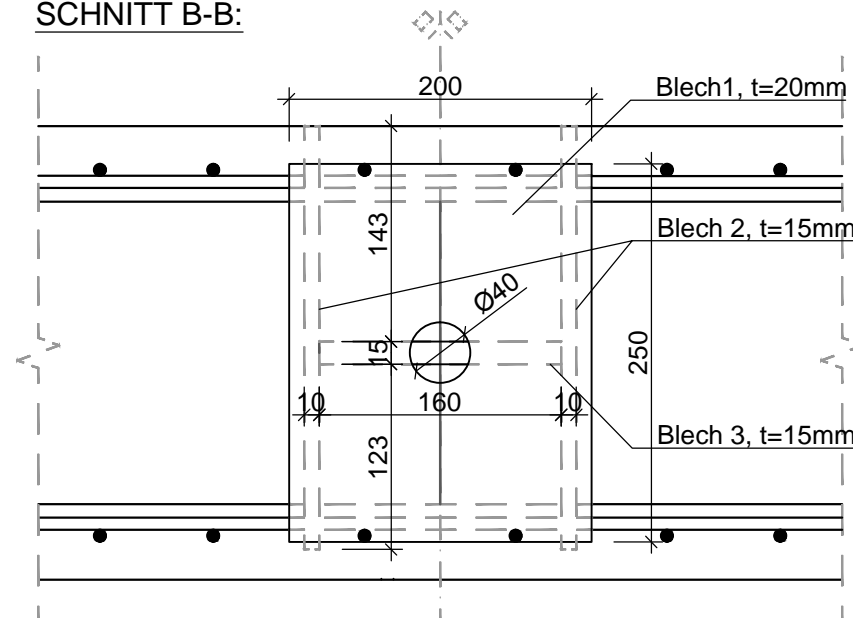
Plannummer: SB - 004 - F

# Detail D - Hebeblockbewehrung - 1:5 VARIANTE - Stahlhebekonstruktion

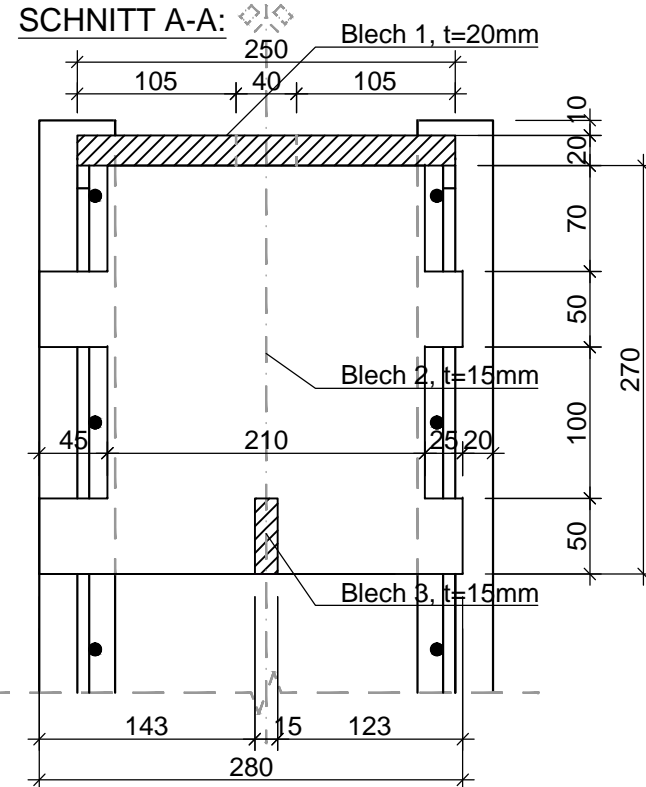
ANSICHT:



SCHNITT B-B:



SCHNITT A-A:



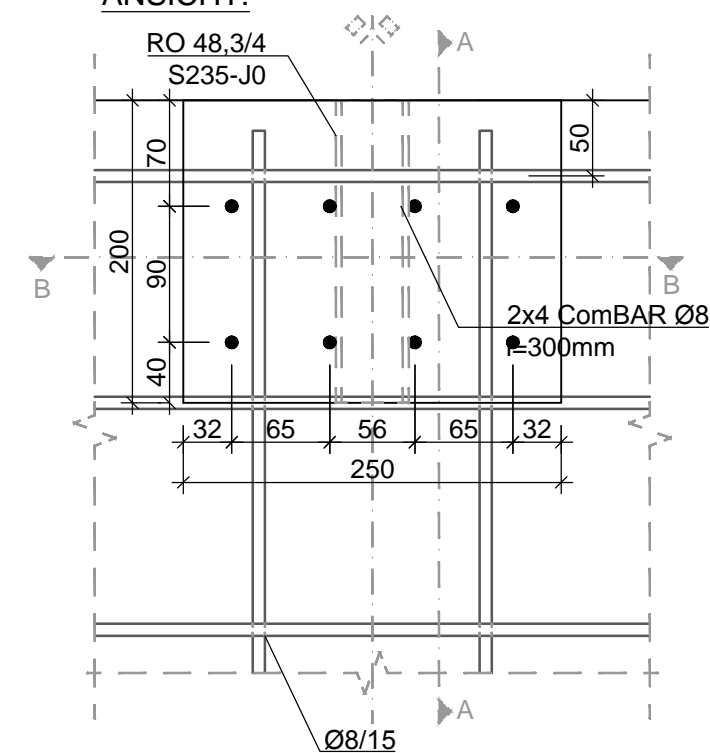
Pos.	Stk.	Stückgewicht [kg]	Gesamtgewicht [kg]
1	1	7.65	7.65
2	2	7.50	15.00
3	1	0.88	0.88
Σ			23.53

Zusatzangaben:  
Güte: S235-J0  
Die Bleche sollen Kaltverzinkt werden.

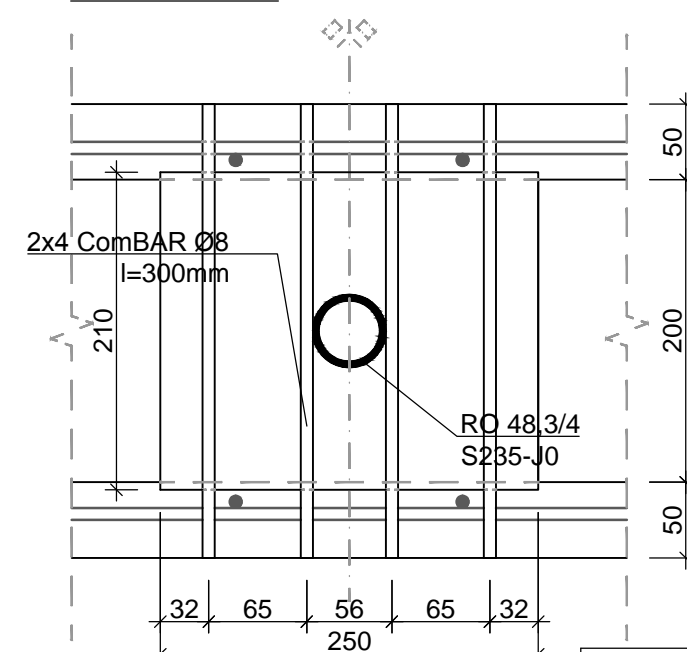
Pos.	Stück
ET4	6

# Detail D - Hebeblockbewehrung - 1:5 VARIANTE - Betonhebeblock

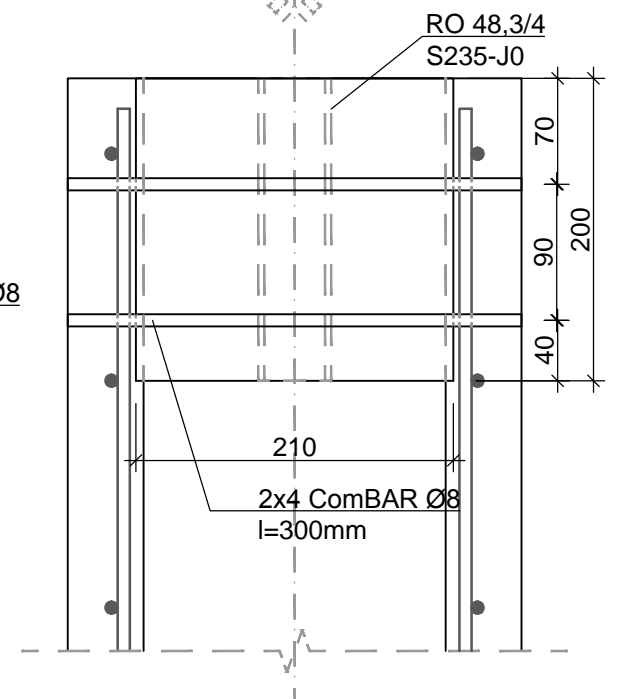
ANSICHT:



SCHNITT B-B:



SCHNITT A-A:



Pos.	Stück
Einbauteil	6



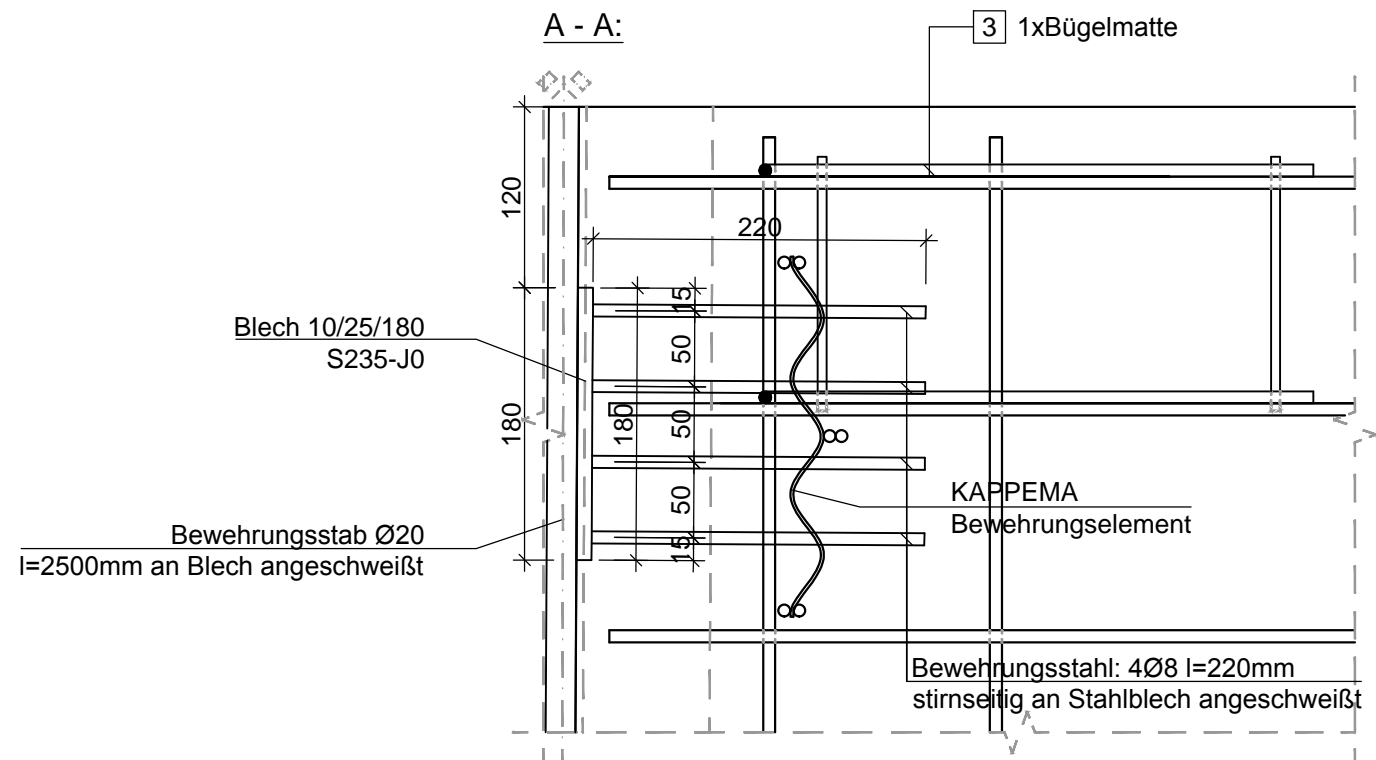
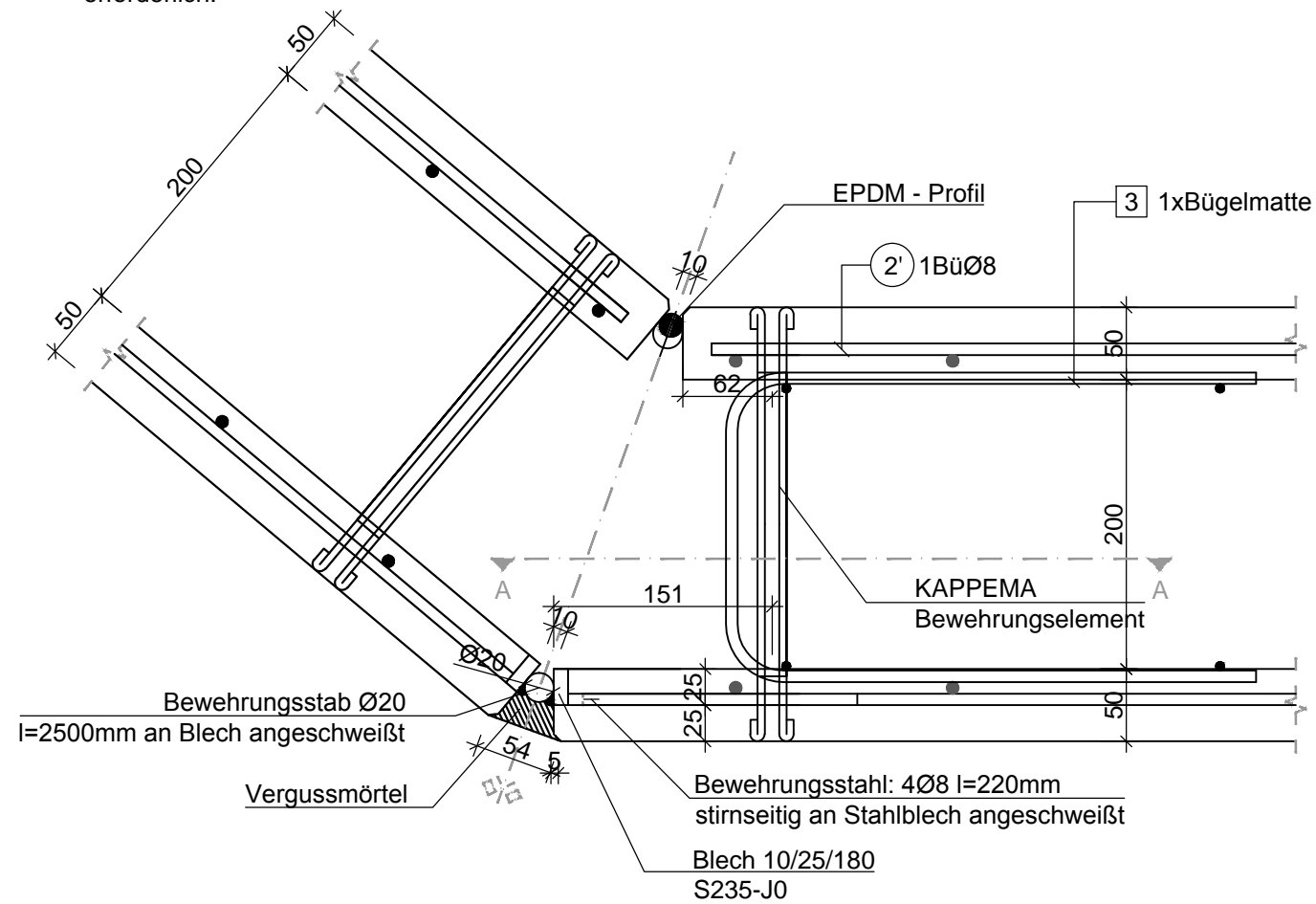
Projekt: **Turmbauwerk - Segment 1**  
Planinhalt: **Hebekonstruktion**

Masstab: 1:5 (A3) Maße in [mm]  
Datum: 15.02.16  
Bearbeiter: M.C. Schönweger / I. Fischer / N. Sadlik  
Plannummer: SG1 - 005 - ET

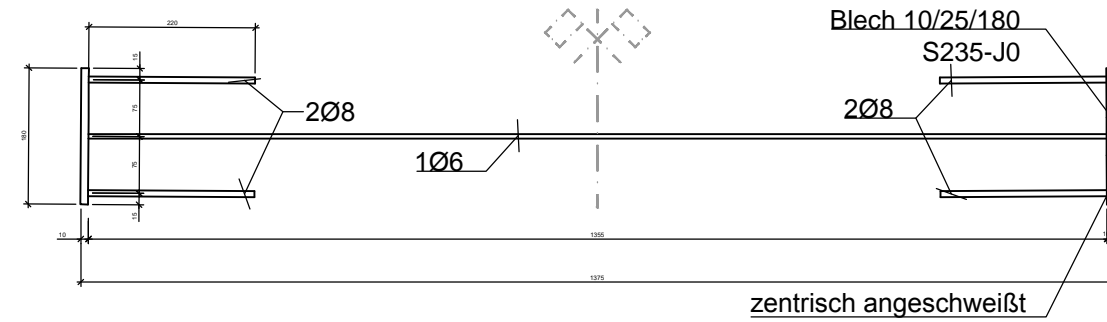


# RD2 - Ring-Verbindung in Außenschale - 1:5

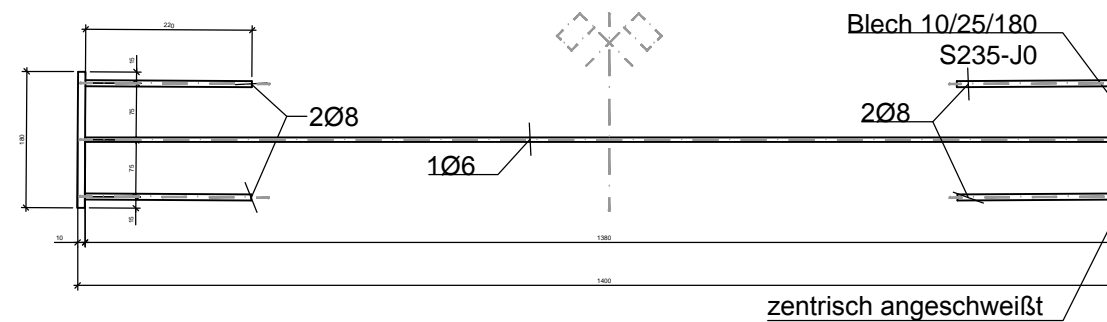
Die Ausbildung der Phasen ist statisch bzw. konstruktiv nicht erforderlich.



## ET2-O- Ring-Verbindung in Außenschale (oben rot markieren) - 1:10

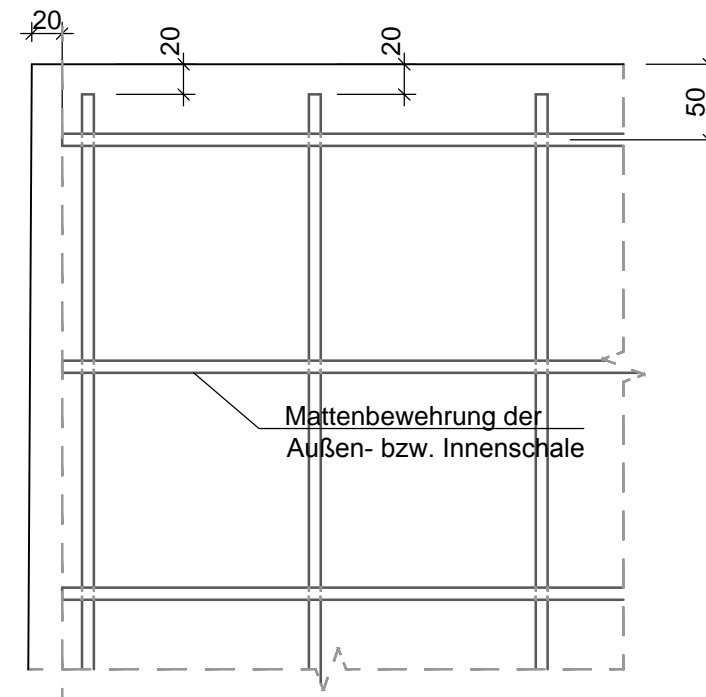


## ET2-U- Ring-Verbindung in Außenschale (unten blau markieren) - 1:10



## RD1 - Mattenpositionierung - 1:5

Die Mattenbewehrungen sollen oben und unten bis auf 20mm an die Betonaußenkanten geführt werden.



### MENGENLISTE- ET2 Geometrie lt. Plan

Pos.	Stück
ET2-O	9
ET2-U	9

**Einbauteile mit Bauspray  
Kennzeichen!**



Projekt: **Turmbauwerk -  
Segment 1**

Planinhalt: **Schweißgrundeinbauteil**

Massstab: 1:5 (A3) Maße in [mm]

Datum: 15.02.16

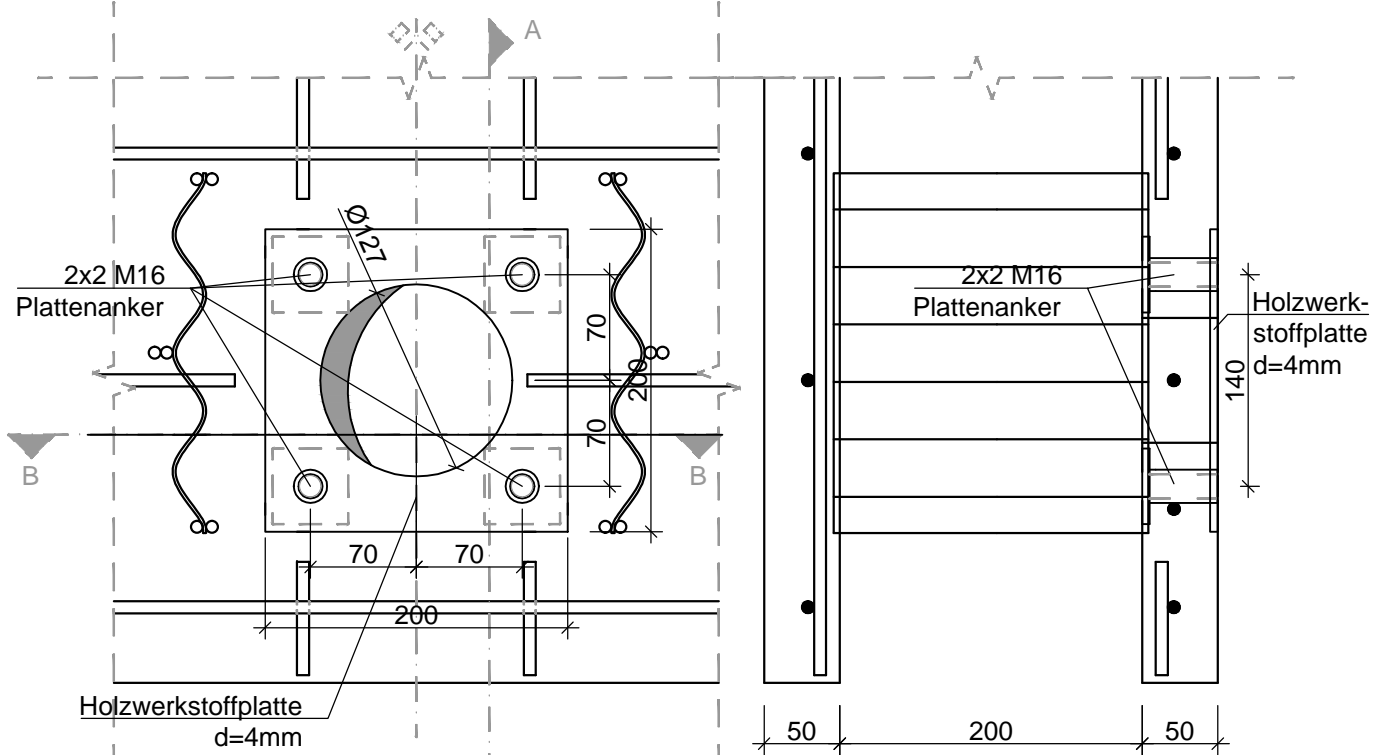
Bearbeiter: M.C. Schönweger / I. Fischer / N. Sadlik

Plannummer: SG1 - 006 - ET

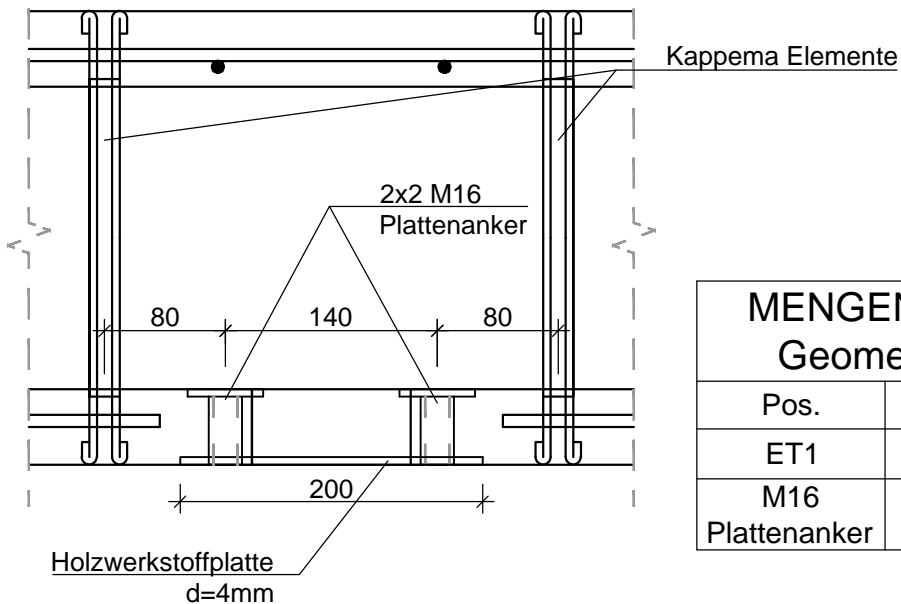
# Detail C - Befestigung des Pumpbetonstutzens - 1:5

ET1: Nur in Typ A3 erforderlich  
(ist in der Biegeliste nicht enthalten)

A-A:



B-B:



## MENGENLISTE- ET1 Geometrie lt. Plan

Pos.	Stück
ET1	1
M16 Plattenanker	4



Projekt: **Turmbauwerk -  
Vorversuch**

Planinhalt: **Regeldetails**

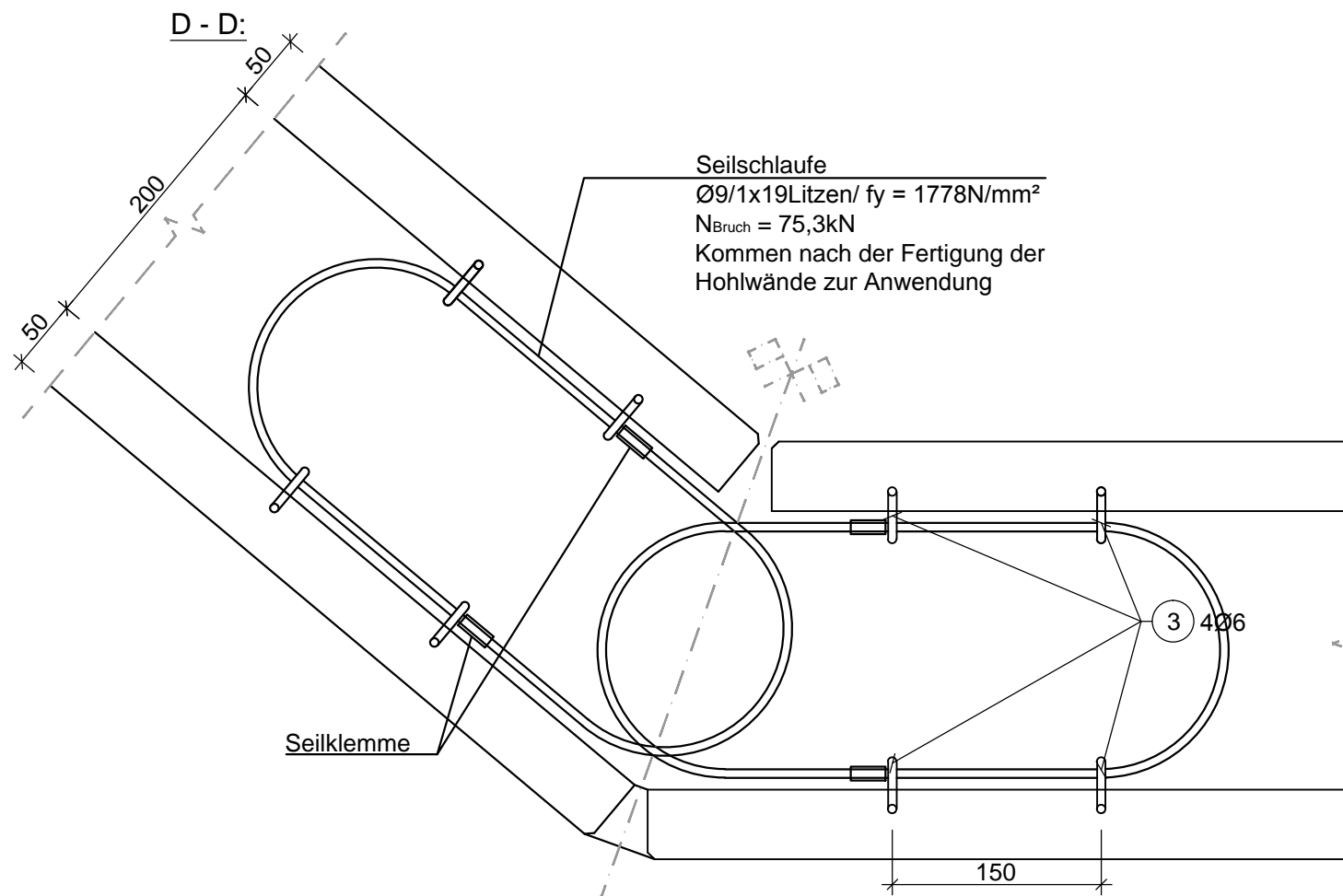
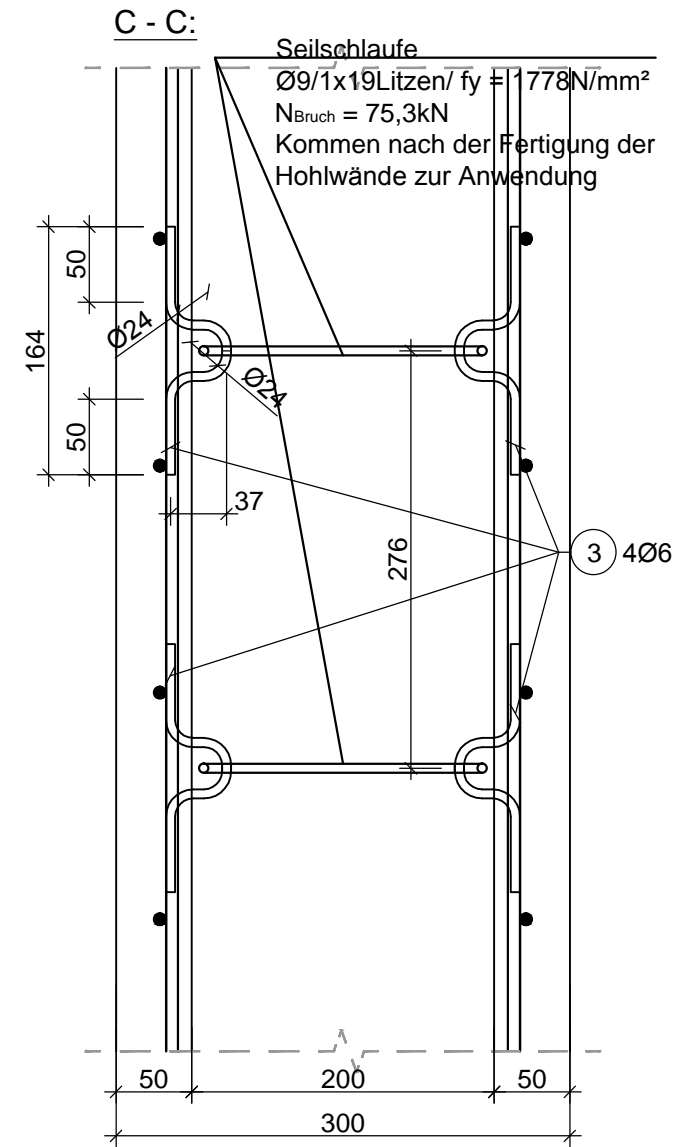
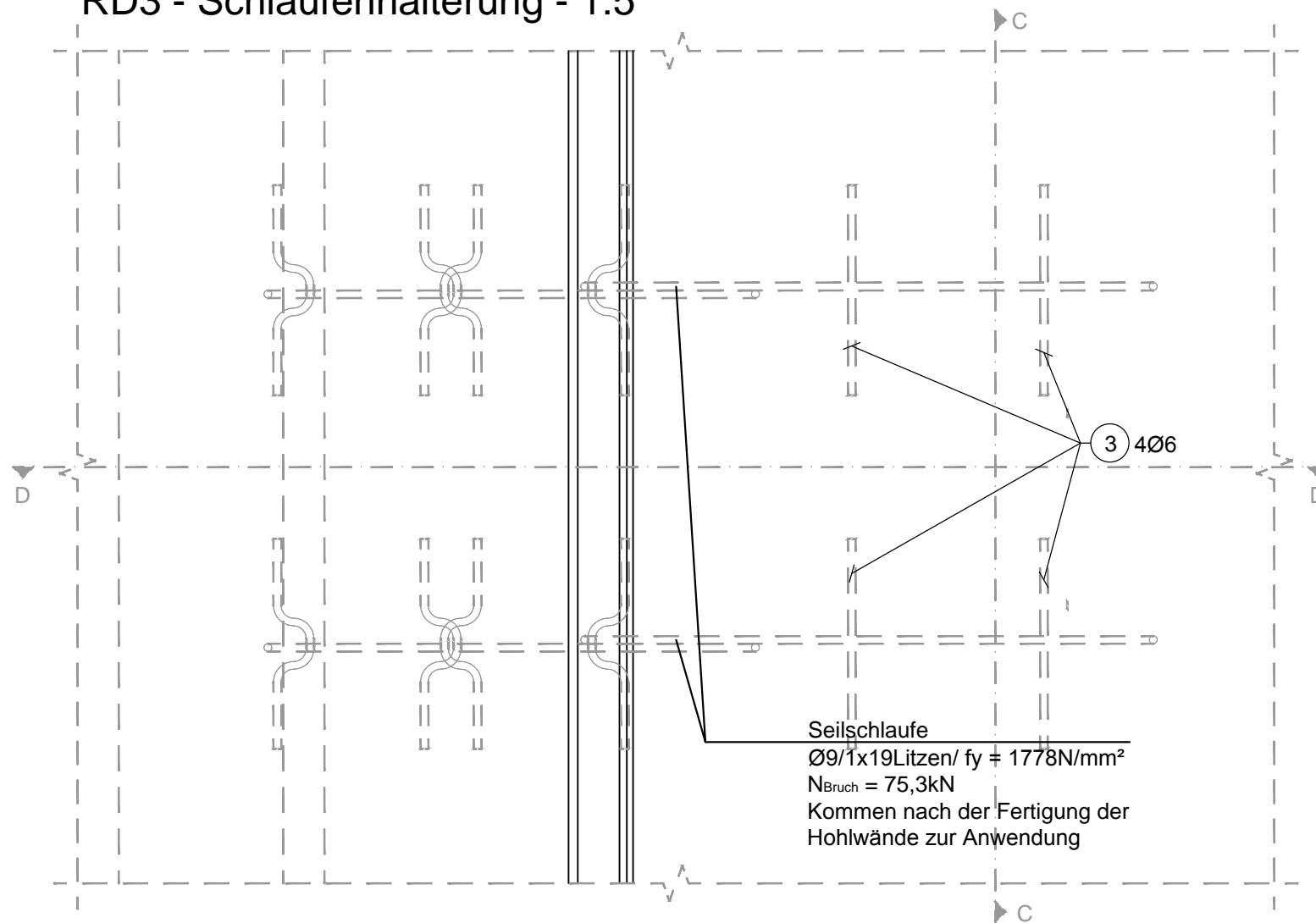
Massstab: 1:5 (A4) Maße in [mm]

Datum: 15.02.2016

Bearbeiter: M.C. Schönweger / I. Fischer / N.Sadlik

Plannummer: SG1 - 007 - ET

# RD3 - Schlaufenhalterung - 1:5



Projekt: **Turmbauwerk - Vorversuch**

Planinhalt: **Regeldetails**

Masstab: 1:5 (A3) Maße in [mm]

Datum: 15.02.2016

Bearbeiter: M.C. Schönweger / I. Fischer / N.Sadlik

Plannummer: SG1 - 008 - ET

# Anhang **B**

---

## Schnittgrößenermittlung der Doppelwandplatten

Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit werden die Ergebnisse der FE-Berechnung der Software RFEM analysiert, ausgewertet und die maßgebenden Schnittgrößen für die Bemessung der Doppelwandplatten in Kapitel 6.2 ermittelt.

### B.1 Schnittgrößen der Doppelwandplatten im GZT

An den zwei maximal belasteten Doppelwandelementen (DW1 und DW6) werden horizontale und vertikale Schnitte, entsprechend den Abbildungen B.1 und B.2 definiert um die maßgebenden Schnittgrößen für die Bemessung zu erhalten. Die maßgebende Lastkombination ist die LK2 - Eigengewicht, Frischbetondruck und Gerüstlasten am Modell 1. Die Belastungen während der Bauzustände erzeugen hauptsächlich Biegung und Zug in den Doppelwandplatten.

#### B.1.1 Biegemomente und Normalkräfte

Die Berechnungen der erforderlichen Bewehrung erfolgen anhand der Bemessungsschnittgrößen laut RFEM, wie in den Abbildungen B.3 bis B.6 dargestellt. Die Plattenbemessungsschnittgrößen  $m_{xD+}$ ,  $m_{xD-}$ ,  $m_{yD+}$ ,  $m_{yD-}$  sind die Momente an der jeweiligen positiven oder negativen Plattenseite für die Bemessung der Bewehrung. Die positive Plattenseite ist in positiver  $z$ -Richtung definiert, entsprechend dem Koordinatensystem in Abbildung 6.2. Im Fall der Doppelwandplatten des Segmentringes sind die Platten jedoch so dünn, dass nur eine horizontale und eine vertikale Bewehrungslage angeordnet werden kann. Demzufolge ist je nach Ausrichtung des Koordinatensystems der jeweiligen Platte entweder  $m_{xD+}$  und

$m_{yD+}$  oder  $m_{xD-}$  und  $m_{yD-}$  für die Bemessung heranzuziehen. Für die Doppelwandplatten an der Außenseite sind die Bemessungsschnittgrößen  $m_{xD+}$  und  $m_{yD+}$ , während für die der Innenseite die Größen  $m_{xD-}$  und  $m_{yD-}$  heranzuziehen sind. Da das Programm RFEM den Wert der Normalkräfte anhand von Scheibenelementen berechnet, die Momente jedoch auf die Bewehrung bezogen sind, dürfen im Zuge der Ermittlung der Bewehrung die Normalkräfte mit den Momenten nicht überlagert werden [65].

Im Fall der Bemessung des Segmentringes stellt sich dies jedoch nicht als problematisch heraus, da die in den Platten auftretenden Zugkräfte zur Gänze über die durchgehend verbundenen Schweißgrundeinbauteile weitergeführt und auch dort nachgewiesen werden, siehe Kapitel 6.4.2. Maßgebende Druckkräfte entstehen lediglich im Bereich der Auflager und werden gesondert in Kapitel 6.2.1.1 berücksichtigt. Aufgrund dessen erfolgt die Bemessung der Doppelwandplatten lediglich anhand der Biegemomente.

An den Stellen wo maximale Biegemomente auftreten, werden an den Platten jeweils horizontale und vertikale Schnitte entsprechend der Abbildungen B.1 und B.2 betrachtet. Da die Bemessungsschnittgrößen für Platten auf eine Abmessung bezogene Größen sind müssen sie für die Bemessung innerhalb eines Bereichs aufintegriert werden. Daher werden entlang eines Schnittes die Bereiche mit maximalen und minimalen Schnittgrößen herausgesucht und das jeweilige Moment wird vereinfacht als Produkt der Bezugslänge und eines über den Bereich gemittelten Bezugsmoment bestimmt. Es ist klar, dass diese Vorgehensweise eine Näherung des Bemessungsmoment ergibt, daher wird jedes mal geprüft ob diese Schätzung konservativ ist.

Wichtig ist an dieser Stelle anzumerken, wie beispielsweise in Abbildung B.8 (a) zu sehen ist, dass nicht immer der maximale Wert für die Ermittlung der Plattenmomente maßgebend ist. Dies liegt daran, dass die vertikalen Schnitte 1-1, 1-3, 6-1 und 6-3 mittig durch die Doppelwand definiert werden. Dort sind ebenfalls die I-förmigen Träger der Gerüstverankerung situiert, siehe Abbildung 6.13. Die erhöhten Schnittgrößen in diesem Bereich werden somit von dem Einbauteil aufgenommen und nicht allein von den Doppelwandplatten. Ist dies der Fall, wird die nächst größte Stelle ausgewählt und diese durch eine rote Markierung in den Schnittverläufen hervorgehoben.

Wie zu Beginn dieses Kapitels beschrieben werden die Zugkräfte in den Platten zur Gänze von den Schweißgrundeinbauteilen aufgenommen. Druckkräfte entstehen nur im Bereich der Auflagerung, siehe Abbildung B.11. Die maximale Auflagerkraft des Segmentringes entsteht durch die Lastkombination von Eigengewicht, Frischbetondruck, Gerüstlasten und Lasten eines darüber positionierten Segments (LK3). Die Bemessungsschnittgrößen aus den Ergebnissen der FE-Berechnung sind in Tabelle 6.3 aufgelistet, wobei die Maximalwerte die in den weiteren Abschnitten für die Bemessung herangezogen werden hervorgehoben sind.

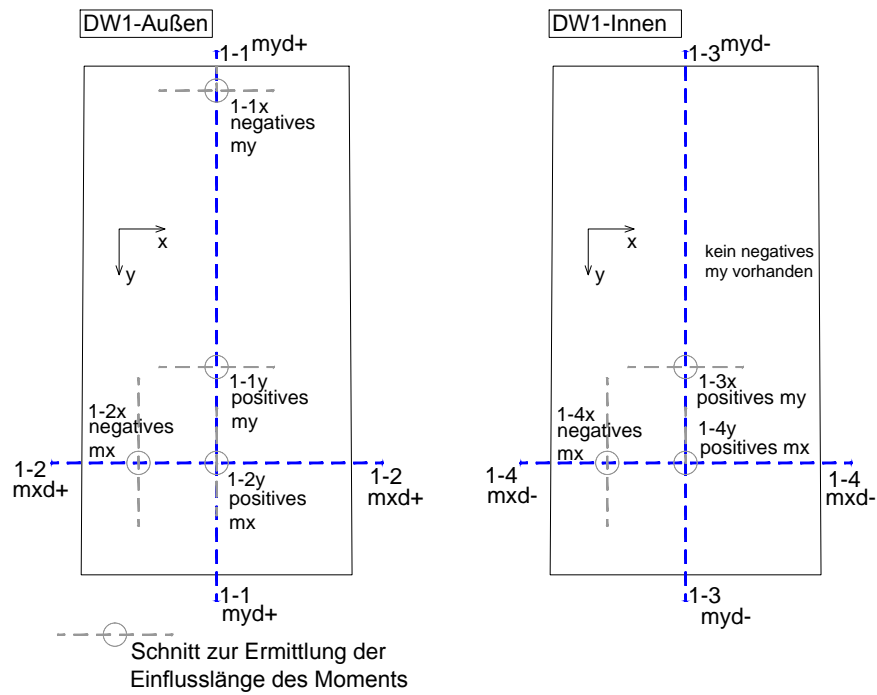


Abbildung B.1: Schnittführung am Doppelwandelement 1

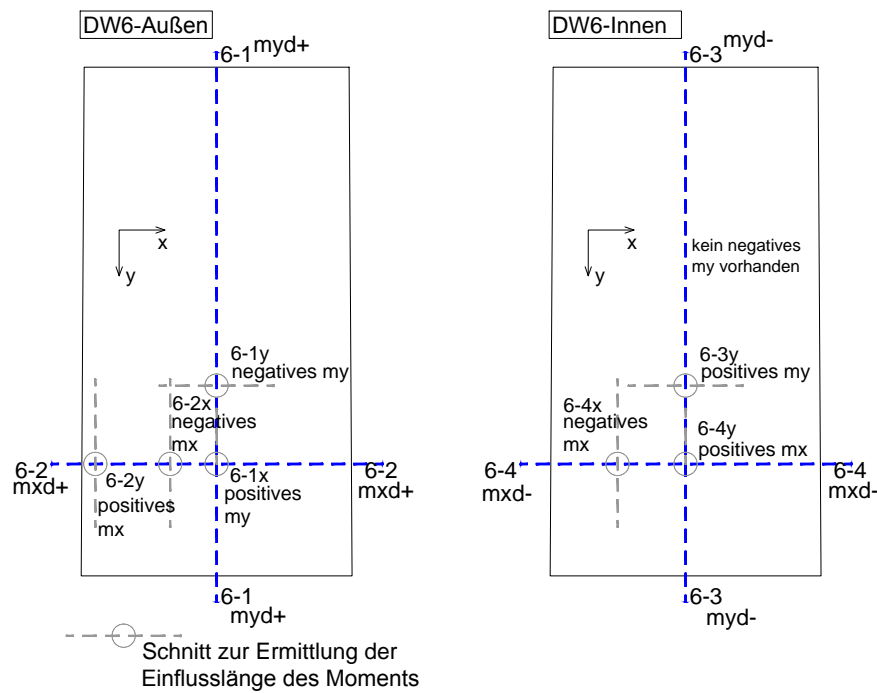


Abbildung B.2: Schnittführung am Doppelwandelement 6

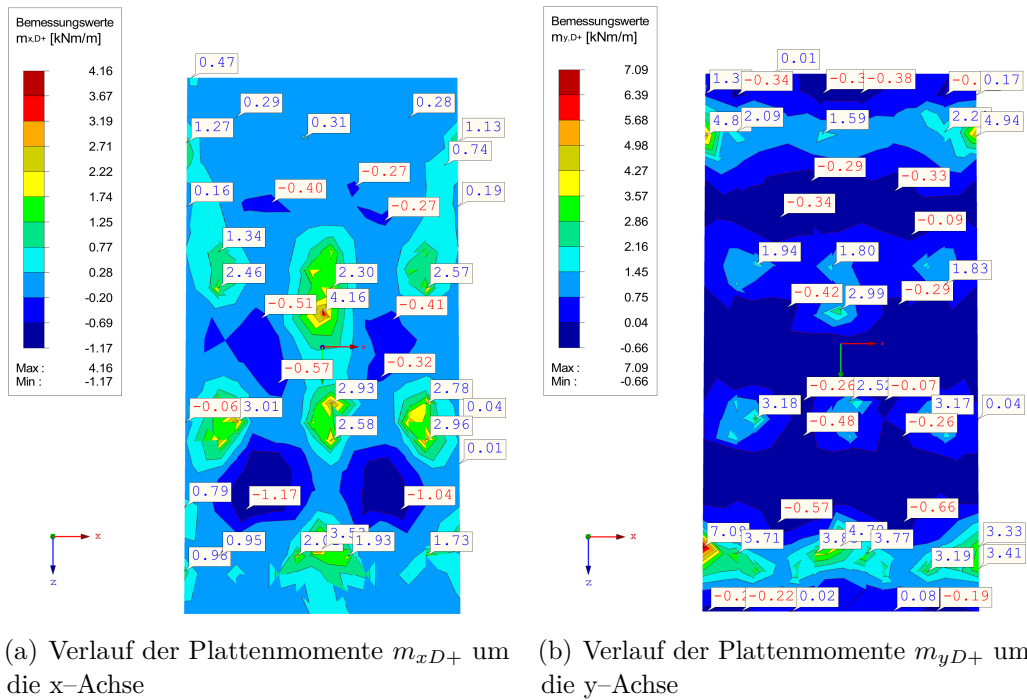


Abbildung B.3: Doppelwandelement 1 - Außenplatte - Schnittgrößen  $m_{xD+}$ ,  $m_{yD+}$  in [kNm/m]

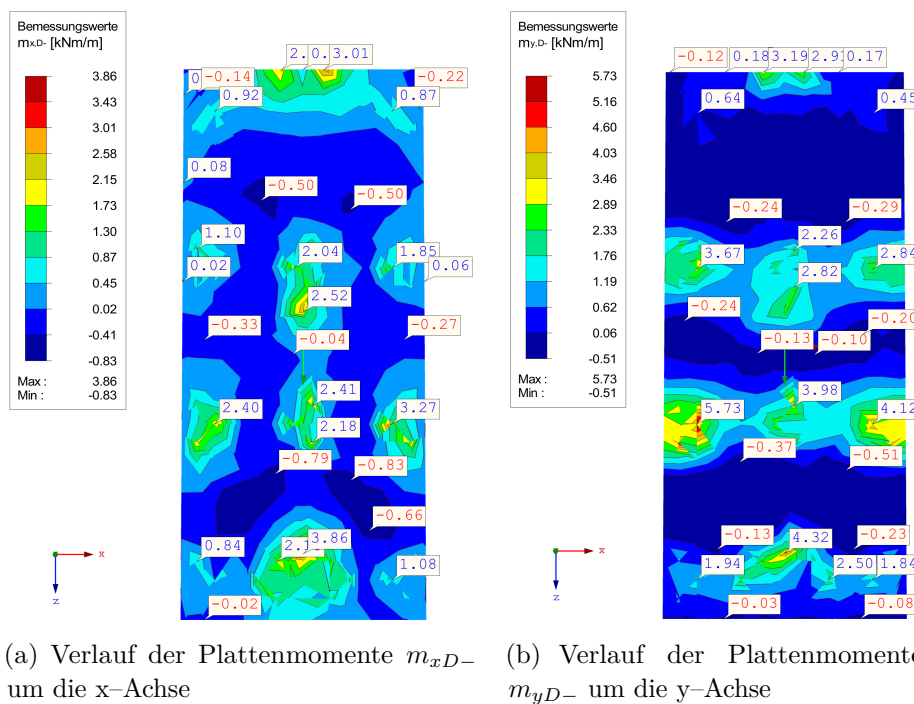


Abbildung B.4: Doppelwandelement 1 - Innenplatte - Schnittgrößen  $m_{xD-}$ ,  $m_{yD-}$  in [kNm/m]

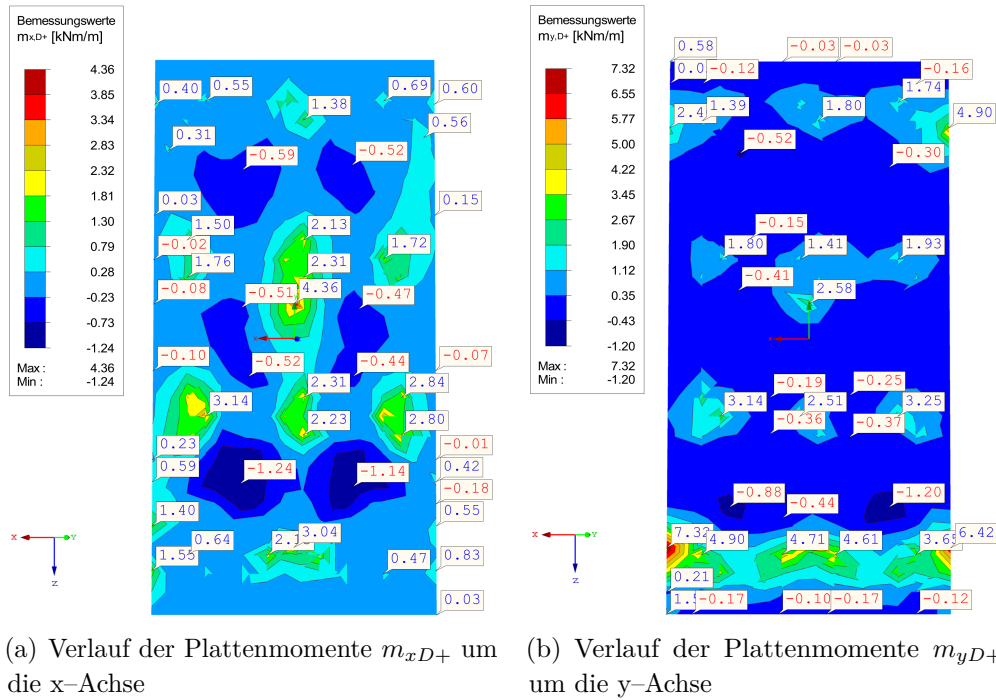


Abbildung B.5: Doppelwandelement 6 - Außenplatte - Schnittgrößen  $m_{xD+}$ ,  $m_{yD+}$  in [kNm/m]

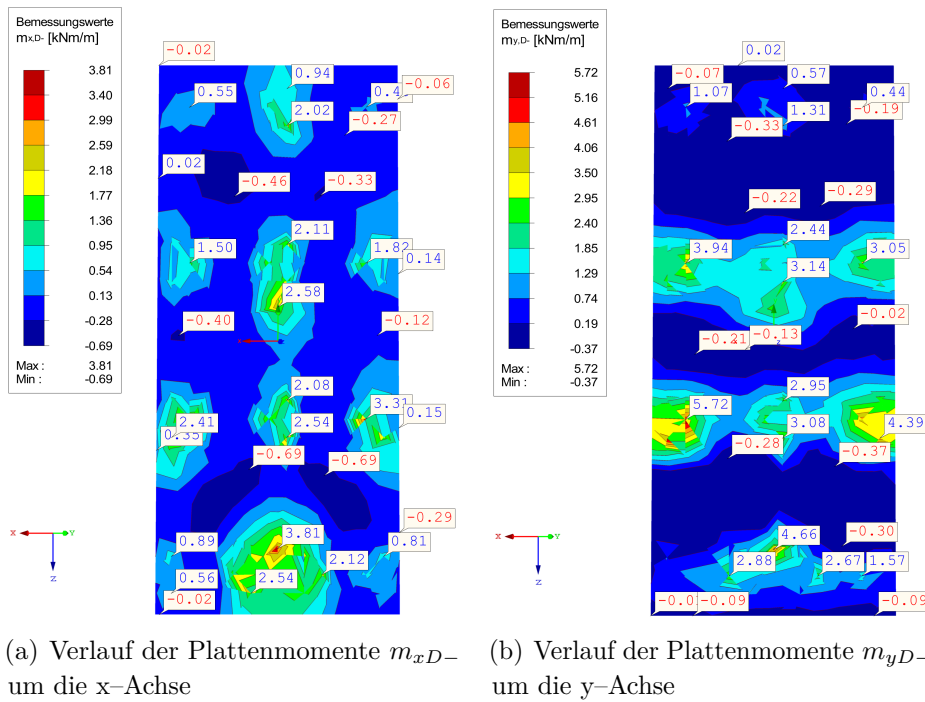
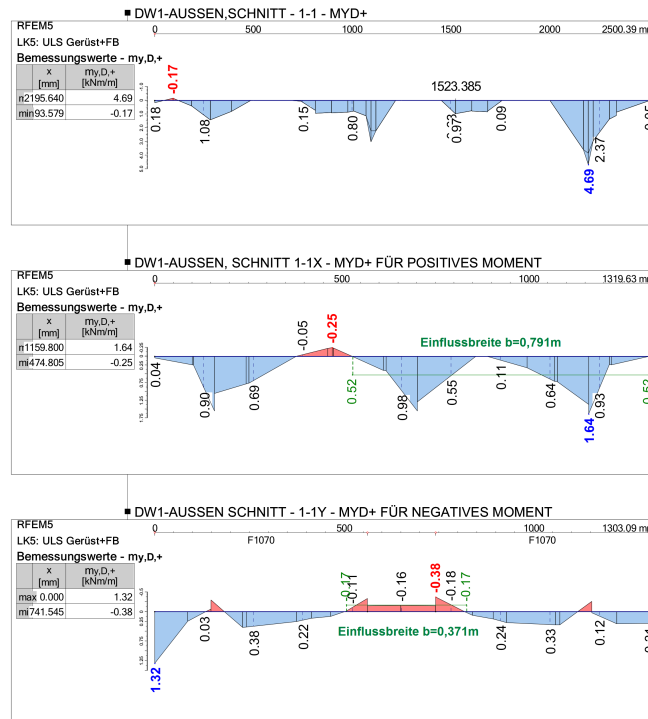
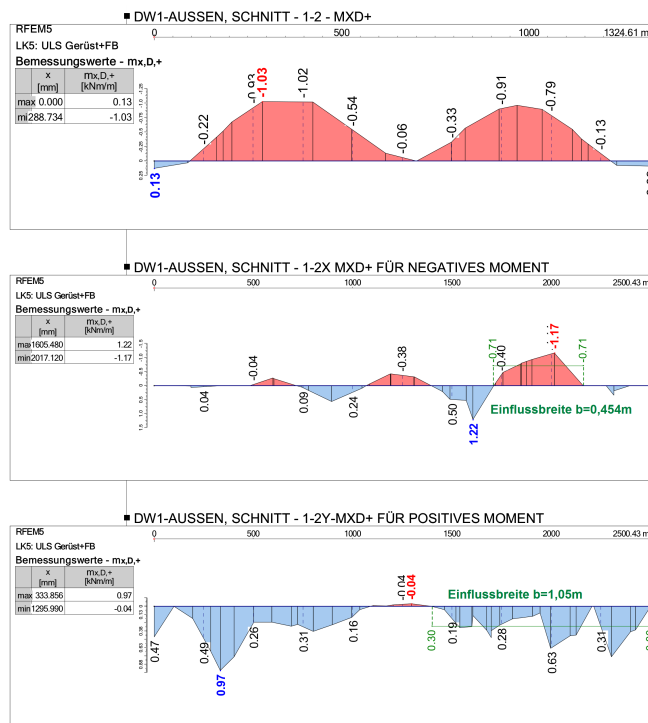


Abbildung B.6: Doppelwandelement 6 - Innenplatte - Schnittgrößen  $m_{xD-}$ ,  $m_{yD-}$  in [kNm/m]



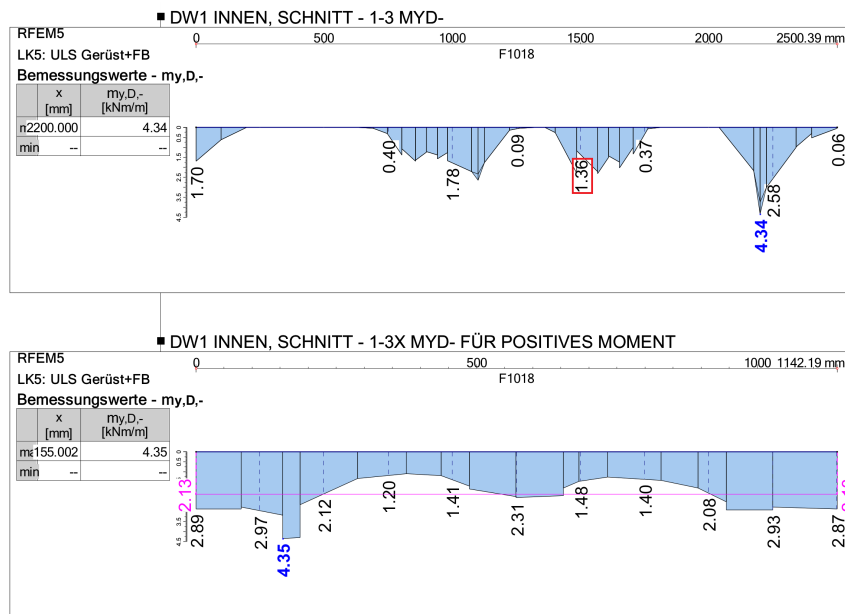


(a) Schnittverlauf zur Bestimmung des positiven und negativen Plattenmoments  $M_{yD+}$  um die y-Achse

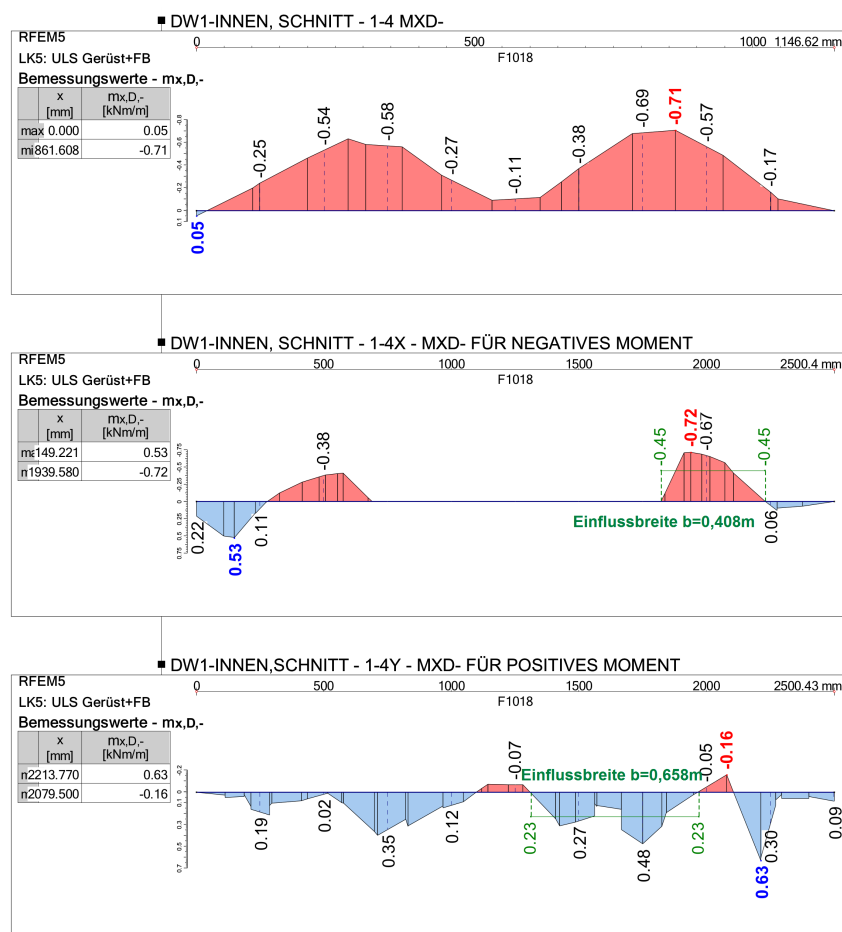


(b) Schnittverlauf zur Bestimmung des positiven und negativen Plattenmoments  $M_{xD+}$  um die x-Achse

Abbildung B.7: Doppelwandelement 1 Außenplatte – Verlauf der Plattenmomente

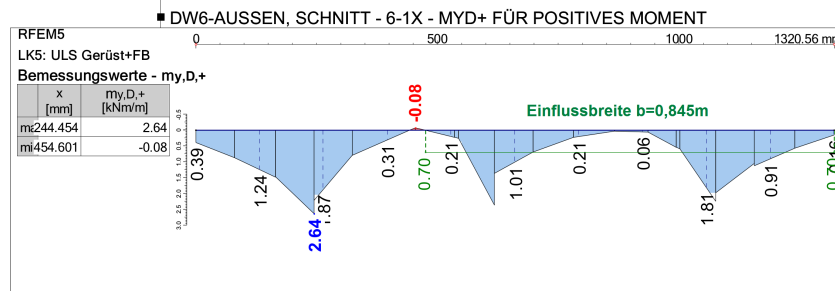
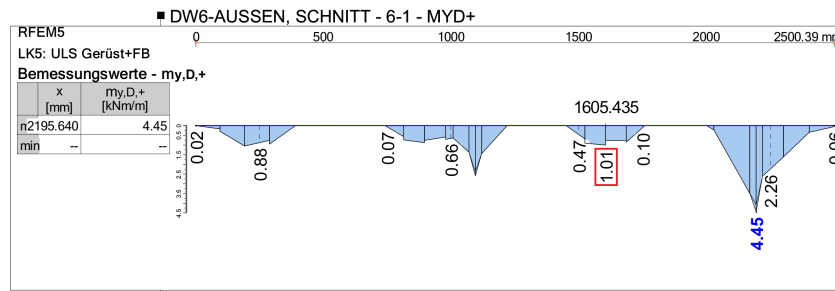


(a) Schnittverläufe zur Bestimmung des positiven und negativen Plattenmoments  $M_{yD-}$  um die y-Achse

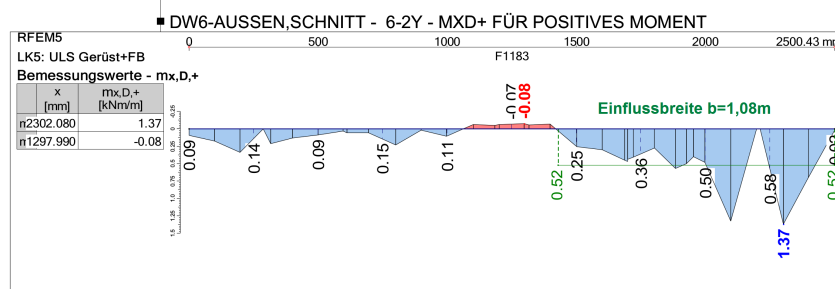
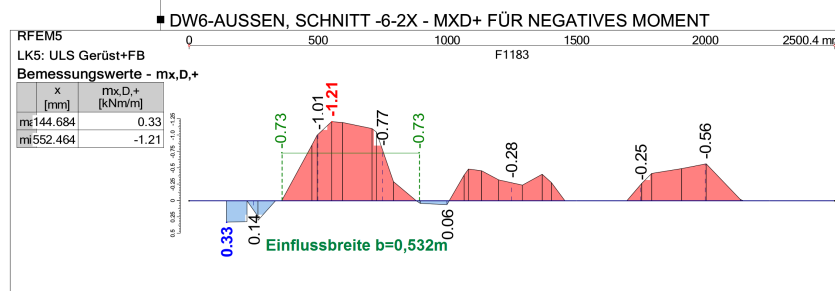
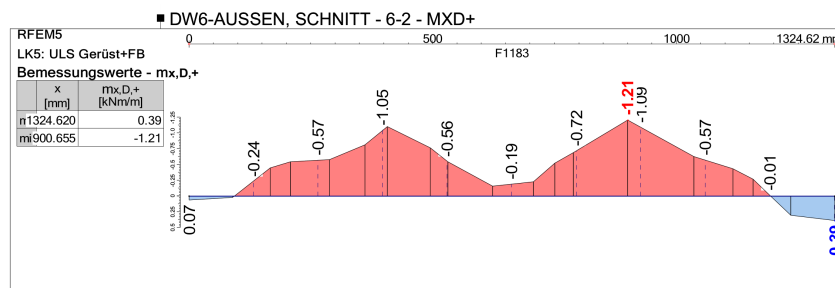


(b) Schnittverläufe zur Bestimmung des positiven und negativen Plattenmoments  $M_{xD-}$  um die x-Achse

Abbildung B.8: Doppelwandelement 1 Innenplatte –Verlauf der Plattenmomente

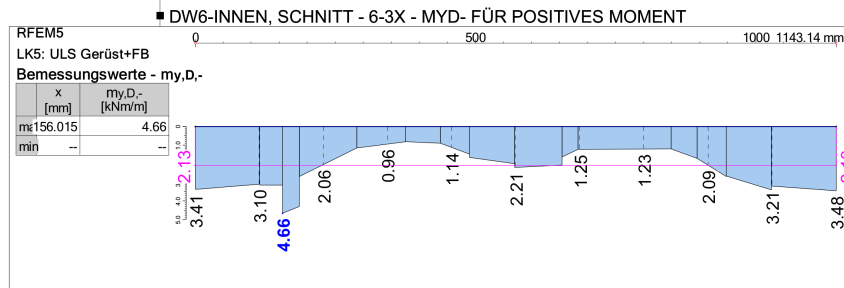
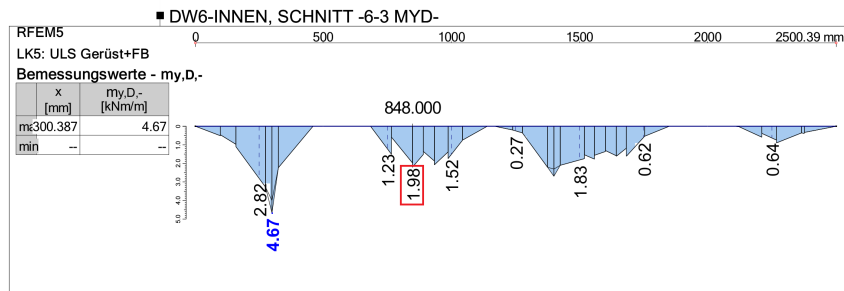


(a) Schnittverläufe zur Bestimmung des positiven und negativen Plattenmoments  $M_{yD+}$  um die y-Achse

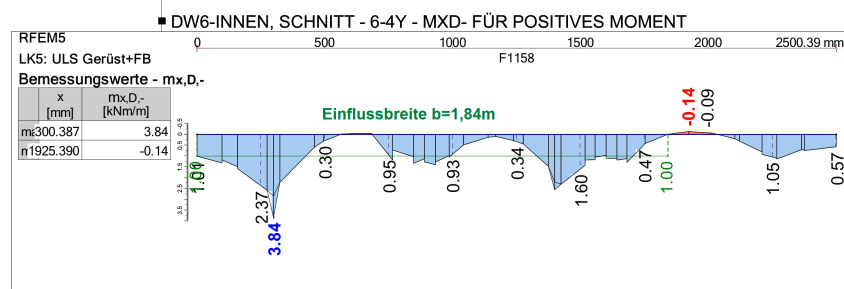
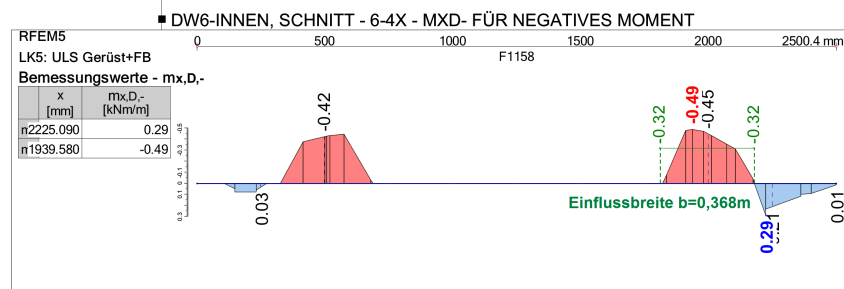
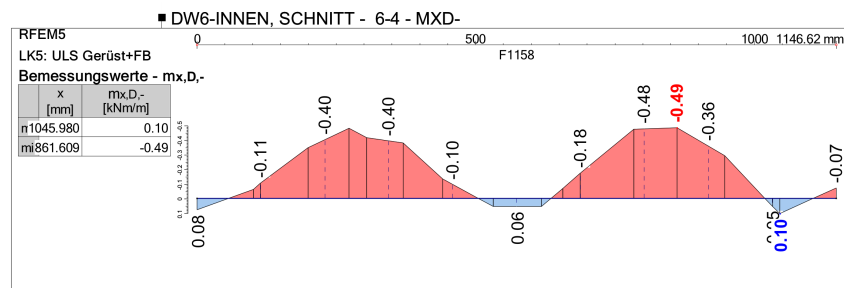


(b) Schnittverläufe zur Bestimmung des positiven und negativen Plattenmoments  $M_{xD-}$  um die x-Achse

Abbildung B.9: Doppelwandelement 6 Außenplatte – Verlauf der Plattenmomente



(a) Schnittverläufe zur Bestimmung des positiven und negativen Plattenmoments  $M_{yD-}$  um die y-Achse



(b) Schnittverläufe zur Bestimmung des positiven und negativen Plattenmoments  $M_{xD-}$  um die x-Achse

Abbildung B.10: Doppelwandelement 6 Innenplatte – Verlauf der Plattenmomente

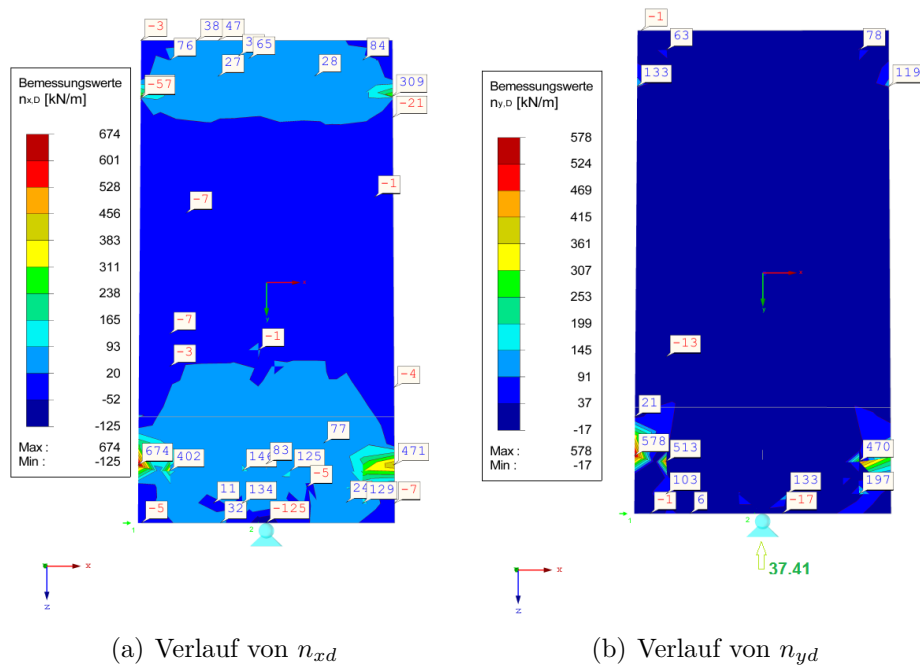


Abbildung B.11: Doppelwandelement 1 - Schnittgröße  $n_{xd}, n_{yd}$  in [kN/m]

## B.1.2 Querkräfte

Die Ermittlung der Querkräfte erfolgt analog zur Vorgehensweise der Bestimmung der Biegemomente wie in Kapitel B.1.1 beschrieben, mittels Schnitten nach Abbildung B.1 und B.2 durch die Doppelwandelemente 1 und 6. Maßgebend ist auch hier die Lastkombination LK2 – Frischbetondruck + Gerüstlasten, siehe Abbildungen B.12 bis B.17.

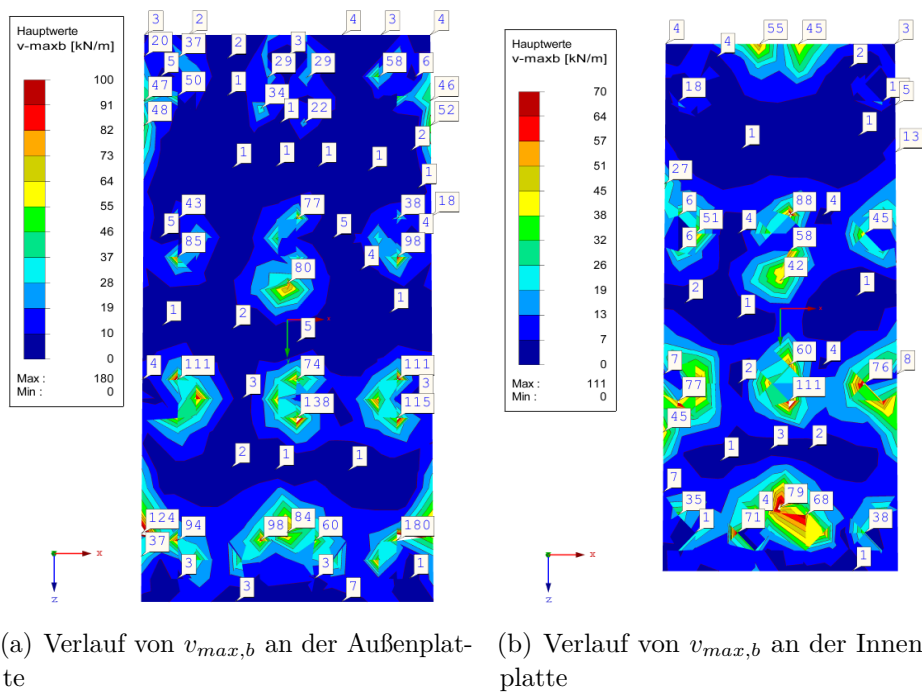


Abbildung B.12: Doppelwandelement 1 - Schnittgröße  $v_{max,b}$  in [kN/m]

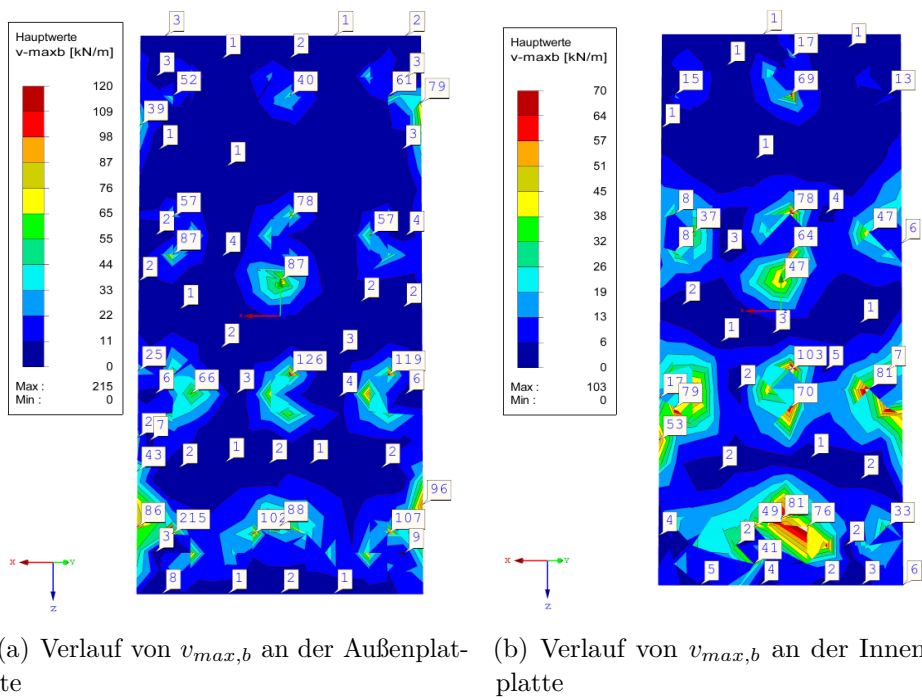
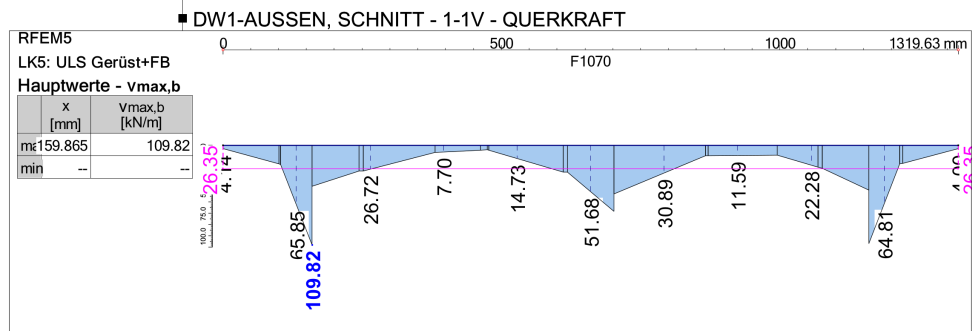
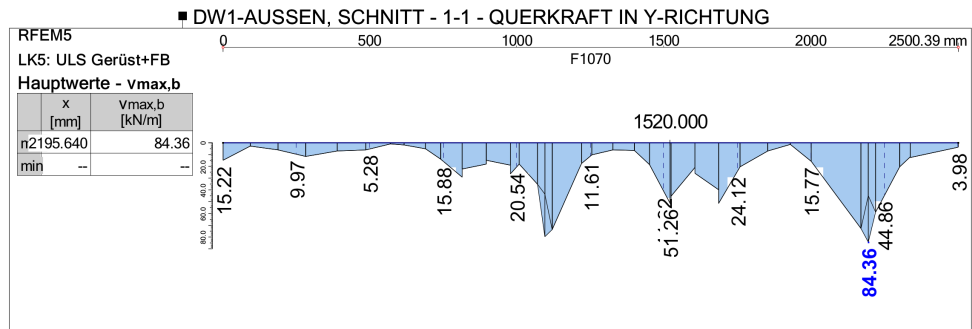
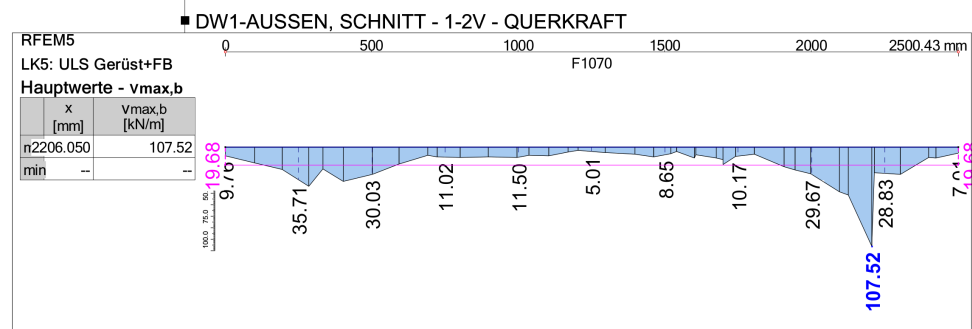
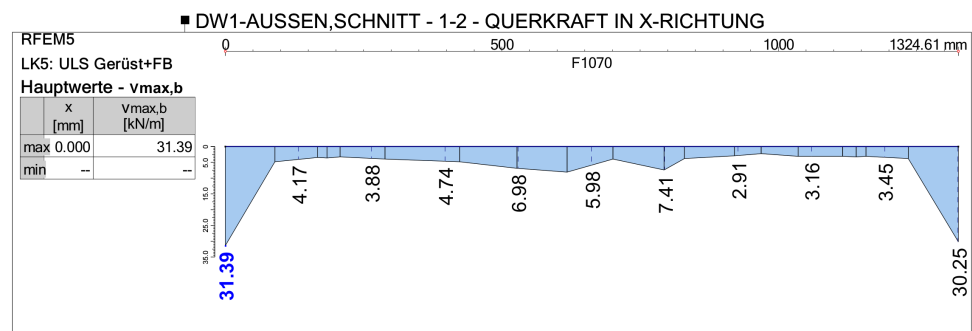


Abbildung B.13: Doppelwandelement 6 - Schnittgröße  $v_{max,b}$  in [kN/m]

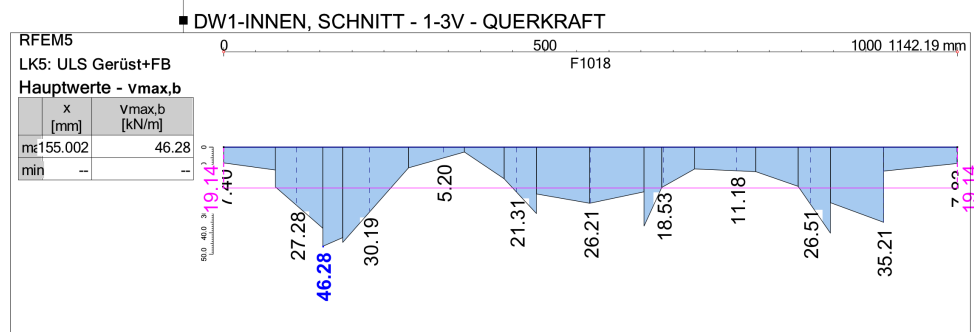
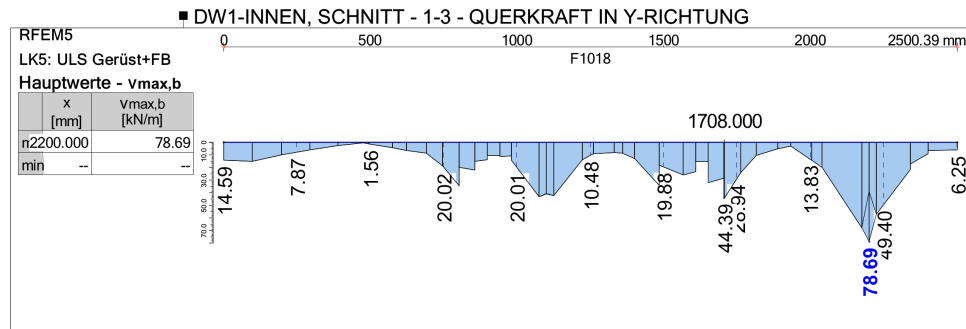


(a) Schnittverläufe zur Bestimmung der maximalen Querkraft  $V_{max,b}$  in y-Richtung

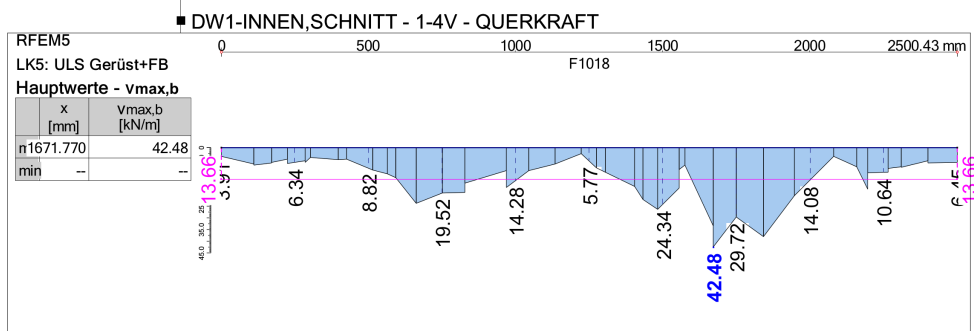
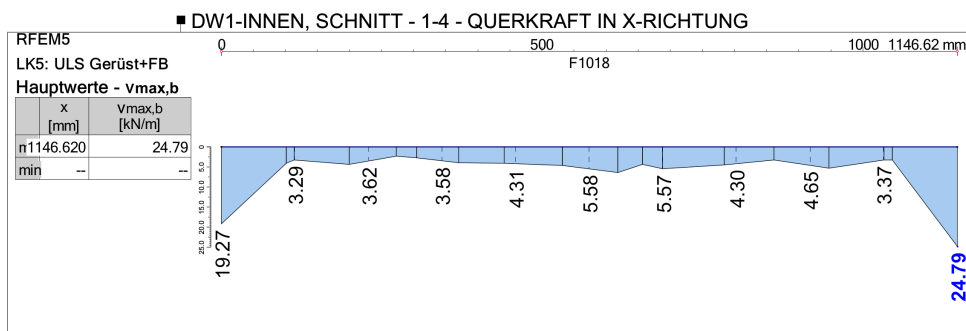


(b) Schnittverläufe zur Bestimmung der maximalen Querkraft  $V_{max,b}$  in x-Richtung

Abbildung B.14: Doppelwandelement 1 - Außenplatte - Schnitte an den Stellen der maßgebenden Querkräfte in [kN/m]



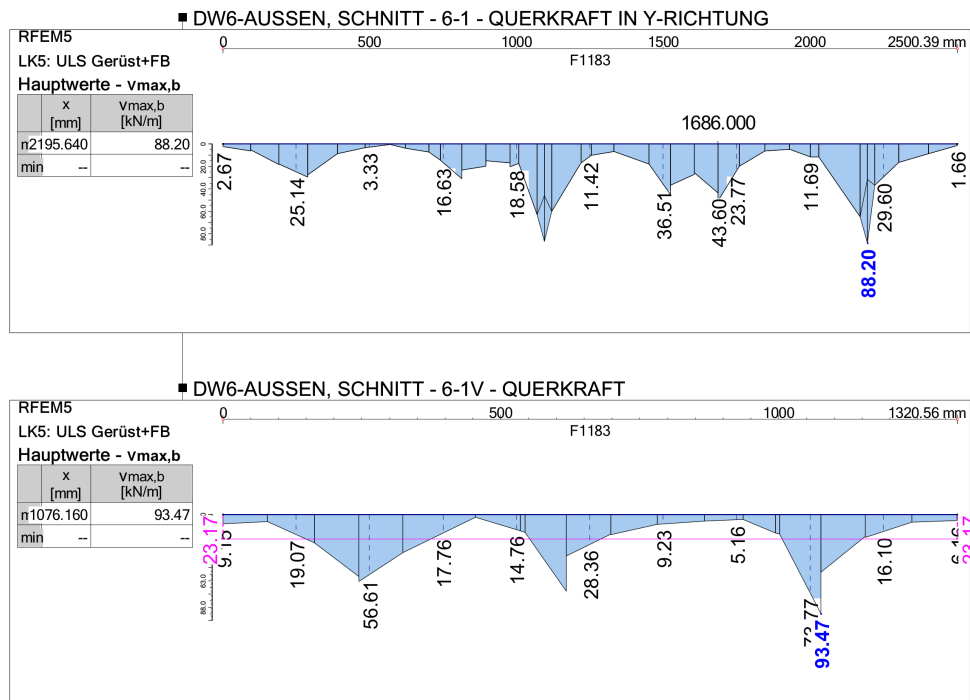
(a) Schnittverläufe zur Bestimmung der maximalen Querkraft  $V_{max,b}$  in y-Richtung



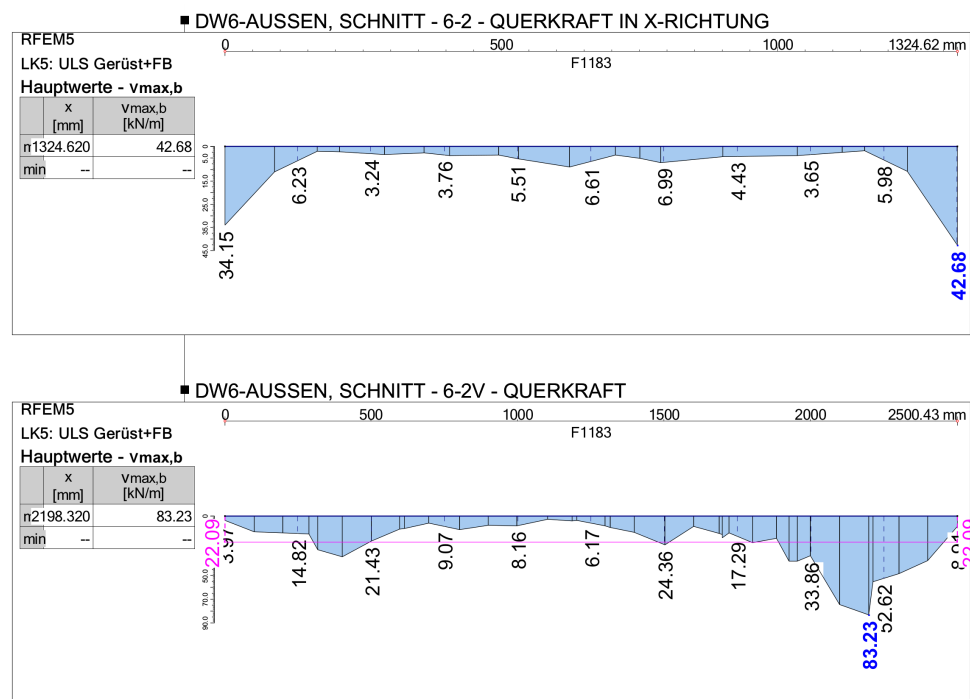
(b) Schnittverläufe zur Bestimmung der maximalen Querkraft  $V_{max,b}$  in x-Richtung

Abbildung B.15: Doppelwandelement 1 - Innenplatte - Schnitte an den Stellen der maßgebenden Querkräfte in [kN/m]



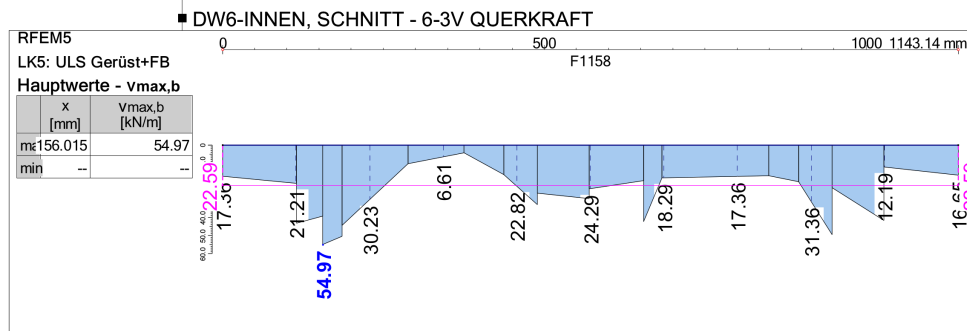
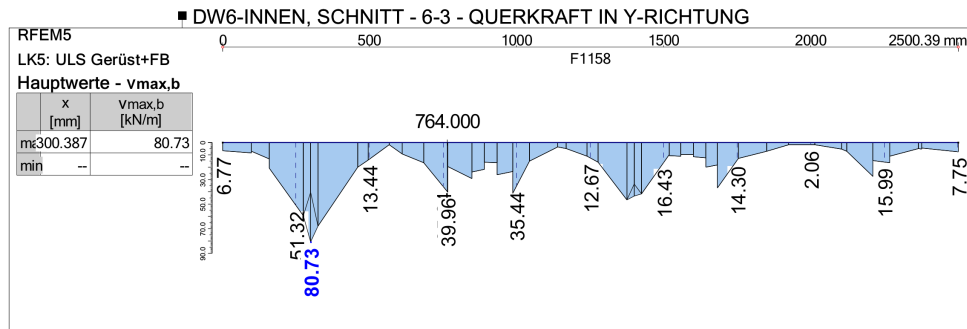


(a) Schnittverläufe zur Bestimmung der maximalen Querkraft  $V_{max,b}$  in y-Richtung

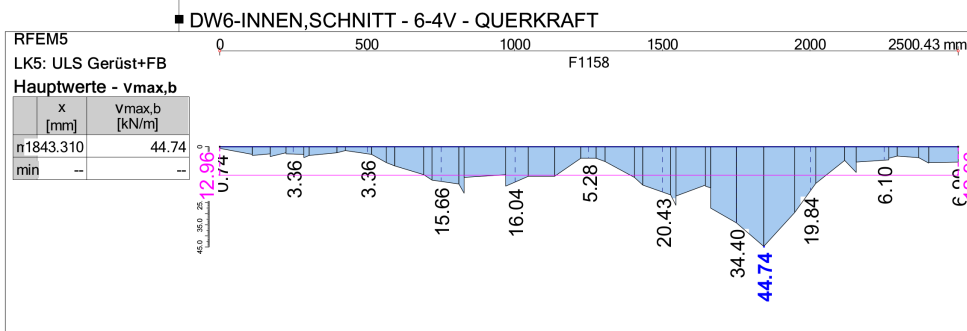
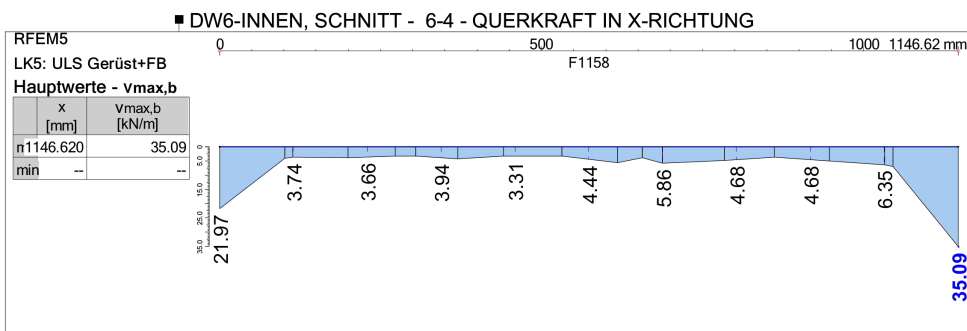


(b) Schnittverläufe zur Bestimmung der maximalen Querkraft  $V_{max,b}$  in x-Richtung

Abbildung B.16: Doppelwandelement 6 - Außenplatte - Schnitte an den Stellen der maßgebenden Querkräfte in [kN/m]



(a) Schnittverläufe zur Bestimmung der maximalen Querkraft  $V_{max,b}$  in y-Richtung



(b) Schnittverläufe zur Bestimmung der maximalen Querkraft  $V_{max,b}$  in x-Richtung

Abbildung B.17: Doppelwandelement 6 - Innenplatte - Schnitte an den Stellen der maßgebenden Querkräfte in [kN/m]

## B.2 Schnittgrößen im GZG

Die Vorgangsweise zur Ermittlung der maßgebenden Schnittgröße für die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ergibt sich analog zu jener der Ermittlung der Schnittgrößen nach Kapitel B.1.1. Nachfolgend, in den Abbildungen B.18 und B.19, wird nur noch die Ermittlung des maßgebenden, maximalen Moments dargestellt. Die Schnittdefinition erfolgt analog zu den Angaben in Abbildung B.1 und B.2. Dadurch ergibt sich ein maximales Biegemoment an der Innenplatte der Doppelwand 1 von  $M_{yD}=1,46\text{ kN}$ . Mit diesem Moment werden die Nachweise zur Begrenzung der Rissbreiten und Spannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt.

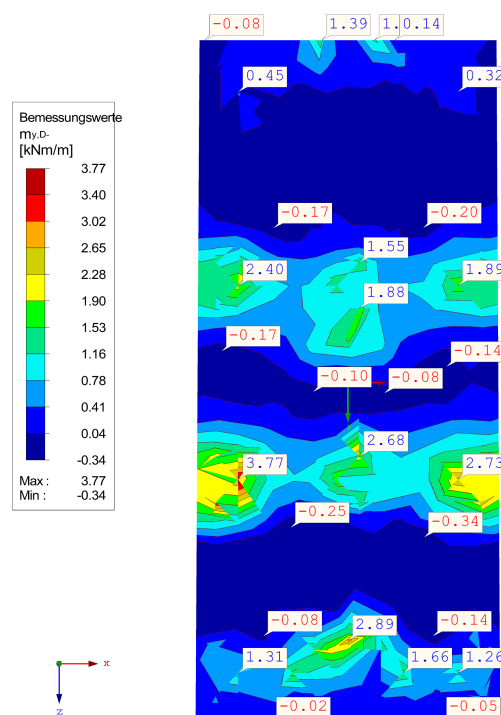


Abbildung B.18: Verlauf der Plattenmomente  $m_{yD}$  um die  $y$ -Achse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in [kNm/m]

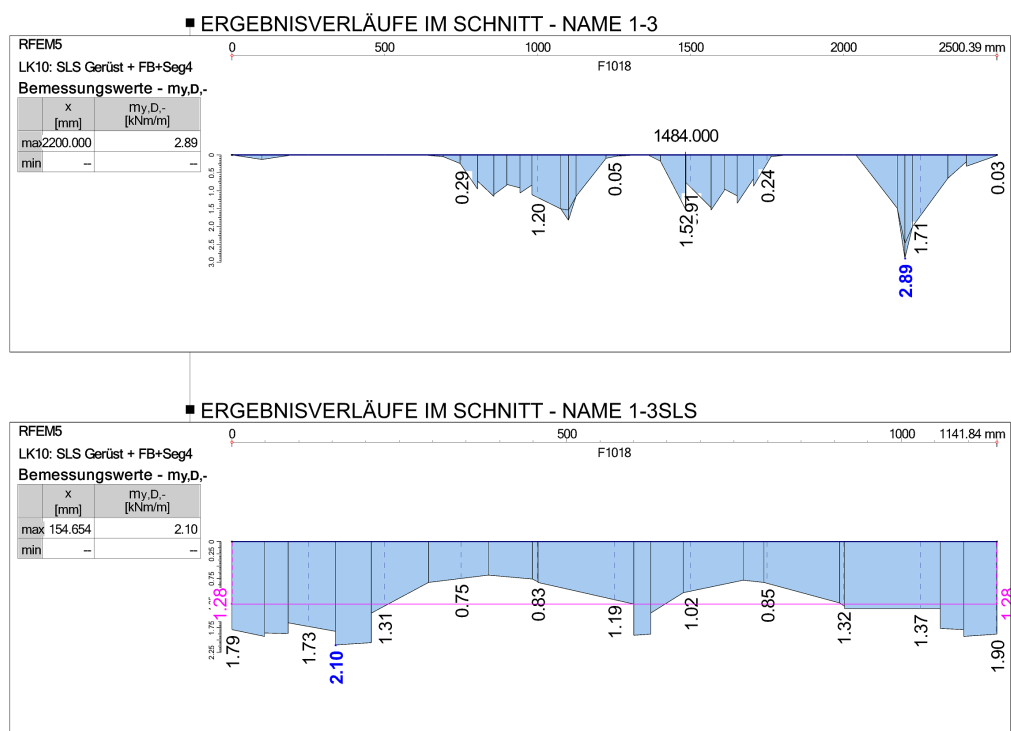


Abbildung B.19: Schnittverlauf 1-3 und 1-3x zur Bestimmung des Plattenmoments  $M_{yD}$  um die  $y$ -Achse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit