



Masterarbeit

Machbarkeitsstudie von Trockenfugen bei vorgespannten Betontürmen in Segmentbauweise

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Diplomingenieurs der
Studienrichtung Bauingenieurwissenschaften

unter der Leitung von

O. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Viet Tue Nguyen

Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Werner Theiler

Institut für Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Graz

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

von

Oliver Reicht, BSc

Graz, Mai 2011

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich herzlich bei Herrn O. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Viet Tue Nguyen, Leiter des Institutes für Betonbau, für die engagierte Unterstützung bei der Erstellung dieser Arbeit bedanken.

Ganz besonderer Dank gebührt meinem Betreuer DI DI Werner Theiler. Er hatte stets ein offenes Ohr für zahlreiche Fragen und nahm sich immer die Zeit um mir bei Problemstellungen weiterzuhelfen.

Ein Dankeschön möchte ich auch den Mitarbeitern des Betonbauinstitutes für das überaus freundliche Arbeitsklima und die Hilfsbereitschaft aussprechen.

Einen herzlichen Dank richte ich an meine Familie und meine Freunde, die mich während meiner Studienzeit sehr unterstützt haben.

Weiters danke ich meinen Kollegen des Zeichensaals für die schöne gemeinsame Zeit. Und vor allem bedanke ich mich bei meinem Freund Wilfried, mit dem ich zusammen die gesamte Studienzeit durchgestanden habe.

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides Statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebene Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die in den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am

.....

(Unterschrift)

Kurzfassung

Titel: „Machbarkeitsstudie von Trockenfugen bei vorgespannten Betontürmen in Segmentbauweise“

Die Standsicherheit und Dauerhaftigkeit von Bauwerken in Segmentbauweise wird entscheidend von den Fugen bestimmt. Die bisher verwendete Nassfuge bzw. profilierte Trockenfuge weist zahlreiche Nachteile auf, insbesondere die witterungsabhängige Herstellungsqualität. Heutzutage ermöglicht die CNC-Technik eine sehr genaue Nachbearbeitung von Bauteilen – auch im Betonbau. Hierdurch scheint die Anwendung der glatten trockenen Fuge im Betonfertigteilterbau möglich zu sein.

Diese Masterarbeit beschäftigt sich mit der Untersuchung der Anwendbarkeit von glatten trockenen Fugen bei einem vorgespannten Betonturm einer Windenergieanlage in Segmentbauweise. Dazu wurde ein geeignetes Finite-Elemente-Modell zur Simulation eines erarbeiteten Fugenkonzeptes entwickelt. Damit hat eine Überprüfung des Kraftflusses bei der Ausführung unterschiedlicher vertikaler Fugenvarianten stattgefunden und es konnte ein Einblick in das Tragverhalten des vorgespannten Betonturmes gewonnen werden. Des Weiteren wurden Untersuchungen zum Einfluss der Maßgenauigkeit von Fertigteilelementen angestellt.

Die Ergebnisse bestätigen grundsätzlich die Machbarkeit der glatten trockenen Fuge im Betonfertigteilterbau. Für die tatsächliche Umsetzung sind jedoch weitere Untersuchungen erforderlich.

Schlagwörter: Spannbetonbau, Segmentbauweise, trockene Fugen, Betonturm, Windenergieanlage, FE-Modellierung, Fugenmodellierung

Abstract

Title: „Feasibility Study of Dry Joints in Prestressed Concrete Segment Towers“

Dry joints give many benefits to the erection process of concrete segment constructions. But the drawback is the needed high accuracy of dimension in the production process. Thus, wet joints and profiled dry segments are commonly used in practice. Nowadays it is possible to rework prefabricated concrete segments in high precision by CNC technique. So it seems that plain dry joints are applicable for realization.

This master thesis focuses on the applicability of plain dry joints on a prestressed concrete segment tower construction. This tower is used for a wind energy plant. For the analysis of the joint concept, a finite element calculation model was created. Considering dead loads, wind, other dynamic impacts and prestressed forces, the influence of the joint concept on flow of forces is investigated. Based on this a parameter study on the required accuracy of dimension was carried out.

The results confirm the possibility of plain dry joints in prefabricated concrete segment constructions, but for application more research has to be done.

Key Words: prestressed concrete construction, segment construction, dry joint, concrete tower, wind energy plant, finite elements method modelling, joint modelling

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Zielsetzung.....	1
2	Turmbauwerke in Massivbauweise	3
2.1	Anwendungsbereiche	3
2.2	Onshore - Windenergieanlagen	6
2.2.1	Allgemein.....	6
2.2.2	Leistungsbereiche	7
2.2.3	Bauformen – Stand der Technik	8
2.2.3.1	Betontürme.....	10
2.2.4	Ausblick	12
3	Anwendung der Trockenfuge bei der Segmentbauweise	13
3.1	Fugenausbildung allgemein.....	13
3.2	Normative Regelung von Trockenfugen	16
3.2.1	Eurocode 2.....	16
3.2.2	DIN 1045 Teil 1	17
3.2.3	Erläuterung	17
4	FE – Modellierung	18
4.1	Überlegungen zur Modellierung	18
4.1.1	Montage und Transport	20
4.1.2	Fugenkonzept	22
4.2	Modellbildung	23
4.2.1	Systemgeometrie	23
4.2.2	Fugenmodellierung	25
4.2.3	Federeigenschaften	26
4.3	Einwirkungen	28
4.3.1	Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen.....	28
4.3.2	Belastungen der WEA	29
4.3.3	Annahme Eigengewicht	29
4.3.4	Abschätzung der Vorspannkraft.....	31

4.3.5	Belastungen Modell	33
4.4	Untersuchungsvarianten.....	34
4.4.1	Variante – geschlossene Betonringe	34
4.4.2	Variante – Reibfuge.....	35
4.4.3	Variante – offene Fuge.....	35
4.4.4	Variante – Betonfuge.....	36
4.5	Belastungsvarianten	36
4.5.1	Lastfall 1	37
4.5.2	Lastfall 2	38
4.5.3	Lastfall 3	39
5	Ergebnisse und Interpretation der Modellberechnung	40
5.1	Berechnungsgrundlage.....	40
5.2	Globale Effekte	40
5.2.1	Verformungen.....	40
5.2.2	Fugenverhalten	42
5.2.2.1	Horizontale Fugen.....	42
5.2.2.2	Vertikale Fugen	44
5.3	Lokale Betrachtung der Betonsegmente	48
5.3.1	Betrachtungsbereich.....	48
5.3.2	Schnittkräfte	49
5.3.3	Spannungen	58
6	Detailuntersuchung	61
6.1	Spannungskonzentrationen im Randbereich.....	61
6.1.1	Annahmen zur Modellierung	61
6.1.2	Modellierung des Detailsystems	62
6.1.3	Belastungen	64
6.1.4	Interpretation der Ergebnisse	66
6.2	Maßgenauigkeit der Fertigteile an den Fugenflächen	71
6.2.1	Annahmen zur Modellierung	71
6.2.2	Modellierung des Detailsystems	72
6.2.3	Belastungen	80
6.2.4	Interpretation der Ergebnisse	81
7	Zusammenfassung und Ausblick	86

Literaturverzeichnis	88
Abbildungsverzeichnis	90
Tabellenverzeichnis	92

1 Einleitung

1.1 Motivation

Türme aus Beton haben bei großen Höhen Vorteile gegenüber solchen aus Stahl. Der erhöhte Materialbedarf bei zunehmender Turmhöhe und die damit verbundene Verarbeitung dickerer Blechstärken spielt eine große Rolle im Bezug auf die Wirtschaftlichkeit von Projekten. Zudem sind die Stahlpreise in den letzten Jahren stark angestiegen und die Tendenz geht in die Richtung noch höherer Preise. Aus diesem Grund wird die Bauweise aus Beton für die, in der Zukunft angestrebten Bauhöhen, bevorzugt.

Betontürme können in Ortbeton- und Fertigteilmbauweise errichtet werden. Die Herstellung eines Turmes in Ortbetonbauweise sowie aus Fertigteilesegmenten mit Nassfugen ist sehr witterungsabhängig. Dadurch ist es sehr schwierig und nur mit großem Aufwand möglich, die Qualitätsanforderungen an das Bauwerk zu erfüllen und eine schnelle Bauabwicklung zu erzielen. Aus diesem Grund entstand die Idee, vorgespannte Betontürme in Segmentbauweise mit trockenen Fugen auszuführen. Die Anwendung von glatten trockenen Fugen erfordert eine sehr hohe Maßgenauigkeit der Fugenflächen, um beim Kontakt die Kraftübertragung zwischen den Segmenten sicherzustellen. Heutzutage wird diese erforderliche Genauigkeit durch die Nachbehandlung der Betonoberflächen erreicht.

Die Aufgabe dieser Masterarbeit besteht darin, ein geeignetes FE-Modell im Programm SOFiSTiK zur Simulierung von horizontalen und vertikalen Fugen am Beispiel eines Betonturmes für eine Windenergieanlage zu erstellen. Des Weiteren soll ein Fugenkonzept für den Betonturm unter Berücksichtigung von Transport und Montagemöglichkeiten erarbeitet werden. Zusätzlich soll eine Überprüfung über die Auswirkungen von Bauteilgenauigkeiten an den Fugenflächen auf die Segmentbauteile durchgeführt werden.

Alternative Energiequellen werden in der Zukunft eine sehr wichtige Rolle im Bezug auf Stromgewinnung übernehmen. Die Möglichkeit, in der Entwicklung mithelfen zu dürfen, Windenergieanlagen schneller und vor allem einfacher errichten zu können, hat mein Interesse geweckt.

1.2 Zielsetzung

Das Ziel der Masterarbeit ist eine Aussage über die Machbarkeit von glatten trockenen Fugen bei vorgespannten Betontürmen in Segmentbauweise tätigen zu können. Dies soll anhand der Darstellung und Erklärung des Kraftflusses bei unterschiedlichen Varianten der Fugenausführung geschehen. Die Variantenstudie

soll auch Aufschluss über das generelle Verhalten der Konstruktion, hinsichtlich Verformungen und möglichen Spannungskonzentrationen, bei der Anwendung von trockenen vertikalen Fugen geben. Abschließend soll eine Überprüfung der erforderlichen Maßgenauigkeit der Fugenkontaktflächen durchgeführt werden, welche grundlegende Erkenntnisse über die Auswirkung von Ungenauigkeiten in den Fertigteilsegmenten des Turmsystems liefern soll.

2 Turmbauwerke in Massivbauweise

Turmartige Bauwerke in Betonbauweise findet man im Bauwesen in einem sehr breiten Spektrum von Anwendungsbereichen wieder. Der Einsatz vom Baustoff Beton erlangt bei Turmkonstruktionen, in Anbetracht der statischen Anforderungen und des wirtschaftlichen Aspektes, eine immer größer werdende Bedeutung. Auf diese Aussage wird in diesem Kapitel in später folgenden Abschnitten noch eingegangen.

Des Weiteren wird in diesem Kapitel ein Überblick der Einsatzbereiche von Turmkonstruktionen in Massivbauweise gegeben und im Speziellen die Turmbauweise von Windenergieanlagen, kurz WEA, für den Festlandbereich (Onshore) näher betrachtet. Es werden die Bauformen sowie die Fertigungsweisen erwähnt und ein Ausblick auf zukünftige Dimensionen und Ausbildungen von WEA gezeigt.

2.1 Anwendungsbereiche

Die Grundlagen für Entwurf und Planung sowie für die Berechnung der Konstruktion von Betontürmen sind in den verschiedensten Anwendungsbereichen sehr ähnlich.

Man findet die Anwendung von Türmen in Massivbauweise in folgenden Bauwerken wieder: [1]

- **Fernmeldetürme**
- **Radartürme**
- **Leuchttürme an Schifffahrtsstraßen**
- **Antennenträger und Funkmaste für Mobilfunknetze**
- **Schornsteine/Schlote und Kühltürme**
- **Turmkonstruktionen für Windenergieanlagen**

Betontürme reichen je nach Anwendungsgebiet in unterschiedlichste Höhen.

Tab. 2-1: Anwendungsbereiche und Bauhöhen von Turmbauwerken in Massivbauweise [1]

Turmtyp	Höhen
Fernmeldetürme	bis 537 [m]
Leuchttürme	bis 60 [m]
Antennenträger	bis 100 [m]
Schlote	100 - 400 [m]
Kühltürme	bis 150 [m]
Windenergieanlagen	bis 140 [m]

Die folgende Reihe von Bildern zeigt die Anwendungsbereiche von Turmbauwerken in Massivbauweise:



Abb. 2-1: Fernmeldeturm [2]



Abb. 2-2: Schornstein [3]



Abb. 2-3: Leuchtturm [4]

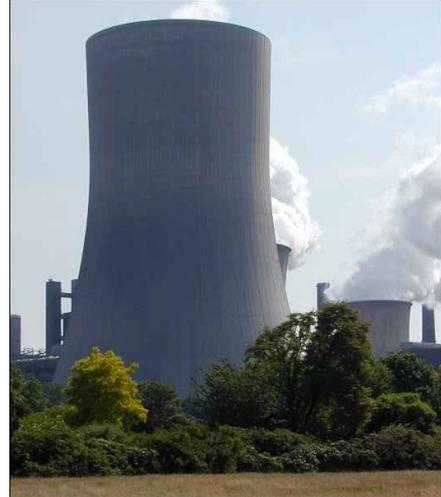


Abb. 2-4: Kühlturm [5]



Abb. 2-5: Antennenträger [6]



Abb. 2-6: Windenergieanlage [7]

2.2 Onshore - Windenergieanlagen

2.2.1 Allgemein

Grundsätzlich unterscheidet man zwischen zwei Standorten, an denen Windkraftanlagen errichtet werden. Zum Einen werden Windenergieanlagen am Festland und zum Anderen auf offener See, an küstennahen Gebieten, erbaut. Windenergieanlagen an Land bezeichnet man als Onshore-Anlagen und jene auf dem Meer als Offshore-Anlagen.



Abb. 2-7: WEA Offshore [8]



Abb. 2-8: WEA Onshore [9]

Die wesentlichen Unterschiede zwischen Offshore- und Onshore-Anlagen liegen in der Art der Gründung und in der Anforderung an das Bauwerk. Mit der Anforderung an das Bauwerk ist die Umgebungsbedingung im Meerwasser gemeint. Dem zufolge differenzieren sich die Konstruktionsausführung als auch der Bauablauf. [10]

Im Abschnitt 2.2 dieses Kapitels werden ausschließlich Onshore-Windenergiekonverter in Propellerbauart mit horizontaler Lage der Drehachse beschrieben. Dieses Konstruktionsprinzip ist heutzutage auch das gängigste und meist verbreitetste Konzept. Die folgende Abbildung zeigt eine schemenhafte Darstellung einer Windenergieanlage in der Ausführung eines turmartigen Schaftes mit einem Horizontalachsen-Rotor im Festlandbereich. [11]

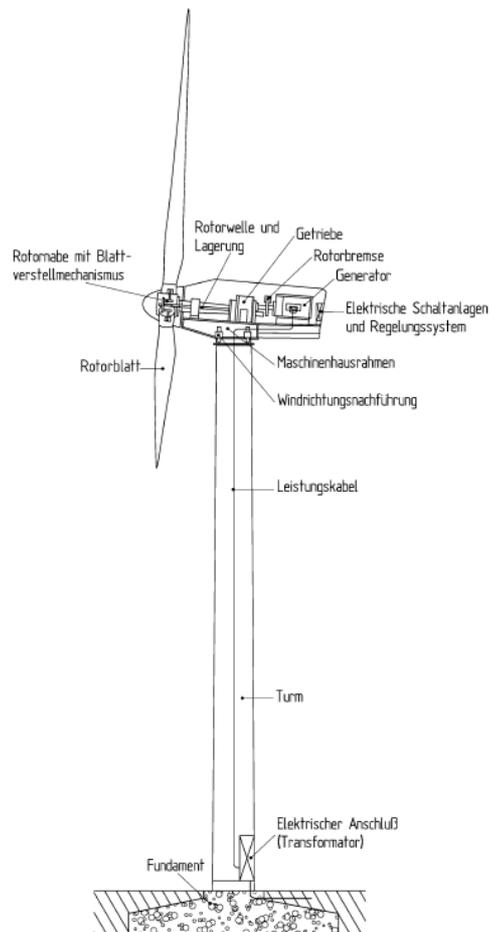


Abb. 2-9: Horizontalachsen-Windkraftanlage am Festland [11]

2.2.2 Leistungsbereiche

Windenergieanlagen werden mit folgenden Parametern, welche für die Energiegewinnung maßgebend sind, angegeben. Zum Einen die Turmhöhe, die mit der Nabenhöhe in Meter [m] angegeben wird, und zum Anderen die Generatorleistung, welche der Nennleistung in Watt [W] entspricht. Der Durchmesser des Rotors steht in direktem Zusammenhang mit der Nennleistung und hat somit einen wesentlichen Anteil am Leistungsertrag der Anlage. Grundsätzlich ist davon auszugehen, umso höher ein Windenergieanlage gebaut wird, desto mehr Energie kann gewonnen werden. [12]

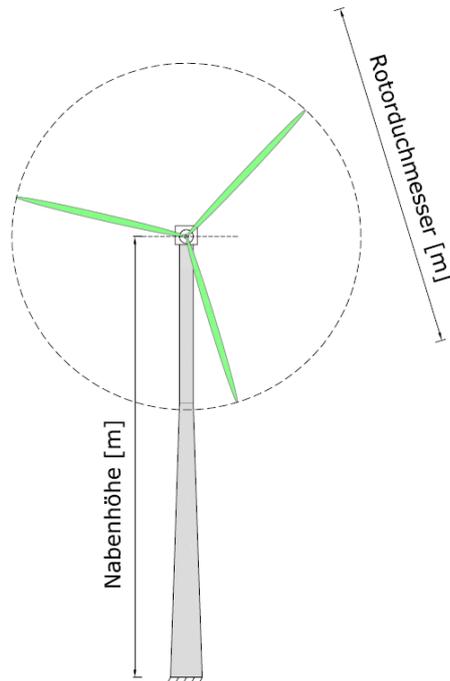


Abb. 2-10: Nabenhöhe und Rotordurchmesser

Folgende Abbildung zeigt die Leistungsbereiche von WEA in der Abhängigkeit des Rotordurchmessers und der Turmhöhe.

Tab. 2-2: Leistungsbereiche von WEA [12]

Rotordurchmesser	Nennleistung	Turmhöhe (Nabenhöhe)
6 [m]	5 - 7 [kW]	12 - 20 [m]
40 [m]	500 - 600 [kW]	40 - 65 [m]
70 - 90 [m]	1,5 - 3,0 [MW]	65 - 114 [m]
112 - 126 [m]	4,5 - 6,0 [MW]	120 - 130 [m]

2.2.3 Bauformen – Stand der Technik

Die Informationen des Abschnittes 2.2.3 und 2.2.3.1 stammen aus der Literaturquelle [11].

Die Tragkonstruktion von Windenergieanlagen, der Turm, wird in verschiedenste Bauarten realisiert. Im Laufe der Entwicklungsjahre hat sich die Bandbreite der Turmbauarten auf freitragende Konstruktionen, vorwiegend aus Stahl, Beton oder sogar deren Kombination konzentriert.

Der Turm nimmt auch eine bedeutende Rolle hinsichtlich der Baukosten und der Energiegewinnung ein. In etwa 20% der Gesamtkosten einer WEA werden für den Turm benötigt. Im Binnenland nimmt die Windgeschwindigkeit mit der Höhe zu. Um eine Steigerung der Energiegewinnung zu erreichen, wird immer höher gebaut. Aus diesem Grund müssen hinsichtlich des Entwurfes der Turmkonstruktion und der Wahl des Materials neue Überlegungen getroffen werden.

Folgende Varianten kommen zur Anwendung:

- **Gitterbauart**

Diese Bauart ermöglicht die Realisierung sehr hoher Türme. Dabei kommt ein räumliches Fachwerk aus Stahl zur Anwendung und bildet eine sehr steife Turmkonstruktion für den Einsatzbereich im Binnenland. Sie bietet eine günstigere Variante zur Stahlrohrbauweise.

- **Freitragende Stahlrohrtürme**

Freitragende Türme aus einer Stahlrohrkonstruktion sind eine sehr gängige Form der Bauweise. Bei Stahlrohrtürmen mit geringer Steifigkeitsausbildung lässt sich das Schwingungsverhalten des Turmes sehr gut beherrschen. Durch diese Anwendung konnte der Materialverbrauch deutlich gesenkt werden. Jedoch sind Turmkonstruktionen in Stahlbauweise, auf Grund des Anstieges des Stahlpreises in den letzten Jahren, ab einer gewissen Bauhöhe nicht mehr wirtschaftlich.

- **Betonbauweise**

Die Bauweise in Beton bietet eine sehr gute Alternative zur reinen Stahlkonstruktion. Betontürme kommen ab einer Höhe von ca. 80 Metern zum Einsatz. Sie werden in Ortbeton- und in Betonfertigteilbauweise errichtet. Die konstruktive Ausbildung des Turmschaftes kann sowohl mit interner, als auch mit externer Vorspannung erfolgen.

- **Sonderbauformen**

Sehr häufig werden Windenergieanlagen auch in einer sogenannten Hybridbauweise konzipiert. Das bedeutet, dass der untere Teil des Schaftes bis ca. $\frac{2}{3}$ der Höhe aus Spannbeton und der obere Teil aus Stahlrohren hergestellt wird.

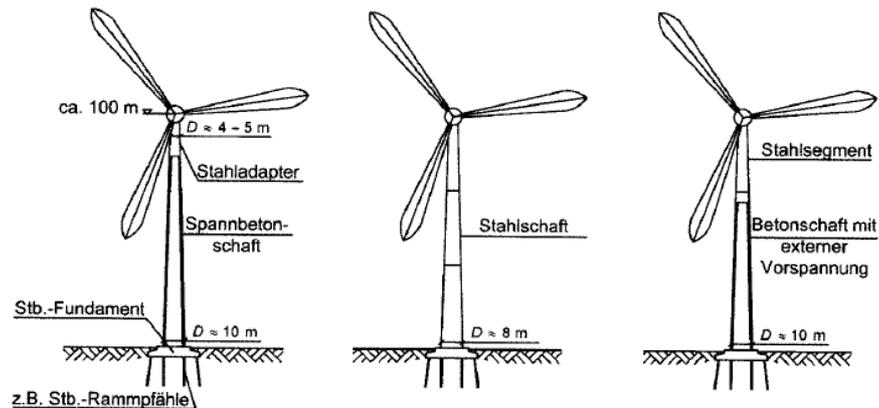


Abb. 2-11: Häufige Onshore-Turmkonstruktionen für WEA [10]

Die wichtigsten Entwurfsparameter für den Turm von Windenergieanlagen sind:

- der Standort
- Transportierbarkeit der Bauteile
- Steifigkeit des Turmbauwerkes (Eigenfrequenz)

Diese 3 Bedingungen spielen in Abhängigkeit der Turmhöhe eine wesentliche Rolle für die Wahl des Materials und somit für den Entwurf der Konstruktion.

2.2.3.1 Betontürme

Diese Masterarbeit beschäftigt sich mit der Machbarkeitsstudie von Trockenfugen bei Turmkonstruktionen in Fertigteilbauweise, im Speziellen für die Turmkonstruktion von Windenergieanlagen. Deshalb wird in diesem Abschnitt näher auf die Ausführung des Schaftes aus Beton eingegangen.

Die Herstellung dieser Türme aus Beton kann auf zwei unterschiedliche Arten erfolgen, in Ortbetonbauweise oder als Betonfertigteilkonstruktion.

Bei der Anwendung der Ortbetonbauweise wird der Turm mittels Kletter- oder Gleitschalung stufenweise nach oben getrieben. Hierbei kann der Turm sowohl aus Stahlbeton- oder als Spannbetonbauwerk ausgeführt werden. Die Nachteile dieser Bauweise sind die Temperaturabhängigkeit für den Einbau des Betons auf der Baustelle und die sehr lange Bauzeit. Zusätzlich wird eine entsprechende Bau-Infrastruktur für die Herstellung benötigt. Deshalb ist diese Bauweise nicht für einzelne Windenergieanlagen geeignet. Sie wird erst bei entsprechender Anzahl, bei sogenannten Windparks, wirtschaftlich.



Abb. 2-12: Herstellung des Turmschaftes im Gleitschalungsverfahren [13]

Die Bauweise aus Betonfertigteilen bringt dagegen eine erhebliche Verkürzung der Bauzeit mit sich und eignet sich auch für sehr hohe Türme von über 100m.

Kleinere Türme werden entweder als Ganzes oder in nur wenigen Teilen aus Schleuderbeton vorgefertigt und auf der Baustelle zusammengesetzt.

Eine weitere Variante ist den Turm aus im Werk vorgefertigten Segmenten auf der Baustelle zusammenzufügen. Dabei werden die Fugenflächen der Segmente im Werk geschliffen und dann beim Errichtungsort mit einer Beton-Kunstharz-Mischung verklebt und über externe Spannseile oder mittels Vorspannung im Verbund fixiert. Diese Bauweise eignet sich für Türme ab einer Höhe von 100 m.



Abb. 2-13: Fertigteilsegmente aus Beton [14]

Die Anwendung von Stahlrohtürmen ist im Allgemeinen auf Turmhöhen von 120 Meter beschränkt. Der Grund dafür ist, dass die erforderlichen Blechdicken am Turmfuß größer als 40 mm werden und die Formgebung der Bleche spezielle Maschinen erfordern, die normale Stahlbauunternehmen nur selten besitzen. Zusätzlich sind die Stahlpreise in den letzten Jahren deutlich angestiegen. Deshalb geht in Zukunft der Trend in die Richtung der Betonbauweise.

2.2.4 Ausblick

Heutzutage wird alternativen Energiequellen eine immer bedeutender werdende Rolle zugesprochen. Hierfür stellt die Windkraft eine sehr gute Möglichkeit dar, umweltschonend Energie zu erzeugen.

Der derzeitige Stand der Technik lässt Türme von Windenergieanlagen, auf Grund der Anwendung von hochfesten Betonen, bis zu 140 Meter in die Höhe ragen. Der Trend geht in die Richtung eine noch effizientere Energieerzeugung zu schaffen. Das bedeutet, die Türme müssen in Zukunft noch höher gebaut werden. Es ist eine realistische Höhe von 160 - 180 Metern erreichbar.

Die Betonbauweise bietet hierfür eine sehr gute Möglichkeit, wirtschaftlich und auch konstruktiv diese Tendenz zu verwirklichen. Dabei wird auch nach Möglichkeiten gesucht, wie es der Inhalt dieser Masterarbeit zeigen soll, um diese Betontürme noch kostengünstiger errichten zu können. Denn einen Turmschaft einer WEA aus Betonfertigteilen mit trockenen Fugen zu bauen, erlaubt nicht nur an Material und Kosten einzusparen, sondern auch die Unabhängigkeit von Witterungsbedingungen während der Bauphase und die damit verbundene Bauzeitverkürzung, sowie die gesamtheitliche Vereinfachung des Ablaufes.

3 Anwendung der Trockenfuge bei der Segmentbauweise

3.1 Fugenausbildung allgemein

Ein wesentlicher Bestandteil der Segmentbauweise ist die Fugenausbildung zwischen den einzelnen Segmenten. Die Ausbildung der Fuge spielt eine große Rolle für die Tragfähigkeit der gesamten Konstruktion und hat einen bedeutenden Aspekt im Bezug auf die Wirtschaftlichkeit in der Herstellung.

Man unterscheidet drei unterschiedliche Arten der Fugenausbildung:

- Verfüllfuge
- Pressfuge
- Trockenfuge

Zu der Kategorie der Verfüllfuge gehören die Mörtelfuge, welche eine Fugenbreite von etwas 3 cm erreicht und die Betonfuge, die erheblich größer, bis zu 60 cm, ausfallen kann.

Die Betonfuge kommt bei hohen Querkräften und Biegebeanspruchungen mit einer Mindestfugenbreite von ca. 10 cm zur Anwendung. Bei etwas größeren Fugenbreiten von 20 cm besteht die Möglichkeit die Bewehrung zu koppeln und dadurch eine größere Kraftübertragung sicherzustellen. Bei dieser Variante der Fugenausbildung können sogar, je nach Art der Ausbildung, Zugkräfte übertragen werden. Das ist bei der Press- und Mörtelfuge nicht möglich. Durch den Aushärtvorgang der Fuge geht die eigentlich durch die Segmentbauweise angestrebte, schnelle Bauzeit verloren. Die Fugenebenheit der Segmentbauteile spielt bei den Verfüllfugen eine eher untergeordnete Rolle.

Hingegen wird bei der Pressfuge schon eine höhere Genauigkeit der Fugenoberflächen gefordert. Hierbei wird ein Epoxidharzmörtel verwendet, der eine etwas schnellere Verbundmöglichkeit mit sich bringt, jedoch in der Verarbeitbarkeit sehr witterungsabhängig ist. Die Voraussetzungen sind eine trockene Oberfläche und Temperaturen über dem Gefrierpunkt. Zusätzlich benötigt dieser Kleber eine zentrische, temporäre Druckvorspannung von mindestens $0,25 \text{ N/mm}^2$ während des Aushärtvorganges. Die Kunstharzfugen dienen ausschließlich zum Ausgleich von Toleranzen und zum Schutz vor eindringendem Wasser.

Bei der Trockenfuge wird eine sehr hohe Toleranz der einzelnen Segmente erwartet, um die Bauteile kraftschlüssig über die Vorspannung zu verbinden. Dabei kommt bei einer Querkraftbeanspruchung die Haftreibung zum Tragen. Die Vorteile gegenüber der Pressfuge sind keine Wartezeit wegen der Aushärtung des Fugenverbundmaterials und das duktilere Versagensverhalten der Konstruktion.

Hingegen wird bei der Verwendung von verklebten Fugen von einem spröden Verhalten des Tragwerks ausgegangen. [15]

Tab. 3-1: Varianten der Fugenausbildung [15]

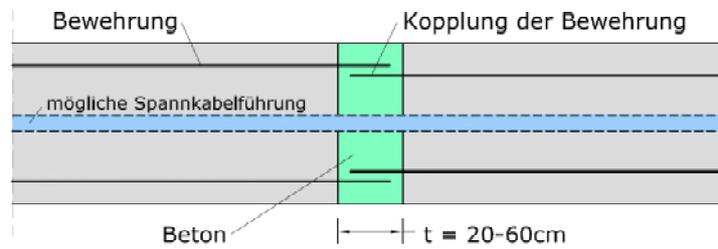
	Verfüllfuge		Pressfuge	Trockenfuge
	<i>Betonfuge</i>	<i>Zementmörtel</i>	<i>Epoxidharzmörtel</i>	
<i>Fugendicke</i>	> 10 cm	< 30 mm	< 3mm	0 mm
<i>Kopplung der Bewehrung</i>	möglich	nicht möglich	nicht möglich	nicht möglich
<i>Aushärtezeit</i>	lang	lang	schnell	keine
<i>Ausgleich von Unebenheiten der Fuge</i>	möglich	möglich	möglich	nur sehr nicht möglich
<i>Probleme</i>	<ul style="list-style-type: none"> - teurer als Trockenfuge - witterungsabhängig 		<ul style="list-style-type: none"> - dauerhafte Wirksamkeit der Verklebung fraglich - temporäre Vorspannung erf. - teurer als Trockenfuge - witterungsabhängig 	<ul style="list-style-type: none"> - Wasserdichtheit der Fuge - sehr hohe Genauigkeitsanforderung

In Tabelle 3-1 ist ersichtlich, dass die Fugenausbildung als Trockenfuge eine sehr gute Variante ist, Zeit und Geld zu sparen. Das einzige Problem besteht darin, die hohe Anforderung an die Herstellung zu garantieren.

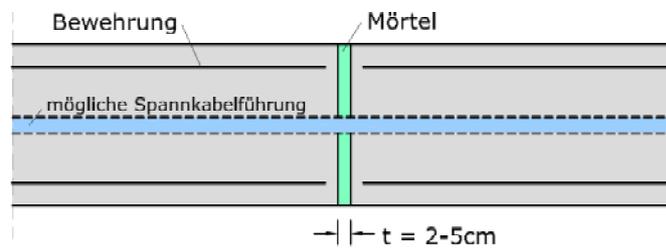
Folgende Abbildung (3-1) stellt die zuvor beschriebenen Fugenvarianten anschaulich in Form von Zeichnungen dar.

Verfüllfugen

Betonfuge

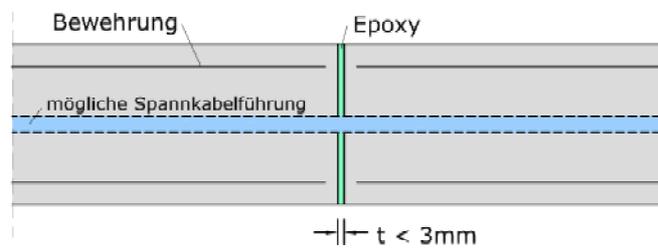


Mörtelfuge



Pressfuge

Epoxifuge



Trockenfuge

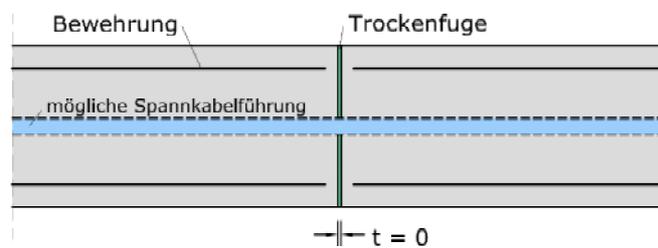


Abb. 3-1: Arten der Fugenausbildung [15]

3.2 Normative Regelung von Trockenfugen

Die Bemessung von Bauwerken in Segmentbauweise unterscheidet sich gegenüber der von Ortbetonkonstruktionen generell nur durch die Fugentragfähigkeit.

Die Ausführung von Trockenfugen erfordert eine sehr hohe Maßgenauigkeit der Betonfertigteile. Bislang war es technisch nicht möglich, diese erforderliche hohe Genauigkeit herzustellen. Aus diesem Grund findet man für die Anwendung von glatten Trockenfugen im Europäischen Raum keine rechnerische Nachweisführung in den Normenwerken.

Heutzutage gibt es Verfahren zur Nachbehandlung der Oberflächen von Fertigteilsegmenten, die sehr hohe Genauigkeiten erzeugen. Daher scheint es möglich, glatte trockene Fugen im Betonfertigteilbau umzusetzen.

Es wurden bereits Pilotprojekte im Brückenbau mit der Anwendung von glatten trockenen Fugen, wie zum Beispiel bei der „Wildbrücke Völkermarkt“, gebaut. Diese Bauwerke unterliegen jedoch einer Zulassung im Einzelfall.

Die textlichen Erwähnungen von Trockenfugen für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen, in den Richtlinien EC2 und DIN 1045 Teil 1, werden folgend erläutert.

3.2.1 Eurocode 2

Aus Kapitel 10 des Eurocode 2 [16], „Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen“, unter „10.9.4.3 Verbindungen zur Druckkraft-Übertragung“, stammen folgende Zitate:

„(1) Die Querkräfte bei Druckfugen dürfen vernachlässigt werden, wenn sie weniger als 10% der Druckkraft betragen.“

„(3) Verbindungen ohne Bettungen (trockene Verbindungen) sind in der Regel nur dann zu verwenden, wenn die erforderliche Qualität der Bauausführung erreicht werden kann. [...]“

„(6) Die maximale Tragfähigkeit von Druckfugen darf nach 6.7 ermittelt werden. Alternativ darf sie auf der Grundlage einer genauer Berechnung ermittelt werden, die durch Versuche unterstützt wird (versuchsunterstützte Bemessung, siehe EN 1990).“

In Abschnitt 6.7 geht es um die Berechnung der Teilflächenbelastung. Die benötigte Berechnung der Schubtragfähigkeit von glatten Trockenfugen ist im Eurocode 2 nicht geregelt. Die Berechnung im Kapitel „6.2.5 Schubübertragung in Fugen“ des

EC2 bezieht sich auf den Verbund von Betonbauteilen in den Fugen von Betonierabschnitten.

3.2.2 DIN 1045 Teil 1

In der deutschen Norm für „*Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion*“ [17] steht im Kapitel 13 „*Konstruktionsregeln*“, unter „*13.8.2 Druckfugen*“ folgende Beschreibung:

„(1) Druckfugen sind Fugen, die bei der ungünstigsten anzusetzenden Beanspruchungskombination vollständig überdrückt bleiben.“

„(3) Trockene Fugen sollten nur dann verwendet werden, wenn
- *die mittlere Betondruckspannung den Wert $0,4 f_{cd}$ nicht übersteigt und*
- *die erforderliche Qualität der Bauausführung im Werk und auf der Baustelle erreicht wird.“*

3.2.3 Erläuterung

Insgesamt ist somit keine normative Regelung für die Bemessung von glatten Trockenfugen vorhanden. Um diese Lücke zu schließen, wird derzeit im Rahmen eines Forschungsvorhabens an der Technischen Universität Graz [18], das Tragverhalten der glatten Trockenfuge systematisch untersucht. Erste Ergebnisse zeigen die hohe Tragfähigkeit der Trockenfugen [19].

4 FE – Modellierung

Im Zuge dieser Masterarbeit wird die Machbarkeit von Trockenfugen in Segmentbauweise bei vorgespannten Betontürmen für Windkraftanlagen überprüft. Dazu wird ein Finite-Elemente-Rechenmodell entwickelt, an dem verschiedenste Ausführungsformen der Fugen untersucht und die Ergebnisse dann verglichen werden.

Die Aufgabe ist, für einen Turm mit einer Narbenhöhe von 140 m, einem Fußdurchmesser von 10 m und der Wandstärke der Betonelemente von 0,2 m, ein geeignetes FE-Modell für die Berechnungen vorzuschlagen. Mit diesem Modell sollen die Unterschiede zwischen verschiedenen Ausführungsvarianten der Fugen die Machbarkeit der glatten Trockenfuge bei Windenergieanlagen eingehend untersucht werden.

Weiters werden als charakteristische Belastung eine horizontale Einzellast von 1,0 MN und vertikale Einzellast von 1,5 MN angreifend in Narbenhöhe vorgegeben, welche resultierend für Rotoreigengewicht, dynamische Belastung aus der Rotorbewegung und der Windbelastung des Turmes stehen. Zusätzlich dazu muss noch das Eigengewicht des Turmschaftes und die erforderliche Vorspannkraft für die Sicherstellung des Überdrückens der horizontalen Fugen abgeschätzt und in die Belastungsannahmen für das Modell mit eingerechnet werden.

4.1 Überlegungen zur Modellierung

Mit den in der Einleitung erwähnten Eingangsparametern wurden folgende Überlegungen zur Modellierung für die FE-Berechnung durchgeführt.

Die Abbildung 4-2 zeigt die mögliche Form eines Turmschaftes bei einer Narbenhöhe von 140 m und einem Durchmesser am Turmfuß von 10 m.

Wenn man diesen Turm in einem einfachen Stabmodell abbildet (Abbildung 4-1), entstehen, mit der Annahme der Belastungen aus den Vorgaben, am eingespannten Turmfuß die größte Beanspruchung aus Normalkraft, Querkraft und Moment.

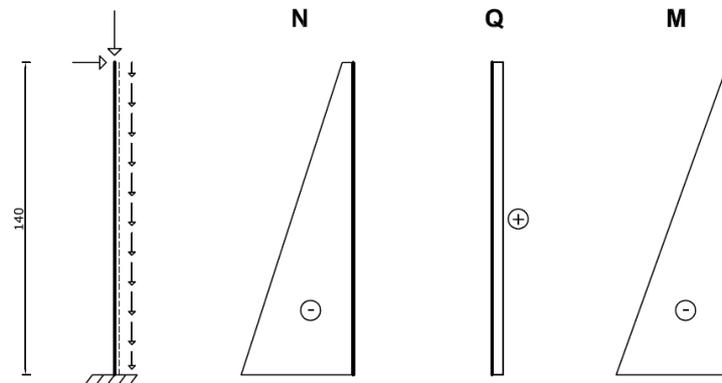


Abb. 4-1: Stabmodell Turm mit Belastungen

Für die Detailuntersuchung ist eine feine Diskretisierung der Turmwände mit Schalenelemente erforderlich. Die Simulation des gesamten Turmes würde die Rechenleistung überschreiten, deshalb wird das Berechnungsmodell auf einen Bereich im Fuß des Turmschaftes begrenzt. Zur weiteren Vereinfachung wird ein konstanter Ringdurchmesser von 10 m über die gesamte Höhe des Modells angenommen. Die Höhe ergibt sich aus fünf übereinandergestapelten Betonringen, um das Verhalten der Fugen ausreichend betrachten zu können. Die in Abbildung 4-3 ersichtliche Gesamthöhe von 19 m setzt sich aus den Einzelhöhen der fünf Betonringe zusammen. Die Abmessungen eines Betonringes werden in Abschnitt 4.1.1 erklärt.

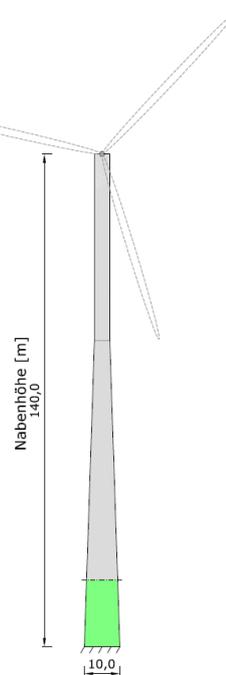


Abb. 4-2: Geometrie Turmschaft

Der in Abbildung 4-2 markierte Bereich im Turmfuß, stellt den betrachteten Ausschnitt vom Gesamtsystem für den in Abbildung 4-3 ersichtlichen Bereich des FE-Modells dar.

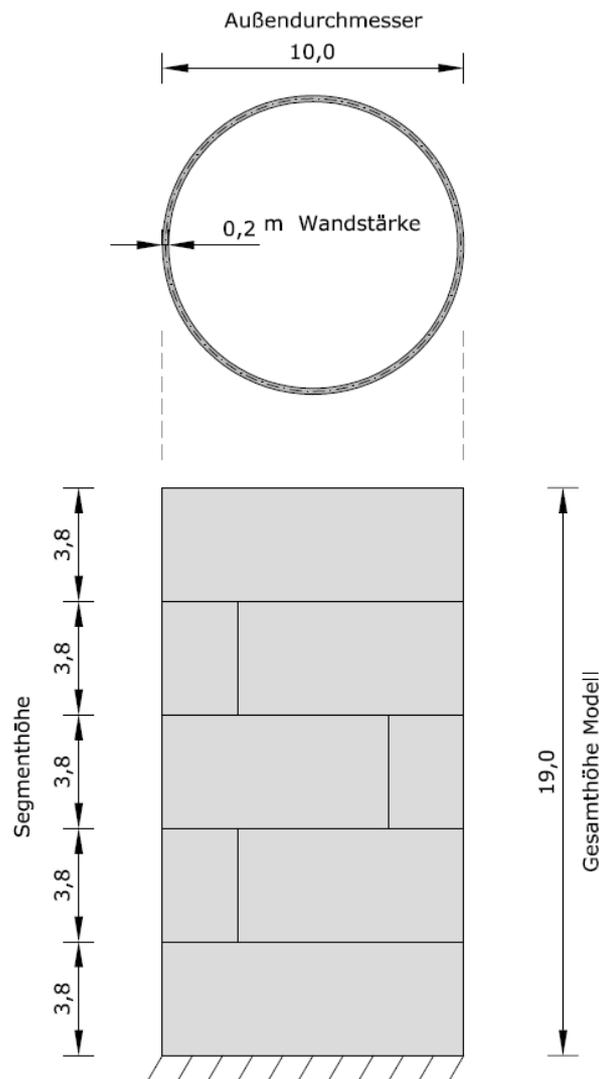


Abb. 4-3: Abmessungen Modell für FE-Berechnung

4.1.1 Montage und Transport

Betonelemente können nur bis zu einer gewissen Größe transportiert werden. Zu den begrenzten Abmessungen beim Transport kommen noch Gewichtsbeschränkungen hinzu.

Bei einer Abschätzung der maximalen Querschnittsabmessung von 4,3 m Breite und 3,8 m Höhe und einem maximalen Gewicht von 25 Tonnen, werden Transportelemente als Regelbauteile behandelt. Die Länge der Elemente bleibt daher variabel und errechnet sich aus dem maximalen Ladegewicht. Kommt es zu einer Überschreitung dieser Beschränkungen, gelten sie als Sonderbauteile und es fallen deutlich höhere Kosten für den Transport an.

Die Betonsegmente für das Modell sind alle als Regelbauteile ausgelegt. Dabei ergibt sich eine Teilung des Kreisringes mit einem Außendurchmesser von 10 m in drei Einzelsegmente.

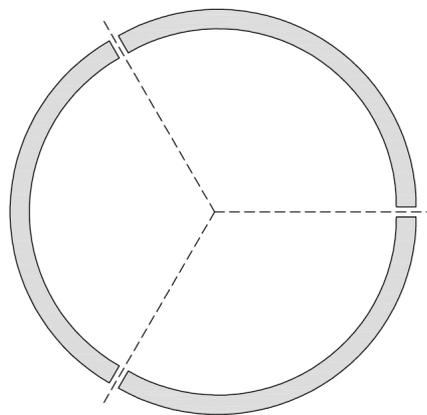


Abb. 4-4: Segmentteilung eines Ringes mit 3 vertikalen Fugen

Dadurch entstehen die in Abbildung 4-5 ersichtlichen Abmessungen und eine Segmenthöhe bzw. Ringhöhe von 3,8 m.

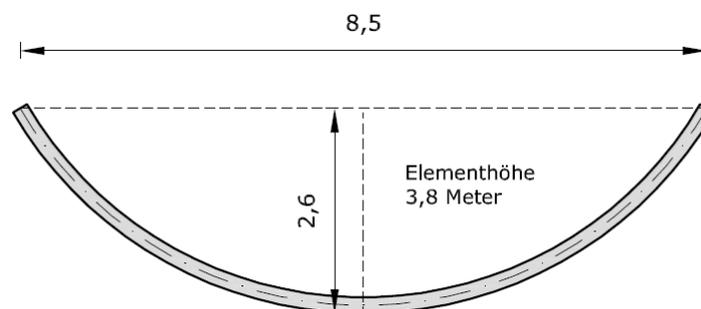


Abb. 4-5: Abmessungen eines Segmentes

Das Gewicht eines Betonsegmentes ergibt sich zu:

$$10,3 \text{ [m]} * 0,2 \text{ [m]} * 3,8 \text{ [m]} * 2,5 \text{ [t/m}^3\text{]} = \mathbf{19,6 \text{ [t]}}$$

(Bogenlänge * Wandstärke * Segmenthöhe * Gewicht/m³ Beton)

Damit ist auch das maximale Ladegewicht für Regelbauteile erfüllt.

4.1.2 Fugenkonzept

Auf Grund der in Kapitel 4.1.1 festgelegten Geometrie der einzelnen Betonsegmente, lässt sich ein Konzept für die Fugenanordnung im Modell erarbeiten. Das Modell weist einen konstanten Außendurchmesser von 10 m auf und ein Ring setzt sich aus drei Segmenten zusammen. Das führt zu drei vertikalen Fugen je Betonring, die jeweils im Abstand von 120 Grad in einem Kreis angeordnet sind. Des Weiteren bildet jede Ebene zwischen den Betonringen eine horizontale Fuge. Nun werden die vertikalen Fugen des Betonringes ober- und unterhalb immer um 60 Grad versetzt. Somit ist sichergestellt, dass eine Fuge nie an zwei übereinander liegenden Betonringen an derselben Stelle positioniert wird. Das Fugenkonzept gleicht einem regelmäßigen Bausteinsystem.

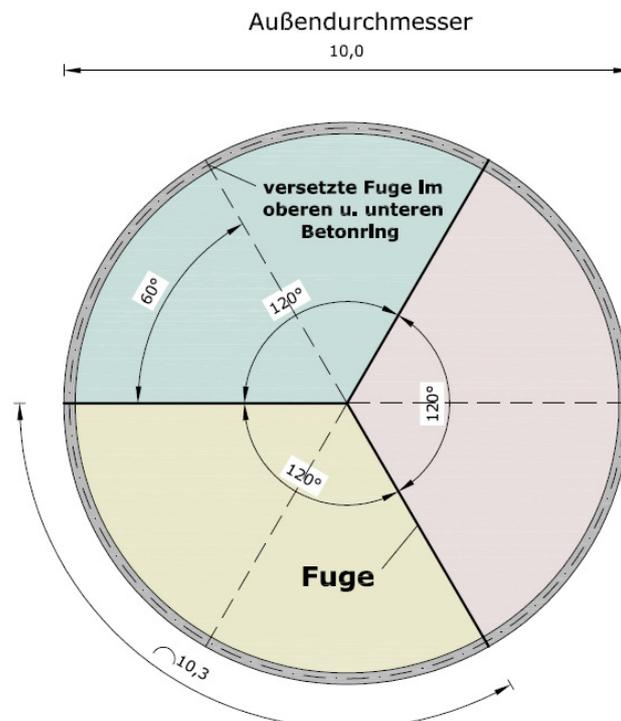


Abb. 4-6: Konzept vertikale Fugen

Dieses Fugenkonzept kann auch bei einem 140 m hohen Turmschaft in der Form eines nach oben hin kleiner werdenden Zylinders angewandt werden. Ab einer gewissen Größe des Außendurchmessers wird die Unterteilung eines Betonringes jedoch nur noch in zwei Segmenten erforderlich sein. Bei diesem Übergang geht die Regelmäßigkeit verloren und es kommen zwei vertikale Fugen im Versatz von nur 30 Grad übereinander zu liegen. Dieser Detailbereich wird im Zuge dieser Masterarbeit nicht untersucht.

4.2 Modellbildung

Die Berechnungen des Modells werden mit dem Finite-Elemente-Programm SOFiSTiK durchgeführt. Die Eingabe erfolgte über den im Programm implementierten Texteditor, genannt „Teddy“.

4.2.1 Systemgeometrie

Die Geometrie des Systems entspricht den Vorgaben und den Überlegungen aus Kapitel 4.1.

Der Außendurchmesser beträgt 10 m. Die Höhe errechnet sich aus fünf übereinandergestapelten Betonringen von je 3,8 m, zu 19 m. Die Wandstärke der Betonsegmente ist mit 0,2 m festgelegt.

Als Material wurde ein Beton mit der Festigkeitsklasse C70/85 ausgewählt.

Die Eingabe der Betonelemente wird mittels Schalenelementen durchgeführt. Außerdem wird der Beton mit einem linear-elastischen Materialverhalten abgebildet und dem E-Modul von 41 GPa definiert.

Das obere und untere Ende des Schaftmodells bilden eine starre Krafteinleitungs- bzw. Lagerungsscheibe. Damit keine Deformation dieser beiden Scheiben stattfindet wird ein E-Modul von 1000 GPa verwendet. Der Grund dafür ist, eine gleichmäßige Krafteinleitung zu gewährleisten und um die den Kreisquerschnitt am Rand des äußersten Betonringes zu erhalten. Die Scheibe, die den oberen Abschluss des betrachteten Turmabschnittes bildet, wird im Mittelpunkt mit allen angreifenden Einwirkungen belastet. Die untere Scheibe simuliert eine angenommene feste Einspannung des Turmfußes und ist zwängungsfrei gelagert.

Der oberste und unterste Betonring sind als geschlossene Betonringe ausgeführt, um die Krafteinleitung aus der starren Krafteinleitungsscheibe so realitätsnah wie möglich abzubilden.

Die drei mittleren Betonringe sind entsprechend des Fugenkonzeptes aus 4.1.2 ausgebildet und dadurch in jeweils, übereinander um 60 Grad versetzten

Betonsegmente angeordnet. In diesen drei Ringen kommen die in Kapitel 4.4 erklärten Untersuchungsvarianten an Fugen zur Anwendung.

Auf Grund der Teilung in drei vertikale Fugen und in Betrachtung der in Kapitel 4.5 erklärten Lastfälle, ist es nicht möglich, eine Symmetrieebene für das Gesamtverhalten der Fugen im Schaftring einzuführen und das System auf ein einfaches Modell zu reduzieren.

Zwischen den einzelnen Betonringen wird im Kontaktbereich eine trockene horizontale Fuge als Reibfuge, mittels Federelementen, simuliert.

Alle Schalenelemente der Betonsegmente sind mit einer Elementgröße von ca. 32 auf 32 cm und die Federn der horizontalen Fugen sind mit einer Dicke von 1 mm definiert. Die starren Scheiben am oberen und unteren Ende weisen eine Dicke in radialer Richtung von 20 cm auf.

Alle geometrischen Eingangsgrößen wie Durchmesser, Segmenthöhe, Wandstärke sowie die Fugenbreite, wurden im Programm variabel definiert und können nachträglich in einer bestimmten Bandbreite geändert werden.

Die Abbildung 4-7 zeigt eine dreidimensionale Darstellung des Modells mit der Beschriftung einzelner Elemente.

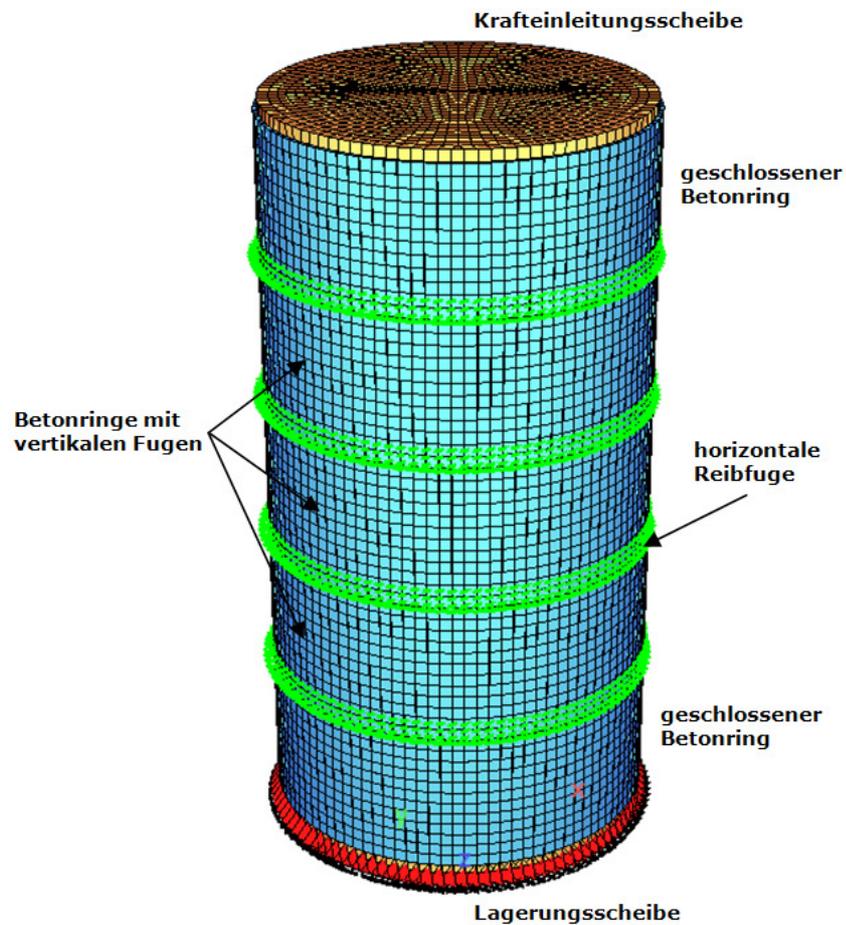


Abb. 4-7: 3D Modell im Programm SOFiSTiK mit Beschriftung

4.2.2 Fugenmodellierung

Die horizontalen Fugen zwischen den Betonfertigteilstegmenten müssen im Finite-Elemente-Modell das Verhalten einer trockenen Reibfuge nachbilden. Das wird über die Verbindung der Segmente mittels Federn simuliert. Die Eigenschaften der Fuge bzw. das Reibverhalten wird über die Federsteifigkeiten gesteuert.

Da es nicht möglich ist, einer Feder die Länge 0 zuzuweisen, muss sie sich mechanisch wie das angrenzende Material verhalten. Um jedoch die Fuge so realitätsnah wie möglich abzubilden, wird eine sehr kleine Länge von 1 mm angenommen.

Untersuchungen zur Simulierung von Fugen mit Federn wurden in der Masterarbeit, Detailanalyse zum Tragverhalten stumpf gestoßener Verbindungen in UHPC-Fachwerkkonstruktionen ([20], Kapitel 2) in der Nachrechnung von Reibversuchen, durchgeführt.

Die Abbildung 4-8 zeigt geometrische Einbindung der Federn im Modell. Dabei wurde am oberen und unteren Rand eines Betonringes ein halber Millimeter der Elemente durch Federn ersetzt.

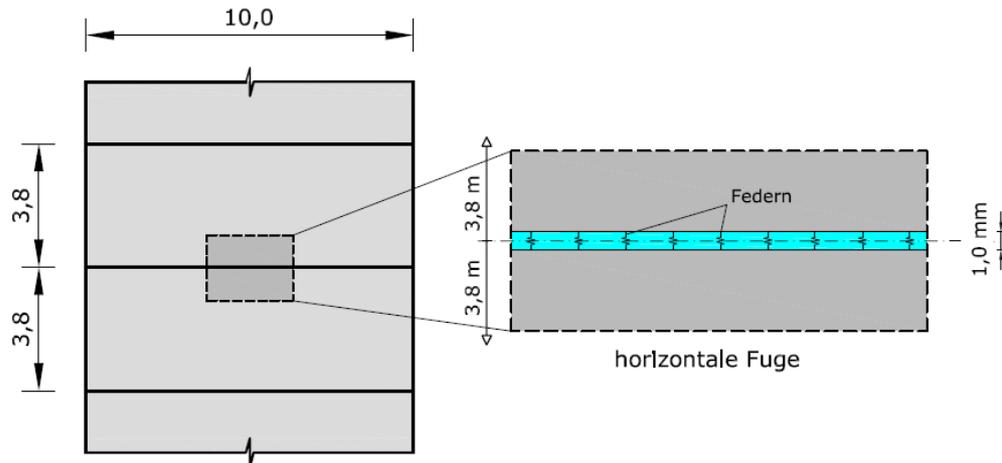


Abb. 4-8: Darstellung der Fugenausbildung im FE-Modell

4.2.3 Federeigenschaften

Die Eigenschaften der Feder, die Steifigkeit in Federhaupttrichtung und Federquerrichtung sowie die Drehfedersteifigkeit, geben das Materialverhalten des abgetrennten Bereiches wieder. Zusätzlich verleiht der Reibbeiwert μ der Feder die Fähigkeit das Reibverhalten der Fuge in Federquerrichtung nachzubilden. In [20] wurde die Simulation eines Reibversuches an UHPC Elemente dokumentiert. Die Auswertung dieser Versuche ergab den Wert μ von 0,74.

Es wurden ebenfalls Reibversuche mit Platten der hier verwendeten Betonfestigkeit C70/85 am Institut für Betonbau an der TU Graz durchgeführt. Die Ergebnisse liegen intern bei der gleichen Größenordnung wie bei UHPC.

Alle Federn werden mit einer Risslast von 0 kN belegt. Das gewährleistet ein Ausfallen der Federn bei Zugbeanspruchung. Diese Eigenschaften bewirken einen nicht-linearen Effekt der Federn und sollen die Möglichkeit des Klaffens einer Fuge, bei Verlust der Überdrückung in Teilbereichen des Querschnittes, erlauben.

Betrachtet man das lokale Koordinatensystem der Darstellung in der Abbildung 4-9, so gleicht die Richtung der Steifigkeit in Federlängsrichtung der Z-Koordinate. Die Federquersteifigkeit gilt für alle Richtungen in der X-Y Ebene und die Drehfedersteifigkeit ist um X-Achse ausgerichtet. Der in der Berechnung der

Federsteifigkeiten verwendete Einflussbereich einer Regelfeder ist ebenfalls eingezeichnet.

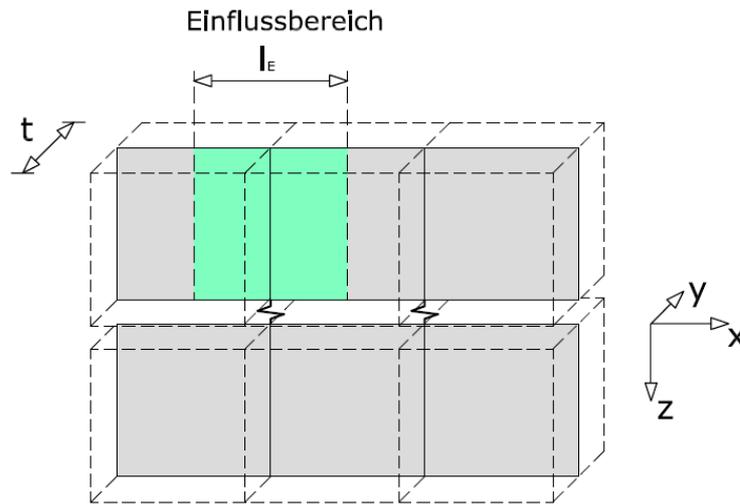


Abb. 4-9: Darstellung zur Erklärung der Federsteifigkeiten

Steifigkeit einer Regelfeder in Federhaupttrichtung:

$$C_P = \frac{E * A}{l_F} = \frac{E * t * l_E}{l_F} = \frac{41000000 * 0,2 * 0,319}{0,001} = 2,619 * 10^9 [\text{kN/m}]$$

C_PFedersteifigkeit in Haupttrichtung

EE-Modul Beton C70/85

tWandstärke

l_EElementlänge Schalenelement

l_FFederlänge ist gleich der Fugenbreite

Steifigkeit einer Regelfeder in Federquerrichtung:

$$C_T = \frac{C_P}{2 * (1 + \vartheta)} = \frac{C_P}{2 * (1 + 0,2)} = \frac{2,619 * 10^9}{2,4} = 1,091 * 10^9 [\text{kN/m}]$$

C_TFedersteifigkeit in Querrichtung

νQuerdehnzahl von Beton 0,2

Drehfedersteifigkeit einer Regelfeder:

Die Drehfedersteifigkeit wurde tangential, parallel zum Rand des Betonringes ausgerichtet und ist verantwortlich für die Übertragung des Biegemomentes von einem Betonsegmenten in das Nächste.

$$C_M = \frac{E * I}{l_F} = \frac{41000000 * 2,167 * 10^{-4}}{0,001} = 8,719 * 10^6 [\text{kNm}]$$

$$I = \frac{l_E * t^3}{12} = \frac{0,319 * 0,2^3}{12} = 2,167 * 10^{-4} [\text{m}^4]$$

C_MDrehfedersteifigkeit

IFlächenträgheitsmoment

4.3 Einwirkungen

4.3.1 Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen

In der Richtlinie für Windenergieanlagen [21] des Deutschen Institutes für Bautechnik steht im Kapitel „8 Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen“ unter Abschnitt „8.1 Allgemeines“ folgende Festlegung.

„[...] darf für Horizontalachsenanlagen auch eine vereinfachte Berechnung der Turmstruktur entsprechend Abschnitt 8.3 durchgeführt werden, [...].“

Im Abschnitt „8.3 Vereinfachte Berechnung“, steht unter „8.3.1 Allgemeines“ geschrieben:

„Vereinfachend dürfen alle Einwirkungskomponenten als gleichzeitig mit ihrem Maximalwert oder, falls günstig wirkend, mit ihrem Minimalwert wirkend angenommen werden.“

4.3.2 Belastungen der WEA

Die Schnittkraftermittlung für die Belastungen des Finite-Elemente-Modells erfolgt am 140 m hohen Turmschaft der Windenergieanlage anhand von charakteristischen Einwirkungen. Dabei werden die, in der Einleitung des Kapitels 4 erwähnten, vorgegebenen Werte verwendet. An der Turmspitze wurden eine vertikale Kraft von 1,5 MN und eine horizontale Kraft von 1,0 MN angesetzt. Das Eigengewicht des Turmschaftes kann mit 0,093 MN/m abgeschätzt werden. Die Berechnung des Eigengewichtes ist in 4.3.3 angegeben. Zusätzlich wird in Abschnitt 4.3.4 eine Abschätzung der Vorspannkraft für das Einhalten der Dekompression im Turmschaft durchgeführt.

Die Abbildung 4-10 zeigt die Schnittkräfte im Turm aus den Belastungen in der Turmspitze und dem Eigengewicht ohne Berücksichtigung der erforderlichen Vorspannkraft bei der Segmentbauweise.

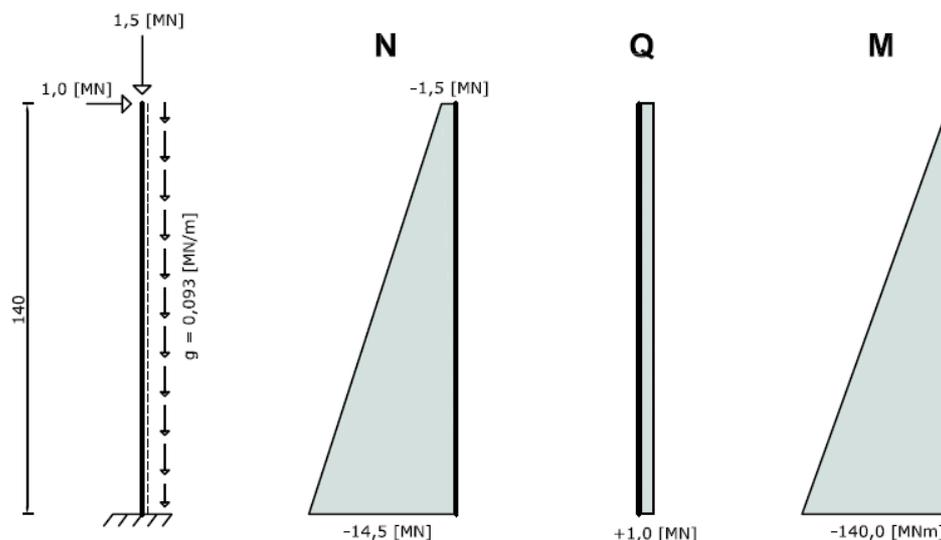


Abb. 4-10: Schnittkraftermittlung am Turmschaft ohne Vorspannung

4.3.3 Annahme Eigengewicht

In der Abbildung 4-11 ist die Annahme der Geometrie des Betonturmes für die Abschätzung des Eigengewichtes ersichtlich.

Der Außendurchmesser am Turmfuß beträgt 10 m und an der Spitze 4,3 m. Der Durchmesser nimmt bis zur Höhe von 88 m linear ab. Danach verläuft der

Durchmesser konstant bis auf 140 m weiter. Die Wandstärke der Betonringe wird konstant mit 0,2 m angenommen.

Das Eigengewicht errechnet sich wie folgt:

Volumen bis zur Höhe von 88 m:

$$\frac{(9,8 + 4,1)}{2} * \pi * 0,2 * 88 = 384,28 [m^3]$$

Volumen von 88 m bis 140 m:

$$4,1 * \pi * 0,2 * 52 = 133,96 [m^3]$$

Gesamtgewicht:

$$(384,28 + 133,96) * 25 = 12956 [kN] \equiv 12,96 [MN]$$

$$12,96/140 = 0,093 [MN/m]$$

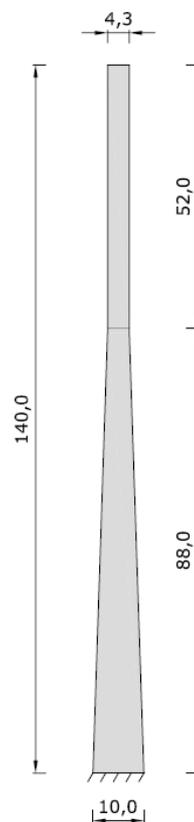


Abb. 4-11: Geometrie Turm für Abschätzung Eigengewicht

4.3.4 Abschätzung der Vorspannkraft

Die Vorspannkraft wurde für das Einhalten der Dekompression im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Fußpunkt des Turmschaftes ermittelt. Dadurch soll die Überdrückung des Querschnittes sichergestellt und ein Öffnen der horizontalen Fugen verhindert werden.

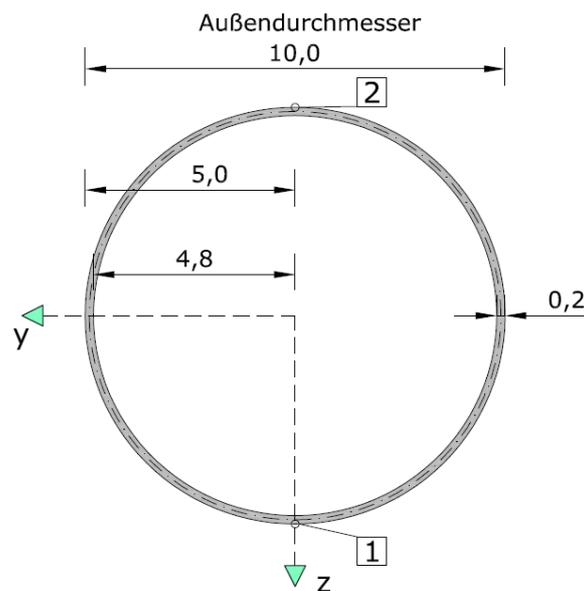


Abb. 4-12: Abmessungen Ringquerschnitt

Querschnittsfläche: $A = (R^2 - r^2) * \pi = (5,0^2 - 4,8^2) * \pi = 6,16 \text{ [m}^2\text{]}$

Flächenträgheitsmoment: $I = (R^4 - r^4) * \frac{\pi}{4} = (5,0^4 - 4,8^4) * \frac{\pi}{4} = 73,95 \text{ [m}^4\text{]}$

Widerstandsmoment: $W = \frac{I}{z} = \frac{73,95}{5,0} = 14,79 \text{ [m}^3\text{]}$

Die Spannungen werden in den Punkten 1 und 2 (siehe Abbildung 4-12) berechnet:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{P}{A} + \frac{M}{W}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{P}{A} - \frac{M}{W}$$

Die Schnittkräfte sind am Turmfuß aus 4.3.1 entnommen.

$$N = -14,5 \text{ [MN]}$$

$$M = -140 \text{ [MN/m]}$$

Der Punkt 2 beschreibt den durch den Momentenanteil entlasteten Bereich. Hier wird eine minimale Druckspannung von 1 MN/m^2 vorausgesetzt.

$$-1,0 = \frac{(-14,5)}{6,16} + \frac{P}{6,16} - \frac{(-140)}{14,79} \quad \rightarrow \quad P = -49,97 \text{ [MN]}$$

Laut Abschätzung wir für das System eine Vorspannkraft von 50 [MN] angenommen.

Bei der Anwendung des Spannverfahrens ohne Verbund, laut der Europäischen Technischen Zulassung ETA-06/0165, würde sich folgende Anzahl an Litzen errechnen:

System: BBR VT CONA CMM 0406 (4 Litzen zu einem Band, Abmessungen 90x20mm)

Technische Daten:

$$A_p = 150 \text{ mm}^2 \text{ (für 1 Litze)}$$

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1k} = 1600 \text{ MPa}$$

Die zulässige Vorspannkraft nach dem Spannvorgang errechnet sich nach der ONÖRM EN1992-1-1 [16]:

$$\begin{aligned} (1) \quad P_{m0}(x) &= A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \\ \sigma_{pm0}(x) &= \min\{0,7 \cdot f_{pk}; 0,8 \cdot f_{p0,1k}\} = \\ &= \min\{0,7 \cdot 1860; 0,8 \cdot 1600\} = \\ &= \min\{1302; 1280\} = 1280 \text{ [MPa]} \end{aligned}$$

$$\rightarrow (1) \quad A_p = P_{m0}(x) / \sigma_{pm0}(x) = 50 \cdot 10^6 / 1280 = 39063 \text{ [mm}^2\text{]} \sim 390 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Ein Bündel von 3 Bändern (12 Litzen) ergibt sich eine Querschnittsfläche von:

$$A_{\text{Bündel}} = 12 * 150 = 1800 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Anzahl der erforderlichen Bündel:

$$A_p / A_{\text{Bündel}} = 39063 / 1800 = 21,7 \rightarrow \text{erforderliche Anzahl 22 Bündel}$$

Das ergibt einen Achsabstand zwischen den Bündeln beim Innendurchmesser von 9,6 m, von ca. 1,37 m am Schaftfuß.

Die Spannungen in Punkt 1 ergeben sich aus der Addition aller Spannungsanteile zu:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{P}{A} + \frac{M}{W} = \frac{(-14,5)}{6,16} + \frac{(-50)}{6,16} + \frac{(-140)}{14,79} = -19,94 \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

4.3.5 Belastungen Modell

Als Belastungen für das Finite-Elemente Modell werden die Schnittkräfte aus dem System des Turmschaftes (4.3.1) in der Höhe von 19 m entnommen. Zur Normalkraft werden die 50 MN Vorspannkraft addiert.

Die Belastungen für das Modell sind:

Normalkraft	$N = 12,74 + 50 = 62,74 \text{ [MN]}$
Querkraft	$Q = 1,0 \text{ [MN]}$
Moment	$M = 121,0 \text{ [MNm]}$

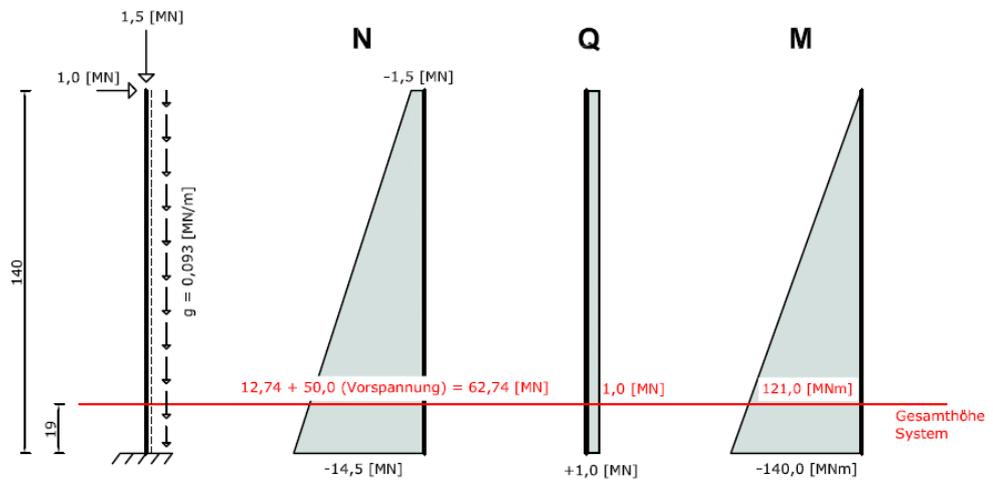


Abb. 4-13: Belastungen für das Modell

4.4 Untersuchungsvarianten

Die folgenden vier Varianten unterscheiden sich in der Ausbildung der vertikalen Fugen in den drei mittleren Betonringen. Diese Varianten sollen Aufschluss über das Verhalten von glatten trockenen Fugen in der Segmentbauweise bei Betontürmen von Windenergieanlagen geben.

4.4.1 Variante – geschlossene Betonringe

In dieser Variante kommen keine vertikalen Fugen zur Anwendung. Sie dient zur Kontrolle des FE-Modells und als Vergleichsbasis für die Varianten mit vertikalen Fugen.

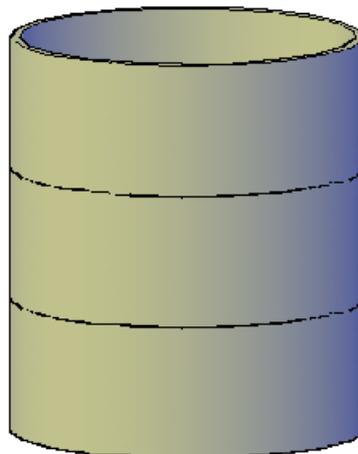


Abb. 4-14: Variante geschlossene Betonringe

4.4.2 Variante – Reibfuge

Bei der Variante der Reibfuge werden vertikale Reibfugen laut dem Fugenkonzept in 4.1.2 in den mittleren drei Betonringen angeordnet. Die Reibfuge wird mittels Federn simuliert, welche dieselben Eigenschaften wie die Federn der horizontalen Fugen aufweisen (siehe 4.2.3):

- Geometrische Fuge von 1 mm
- Federsteifigkeit in Hauptrichtung
- Querfedersteifigkeit
- Reibbeiwert $\mu=0,74$
- Federn fallen bei Zugbeanspruchung aus (klaffende Fugen möglich)
-

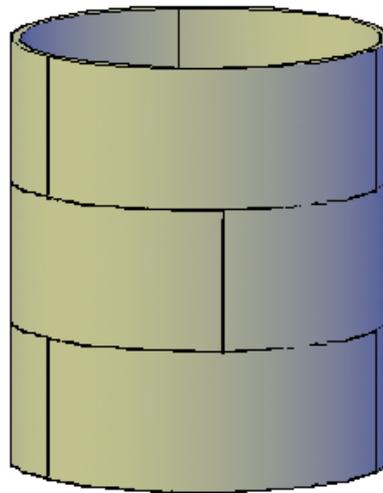


Abb. 4-15: Variante Reibfuge und Variante offene Fuge

4.4.3 Variante – offene Fuge

Hierbei werden die vertikalen Fugen als offener Spalt ausgebildet. Die Fugenbreite beträgt 2 cm. Damit soll sichergestellt werden, dass kein Kontakt in den vertikalen Fugen auftritt. Diese Variante soll das Verhalten der Turmkonstruktion ohne Kraftübertragung in den vertikalen Fugen zeigen.

4.4.4 Variante – Betonfuge

Die Variante der Betonfuge simuliert das Verhalten des Modells bei der Verfüllung der Fuge mit Beton geringerer Steifigkeit. Dazu wird ein Spalt von 30 cm ausgebildet, welcher den Verbund über einen Beton C30/37 darstellt. Diese Variante soll den Unterschied von der Ausbildung einer Nassfuge zu der in den Varianten Reibfuge und offener Spalt untersuchten Trockenfuge zeigen.

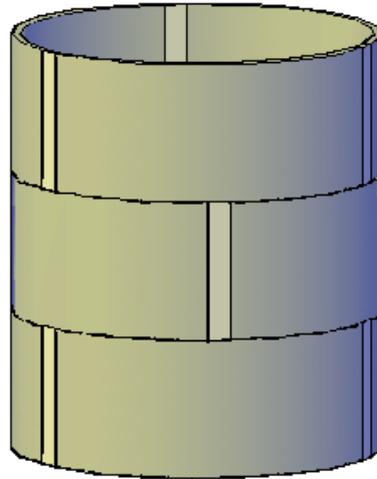


Abb. 4-16: Variante Betonfuge

4.5 Belastungsvarianten

Für die Berechnung des Modells werden 3 Lastfälle untersucht. Die Belastungsvarianten sollen die Auswirkungen auf das Verhalten des Kraftflusses bei vertikalen Fugen durch unterschiedliche Kraftangriffsrichtungen zeigen.

In allen Lastfällen sind dieselben Größen als Belastung angesetzt. Diese Belastungen werden als Einzellasten in die globalen Hauptachsenrichtungen des Modells ausgerichtet.

Die Lastfallsituationen beziehen sich ausschließlich auf die Fugenanordnung im mittleren Ring des Turmmodells.

Belastungsgrößen (siehe 4.3.5):

$$N = 62,74 \text{ [MN]} \quad (\text{Normalkraft})$$

$$Q = 1,0 \text{ [MN]} \quad (\text{Querkraft})$$

$$M = 121,0 \text{ [MNm]} \quad (\text{Moment})$$

Jeder einzelne Lastfall wird in einer 2D bzw. 3D Abbildung des mittleren Betonringes dargestellt. Das eingezeichnete Koordinatensystem in den 3D Bildern entspricht dem globalen Koordinatensystem des Finite-Elemente-Modells.

4.5.1 Lastfall 1

Im Lastfall 1 wird die Richtung der Querkraft so angenommen, dass sich eine der drei vertikalen Fugen im Punkt der maximalen Schubbeanspruchung befindet. Die Abbildung 4-18 stellt die zuvor erwähnte Fuge in einem Kreis markiert dar.

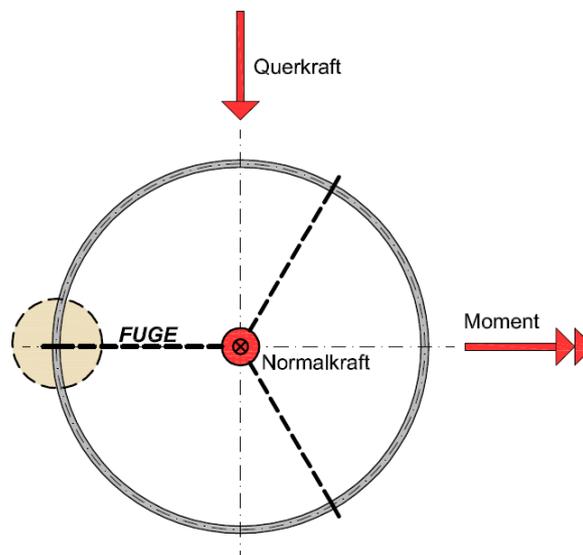


Abb. 4-17: Darstellung Lastfall 1 in 2D

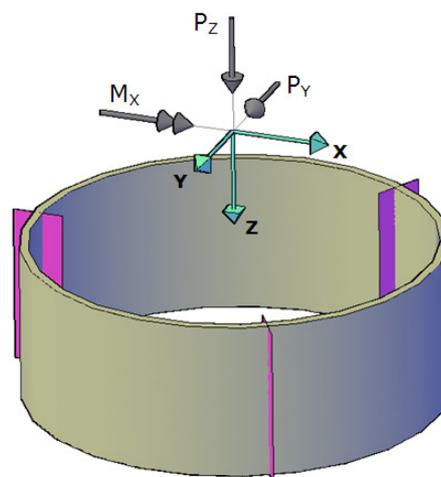


Abb. 4-18: Darstellung Lastfall 1 in 3D

4.5.2 Lastfall 2

Der Lastfall 2 simuliert das Verhalten des Systems, wenn eine Fuge im Punkt der maximalen Druckbeanspruchung liegt. Dieser Bereich der maximalen Druckspannungen ergibt sich aus der Überlagerung der Normalkraft und dem Anteil aus der Momentenbeanspruchung.

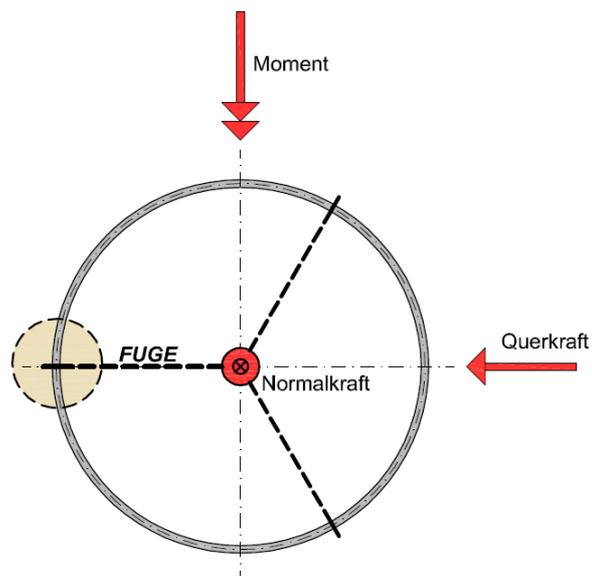


Abb. 4-19: Darstellung Lastfall 2 in 2D

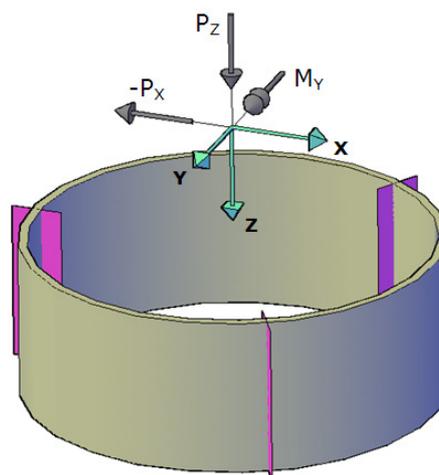


Abb. 4-20: Darstellung Lastfall 2 in 3D

4.5.3 Lastfall 3

Im Lastfall 3 wird die Belastungssituation untersucht, bei der sich eine Fuge im Punkt der minimalen Druckbeanspruchungen befindet. Die Abschätzung der Vorspannkraft wurde unter der Voraussetzung eines vollkommen überdrückten Querschnittes durchgeführt. Deshalb entsteht im Bereich der Fuge durch die Momentenbeanspruchung die minimale Druckspannung.

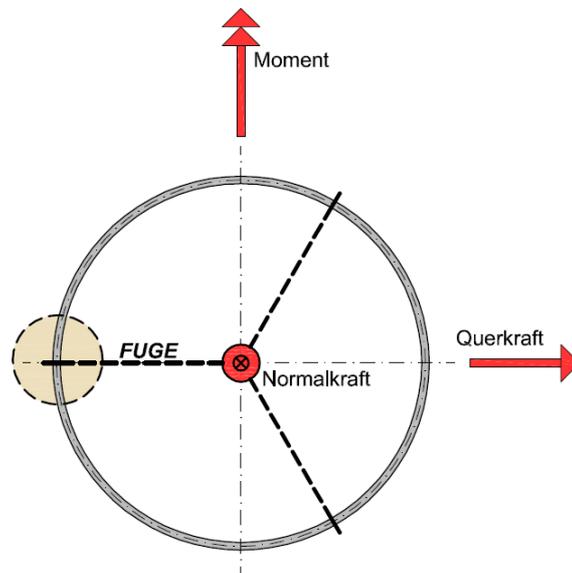


Abb. 4-21: Darstellung Lastfall 3 in 2D

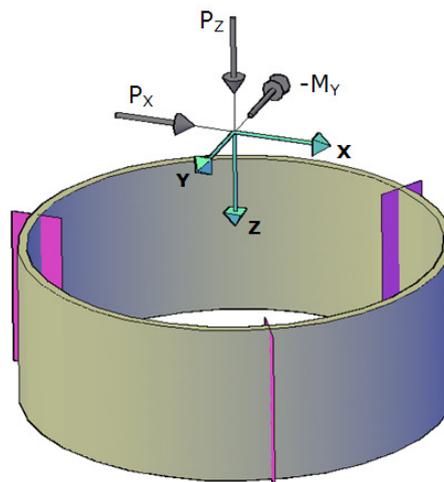


Abb. 4-22: Darstellung Lastfall 3 in 3D

5 Ergebnisse und Interpretation der Modellberechnung

Bei den Modellberechnungen werden die vier Systemvarianten mit allen Lastfällen untersucht. Die Ergebnisdarstellung erfolgt als Vergleich unter den Varianten oder als Darstellung des maßgebenden Lastfalles.

5.1 Berechnungsgrundlage

Bei der Überprüfung der Machbarkeit von Trockenfugen im Spannbetonbau bei Fertigteilen wird das Verhalten der Fugen, in der Anwendung bei einem Betonturm für eine Windenergieanlage, im Gebrauchszustand untersucht. Somit werden alle Berechnungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) geführt. Alle charakteristischen Einwirkungen werden für die Berechnung, laut Abschnitt 4.3.1, mit dem Sicherheitsbeiwert von $\gamma_F=1,0$ multipliziert.

5.2 Globale Effekte

5.2.1 Verformungen

Die Berechnungen haben gezeigt, dass die maximalen Verformungen aller Systemvarianten bei Lastfall 1 (siehe hierzu 4.5.1) auftreten.

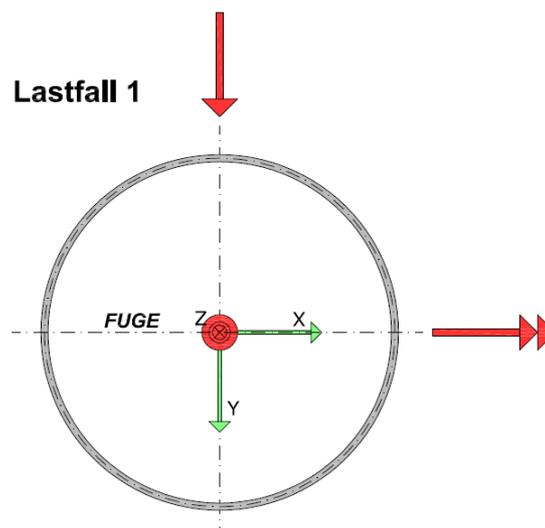


Abb. 5-1: Darstellung Lastfall 1 und Richtungen der globalen Koordinaten

Die folgende Tabelle zeigt die maximalen Verformungen in den globalen Hauptrichtungen am gesamten Modell.

Erwartungsgemäß treten die größten horizontalen Verformungen, die Werte in globaler X und Y Richtung, bei der Variante mit der offenen Fuge auf.

Die maximale Verformung in globaler Z Richtung entsteht bei der Variante Betonfuge. Das Material in den 30 cm breiten Fugen weist einen E-Modul von 32 GPa auf. Die Segmente bestehen dagegen aus einem Beton mit dem E-Modul von 41 GPa. Im Vergleich zu den anderen Varianten, bei denen keine oder sehr kleine Fugen sind, entsteht durch die Betonfuge somit eine geringere Steifigkeit der Betonringe in Z-Richtung.

Daher kann festgestellt werden, dass das Verformungsverhalten der Varianten mit einer vertikalen Fugenausbildung, dem der Variante mit den geschlossenen Betonringen, sehr ähnlich ist. Die Unterschiede liegen im hundertstel Millimeterbereich.

Insgesamt kann davon ausgegangen werden, dass bei einem System mit vertikalen und horizontalen glatten trockenen Fugen und den für die Berechnung angenommen Einwirkungen keine statischen Probleme durch erhöhte Verformungen zu erwarten sind.

Tab. 5-1: Globale Verformungen

<i>max Verformung in Richtung [mm]</i>	Variante			
	geschlossene Betonringe	Reibfuge	offene Fuge	Betonfuge
<i>global X</i>	0,32	0,34	0,35	0,32
<i>global Z</i>	8,71	8,71	8,72	8,74
<i>global Y</i>	8,30	8,36	8,38	8,33

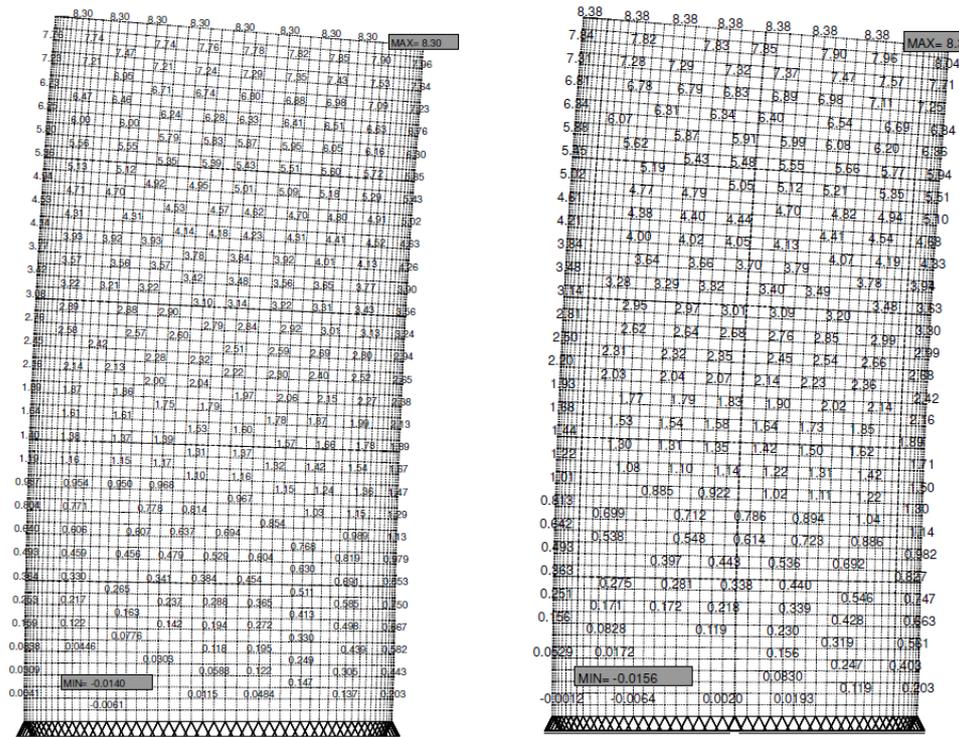


Abb. 5-2: Verformung in global Y, links: geschl. Betonringe, rechts: offene Fugen

5.2.2 Fugenverhalten

5.2.2.1 Horizontale Fugen

Bei den unterschiedlichen Systemvarianten, in Anbetracht aller Lastfälle, ist kein Ausfallen der horizontalen Federn erkennbar. Das bedeutet, dass alle Fugen überdrückt bleiben und ein Schubabtrag in der Fuge über den gesamten Querschnitt durch Haftreibung möglich ist.

In folgenden Abbildungen sind die Federkräfte in Federhauptrichtung und in Federquerrichtung dargestellt. Alle Federn in den horizontalen Fugen, ober- und unterhalb des mittleren Betonringes bei der Variante offene Fuge, sind aktiv (siehe Abbildung 5-3 und 5-4). Die vertikalen Linien stellen die vertikalen Fugen dar.

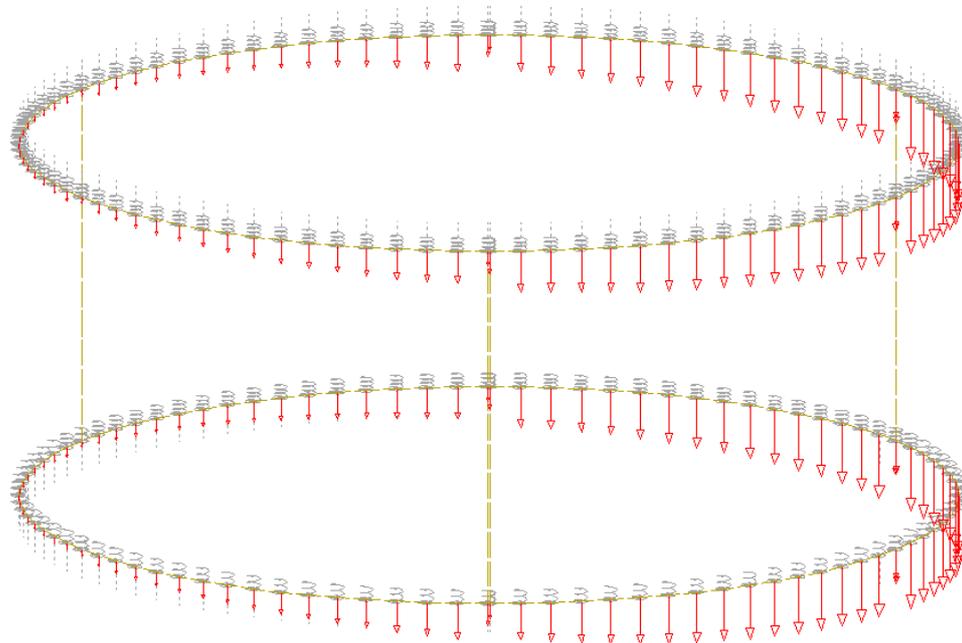


Abb. 5-3: Federlängskräfte der horizontalen Fugen des mittleren Ringes

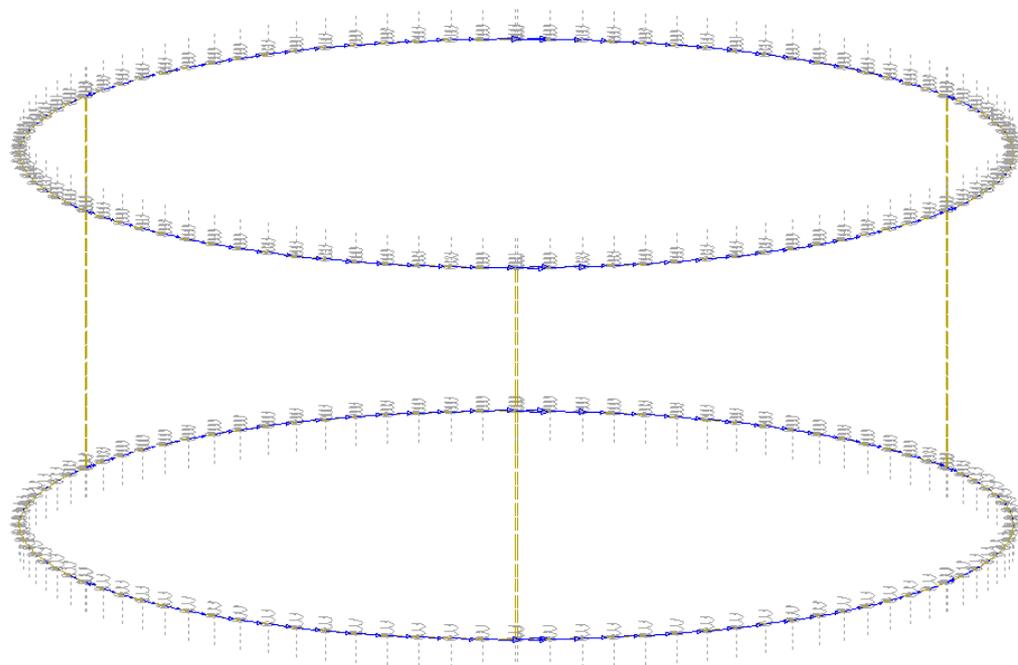


Abb. 5-4: Federquerkräfte der horizontalen Fugen des mittleren Ringes

5.2.2.2 Vertikale Fugen

Die Analyse des Verhaltens der vertikalen Fugen wird anhand des Lastfalles 1 durchgeführt. Dazu werden die Relativverformungen der Fugenränder der angrenzenden Segmente untersucht. Die Ergebnisse beschreiben die in Abbildung 5-5 markierte Fuge auf der linken Seite.

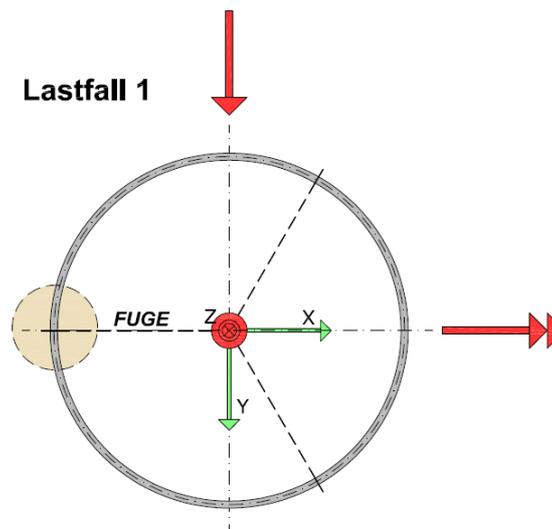


Abb. 5-5: Betrachtete Fuge mit Lastfall 1

Bei der Variante, in der die vertikalen Fugen als Reibfugen ausgebildet sind, findet ein Öffnen der vertikalen Fugen statt. Es sind keine Federn aktiv, somit werden auch keine Kräfte übertragen. Die Abbildung 5-6 zeigt die Relativverschiebung der angrenzenden Ränder der Betonsegmente bei der Reibfuge in den globalen Achsenrichtungen. In globaler Y Richtung finden sehr kleine Verschiebungen im Bereich von 0,001 mm statt. Deshalb wird diese globale Richtung in keinem Diagramm dargestellt. Die Relativverschiebung in globaler X Richtung zeigt die Tendenz eines seitlichen Ausweichens der Betonsegmente zueinander, jedoch in einem geringen Ausmaß. Die Differenz der Verschiebungen der Fugenränder in globaler Z Richtung erreicht in der Mitte der Segmente den Wert von 0,08 mm. Bei den obersten und untersten Knoten, an den horizontalen Fugen, finden Relativverschiebungen statt. Diese Werte sind sehr gering, werden jedoch bei zunehmender Fugenbreite größer.

Tab. 5-2: Relativverschiebungen der Fugenränder Variante Reibfuge

	Relativverschiebung [mm]		
	u_x	u_y	u_z
3,80	0,00	0,00	0,00
3,48	0,01	0,00	-0,04
3,17	0,02	0,00	-0,05
2,85	0,02	0,00	-0,07
2,53	0,02	0,00	-0,07
2,22	0,01	0,00	-0,08
1,90	0,00	0,00	-0,08
1,58	-0,01	0,00	-0,08
1,27	-0,02	0,00	-0,07
0,95	-0,02	0,00	-0,07
0,63	-0,02	0,00	-0,05
0,32	-0,01	0,00	-0,04
0,00	0,00	0,00	0,00

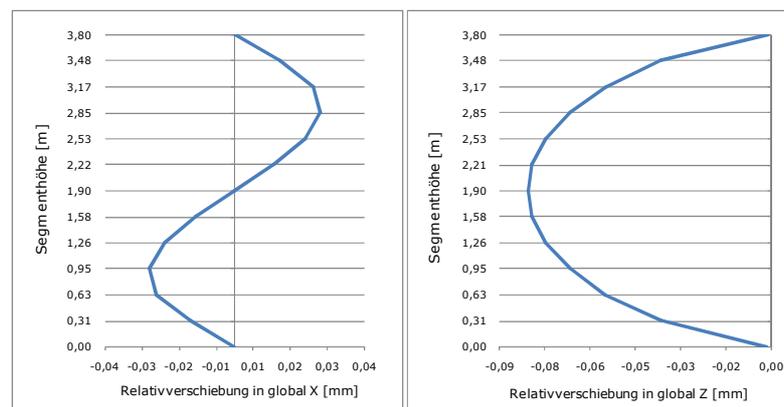


Abb. 5-6: Darstellung der Werte aus Tabelle 5-2

Die Variante der offenen Fuge weist hingegen, wegen der größeren Fugenbreite, eine geringe Erhöhung der Relativverschiebungen (Tabelle 5-3) in globaler X und Y Richtung auf. Die Relativverschiebungen in globaler Z Richtung verhält sich quasi identisch mit denen der Reibfuge. Die Relativverschiebungen an den Eckknoten der Elemente sind bei dieser Variante, die Fugenbreite beträgt hier 2 cm, ebenfalls noch sehr klein.

Tab. 5-3: Relativverschiebungen der Fugenränder Variante offene Fuge

		Relativverschiebung [mm]		
		u_x	u_y	u_z
Knotenabstände Segmenthöhe [m]	3,80	0,00	0,00	0,00
	3,48	0,02	0,01	-0,03
	3,17	0,03	0,01	-0,05
	2,85	0,03	0,01	-0,06
	2,53	0,03	0,01	-0,07
	2,22	0,02	0,01	-0,07
	1,90	0,00	0,01	-0,08
	1,58	-0,01	0,01	-0,08
	1,27	-0,02	0,01	-0,07
	0,95	-0,03	0,01	-0,06
	0,63	-0,03	0,01	-0,05
	0,32	-0,02	0,01	-0,03
0,00	0,00	0,00	0,00	

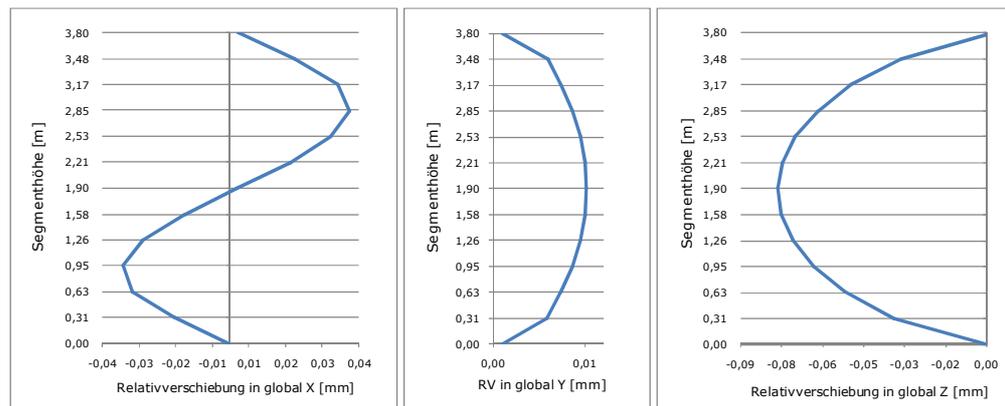


Abb. 5-7: Darstellung der Werte aus Tabelle 5-3

Bei der als Nassfuge ausgeführten Variante Betonfuge sind die Relativverschiebungen in den Eckknoten zu den horizontalen Fugen ersichtlich. Die Relativverschiebungen in globaler Z Richtung nehmen im Unterschied zu den Varianten mit den trockenen Fugen, Variante Reibfuge und offene Fuge, Wert über 0,1 mm an (siehe Abbildung 5-8). Diese Verschiebungen sind vorwiegend auf die Schubverformung der Betonfuge zurückzuführen. Die Relativverschiebungen in globaler Z Richtung sind bei dieser Variante generell größer als bei den beiden anderen. Der Grund dafür ist die große Fugenbreite, obwohl der Beton in der Fuge begünstigend wirkt. Die Relativverformungen in globaler X Richtung fallen durch den Verbund der Segmente in den Fugen geringer aus.

Tab. 5-4: Relativverschiebungen der Fugenränder Variante Betonfuge

		Relativverschiebung [mm]		
		u_x	u_y	u_z
Knotenabstände Segmenthöhe [m]	3,80	0,01	0,02	0,15
	3,48	0,01	0,02	0,15
	3,17	0,01	0,02	0,14
	2,85	0,01	0,02	0,14
	2,53	0,01	0,02	0,13
	2,22	0,01	0,02	0,13
	1,90	0,01	0,02	0,13
	1,58	0,01	0,02	0,12
	1,27	0,01	0,02	0,12
	0,95	0,01	0,02	0,11
	0,63	0,01	0,02	0,11
	0,32	0,01	0,02	0,11
	0,00	0,01	0,02	0,10

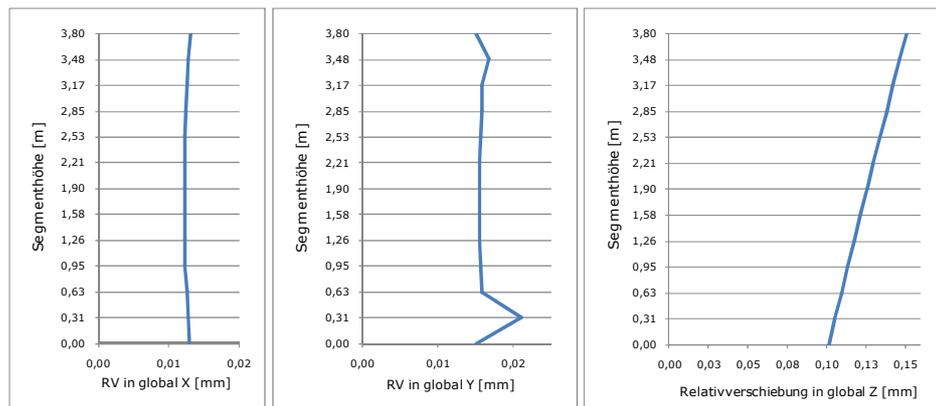


Abb. 5-8: Darstellung der Werte aus Tabelle 5-4

Zusammenfassend wäre zu sagen, es findet bei vertikalen Fugen ohne Verbund ein Öffnen der Fugen statt. An diesen vertikalen Fugen ist keine Kraftübertragung möglich. Daher muss sich der Kraftfluss ändern, im Vergleich zu einem geschlossenen Betonring (5.3.2). Die Relativverformungen sind sehr klein und sollten die Ebenheit der Außenoberfläche des Turmes nicht beeinträchtigen. Hinsichtlich des Witterungsschutzes müssen, da kein Druckkontakt der Fugen stattfindet, Maßnahmen gesetzt werden.

5.3 Lokale Betrachtung der Betonsegmente

5.3.1 Betrachtungsbereich

Alle Schnittkräfte und Spannungen werden am mittleren Betonring betrachtet. Durch die vorgenommene Modellierung wird davon ausgegangen, dass die Lasteinleitungs- und Lagerungsscheibe kaum Einfluss auf den in der Mitte befindlichen Betonring des Turmmodells nehmen.

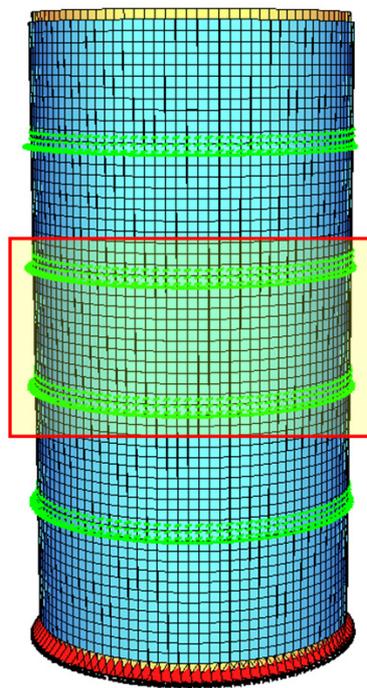


Abb. 5-9: Kennzeichnung mittlerer Betonring

Die Darstellung der Schnittkraftverläufe erfolgt in drei Schnittebenen, welche im mittleren Betonring angeordnet sind. Die Schnittebenen sind in globaler X-Y Richtung ausgerichtet und schneiden den Ring am oberen und unteren Rand im Betonelement, sowie in der Mitte (siehe Abbildung 5-10). Die horizontalen Fugen verlaufen oberhalb der Schnittebene 1 bzw. unterhalb der Schnittebene 3.

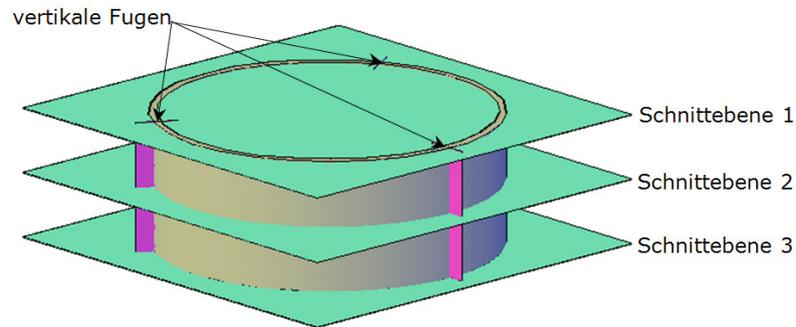


Abb. 5-10: Schnittebenen im mittleren Betonring

5.3.2 Schnittkräfte

Als Schnittkraftverläufe werden die Querkraft in Schnittrichtung (globale X-Y Richtung), und die Normalkraft senkrecht zum Schnitt (globale Z-Richtung), abgebildet.

Querkräfte aus der Ebene und die Verläufe aller Momente sind aufgrund ihrer vernachlässigbaren geringen Größe nicht dargestellt.

Alle Schnittkraftverläufe sind aus der Berechnung des Lastfalles 1 (4.5.1) entnommen. Dieser Lastfall wurde zur Beschreibung des Kraftflusses herangezogen. Dabei befindet sich eine vertikale Fuge im Bereich der maximalen Schubbeanspruchung eines geschlossenen Betonrings. Die Darstellung erfolgt für jede der einzelnen Systemvarianten gleich. Die Anordnung der Bilder zeigt die Reihenfolge der Schnittebenen vertikal, von oben nach unten. Die Ausrichtung der Ringe ist ident zu jener in Abbildung 5-11.

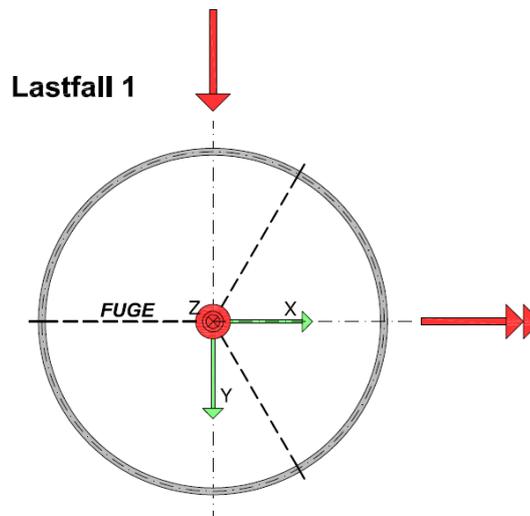


Abb. 5-11: maßgebender Lastfall 1

Die Verläufe der Variante **geschlossene Betonringe** sind in Abbildung 5-12 ersichtlich. Der Querkraftverlauf ist über die gesamte Höhe des mittleren Betonringes konstant. Man erkennt die erwartete symmetrische Abtragung der Querkraft über die linke und rechte Flanke des Ringes. Der Normalkraftverlauf zeigt in allen drei Schnittebenen, dass der gesamte Querschnitt gedrückt ist und dadurch die geforderte Dekompression erfüllt wird. Die Normalkraft nimmt im Bereich der Kombination aus Normalkraft und Momentbelastung nach unten hin (von Schnitt 1 zu Schnitt 3) zu. Im Bereich der Momentenentlastung steigt die Normalkraft nach oben hin an.

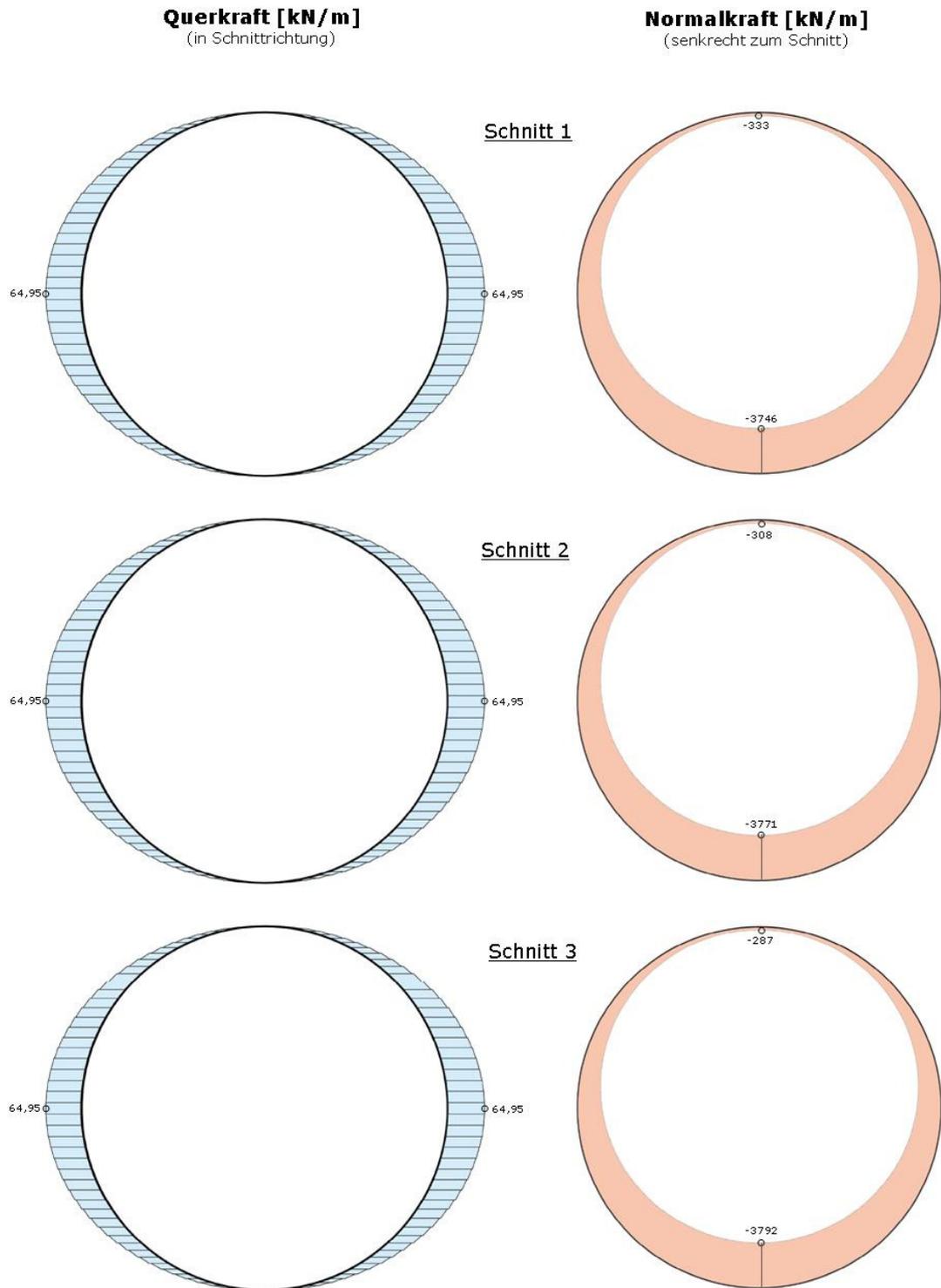


Abb. 5-12: Schnittkräfte Variante - geschlossene Betonringe

Zur Darstellung der Querkräfte, der Varianten Reibfuge, offene Fuge sowie Betonfuge wurde das Modell mit einer feineren Netzteilung in horizontaler Richtung berechnet, um einen genaueren kontinuierlicheren Verlauf im Bereich der vertikalen Fugen zu bekommen.

Der Verlauf des Schnittes in der Mittelebene der Variante **Reibfuge** (Abbildung 5-15) zeigt einen Abfall der Querkraft in den Fugen nahe zu Null. Da in den Fugen keine Kräfte übertragen werden (siehe Abschnitt 5.2.2.2), muss die Querkraft an den Rändern der vertikalen Fugen Null sein. Die geringen Kräfte an diesen Stellen, die das Programm ausgibt, entstehen durch die Extrapolation der Berechnungswerte aus den Integrationspunkten in die Knoten der Elemente.

Die Schnitte 1 und 3, an den oberen und unteren Rändern des mittleren Ringes, weisen in den Rändern der vertikalen Fugen, im Gegensatz zu dem Schnitt in der Mitte, erhöhte Werte auf. Das bedeutet, dass die Querkräfte von Segment zu Segment ausschließlich über die horizontalen Fugen übertragen werden können. An den Stellen, wo die vertikalen Fugen aus dem darüber und darunter liegenden Betonring angrenzen, sind hohe Kraftkonzentrationen ersichtlich. Diese Werte entstehen durch Kraftumlagerung in den Störbereichen rund um die angrenzenden Fugen der ober- und unterhalb befindlichen Segmente. Die Verläufe von Schnitt 1 und 3 sind aufgrund der bausteinartigen Fugenanordnung im Modell nahezu ident. Nur die Werte unterscheiden sich geringfügig.

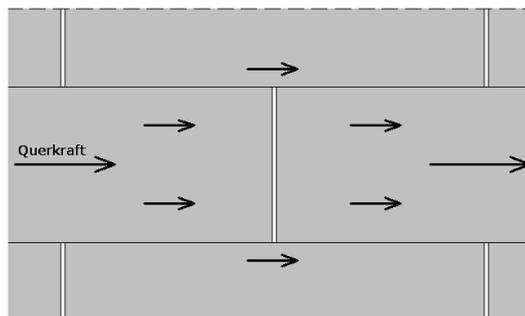


Abb. 5-13: Schematische Darstellung Querkraftabtrag bei Segmenten mit offenen vertikalen Fugen

Die Normalkraftverläufe in den Schnitten 1 und 3 weisen Sprünge in den Fugen und in den Einflussbereichen der vertikalen Fugen aus den Ringen ober- und unterhalb auf. Diese Sprünge sind auf die Relativverschiebungen (5.2.2.2) der einzelnen Segmentränder zueinander zurückzuführen. Die Eckbereiche der Segmente werden durch die Querkraftbeanspruchung be- und entlastet. Im Bereich der Fuge entsteht dadurch ein Einpressen einer Segmentecke und

gleichzeitig ein Entlasten der Ecke des benachbarten Segments. Dies ist schemenhaft in Abbildung 5-14 dargestellt.

Der Schnitt 2 zeigt denselben kontinuierlichen Verlauf der Normalkraft wie der Schnitt 2 in der Variante geschlossene Betonringe. Die Werte sind ebenfalls sehr ähnlich.

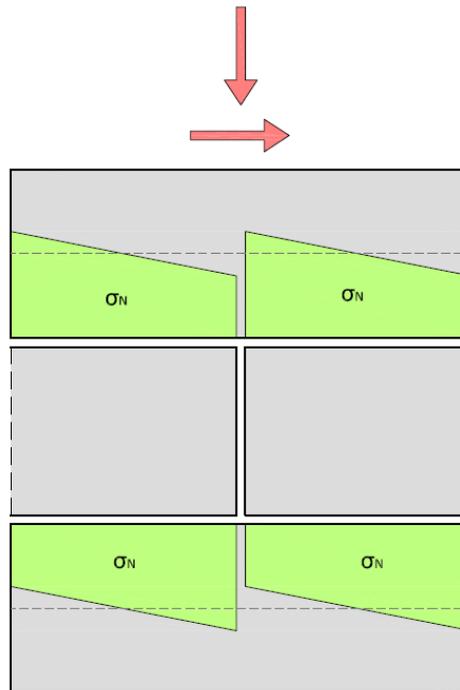


Abb. 5-14: Normalspannungsverteilung an den Segmenträndern zu den horizontalen Fugen

Die Schnittkraftverläufe der Variante **offene Fuge** (Abbildung 5-16) gleichen denen der Variante Reibfuge. Der Unterschied liegt lediglich in der Höhe der Werte. Die höheren Werte bei dieser Variante sind auf die größere Fugenbreite zurückzuführen. Die offenen Fugen sind mit einer Breite von 2 cm modelliert und dadurch um einiges größer als die Reibfuge (1 mm). Daher muss die Querkraft über einen größeren „Störbereich“ umgeleitet werden.

Der mittlere Ring bei der Variante **Betonfuge** ist eigentlich ein geschlossener Betonring. Er unterscheidet sich von der Variante geschlossene Betonringe folgendermaßen, dass hierbei die Elemente der Fuge mit einem Material geringen E-Moduls ausgeführt sind. In der Abbildung 5-17 erkennt man den Steifigkeitsunterschied in den Fugen an den Sprüngen in den Normalkraftverläufen.

Der Querkraftverlauf im Schnitt 2 zeigt, dass sich die maximalen Werte aufgrund der unsymmetrischen Anordnung der Fuge bei diesem Lastfall leicht aus der horizontalen Mittelachse verschieben.

Die Verläufe in Schnitt 1 und 3 zeigen ein Wechselspiel von einer Kraftzu- und -abnahme vor bzw. nach den vertikalen Betonfugen. Außerdem haben wiederum die vertikalen Betonfugen der ober- und unterhalb befindlichen Segmente Einfluss auf den Querkraftverlauf. Diese Änderung ist auf die geringere Schubsteifigkeit der Betonfuge im Vergleich zum ungestörten Segmentbereich zurückzuführen. Bei der Variante der Betonfuge ist der Störbereich wegen der großen Fugenbreite zwar größer, jedoch fallen die Umlagerungen geringer aus. Der Grund ist, dass ein Anteil der Querkraft direkt über den Verbund der Segmente durch das Fugenmaterial von einem Segment zum nächsten weitergeleitet werden kann. Der restliche Teil der Querkraft, abhängig vom Steifigkeitsverhältnis und der Größe der Betonfuge, muss über Umlagerungen abgeleitet werden. Die Umlagerungen erfolgen qualitativ gleich wie bei der Reibfuge bzw. offenen Fuge.

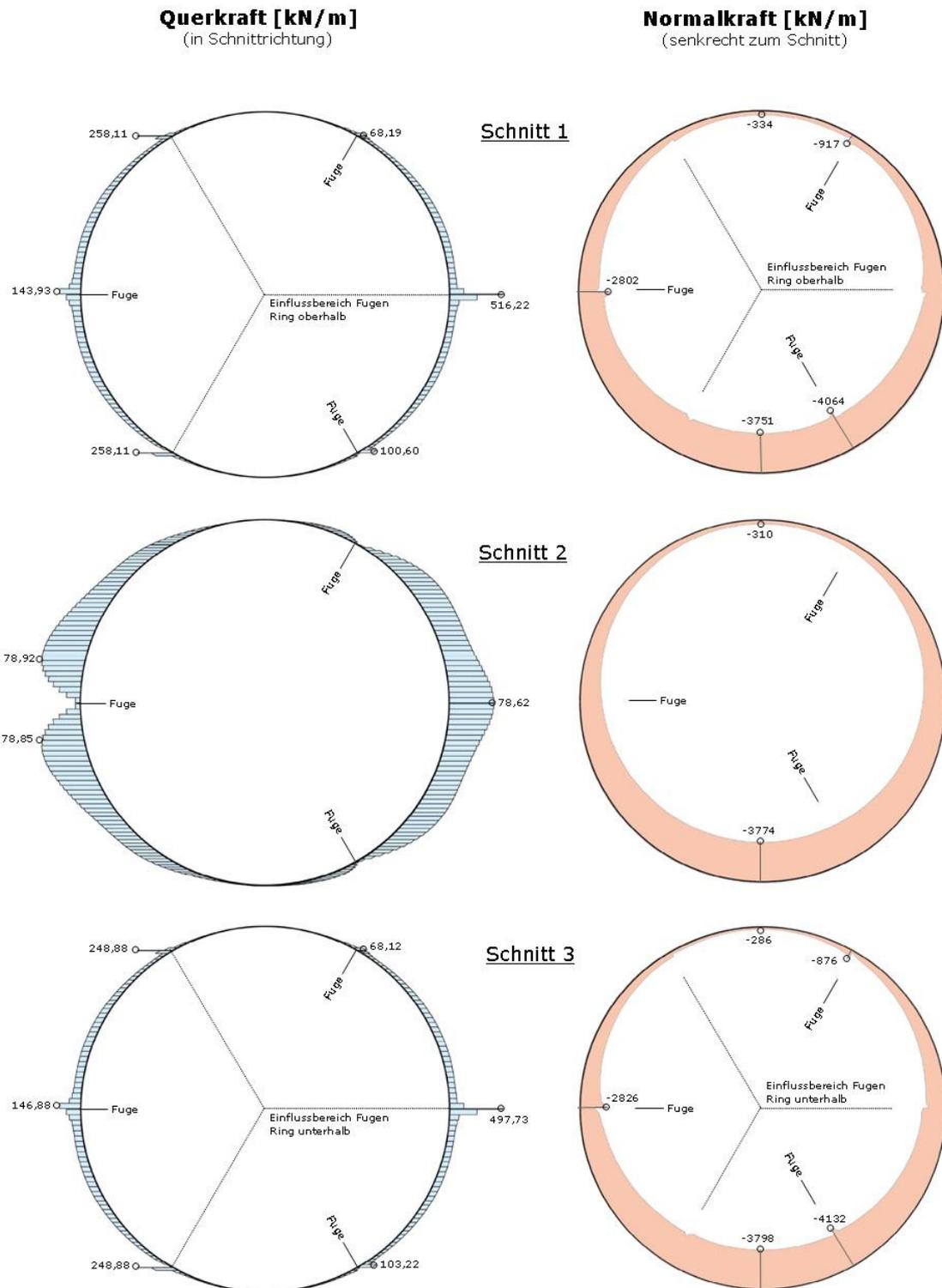


Abb. 5-16: Schnittkräfte Variante - offene Fuge

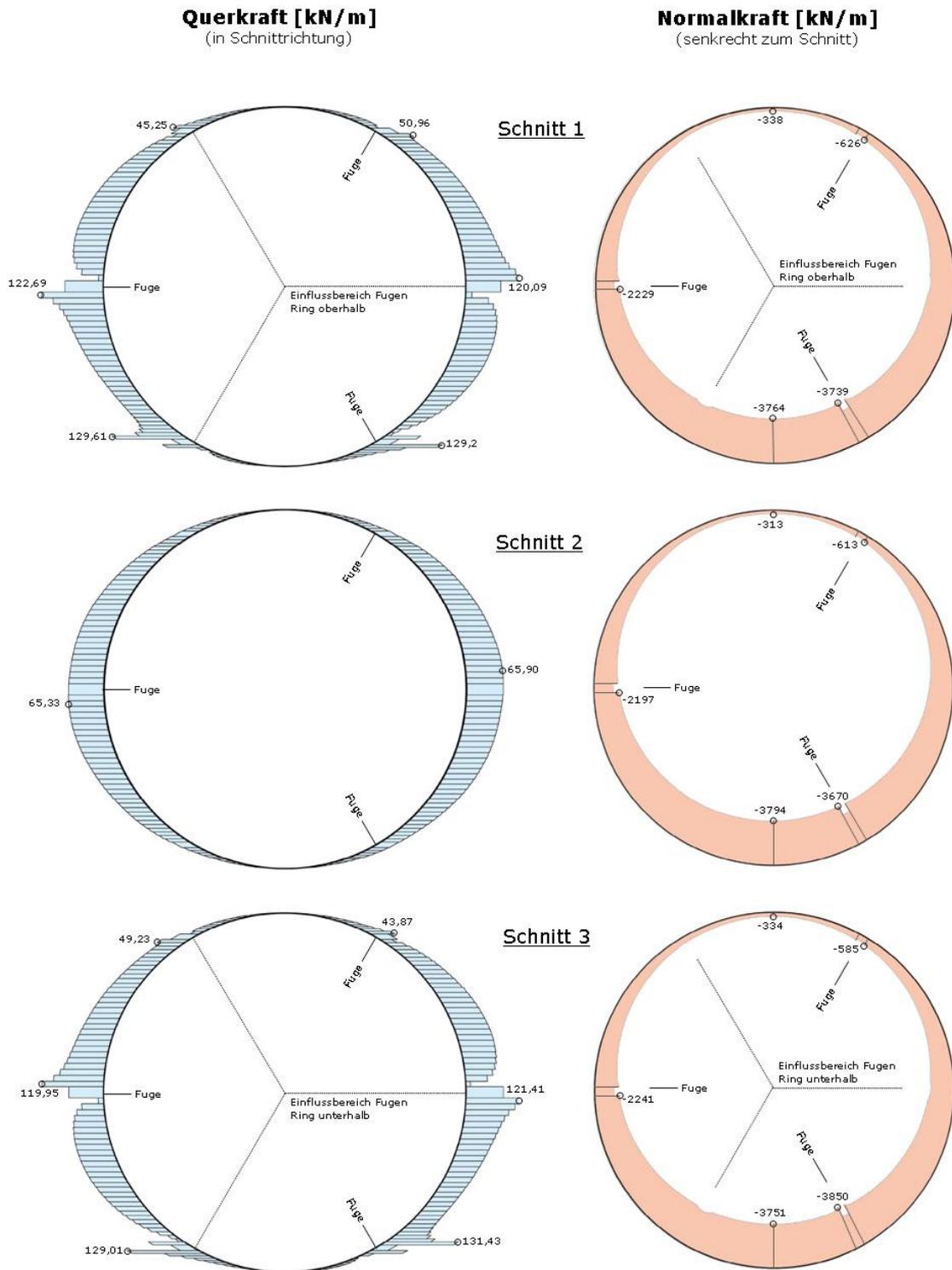


Abb. 5-17: Schnittkräfte Variante - Betonfuge

5.3.3 Spannungen

Die Maximalwerte der Hauptspannungen werden an den Oberflächen der Betonsegmente, wiederum am mittleren Ring, betrachtet. Die in der Tabelle 5-2 angeführten HSP „außen“ sind die Hauptspannungen der Fläche am Außendurchmesser (10,0 m) des Turmes und die HSP „innen“ sind Hauptspannungen der Fläche am Innendurchmesser (9,6 m). In der Tabelle 5-5 sind die Maxima der beiden Hauptspannungsrichtungen für alle vier Systemvarianten eingetragen. Des Weiteren werden die Werte für alle drei Lastfälle ausgewertet. Die Darstellung der Maximalwerte ist deshalb in Tabellenform erarbeitet, weil sich die Extremwerte bei den unterschiedlichen Varianten und Lastfällen nicht zwingend an denselben Stellen ausbilden. Die Abbildung der einzelnen Varianten in den jeweiligen Lastfällen würde zu viele Bilder erzeugen und unübersichtlich werden. Hiermit soll ein Überblick über das Verhalten der maximalen Spannungen je nach Lastfall und Variante vermittelt werden.

Generell ist zu sagen, dass sich die Spannungen bei allen Varianten sehr ähnliche Werte erreichen.

Die HSP II wirken vorwiegend in vertikale Richtung und erreichen das Maximum an Druckspannung bei der Variante Betonfuge (siehe Abbildung 5-19) unter Lastfall 2 an der Außenoberfläche. Die Höhe des Maximalwertes, von 20 MPa (Druck), erreicht nur ca. die Hälfte der maximal zulässigen Druckspannung, von 42 MPa, bei angenommener Betongüte C70/85 im Zustand der Gebrauchstauglichkeit. Dieser Maximalwert gilt für den hier untersuchten Bereich. Um eine Aussage für den gesamten Turm machen zu können, müssten weiterer Überlegungen und Modellierungen durchgeführt werden.

$$\sigma_{\max, \text{Druck}} = 0,6 * f_{ck} = 0,6 * 70 = 42 \text{ [MPa]}$$

Die größten Zugspannungen treten bei der Variante offene Fuge auf. Das Maximum entsteht bei den HSP I, welche vorwiegend in horizontaler Richtung wirken, an der Innenoberfläche. Der Maximalwert beträgt dabei 0,65 MPa.

Die Schnittkräfte in Abschnitt 5.3.2 zeigen, dass das Turmmodell im Betrachtungsbereich in vertikaler Richtung vollkommen überdrückt ist. Daher wird die Annahme getroffen, dass sich der Beton im ungerissen Zustand befindet. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird der Wert von 0,65 MPa mit dem Fraktilwert der charakteristischen Zugfestigkeit ($f_{ctk, 0,05}$) von 3,2 MPa verglichen.

Es erfolgt zwar durch die lokal auftretenden Zugspannungen keine Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons, jedoch wird der Bereich (siehe Abbildung 5-18) im Kapitel 6.1 einer Detailuntersuchung unterzogen.

Zusammenfassend ist zu erwähnen, dass die maximale Druckfestigkeit des Betons C70/85, unter den gegebenen Belastungen und der Größe der Vorspannung, nicht

erreicht wird. Es treten lokal Zugspannungen auf. Diese sind jedoch deutlich unter der charakteristischen Zugfestigkeit des Betons.

Tab. 5-5: Hauptspannungen

Hauptspannungen [MPa] --- LF1					
Variante					
min/max HSP	geschlossene Betonringe	Reibfuge	offene Fuge	Betonfuge	
HSP I "außen"	min	-0,002	-0,046	-0,208	-0,209
	max	0,015	0,066	0,462	0,163
HSP I "innen"	min	-0,002	-0,079	-0,375	-0,134
	max	0,015	0,098	0,630	0,244
HSP II "außen"	min	-19,10	-19,20	-19,80	-19,30
	max	-1,24	-1,24	-1,24	-1,25
HSP II "innen"	min	-18,80	-18,80	-19,20	-18,90
	max	-1,60	-1,60	-1,60	-1,61

Hauptspannungen [MPa] --- LF2					
Variante					
min/max HSP	geschlossene Betonringe	Reibfuge	offene Fuge	Betonfuge	
HSP I "außen"	min	-0,002	-0,033	-0,201	-0,223
	max	0,015	0,065	0,449	0,138
HSP I "innen"	min	-0,002	-0,066	-0,328	-0,119
	max	0,015	0,090	0,534	0,259
HSP II "außen"	min	-19,10	-19,10	-19,80	-20,50
	max	-1,24	-1,24	-1,21	-1,18
HSP II "innen"	min	-18,80	-18,90	-19,40	-20,10
	max	-1,60	-1,59	-1,48	-1,52

Hauptspannungen [MPa] --- LF3					
Variante					
min/max HSP	geschlossene Betonringe	Reibfuge	offene Fuge	Betonfuge	
HSP I "außen"	min	-0,002	-0,048	-0,182	-0,169
	max	0,015	0,084	0,505	0,171
HSP I "innen"	min	-0,002	-0,074	-0,358	-0,145
	max	0,015	0,082	0,646	0,203
HSP II "außen"	min	-19,10	-19,10	-19,30	-19,30
	max	-1,24	-1,25	-1,22	-1,03
HSP II "innen"	min	-18,80	-18,80	-18,80	-18,90
	max	-1,60	-1,56	-1,62	-1,32

	min/max. Werte (HSP I) am äußeren Rand
	min/max. Werte (HSP I) am inneren Rand
	min/max. Werte (HSP II) am äußeren Rand
	min/max. Werte (HSP II) am inneren Rand
	Min- u. Maximalwerte Hauptspannungen I und II

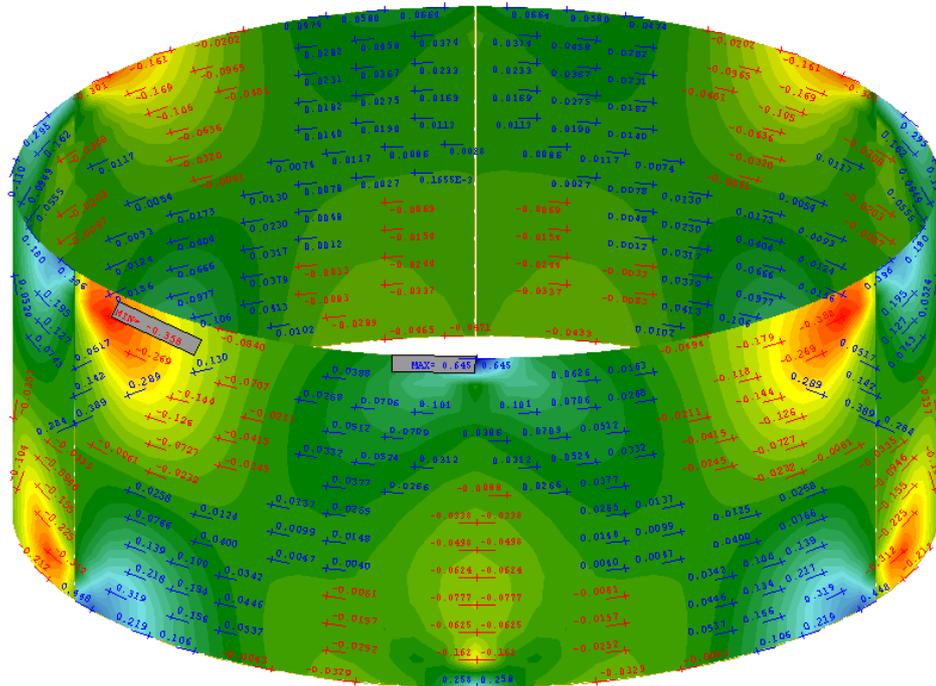


Abb. 5-18: HSP I „innen“ LF2, Variante offene Fuge

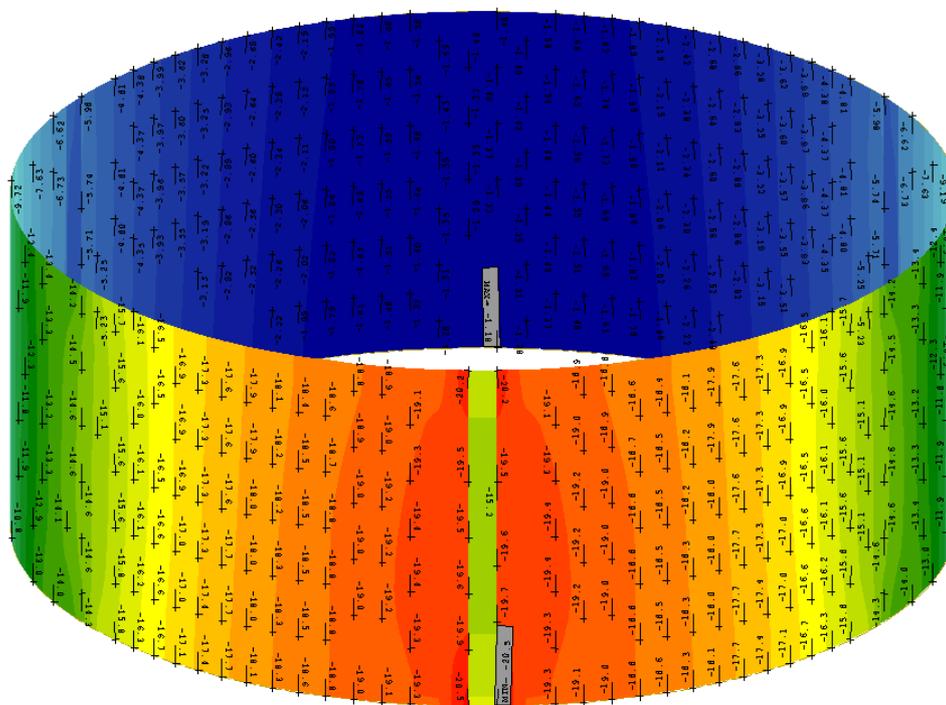


Abb. 5-19: HSP II „außen“ LF2, Variante Betonfuge

6 Detailuntersuchung

6.1 Spannungskonzentrationen im Randbereich

Bei den Untersuchungen der maximalen und minimalen Spannungen in Kapitel 5 hat sich gezeigt, dass erhöhte Konzentrationen von Querkzugspannungen im Randbereich der Segmente entstehen, wo ober- und unterhalb eine vertikale Fuge angeordnet ist. Die größten lokalen Kraftkonzentrationen wurden bei der Variante offene Fuge festgestellt.

Diese Bereiche werden einer näheren Betrachtung unterzogen, um eine Aussage über die Gefährdung einer Rissbildung im Betonsegment tätigen zu können.

6.1.1 Annahmen zur Modellierung

Es wird ein Ausschnitt in einem ebenen Modell abgebildet und in einer verfeinerten Elementierung berechnet. Als Belastung werden die Schnittkräfte aus den im 3D Modell entnommen Schnitten angesetzt.

In der Abbildung 6-1 ist der zu untersuchende Detailbereich am mittleren Ring des Turmmodells und in der entsprechenden Ansicht mit den darüber befindlichen Betonsegmenten dargestellt.

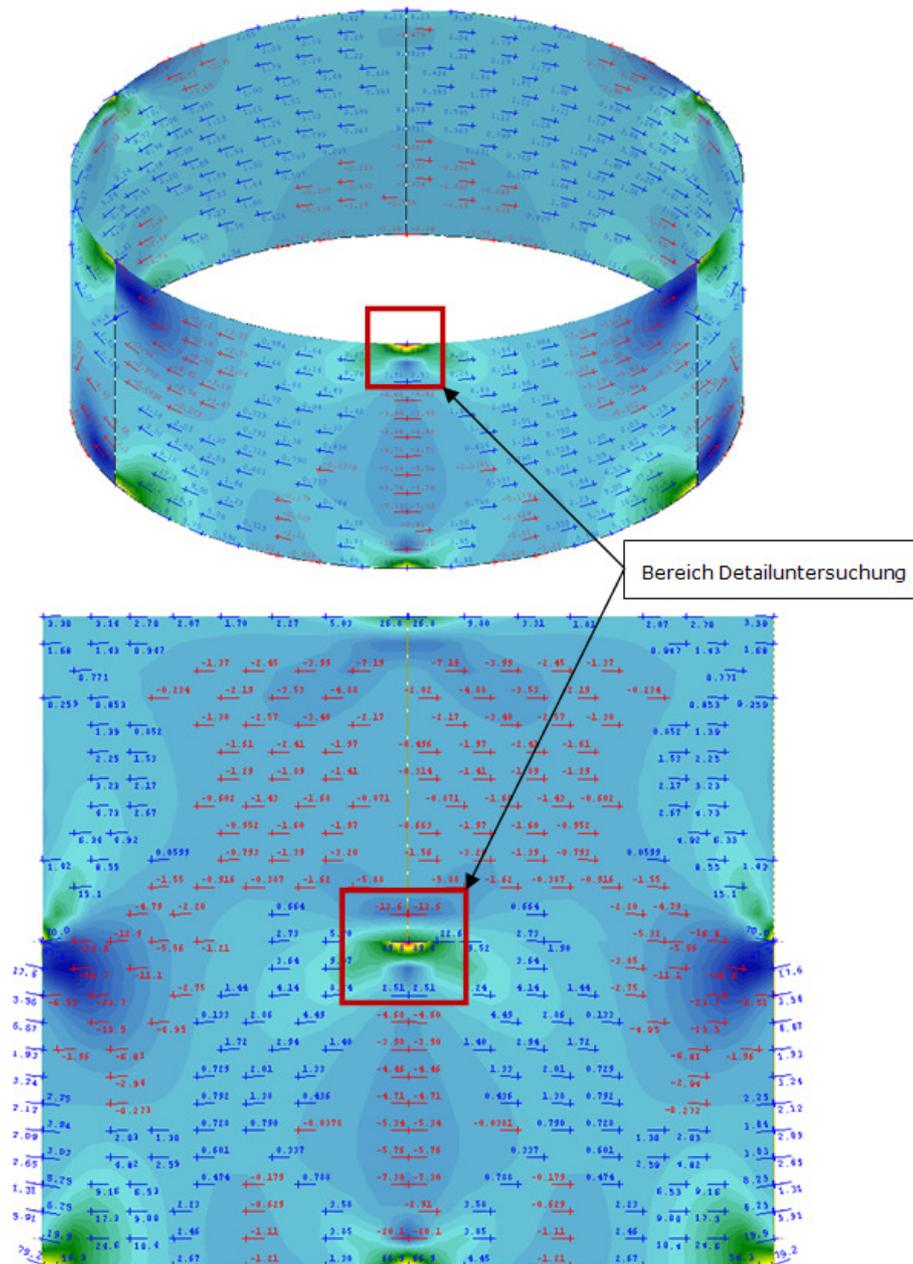


Abb. 6-1: Detailbereich

6.1.2 Modellierung des Detailsystems

Das Detailsystem wurde als ebenes System abgebildet. Die Abmessungen des Modells entsprechen exakt den abgewickelten Längen der Knotenabstände im 3D Turmmodell, die sich umlaufend ca. 64 cm vom Eckbereich entfernt befinden. Die genauen Außenmaße des Systems sind horizontal 1,298 m und vertikal 1,268 m.

Außerhalb dieses Bereichs ist der Einfluss der lokalen Störung vernachlässigbar klein.

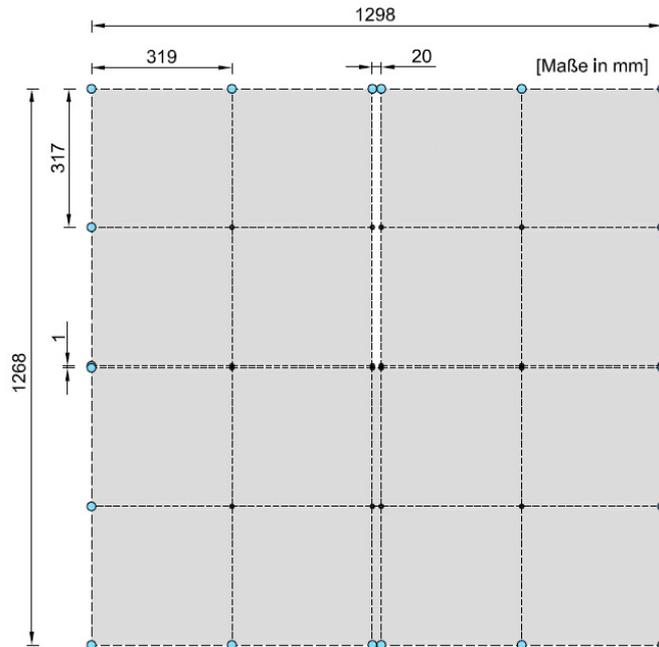


Abb. 6-2: Knotenabstände im Turmmodell

Die Elemente werden als Schalenelemente mit einer Stärke von 0,2 m modelliert. Die Materialeigenschaften der Elemente bzw. Eigenschaften der Federn für die horizontale Fuge werden ident wie beim Modell des Turmschafts angenommen. Die Lagerung des Systems ist statisch bestimmt ausgeführt.

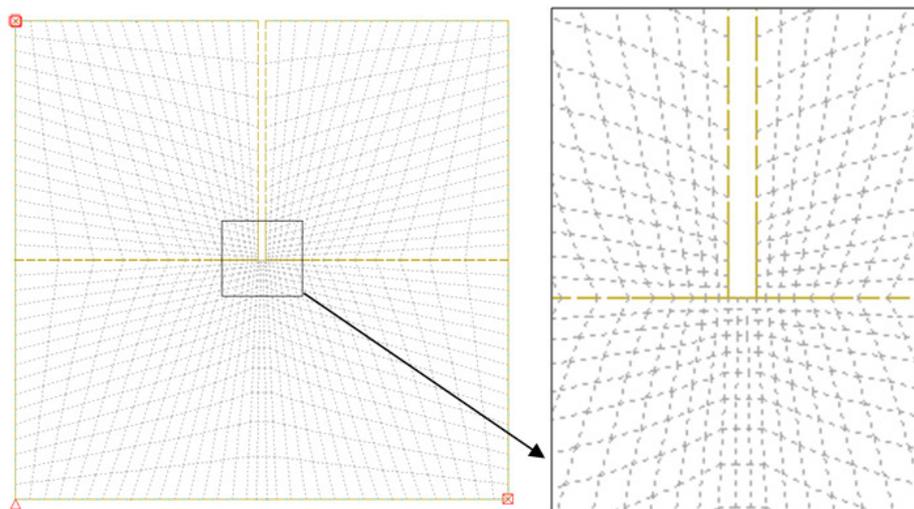


Abb. 6-3: Elementnetz Detailsystem

Die Abbildung 6-3 zeigt die Elementrierung am Detailsystem. In der Mitte des Systems, der Schnittpunkt an dem sich die vertikale und die horizontale Fuge treffen, ist eine sehr feine Netzteilung angeordnet. Zu den äußeren Rändern hin weitet sich das Netz auf. Der Grund ist, dass die Spannungskonzentration in den Segmenten direkt im Schnittpunkt der Fugen erwartet werden und die äußeren Bereiche wenig gestört sind.

6.1.3 Belastungen

Als Belastung für das Detailmodell werden die Knotenkräfte in Schnitten am 3D Turmmodell ausgelesen. Alle Knoten befinden sich im Abstand von ca. 65 cm vom Schnittpunkt der vertikalen zur horizontalen Fuge. Die Abstände der Eckknoten im Detailsystem entsprechen exakt den Abständen der Knoten im Turmmodell.

Das Detailsystem wird an allen außenliegenden Rändern mit den Schnittkräften, je nach Lastfall, aus dem Turmmodell belastet.

Dabei werden die Membrankräfte in Schnittrichtung und senkrecht zu den Schnitten angesetzt. Querkräfte aus der Ebene sowie alle Biegemomente werden auf Grund ihrer geringen Größen vernachlässigt und nicht am Detailsystem als Belastung angesetzt.

Das Detailsystem wird mit den Schnittkräften folgender Lastfälle aus dem Turmmodell der Variante offene Fuge belastet:

- Lastfall 1
Der zu untersuchende Detailbereich befindet sich im Punkt der maximalen Schubbeanspruchung (siehe 4.5.1)
- Lastfall 3
Der zu untersuchende Detailbereich befindet sich im Punkt der maximalen Druckbeanspruchung (siehe 4.5.3)
- Lastfall „60% f_{ck} “
Bei diesem Lastfall wird beim Detailsystem ausschließlich eine vertikale Belastung von 60 % der charakteristischen Druckfestigkeit des verwendeten Betons C70/85 angesetzt. Dadurch soll überprüft werden, welche Querspannungen auftreten wenn die maximal zulässige Druckfestigkeit des Betons im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erreicht wird.

Die Belastung errechnet sich zu folgender Knoten-Linienlast:

$$0,6 * f_{ck} = 0,6 * 70000 = 42000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$p_y = 42000 * 0,2 \text{ (Wandstärke in m)} = \mathbf{8400 \text{ [kN/m]}}$$

Diese Linienlast wird nur in vertikaler Richtung an den horizontalen Rändern aufgebracht.

Folgende Abbildungen zeigen die Membrankräfte in den Schnitt am 3D Turmmodell der Variante offene Fuge im Lastfall 3.

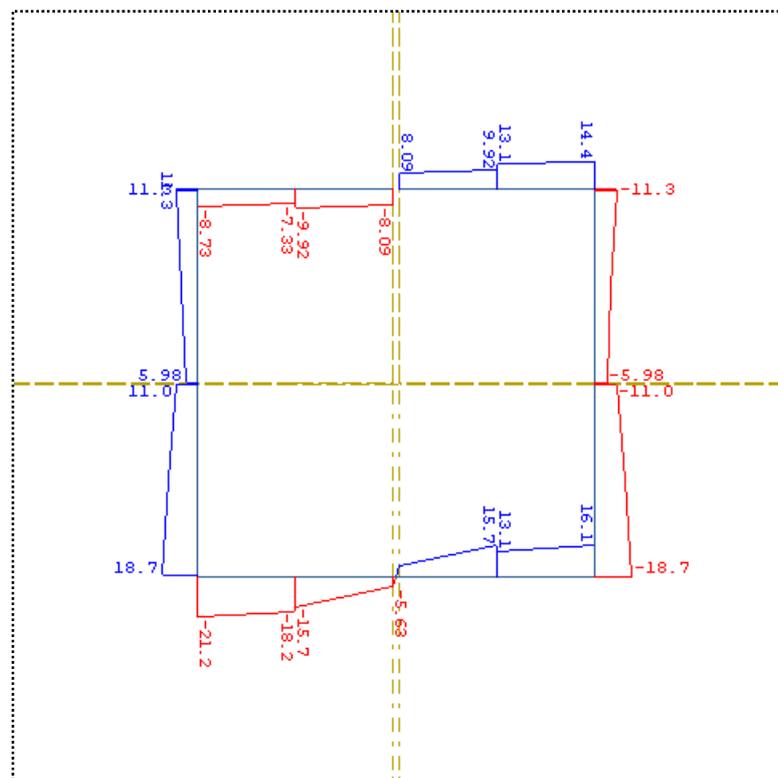


Abb. 6-4: Membranschubkraft in Schnittrichtung - LF3

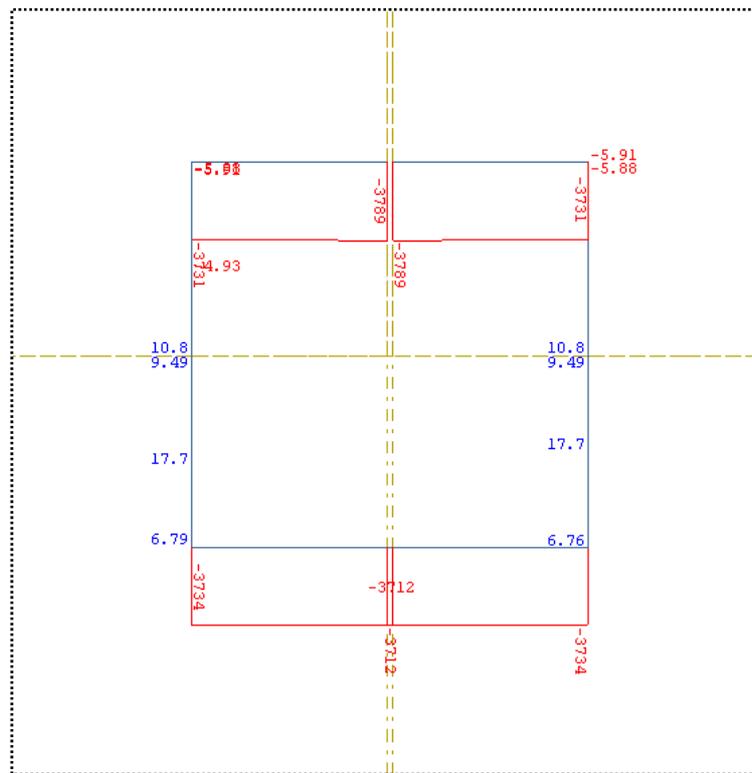


Abb. 6-5: Membrankraft senkrecht zum Schnitt - LF3

6.1.4 Interpretation der Ergebnisse

Die Berechnung aller Elemente wird linear-elastisch durchgeführt. Auf Grund dessen, dass das gesamte Detailsystem in vertikaler Richtung unter Druck steht, treten keine nicht-linearen Effekte bei den Federelementen auf.

Die Berechnungen haben gezeigt, dass die Spannungskonzentrationen beider Hauptrichtungen für alle 3 Lastfälle in denselben Punkten auftreten. Die maximalen Spannungen entstehen erwartungsgemäß beim Lastfall „60% f_{ck} “. Daher wird die Interpretation der Auswertung auch bei diesem Lastfall durchgeführt.

In den Abbildungen 6-6 und 6-7 sind Hauptspannungen II und I in der Einheit MPa dargestellt.

Das Bild mit den Hauptspannungen II stellt die Spannungen in vorwiegend vertikaler Richtung dar. Man erkennt in den Eckbereichen der beiden oberen Segmente eine Druckspannungskonzentration, die die zulässige Druckspannung von 60 % (42 MPa) im Bauteil überschreitet. Die charakteristische Druckfestigkeit von 70 MPa wird jedoch nicht erreicht. Es kann davon ausgegangen werden, dass kein Abplatzen der Ecken stattfindet. Details dazu würde eine nicht-lineare Berechnung bringen.

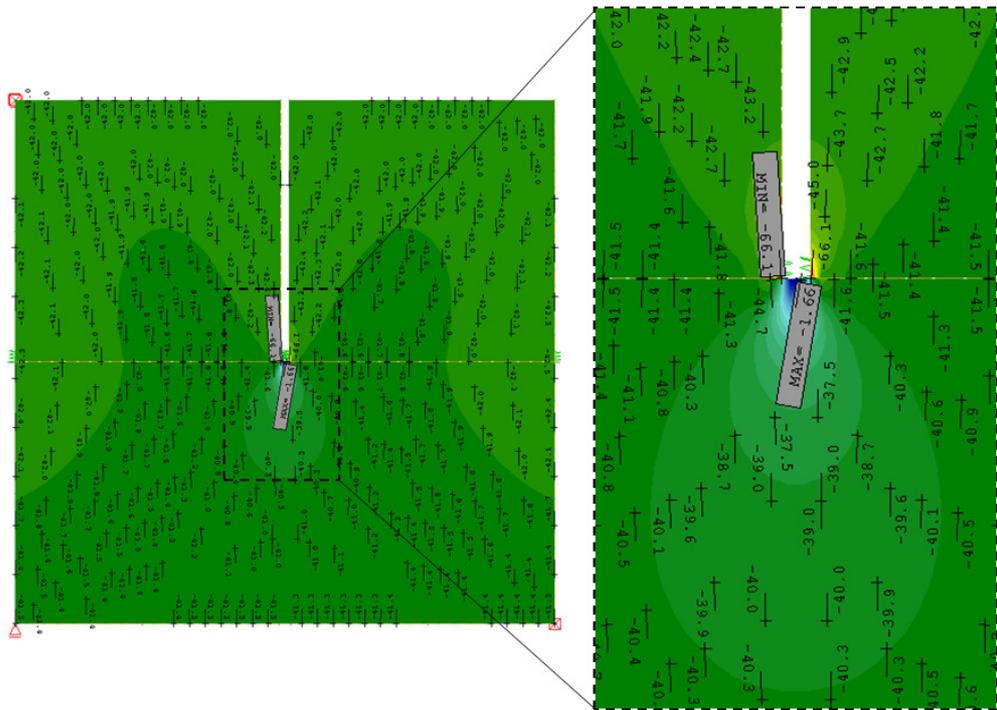


Abb. 6-6: Hauptspannungen II [MPa]

Die Hauptspannungen I in Abbildung 6-7 verlaufen vorwiegend in horizontaler Richtung. Der vergrößerte Bereich in der Grafik zeigt, dass in der Mitte des unteren Segments, im Bereich wo die Ecken der oberen Segmente aufliegen, eine Spannungskonzentration in horizontaler Richtung in Form von Zug ausbildet. Der Maximalwert beträgt 31,1 MPa und überschreitet den Fraktilwert der charakteristische Zugfestigkeit ($f_{ctk, 0,05}$) von 3,2 MPa deutlich.

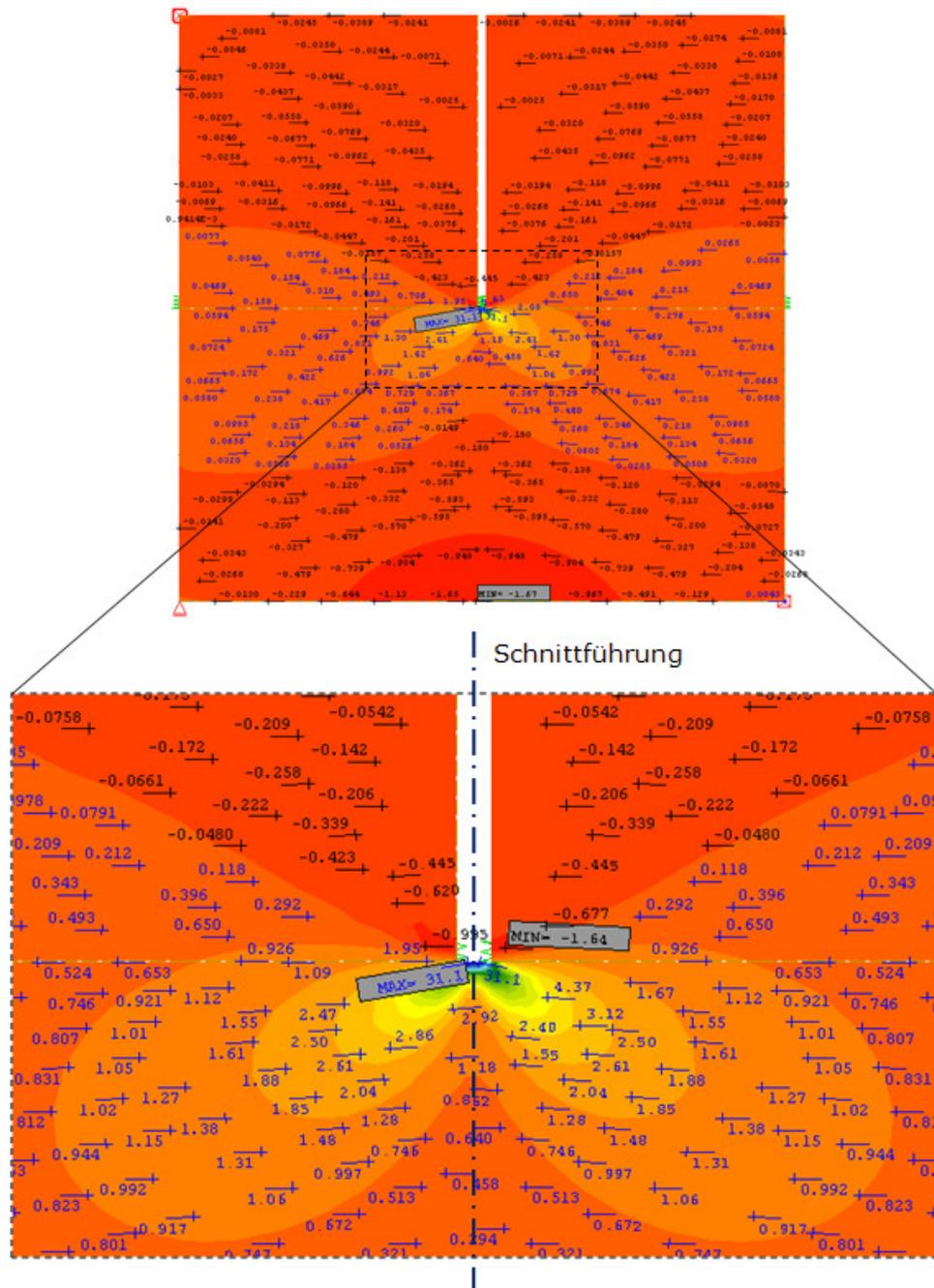


Abb. 6-7: Hauptspannungen I [MPa]

Um eine Aussage über die Rissbildung in diesem Bereich treffen zu können, wurde ein vertikaler Schnitt in der Mitte durch den gesamten Teil des unteren Segmentes gesetzt. Die Abbildung 6-8 zeigt den Verlauf der Spannungen senkrecht zum Schnitt. Dabei ist zu erkennen, dass die Zugspannungen im Drittel der Höhe des Schnittes in Druckspannungen übergehen.

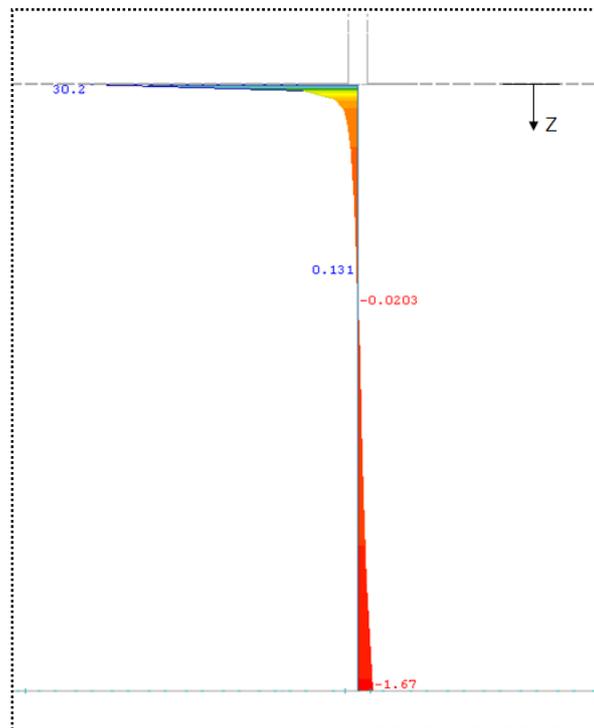


Abb. 6-8: Spannungen senkrecht zur Schnittführung [MPa]

Zu näheren Betrachtung werden die Knotenwerte im Schnitt anhand der Tabelle 6-1 ausgewertet. Die Höhe des Zugbereiches beläuft sich auf ca. 19 cm. Dabei findet nur in den ersten 1,5 cm eine Überschreitung der charakteristischen Zugfestigkeit statt. Zudem nehmen die von der Spannungsspitze wegführenden Werte sehr schnell ab. In den ersten 7 mm sinkt der Wert auf ein Fünftel.

Die charakteristische Zugfestigkeit wird nur in einem sehr kleinen Bereich überschritten. Diese Spannungsspitze wird lokal durch Rissbildung abgebaut. Es besteht jedoch genug Potential zur Umlagerung der Kraft in angrenzende Bereiche, sodass kein reißverschluß-ähnlicher Effekt entlang der 19 cm zu erwarten ist. Ein genaues Ergebnis würde eine nicht-lineare Berechnung liefern. Konstruktiv sollte der Beton durch Faserzugabe bzw. Bewehrung normal zur Rissrichtung verstärkt werden.

Tab. 6-1: Spannungen der Abbildung 6-6 in den Knoten

Knotenabstände in Z [m]	Spannungen senkrecht zum Schnitt [MPa]
0,0000	30,17
0,0072	6,05
0,0159	2,66
0,0264	1,56
0,0389	1,16
0,0539	0,92
0,0719	0,74
0,0936	0,58
0,1195	0,42
0,1507	0,28
0,1880	0,13
0,2329	-0,02
0,2867	-0,18
0,3513	-0,36
0,4288	-0,59
0,5218	-0,95
0,6334	-1,67

6.2 Maßgenauigkeit der Fertigteile an den Fugenflächen

Nach dem Stand der Technik können Betonoberflächen durch Nachbearbeitung eine Maßgenauigkeit von bis zu 0,2 mm erreichen. Bei der Anwendung von glatten trockenen Fugen wird eine nahezu perfekt ebene Fugenfläche der Bauteile vorausgesetzt. In diesem Kapitel werden die Auswirkungen von Ungenauigkeiten in den Oberflächen, im Bereich von 0,2 bis 0,6 mm, an Hand der für die Windenergieanlage verwendeten Segmentbauteile untersucht.

6.2.1 Annahmen zur Modellierung

Mit dem Detailsystem soll eine Ungenauigkeit, in Form einer Unebenheit, mit der Länge von 3 cm simuliert werden. Die Höhen variieren in den Schritten 0,2, 0,4 und 0,6mm.

Dabei wird die Ungenauigkeit in zwei unterschiedlichen Bereichen betrachtet. Einmal in der Mitte (Abbildung 6-9), zwischen zwei übereinander versetzten vertikalen Fugen, und einmal am Rand (Abbildung 6-10) eines Fertigteilsegments zur vertikalen Fuge.

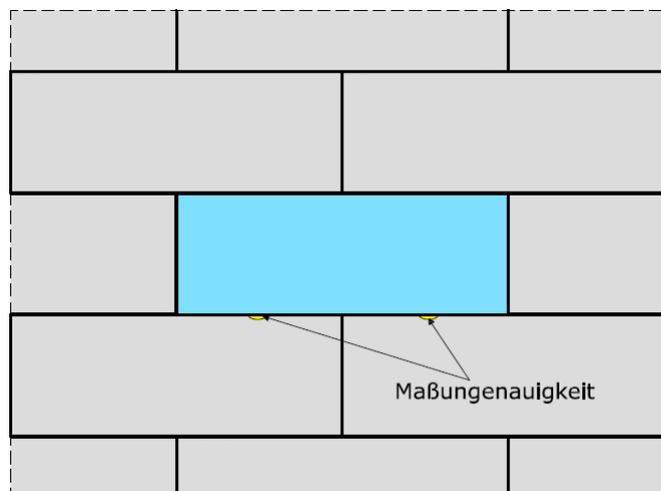


Abb. 6-9: Maßgenauigkeit „Mitte“

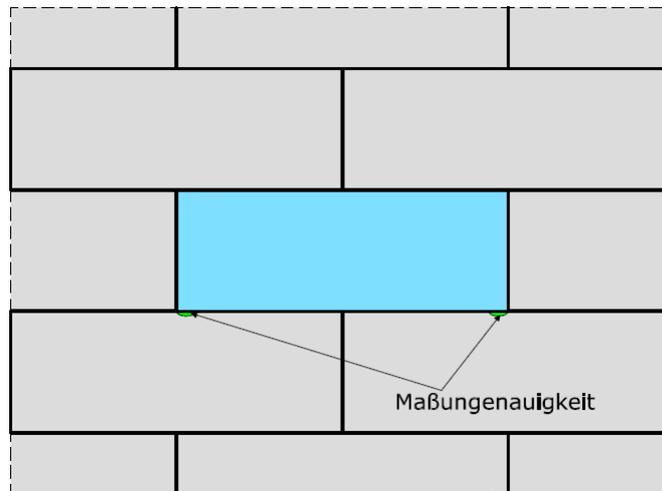


Abb. 6-10: Maßungenaugigkeit „Rand“

6.2.2 Modellierung des Detailsystems

Da die Maßungenaugigkeit in zwei unterschiedlichen Bereichen überprüft wird, müssen die Untersuchungen an zwei verschiedenen Systemen erfolgen.

Die Abbildung 6-11 zeigt eine ebene Abwicklung des Bausteinsystems der Betonsegmente. Der umrandete Bereich stellt den Ausschnitt für das Detailsystem dar, an dem die Untersuchungen durchgeführt werden. Die Unebenheiten System „Mitte“ und System „Rand“ sind an der linken und rechten Hälfte des mittleren Betonsegmentes eingezeichnet. Dadurch lässt sich zur Vereinfachung eine Symmetrieebene für das System einführen. Des Weiteren können beide Untersuchungen am geometrisch selben System durchgeführt werden.

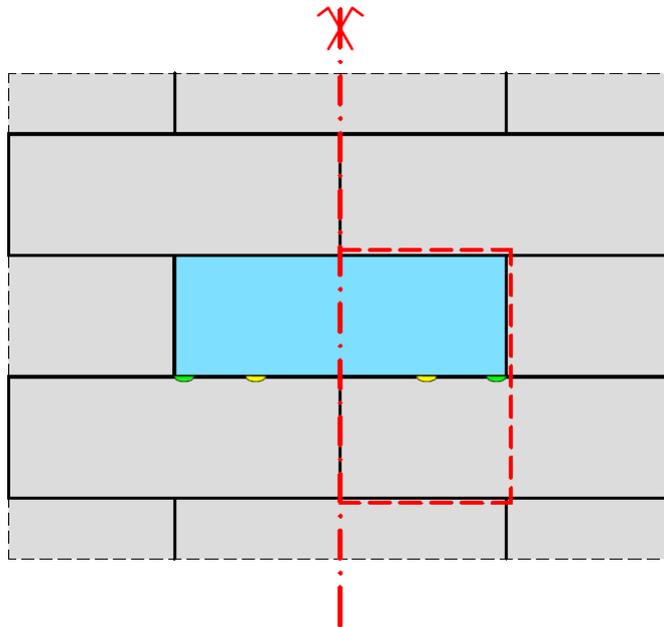


Abb. 6-11: Ausschnitt Detailsystem

In Grafik 6-13 ist die Lagerung des Detailsystems ersichtlich. Der rechte obere und der linke untere vertikale Rand kann sich frei verformen. Diese beiden Ränder grenzen an die vertikalen Fugen im System. Die vertikale Lagerung am linken Rand stellt den Schnitt vom oberen Segment in der Symmetrieebene (Abb. 6-11) dar. Der Schnitt des unteren Segmentes auf der rechten Seite wird über eine starre Kopplung in X-Richtung mit einer starren Schiebe ($E \rightarrow \infty$) abgebildet. Diese Bedingung bewirkt ein Ebenhalten des Randes und lässt horizontale Verschiebungen in X-Richtung zu. Der Grund dafür ist, dass sich der Kreisring bei vertikaler Belastung nach außen hin ausdehnen kann (Abb. 6-12). Dadurch ist die Querdehnung in den Segmenten nicht behindert. Wenn man diesen Rand mit einer unverschieblichen Lagerbedingung in X-Richtung versehen würde, entstehen Querspannungen, die den Kraftfluss des Detailsystems beeinflussen würden.

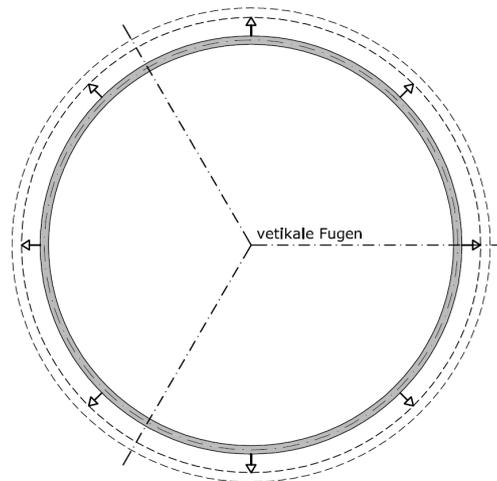


Abb. 6-12: Ausdehnung des Ringquerschnittes bei vertikaler Belastung

Am horizontalen Rand des oberen Segmentes wird die Belastung des Systems aufgebracht. Für diesen Rand wird ebenfalls ein Ebenbleiben, wegen der annähernd gleichmäßig aufgezwungen Verformung aus dem darüber liegenden Segment, vorausgesetzt.

Hierbei wird der Rand über die Verbindung, einer starren Kopplung in Y-Richtung, mit einer starren Scheibe gehalten.

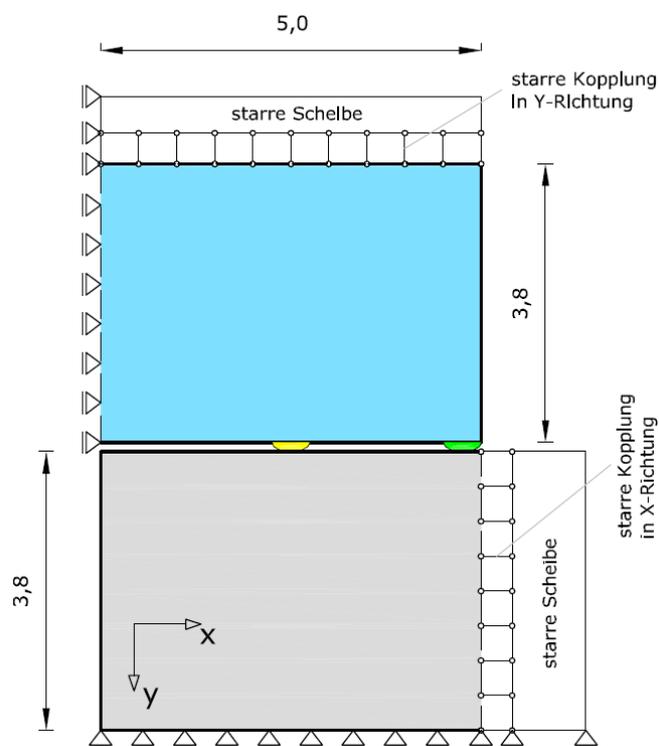


Abb. 6-13: Lagerung Detailsystem

Die horizontale Fuge und die Ungenauigkeit zwischen den Betonsegmenten werden über Federelemente simuliert. Die **Federelemente der Fuge** weisen die gleichen Eigenschaften wie die beim Turmmodell auf (siehe Abschnitt 4.2.3). Zusätzlich werden sie mit der Eigenschaft eines Leerweges versehen. Dieser Leerweg stellt je nach Berechnung die Höhe der Ungenauigkeit, 0,2 bis 0,6 mm, dar und ist in der Abbildung 6-15 als strichlierter Bereich markiert. Das bedeutet, dass alle Federn der Fuge erst nach der Überdrückung der Ungenauigkeit aktiv werden. Daraus resultiert das Federgesetz „Federn Fuge“ aus Abbildung 6-14.

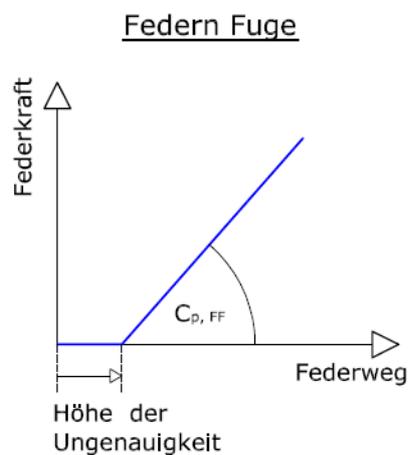


Abb. 6-14: Federgesetz Feder Fuge

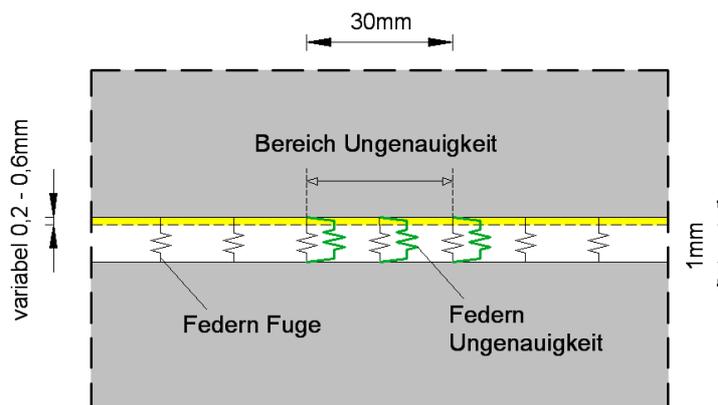


Abb. 6-15: Ausbildung Fuge und Ungenauigkeit

Im Bereich der Ungenauigkeit ist in jedem Knoten eine zusätzliche Feder, in Abbildung 6-15 als **Federn Ungenauigkeit** ersichtlich, eingefügt. Diese Federn simulieren das Verhalten einer Unebenheit. Zuerst findet der Kontakt zwischen den beiden Segmenten nur im Bereich der Ungenauigkeit statt. Dies geschieht solange bis die Unebenheit weggedrückt wird. Danach werden alle Federn in der Fuge, die einen Leerweg mit der Länge der Unebenheitshöhe erhalten haben, aktiviert. Das Überdrücken der Ungenauigkeit wird über die Steifigkeit der Federn der Unebenheit (Federlänge) simuliert und ist mit dem Erreichen der Fließlast erfüllt.

Folgende Federkennwerte wurden definiert.

Steifigkeit in Federhaupttrichtung der mittleren Feder:

$$C_p = \frac{E * A}{l_F} = \frac{E * t * l_E}{l_F} = \frac{41000000 * 0,2 * 0,015}{2,28} = 5,40 * 10^4 [\text{kN/m}]$$

C_pFedersteifigkeit in Haupttrichtung

EE-Modul Beton C70/85

tWandstärke

l_EElementlänge Schalenelement

l_FFederlänge

Die Federlänge ergibt sich aus folgender Annahme:

Zur Abschätzung der Federsteifigkeit wird der in Abbildung 6-16 dargestellte Dehnungsverlauf im Bereich der Ungenauigkeit angenommen. Die Stauchung der Unebenheit bewirkt eine Zunahme der lokalen Dehnungen in diesem Bereich. Der Unterschied in der Dehnung zwischen den Bereichen die durch die Ungenauigkeit beeinflusst bzw. nicht beeinflusst werden und der daraus resultierende Unterschied in den Verformungen, muss die Unebenheit kompensieren.

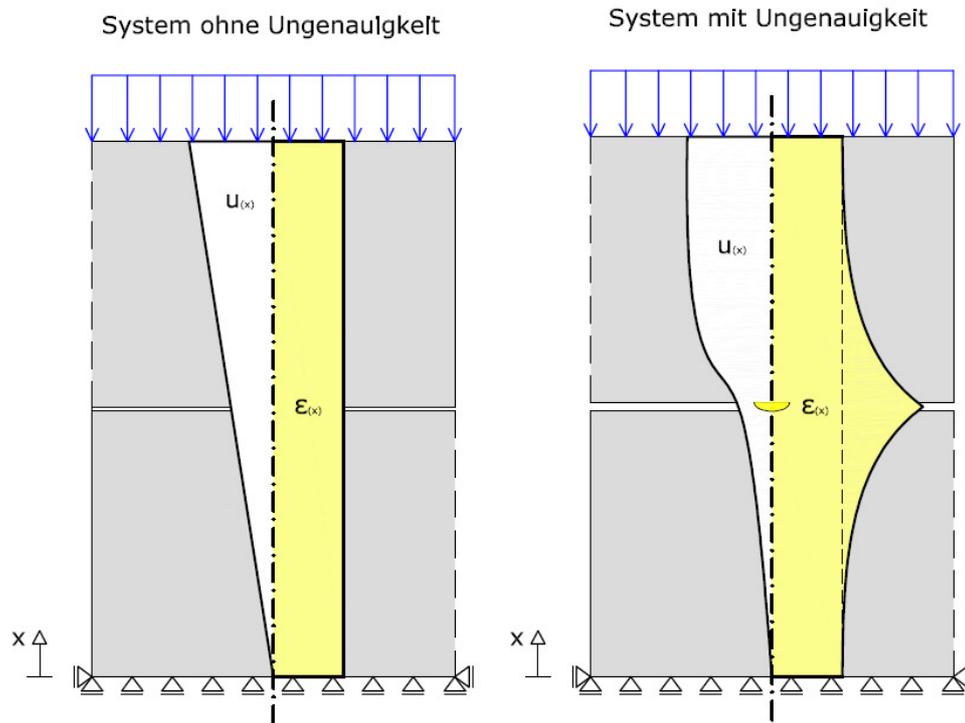


Abb. 6-16: Dehnungsverhalten System ohne/mit Unebenheit

Mit der Federlänge wird die Steifigkeit der Feder beschrieben. Diese errechnet sich aus der Differenz der Stauchung zwischen durch die Unebenheit beeinflusste und unbeeinflusste Bereiche. In der Abbildung 6-17 ist die Annahme eines parabolischen Differenzdehnungsverlaufes ersichtlich. Die hinterlegte Fläche errechnet sich aus einem Drittel des eingezeichneten Rechtecks:

$$A = \Delta \epsilon * \left[2 * \left(\frac{1}{3} * l \right) \right]$$

Die Stauchung ϵ ist über den linearen Zusammenhang mit der Spannung definiert.

$$\Delta \sigma = E * \Delta \epsilon \quad \rightarrow \quad \Delta \epsilon = \frac{\Delta \sigma}{E}$$

Die Steifigkeit der Feder wird mit der Federlänge von 2,28 m definiert. Diese Länge errechnet sich aus der Segmenthöhe, welche in der Flächenformel für den in Abbildung 6-17 erhöhten Bereich des Dehnungsverlaufes dargestellt ist.

$$\left[2 * \left(\frac{1}{3} * l \right) \right] = \frac{2}{3} * l = \frac{2}{3} * 1 \approx 0,6 * 1 \quad \rightarrow \quad 0,6 * 1 = 0,6 * 3,8 = 2,28[\text{m}]$$

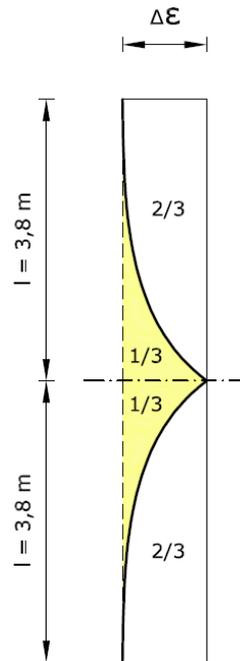


Abb. 6-17: Flächenverhältnis

Steifigkeit in Federquerrichtung einer mittleren Feder:

Die Quersteifigkeit wird über die Federlänge, resultierend aus der geometrischen Breite der horizontalen Fuge im System, definiert. Diese setzt sich aus der Höhe der Ungenauigkeit und der Breite der simulierten Reibfuge von 1mm zusammen. Beispiel für die Ungenauigkeit von 0,2 mm.

$$C_T = \frac{C_{p,QSt}}{2 * (1 + \vartheta)} = \frac{C_{p,QSt}}{2 * (1 + 0,2)} = \frac{\frac{E * t * I_E}{I_F}}{2,4} = \frac{41000000 * 0,2 * 0,015}{0,001 + 0,0002} = 4,27 * 10^7 [\text{kN/m}]$$

C_TFedersteifigkeit in Querrichtung

$C_{p,QSt}$Federsteifigkeit in Hauptrichtung für die Querfedersteifigkeit

νQuerdehnzahl von Beton 0,2

EE-Modul Beton C70/85

tWandstärke

I_EElementlänge Schalenelement

I_FFederlänge

Zusätzlich zu den Steifigkeiten in Federhaupt- und Querrichtung wird die Bedingung einer Fließlast, bei den Federn der Unebenheit, eingeführt. Die Fließlast ist ein Abbruchkriterium. Nach dem Erreichen dieser Federkraft, verformt sich die Feder weiter ohne zusätzliche Federkraft aufzunehmen. Eine schemenhafte Darstellung des Federgesetzes kann man der Abbildung 6-18 entnehmen. Die Fließlast errechnet sich aus der Federsteifigkeit multipliziert mit der Höhe der Ungenauigkeit.

Das Reibverhalten der Fuge wird mit dem Reibbeiwert $\mu=0,74$ simuliert (siehe Abschnitt 4.2.3).

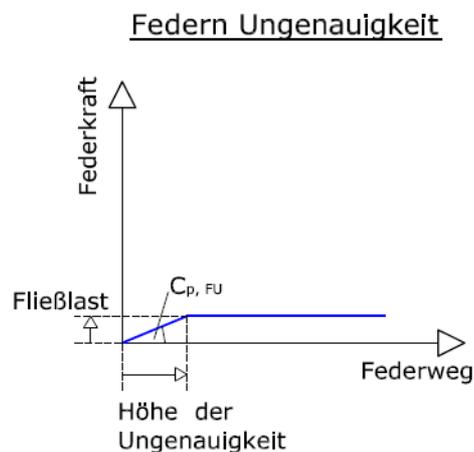


Abb. 6-18: Federgesetz Feder Unebenheit

Nach der Definition der Federelemente erfolgt die Elementierung des Detailsystems mittels Schalenelementen mit einer konstanten Dicke (Wandstärke der Segmente) von 20 cm. Als Material wird ein Beton C70/85 definiert.

Die Netzteilungen der Systeme beider Untersuchungsvarianten werden aus Gründen der Vergleichbarkeit ident gestaltet.

Die Abbildung 6-19 zeigt das Elementnetz des Systems. Die Elementgröße ist in den Bereichen der Ungenauigkeiten sehr fein gehalten und weitet sich von den Unebenheiten wegführend auf. Diese Aufweitung ist erforderlich, um die Anzahl der Federelemente zu reduzieren und dadurch die Rechenzeit des Iterativvorganges wegen der nicht-linearen Federgesetze zu verkürzen.

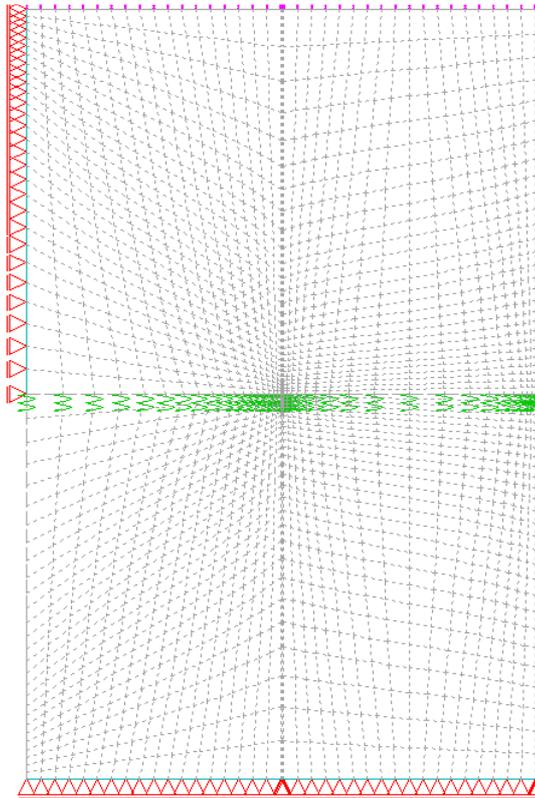


Abb. 6-19: Elementnetz Detailsystem

6.2.3 Belastungen

Die Spannungen im System werden bei einer vertikalen Belastung des horizontalen Randes am oberen Segment von 60 % der charakteristischen Druckfestigkeit des Betons ermittelt. Die 60 % von f_{ck} sind die laut Eurocode 2 [16] maximal zulässigen Druckspannungen im Beton für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Die Belastung errechnet sich zu folgender Knoten-Linienlast:

$$0,6 * f_{ck} = 0,6 * 70000 = 42000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$
$$p_y = 42000 * 0,2 \text{ (Wandstärke in m)} = \mathbf{8400 \text{ [kN/m]}}$$

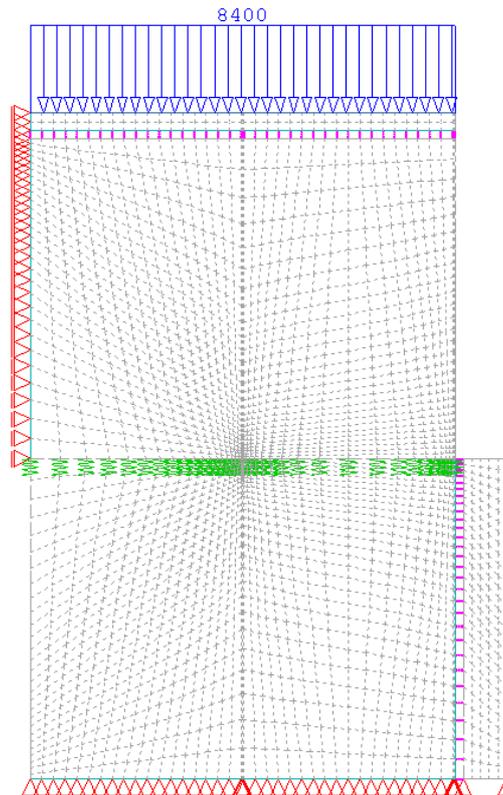


Abb. 6-20: Belastung Detailsystem [kN/m]

6.2.4 Interpretation der Ergebnisse

Die Berechnung aller Scheibenelemente erfolgt linear-elastisch. Alle Federkräfte werden auf Grund der nichtlinearen Federgesetze iterativ ermittelt.

Die erste Berechnung wird am System ohne Simulation einer Unebenheit, zur Überprüfung des Kraftflusses bei den angenommenen Lagerbedingungen, durchgeführt. Das Ergebnis zeigt keine Spannungen in horizontaler Hauptrichtung. Die Hauptspannungen in vertikaler Richtung weisen einen konstanten Wert von 42 MPa in den Betonsegmenten des Detailsystems auf. Dieser Wert entspricht exakt der Belastung von 60 % f_{ck} . Somit ist sichergestellt, dass sich das System in Querrichtung frei ausdehnen kann und keine Kräfte aus Zwang auftreten.

Im Detailsystem der **Ungenauigkeit „Mitte“** entstehen bei Unebenheiten von 0,2 - 0,6 mm sehr geringe Querzugspannungen. Qualitativ entsprechen die HSP I der Abbildung Abb. 6-21, welche das Ergebnis einer Ungenauigkeit von 4,4 mm darstellt. Im Vergleich mit dem unteren Fraktilwert der charakteristischen Zugfestigkeit ($f_{ctk, 0,05}$) sind diese Spannungen sehr klein und daher keine Risse zu erwarten. Mit zunehmender Höhe der Unebenheit steigen lokal die Druckspannungen in den Kontaktbereichen, als auch die Querzugspannung.

im unteren Segment im Bereich der Unebenheit bei den HSP I (Abbildung 6-23) Querdruck aus. Darunter entsteht Querdzug in der Größe von 3,48 MPa. Diese Querdzugspannung überschreitet den Fraktilwert der charakteristische Zugfestigkeit ($f_{ctk, 0,05}$) des Materials von 3,2 MPa. Daher ist in diesem Bereich mit Rissen zu rechnen.

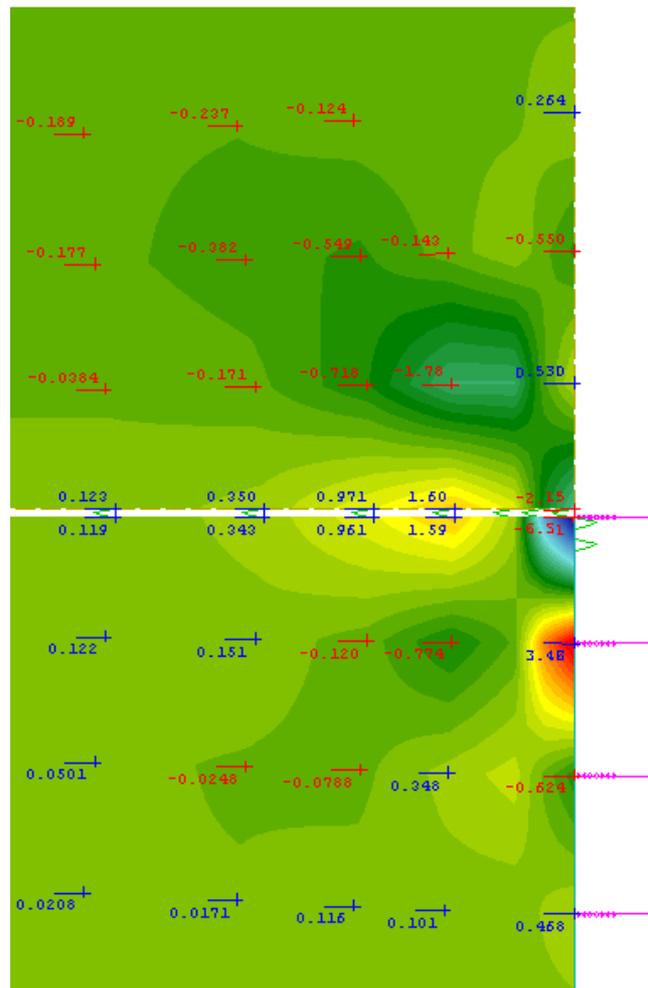


Abb. 6-23: Ausschnitt System „Rand“, Hauptspannungen I [MPa], Ungenauigkeit 3,3mm

7 Zusammenfassung und Ausblick

Im Zuge dieser Masterarbeit wurde die Anwendbarkeit von glatten trockenen Fugen bei vorgespannten Betontürmen von Windenergieanlagen untersucht. Dazu wurde ein Finite-Elemente-Modell zur Simulierung eines erarbeiteten Fugenkonzeptes entwickelt. Mit diesem Modell hat eine Überprüfung des Kraftflusses bei unterschiedlicher Ausbildung vertikaler Fugen stattgefunden. Es konnte ein Einblick in das Tragverhalten des vorgespannten Betonturms gewonnen werden. Lokal auftretende Spannungskonzentrationen wurden in einer Detailuntersuchung näher betrachtet. Des Weiteren fanden Untersuchungen über die Auswirkungen von Unebenheiten auf die Segmentbauteile statt.

Die Berechnungen haben gezeigt, dass die Machbarkeit von glatten trockenen Fugen bei vorgespannten Betontürmen in Segmentbauweise realistisch erscheint.

Das Verformungsverhalten des Turmmodells bei unterschiedlicher Ausbildung der vertikalen Fugen weist nur geringe Abweichungen zum Modell mit geschlossenen Ringen auf. Deshalb kann davon ausgegangen werden, dass die Gebrauchseigenschaften der bis 140 m hohen Betontürme mit glatten trockenen Fugen sichergestellt werden kann.

Die Schnittkraftverläufe bei den Varianten Reibfuge und offene Fuge bestätigen den funktionierenden Kraftfluss zwischen den Segmenten über den Haftreibungskontakt in den horizontalen Fugen. Somit ist auch die statische Machbarkeit für die betrachteten Fugen bewiesen.

Die Überprüfung der maximal auftretenden Spannungen hat ergeben, dass bei den vorgegebenen Belastungen keine Überschreitung der zulässigen Höchstspannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eintritt.

Lokal auftretende Zugspannungen in den Segmenten wurden in einer Detailuntersuchung näher betrachtet. Die Überschreitung der Betonzugfestigkeit ist jedoch sehr lokal begrenzt, so dass eine Spannungsumlagerung eintritt und somit die Risttiefe begrenzt ist. Eine nicht-lineare Berechnung würde einen genauen Aufschluss über die Rissentwicklung geben.

Die Untersuchung der Maßgenauigkeit der Bauteile an den Fugenflächen, in der Größenordnung von 0,2 bis 0,6 mm, hat gezeigt, dass keine Risse durch erhöhte Querspannungen auftreten. Erst ab Ungenauigkeiten von ca. 3 mm entstehen lokale Spannungskonzentrationen, welche die Betonfestigkeiten überschreiten.

Ausblickend sind als die nächsten Schritte zur Realisierung von glatten trockenen Fugen folgende Untersuchungen durchzuführen. Zunächst wäre die Betrachtung des Lastfalles Temperatur notwendig. Dazu sollte eine einseitige Temperatur-

belastung am Turmmodell aufgebracht und das Verhalten der Segmente bei einer ungleichmäßigen Erwärmung des Modells verfolgt werden. In weiterer Folge müsste das Fugenkonzept, die Anordnung vertikaler und horizontaler Fugen bei einer festgelegten Turmgeometrie und den exakt bestimmten Belastungen aus Wind, Eigengewicht, Vorspannung und Rotorwirkung am Gesamtsystem einer 140 m hohen Windenergieanlage simuliert werden.

Ebenso sind Detailuntersuchungen über das Verhalten der Segmente bei unregelmäßigen Bereichen, wie zum Beispiel der Übergang von drei auf zwei vertikalen Fugen, welcher bei der Verjüngung des Ringdurchmessers nach oben hin entsteht, sowie am Turmfuß, durchzuführen. Die Berechnungen in dieser Masterarbeit beschränken sich ausschließlich auf den Regelbereich bei der Anwendung von drei vertikalen Fugen.

Einen weiteren sehr wichtigen Punkt betrifft die Witterungsbeständigkeit des Betonturmes. Anhand der bereits abgeschlossenen Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass sich bei den Segmenten kein Druckkontakt in den vertikalen Fugen einstellt. Daher müssen Überlegungen angestellt werden, um das Eindringen von Wasser zu verhindern und somit die Dauerhaftigkeit des Bauwerks gewährleisten zu können.

Literaturverzeichnis

- [1] K. Bergmeister, J.-D. Wörner, Betonkalender: Turmbauwerke, Industriebauten, 2006
- [2] URL: <http://de.academic.ru/dic.nsf/dewiki/437425> [02.05.2011]
- [3] URL: <http://bilder.n3po.com/Photos/Industrie-Schlot-Rauch.jpg.html> [02.05.2011]
- [4] URL: http://www.rhetorik.ch/Aktuell/08/04_19/index.html [02.05.2011]
- [5] URL: <http://www.in-sel.com/selma/Drehkoerper/bausteine/bst4-1.htm> [02.05.2011]
- [6] URL: <http://radiomap.eu/ch/zuerich> [02.05.2011]
- [7] URL: http://www.vv-langenau.de/01_aemter/verbandsbauamt/aktuelles.php [02.05.2011]
- [8] URL: <http://www.deutsches-museum.de/ausstellungen/themenpfade/energie/waerme-und-licht/windkraft/> [02.05.2011]
- [9] URL: http://www.vgb.org/inst_wind_2005_P.html [02.05.2011]
- [10] K. Bergmeister, F. Fingerloos, J.-D. Wörner, Betonkalender: Kraftwerke, Faserbeton, 2011
- [11] Erich Hau, Windkraftanlagen: Grundlagen, Technik, Einsatz, Wirtschaftlichkeit, 2008, 4. Auflage
- [12] URL: <http://www.renewable-energy-concepts.com/german/windenergie/windkraftanlagen-technologie/windrad-turm.html> [02.05.2011]
- [13] URL: <http://www.kreis-freising.de/landratsamt/behoerdenwegweiser/bauen-und-umwelt-bauamt-umweltamt/umweltschutz-abfall/abfallberatung/energieausstellung-im-landkreis/windkraftanlage-bei-suenzhausen/> [02.05.2011]
- [14] URL: <http://www.rekers-beton.de/windenergie.php> [02.05.2011]
- [15] K. Bergmeister, J.-D. Wörner, Betonkalender: Brücken, Parkhäuser, 2004
- [16] ÖNORM EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Ausgabe: 2005-11-01
- [17] DIN 1045-1, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion, August 2008
- [18] TU Graz, Institut für Betonbau, DFG-Forschungsvorhaben: Verbindungen von UHPC Fertigteilen, 2009

- [19] Freytag, Tue, Winkler, Manuskript zur Veröffentlichung in BWI: Verbindungen für UHPC-Fertigteile, 2011
- [20] Gruber, Masterarbeit: Detailanalyse zum Tragverhalten stumpf gestoßener Verbindungen in UHPC-Fachwerkkonstruktionen, 2011
- [21] Deutsches Institut für Bautechnik-DIBt, Richtlinie für Windenergieanlagen: Einwirkungen und Standsicherheit für Turm und Gründung, März 2004

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2-1: Fernmeldeturm [2].....	4
Abb. 2-2: Schornstein [3].....	4
Abb.2-3: Leuchtturm [4].....	5
Abb. 2-4: Kühlturm [5].....	5
Abb. 2-5: Antennenträger [6].....	5
Abb. 2-6: Windenergieanlage [7].....	5
Abb. 2-7: WEA Offshore [8].....	6
Abb. 2-8: WEA Onshore [9].....	6
Abb. 2-9: Horizontalachsen-Windkraftanlage am Festland [11]	7
Abb. 2-10: Nabenhöhe und Rotordurchmesser	8
Abb. 2-11: Häufige Onshore-Turmkonstruktionen für WEA [10].....	10
Abb. 2-12: Herstellung des Turmschaftes im Gleitschalungsverfahren [13]	11
Abb. 2-13: Fertigteilsegmente aus Beton [14].....	12
Abb. 3-1: Arten der Fugenausbildung [15].....	15
Abb. 4-1: Stabmodell Turm mit Belastungen.....	19
Abb. 4-2: Geometrie Turmschaft	19
Abb. 4-3: Abmessungen Modell für FE-Berechnung	20
Abb. 4-4: Segmentteilung eines Ringes mit 3 vertikalen Fugen	21
Abb. 4-5: Abmessungen eines Segmentes	21
Abb. 4-6: Konzept vertikale Fugen.....	22
Abb. 4-7: 3D Modell im Programm SOFiSTiK mit Beschriftung	25
Abb. 4-8: Darstellung der Fugenausbildung im FE-Modell	26
Abb. 4-9: Darstellung zur Erklärung der Federsteifigkeiten	27
Abb. 4-10: Schnittkraftermittlung am Turmschaft ohne Vorspannung.....	29
Abb. 4-11: Geometrie Turm für Abschätzung Eigengewicht.....	30
Abb. 4-12: Abmessungen Ringquerschnitt	31
Abb. 4-13: Belastungen für das Modell.....	34
Abb. 4-14: Variante geschlossene Betonringe	34
Abb. 4-15: Variante Reibfuge und Variante offene Fuge.....	35
Abb. 4-16: Variante Betonfuge.....	36
Abb. 4-17: Darstellung Lastfall 1 in 2D.....	37
Abb. 4-18: Darstellung Lastfall 1 in 3D.....	37
Abb. 4-19: Darstellung Lastfall 2 in 2D.....	38

Abb. 4-20: Darstellung Lastfall 2 in 3D	38
Abb. 4-21: Darstellung Lastfall 3 in 2D	39
Abb. 4-22: Darstellung Lastfall 3 in 3D	39
Abb. 5-1: Darstellung Lastfall 1 und Richtungen der globalen Koordinaten	40
Abb. 5-2: Verformung in global Y, links: geschl. Betonringe, rechts: offene Fugen	42
Abb. 5-3: Federlängskräfte der horizontalen Fugen des mittleren Ringes	43
Abb. 5-4: Federquerkräfte der horizontalen Fugen des mittleren Ringes	43
Abb. 5-5: Betrachtete Fuge mit Lastfall 1	44
Abb. 5-6: Darstellung der Werte aus Tabelle 5-2	45
Abb. 5-7: Darstellung der Werte aus Tabelle 5-3	46
Abb. 5-8: Darstellung der Werte aus Tabelle 5-4	47
Abb. 5-9: Kennzeichnung mittlerer Betonring	48
Abb. 5-10: Schnittebenen im mittleren Betonring	49
Abb. 5-11: maßgebender Lastfall 1	50
Abb. 5-12: Schnittkräfte Variante - geschlossene Betonringe	51
Abb. 5-13: Schematische Darstellung Querkraftabtrag	52
Abb. 5-14: Normalspannungsverteilung a. d. Segmenträndern zu den horizontalen Fugen ..	53
Abb. 5-15: Schnittkräfte Variante - Reibfuge	55
Abb. 5-16: Schnittkräfte Variante - offene Fuge	56
Abb. 5-17: Schnittkräfte Variante - Betonfuge	57
Abb. 5-18: HSP I „innen“ LF2, Variante offene Fuge	60
Abb. 5-19: HSP II „außen“ LF2, Variante Betonfuge	60
Abb. 6-1: Detailbereich	62
Abb. 6-2: Knotenabstände im Turmmodell	63
Abb. 6-3: Elementnetz Detailsystem	63
Abb. 6-4: Membranschubkraft in Schnittrichtung - LF3	65
Abb. 6-5: Membrankraft senkrecht zum Schnitt - LF3	66
Abb. 6-6: Hauptspannungen II [MPa]	67
Abb. 6-7: Hauptspannungen I [MPa]	68
Abb. 6-8: Spannungen senkrecht zur Schnittführung [MPa]	69
Abb. 6-9: Maßungenaugigkeit „Mitte“	71
Abb. 6-10: Maßungenaugigkeit „Rand“	72
Abb. 6-11: Ausschnitt Detailsystem	73
Abb. 6-12: Ausdehnung des Ringquerschnittes bei vertikaler Belastung	74
Abb. 6-13: Lagerung Detailsystem	74

Abb. 6-14: Federgesetz Feder Fuge	75
Abb. 6-15: Ausbildung Fuge und Ungenauigkeit	75
Abb. 6-16: Dehnungsverhalten System ohne/mit Unebenheit.....	77
Abb. 6-17: Flächenverhältnis	78
Abb. 6-18: Federgesetz Feder Unebenheit	79
Abb. 6-19: Elementnetz Detailsystem	80
Abb. 6-20: Belastung Detailsystem [kN/m].....	81
Abb. 6-21: Ausschnitt System „Mitte“, Hauptspannungen I [MPa], Ungenauigkeit 4,4mm...	82
Abb. 6-22: Ausschnitt System „Mitte“, Hauptspannungen II [MPa], Ungenauigkeit 4,4mm..	83
Abb. 6-23: Ausschnitt System „Rand“, Hauptspannungen I [MPa], Ungenauigkeit 3,3mm...	84
Abb. 6-24: Ausschnitt System „Rand“, Hauptspannungen II [MPa], Ungenauigkeit 3,3mm .	85

Tabellenverzeichnis

Tab. 2-1: Anwendungsbereiche und Bauhöhen von Turmbauwerken in Massivbauweise [1] .	4
Tab. 2-2: Leistungsbereiche von WEA [12]	8
Tab. 3-1: Varianten der Fugenausbildung [15]	14
Tab. 5-1: Globale Verformungen	41
Tab. 5-2: Relativverschiebungen der Fugenränder Variante Reibfuge	45
Tab. 5-3: Relativverschiebungen der Fugenränder Variante offene Fuge	46
Tab. 5-4: Relativverschiebungen der Fugenränder Variante Betonfuge	47
Tab. 5-5: Hauptspannungen	59
Tab. 6-1: Spannungen der Abbildung 6-6 in den Knoten.....	70