
Entwicklung und Beschreibung des Tragverhaltens von modularen Türmen aus Beton für Windenergieanlagen

Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor der technischen Wissenschaften

eingereicht an der

Technische Universität Graz

Graz, Juli 2018

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

Betreuer:
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue
Institut für Betonbau

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Dissertation identisch.

Datum

Unterschrift

Vorwort

Die Anregung zu diesem Thema entstand während meiner Tätigkeit als Universitätsassistent am Institut für Betonbau der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften der Technischen Universität Graz. Durch die Arbeit in einem der wissenschaftlichen Forschungsschwerpunkte des Instituts zum Thema innovative Betonkonstruktionen und Projektarbeit in Bezug auf Windenergieanlagen ergab sich die Möglichkeit, Problempunkte aufzugreifen und neuen Ideen in der vorgelegten Arbeit nachzugehen.

Mein besonderer Dank gilt Professor Nguyen Viet Tue für seine Unterstützung und für die zahlreichen Fachdiskussionen. Seine immerwährende Diskussionsbereitschaft und die Leidenschaft zum Thema Massivbau begleiten mich bis heute und haben maßgeblich zu meinem erlangten Wissen in diesem Fachgebiet beigetragen.

Ebenso danke ich Herrn Professor Werner Sobek für die Übernahme der zweiten Begutachtung dieser Arbeit.

Auch den ehemaligen Kollegen am Institut und meinem jetzigen Kollegen im Büro sei gedankt, die für ein immer tolles Arbeitsklima gesorgt haben. Durch diverse Auflockerung wird auch ein noch so langer Arbeitstag tragbar.

Der größte und besonders herzlichste Dank gilt meiner Frau Marie, meiner Tochter Laura und meinem Sohn Lorenz. Ohne ihre Geduld und Unterstützung wäre die Arbeit wohl nie fertiggestellt worden. Verständnisvoll haben sie mich durch die schwierige und anstrengende Zeit begleitet.

Graz, im Juli 2018

Werner Theiler

Kurzfassung

Bei der Errichtung von Onshore-Windenergieanlagen haben sich einzelne Bauweisen der Turmkonstruktion etabliert. Mit zunehmender technischer Entwicklung der Anlagen und Erschließung windärmerer Regionen nimmt die Nabenhöhe weiter zu. Dies geht mit der Weiterentwicklung der Turmkonstruktion einher. In der Arbeit wird eine modulare Spannbetonturmkonstruktion aus Fertigteilen präsentiert. Dabei besteht der gesamte Turmschaft aus Betonfertigteilen und wird durch eine Kombination aus Spannbettvorspannung, interner Stabvorspannung und externer Litzenvorspannung vorgespannt. Die Einzelteile werden durch glatte Trockenfugen miteinander gestoßen. Durch die Beschränkungen aus dem Transport entstehen dabei Fugen in horizontaler als auch vertikaler Ebene. Mit dieser Bauweise kann zum einen durch die Werksfertigung ein qualitativ hochwertiges Bauprodukt aus hochfestem Beton geschaffen werden, zum anderen die Bauzeiten stark verkürzt werden. Weiterhin können durch die modulare Bauweise verschiedene Nabenhöhen der Anlage realisiert werden und ein Rückbau der Anlage kann analog der Errichtung erfolgen.

Besonderheiten dieser Bauweise sind die Verankerungsstellen der Vorspannung und die Fugungen der Einzelbauteile. Mit Hilfe der Finiten Elemente Methode und analytischen Lösungen werden diese Details näher untersucht. Durch eine Parameterstudie wesentlicher Einflussgrößen der Geometrie und Belastung wird das Detail der Verankerungsstellen genau analysiert. Ergebnisse der optimierten Detailpunkte werden dargestellt und diskutiert. Bei der Detailuntersuchung zur glatten Trockenfuge wird auf die Genauigkeitsanforderung der Fügung eingegangen. Es werden Unebenheitsformen festgelegt und analysiert. Die Ergebnisse führen zu maximalen Größen der Unebenheiten, sodass ein vollflächiger Druckkontakt in den Stoßflächen unter ständiger Belastung vorherrscht. Bei diesen Unebenheiten wird die Spannungsentwicklung und -verteilung in den Betonbauteilen gezeigt und anschließend diskutiert. Wo notwendig werden die Detailuntersuchungen durch ergänzende materiell nichtlineare Berechnungen, die das Bauteilverhalten bei etwaiger Rissbildung darstellen, ergänzt.

Anschließend werden am Gesamtsystem des Turms die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit in Bezug auf die Besonderheiten der Konstruktion erbracht. Durch die hohe dynamische Beanspruchung wird hierbei unter Gebrauchslasten Dekompression über die gesamte Turmhöhe gefordert. Wegen den vertikalen Trockenfugen weicht die Schnittkraftverteilung am segmentierten Querschnitt von gewöhnlichen monolithischen Kreisringquerschnitten ab. Dieser Einfluss wird ausgewertet und in der Nachweisführung berücksichtigt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit tritt bei maximaler Biegebeanspruchung ein Fugenklaffen auf. Durch die geringe Querkraftbeanspruchung ist die Ausführung einer glatten trockenen Fuge unproblematisch. Abschließend wird unter Einbeziehung der Ergebnisse der Detailuntersuchung der Ermüdungsnachweis erbracht.

Abstract

For constructing onshore wind turbines, some tower construction types have become well - established. With development of the wind turbines and due to accessing regions with less wind, the hub height increases. This goes hand in hand with the further development of the tower construction. The work presents a modular post-tensioned concrete tower construction. The entire tower shaft consists of prefabricated concrete components with prestressing strands, internal post-tensioning bars and external post-tensioning strands. The individual parts are assembled by smooth dry joints. As a result of the transport restrictions, joints are necessary in the horizontal as well as in the vertical direction. On the one hand, the prefabrication of the concrete parts allows the application of high performance concrete with high-quality, while the construction on site can be accelerated. Furthermore, the modular design allows different hub heights of the system to be implemented and the system can be dismantled in the other way round as the erection.

The most important details of these construction are the anchorage of the tensioning systems and the joints between individual precast concrete components. By using the finite element method and analytical solutions, these details are examined in more detail. The detail of the anchorage is precisely analyzed by means of a parameter study of the essential influencing variables of the geometry and load. Results of the optimized layout of the anchorages are presented and discussed. For the investigation of the smooth dry joint, the accuracy requirement in joints is examined. Forms of inaccuracy are determined and analyzed. The results lead to maximum sizes of the unevenness, so that a pressure contact in the entire abutting face is obtained under permanent load. In the case of these unevenness, the stress development and distribution in the precast concrete components are shown and discussed. Where necessary, the detailed investigations are supplemented by additional material non-linear calculations, which represent the behavior in the case of possible crack formation.

Subsequently, the verification in the ultimate limit state and the serviceability limit state are conducted on the overall system of the tower. Due to the high dynamic load, decompression over the entire tower height is required under service load. Because of the vertical dry joints, the distribution of internal forces on the segmented cross-section deviates from ordinary monolithic circular ring cross-sections. This influence is evaluated and taken into account in the verification. In the ultimate limit state, joints are gapping at maximum bending load. Due to little shear force, the design of a smooth dry joint is adequate. Finally, the verification under fatigue stress is conducted, taking into account the results of the previous detailed investigation.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	iii
1 Einleitung	1
1.1 Veranlassung und Motivation	1
1.2 Zielsetzung der Arbeit	2
1.3 Aufbau der Arbeit	3
1.4 Abgrenzung	3
2 Türme für Windenergieanlagen in Massivbauweise	5
2.1 Aktuelle Bauweisen von Onshore-Windenergieanlagen	7
2.2 Dynamische Auslegung	9
2.3 Fugenausbildung	10
2.3.1 Fugenprofil	11
2.3.2 Nassfuge	12
2.3.3 Trockenfuge	12
2.3.4 Genauigkeiten in der Fuge	12
2.3.5 Bemessungsansätze	13
3 Konzept für modulare Betontürme mit Nabenhöhen bis 140 m	17
3.1 Entwurf	17
3.2 Lastannahmen	17
3.3 Fertigteile	20
3.3.1 Wirtschaftliche Aspekte	20
3.3.2 Transport und Montage	20
3.4 Glatte Trockenfuge	23
3.5 Vorspannkonzep	24
3.6 Dynamische Auslegung	24
3.7 Besonderheiten des Entwurfs	26
4 Detailbemessung	27
4.1 Absetzung der Vorspannung	27
4.1.1 Belastung und Vorspannung in den Verankerungsdetails	27
4.1.2 Modelle der Simulation	30
4.1.3 Parameterstudie der wesentlichen Einflussgrößen	37
4.1.4 Ergebnisse der Details	53
4.2 Fugenausbildung	67
4.2.1 Modell der Simulation	68
4.2.2 Ergebnisse	73
5 Untersuchungen am Gesamtsystem der Windenergieanlage	87
5.1 Modell	87
5.2 Einwirkung	87
5.3 Ergebnisse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	92
5.3.1 Schnittkraftverteilung im Querschnitt	92
5.3.2 Verformung	107

5.3.3	Spannungen	108
5.3.4	Spannungen infolge Temperatur	110
5.3.5	Fugenverhalten	112
5.3.6	Schwingungsuntersuchung	113
5.4	Ergebnisse im Grenzzustand der Tragfähigkeit	114
5.4.1	Rohrquerschnitt	115
5.4.2	Querschnitt aus Einzelsegmenten	119
5.4.3	Einleitungsbereiche der Vorspannkkräfte	121
5.5	Ergebnisse Ermüdung	121
6	Zusammenfassung und Ausblick	124
6.1	Zusammenfassung	124
6.2	Ausblick	127
A	Ergebnisse der FEM-Berechnungen zur Fugenausbildung	132
B	Schädigungsäquivalente Markov-Matrizen maßgebender Querschnitte	143

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Veranlassung und Motivation

Um in Zukunft die Versorgung mit Energie nachhaltig sicherzustellen, ist eine Steigerung des Anteils der erneuerbaren Energie unumgänglich. Eine derartige Möglichkeit bietet der Bau von Windenergieanlagen. Diese können auf offener See (Offshore) oder an Land (Onshore) errichtet werden. Offshore wird zurzeit an Errichtungen neuer Windparks geplant. Onshore werden Standorte mit optimalen Windverhältnissen immer weniger und sind teilweise bereits verbaut. Jedoch ist hier das Potential neuer Anlagen noch sehr groß, da nicht nur an neuen Standorten Windenergieanlagen gebaut werden, sondern auch alte technisch überholte Anlagen durch neue leistungsstärkere Anlagen ersetzt werden (Repowering). Zusätzlich werden windärmere Regionen durch technische Weiterentwicklung der Anlagen mit gleichzeitig zunehmender Nabenhöhe wirtschaftlicher und als Windenergieanlagenstandorte attraktiv.

Zurzeit werden Windenergieanlagen an Land überwiegend als Stahlrohtürme oder Spannbetontürme mit interner oder externer Vorspannung ausgeführt. Spannbetontürme können wiederum in Ortbeton- und Fertigteilmontagebauweise unterteilt werden. Als eine sehr wirtschaftliche Lösung hat sich die Form eines hybriden Turmes etabliert, der aus einem Spannbetonschaft mit weiterführenden Stahlsegmenten besteht. Aus wirtschaftlicher Sicht sind bei hybriden Turmkonstruktionen Anschlussdetails der Stahlkonstruktion, die Vorspannung und die Montage die maßgebenden Kostenstellen.

Da Windenergieanlagen hohen dynamischen Einwirkungen unterliegen, ist großer Wert auf die Planung von Detailpunkten der Konstruktion und auf Genauigkeit in der Herstellung zu legen. Als Beispiel sind hohe Anforderungen an die Genauigkeiten von Flanschstößen bei der Fügung von Stahlrohrelementen zu stellen, da lokal klaffende Stoßflächen zu hoher Ermüdungswirkung in der Schraubverbindung führen. Wird der Spannbetonschaft aus Fertigteilen assembliert, gelten diese hohen Genauigkeitsanforderungen auch für den Betonbau. In der praktischen Anwendung wird daher zumeist eine Nassfuge im Stoß der Betonelemente angeordnet. Durch die Nassfugen aber auch durch eine Ortbetonbauweise wird die Errichtung der Windenergieanlage stark witterungsabhängig. Mit wetterbedingten Verzögerungen und schwankender Qualität in der Konstruktion ist zu rechnen.

Ebenso ist im Turmentwurf auf die dynamischen Eigenschaften der Konstruktion Wert zu legen. Die Interaktion zwischen der vorwiegenden Windbeanspruchung, dem Rotor der Windenergieanlage und dem Turm bestimmt die Systemantwort der Gesamtkonstruktion. Aus mechanischer Sicht sollten die resultierenden Schnittkräfte im Turmquerschnitt liegen. Unter Einbeziehung der geltenden Regelwerke resultiert daraus die übliche Schaftform der Türme. Dabei ist zumeist die Geometrie am Turmkopf geprägt durch das Anschlussdetail zwischen dem Turm und der eigentlichen Anlage. Die Geometrie am Turmfuß wird vorwiegend durch die Steifigkeitsanforderung der Konstruktion bestimmt. Die Geometrie und Form des Turmes zwischen Kopf- und Fußbereich wird hauptsächlich aus der Nachweisführung zur Tragfähigkeit und Ermüdung abgeleitet. Bei

Hybrid- oder Betontürmen mit großer Nabenhöhe werden vor allem im Turmbereich mittlerer Höhe hochfeste Betone erforderlich.

Aus der Notwendigkeit hochfester Betone bei gleichbleibender Qualität wird zunehmend die Fertigteilbauweise für die Betontürme bevorzugt. Gegenüber der Ortbetonbauweise hat die Fertigteilbauweise den weiteren Vorteil einer verkürzten Bauzeit. Im Allgemeinen sind die Materialkosten einer tragenden Betonkonstruktion gegenüber einer Stahlkonstruktion mit gleicher Funktion günstiger. Betone haben weiterhin einen großen Vorteil in Bezug auf Dauerhaftigkeit gegenüber Stahl. Um diese Vorteile in zukünftigen Windenergieanlagen mit großen Nabenhöhen nutzen zu können, wird in dieser Arbeit versucht, eine reine Betonlösung mit Vorspannung für Türme für Windenergieanlagen auf Basis der Fertigteilbauweise zu finden. Zusätzlich soll die Fügung der einzelnen Betonsegmente durch Trockenfugen erfolgen. Die Verwendung von Trockenfugen kann in diesem Zusammenhang eine sehr gute Alternative zur traditionellen Nassfuge darstellen. Durch den Verzicht von Mörtel bzw. Kleber können die Arbeitsschritte auf der Baustelle weiter reduziert werden. Durch die Errichtung des Turms mit Trockenfugen wird der Bauablauf weiter optimiert.

1.2 Zielsetzung der Arbeit

Ziel der Arbeit ist es, einen Spannbetonturm aus Fertigteilen für Windenergieanlagen zu entwickeln. Die Assemblierung des Turms am Standort der Anlage soll weitestgehend witterungsunabhängig sein. Daher wird eine Trockenfuge in den Bauteilstößen angeordnet. Die daraus resultierende modulare Konstruktion soll einerseits eine Serienfertigung ermöglichen andererseits auch das Errichten von Türmen geringerer Nabenhöhen gestatten, ohne dabei neue Überlegungen anstellen zu müssen. Weiterhin ist die Verwendung modularer Konstruktionen in Bezug auf die Nachhaltigkeit der Betonbauweise sehr hilfreich, da die aus einzelnen Elementen zusammengesetzten Tragwerke leicht demontierbar sind und die Elemente mehrfach verwendet werden können.

An einem präsentierten Turmentwurf soll das Tragverhalten der Konstruktion beschrieben werden. Dabei wird im speziellen auf Zusatzbeanspruchungen aus den Besonderheiten des Turmentwurfs eingegangen. Hierbei sind zum einen die Verankerungen der Spannsysteme im Turm und zum anderen die Auswirkungen der Trockenfuge im Detail zu untersuchen. Damit soll die Grundlage für die Bemessung einer praktischen Anwendung geschaffen werden.

Die Anordnung der Verankerung der Spannsysteme im Turmbereich müssen ausreichend dimensioniert werden, aber auch geometrisch begrenzt bleiben, da daraus resultierende Zusatzbeanspruchungen stark durch die Geometrie des Detailpunktes geprägt werden. Ein weiteres Ziel für den präsentierten Turmentwurf ist daher, die Verankerungspunkte und die Verteilung der Vorspannkraft entlang des Turmes zu optimieren.

Neben den Vorteilen ist ein wesentlicher Nachteil einer Trockenfuge die Zusatzbeanspruchung einzelner Bauteile, resultierend aus den Ungenauigkeiten in der Stoßfuge. Fertigteile können dadurch, z.B. durch lokale Abplatzungen oder aber durch unkontrollierte Rissbildung, geschädigt werden. Die Anwendung von Trockenfugen im Betonbau verlangt somit eine eingehende Untersuchung zur Festlegung der erforderlichen Elementgenauigkeit. Anhand des präsentierten Turmentwurfs wird die Spannungsverteilung und -entwicklung im Bauteil unter Berücksichtigung von Ungenauigkeiten eingehend untersucht. Dadurch soll die Anforderung an die Elementgenauigkeit eingegrenzt werden.

1.3 Aufbau der Arbeit

Zu Beginn der Arbeit werden aktuelle Bauweisen von Windenergieanlagen beschrieben. Weiters wird in Kapitel 2 auf das dynamische Auslegungskonzept von Windenergieanlagen und auf Fugenausbildungen in der Fertigteilmbauweise eingegangen. Damit werden die wesentlichen Grundlagen für den Turmentwurf geschaffen.

In Kapitel 3 wird ein Turmentwurf präsentiert an dem die Zielvorgaben diskutiert werden. Weiters werden die einzelnen Entwurfsansätze im Detail dargestellt. Zusätzlich werden an dieser Stelle statische Ersatzlasten aus einem praktischen Projekt für die weiteren Untersuchungen abgeleitet.

Die Besonderheiten des Turmentwurfs werden im Detail in Kapitel 4 erläutert. Als Hilfsmittel wird die Finite-Element-Methode (FEM) verwendet. Zu Beginn jeder Detailuntersuchung wird daher das FEM-Modell beschrieben. In der Analyse der Verankerungsdetails der Spannsysteme wird zusätzlich dem FEM-Modell eine analytische Lösung zur Verifikation gegenübergestellt. Danach erfolgt eine Parameterstudie wesentlicher Einflussgrößen aus Gründen der Optimierung der Detailpunkte. Detailergebnisse am Turmentwurf werden am Ende des Abschnitts präsentiert und diskutiert. In der Detailuntersuchung zur Genauigkeitsanforderung der Trockenfugen werden die untersuchten Formen der Ungenauigkeit festgelegt. Anhand des präsentierten Turmentwurfs wird die Spannungsverteilung und -entwicklung im Bauteil unter Berücksichtigung der Ungenauigkeiten eingehend untersucht.

Auch in der Untersuchung des Gesamtsystems auf globaler Ebene (Kapitel 5) wird teilweise auf die Finite-Element-Methode zurückgegriffen. Die Darstellung der Ergebnisse zielt auf die Hervorhebung der Besonderheiten des Entwurfs ab. Die Schnittkraftverteilung im Querschnitt im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird aus mechanischen und baustatischen Überlegungen abgeleitet, mit FEM-Simulationen verglichen und dargestellt. Neben der Schnittkraftverteilung wird das Verhalten des Turmentwurfs im Gebrauchszustand analysiert. In der Bewertung des Grenzzustands der Tragfähigkeit wird speziell auf die Besonderheiten der Trockenfuge eingegangen. Dabei werden die wesentlichen Beanspruchungen aus Biegung, Querkraft und Torsion diskutiert. Am Ende dieses Abschnitts werden die Ermüdungsnachweise inklusive der Zusatzbeanspruchungen aus den Detailuntersuchungen geführt.

Abschließend werden in Kapitel 6 die Ergebnisse zusammengefasst und ein Ausblick für zukünftigen Forschungsbedarf geliefert.

Ergänzende Informationen werden in Anhang A und Anhang B zur Verfügung gestellt.

1.4 Abgrenzung

Die Schnittgrößenermittlung für Windenergieanlagen ist ein iterativer Prozess zwischen dem Konstrukteur der Turmtragstruktur und dem Anlagenhersteller, siehe hierzu Kapitel 5.2. Daher wird auf dem Autor bekannten Schnittgrößen eines praktischen Projekts zurückgegriffen, dessen Verhalten im Gebrauchszustand ähnlich ist. Die Nachweisführungen in dieser Arbeit sind nicht vollständig, da im Wesentlichen nur auf die Besonderheiten der Konstruktion eingegangen wird. In einer praktischen Anwendung müsste auf jeden Fall eine eigene Schnittkraftermittlung für diese Turmkonstruktion durchgeführt werden und die fehlenden Detailbemessungen ergänzt werden. Gleiches gilt für die konstruktive Durchbildung des Turmentwurfs.

Die angenommenen Schnittkräfte basieren auf einen Turm mit Nabenhöhe 140 m. Daher ist der Entwurf auf diese Nabenhöhe begrenzt. Die Vorgehensweise kann aber auch auf größere

Nabenhöhen übertragen werden. Ziel der modularen Konstruktion ist auch der Einsatz für Türme mit geringeren Nabenhöhen. Da das Gesamtkonzept einer Windenergieanlage aber immer einer dynamischen Gesamtauslegung (Kapitel 2.2) entsprechen muss, muss in jedem Fall die Konstruktion dahingehend untersucht werden und gegebenenfalls modifiziert werden.

Des Weiteren beschränkt sich diese Arbeit ausschließlich auf die Turmkonstruktion. Der Einfluss der dargestellten Konstruktion auf die Fundamente ist unwesentlich. Eine übliche Ausführung der Gründung mit integriertem Spannkeller in Abhängigkeit der Baugrundverhältnisse kann verwendet werden.

Kapitel 2

Türme für Windenergieanlagen in Massivbauweise

Der Anwendungsbereich von Turmbauwerken in Betonbauweise ist vielseitig. In [1] wird ein Überblick zu Betontürmen geliefert. Türme in Massivbauweise können funktionell in folgende Anwendungen eingeteilt werden.

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

Dabei wurden am Beispiel von Fernmeldetürmen Höhen von bis zu 553 m realisiert.

Im Speziellen widmet sich diese Arbeit Turmkonstruktionen für Windenergieanlagen. Grundsätzlich muss zwischen zwei Standorten solcher Anlagen unterschieden werden. Windenergieanlagen am Festland werden als Onshore- und jene auf offener See als Offshore-Anlagen bezeichnet. Gravierende Unterschiede dieser Bauwerke liegen in der Gründung und in den Anforderungen an das Bauwerk. Bei Offshore-Anlagen sind z.B. in der deutschen Nord- und Ostsee Wassertiefen von bis zu 45 m durch entsprechende Gründungsmaßnahmen zu bewältigen. Weiterhin sind die Belastungen am Standort der offenen See zu berücksichtigen. Zusätzlich sind solche Baumaßnahmen durch erhöhte logistische Aufwendungen geprägt.

In der weiteren Arbeit wird ausschließlich auf Onshore-Windenergieanlagen mit horizontaler Lage der Drehachse eingegangen. Diese Anwendung ist zurzeit die häufigste Umsetzungsvariante moderner Anlagen. Abb. 2.1 zeigt einen Überblick wesentlicher Bestandteile einer solchen Anlage. Die Gründung ist standortabhängig. Neben der Flachgründung werden auch Tiefgründungen angewendet, um die Belastung sicher in den Untergrund einleiten zu können.

Wesentliche Parameter einer Windenergieanlage sind die Nabenhöhe und die Generatorenleistung. Im direkten Zusammenhang mit der Generatorenleistung steht der Rotordurchmesser. Weiterhin steigt die Windgeschwindigkeit mit zunehmender Höhe und macht große Nabenhöhen in Bezug auf Erhöhung der Energielieferung attraktiv. Damit können auch Binnenlandregionen mit ungünstigeren Windverhältnissen gegenüber Küstenregionen besser genutzt werden. Hierbei muss eine wirtschaftlich optimale Lösung für den jeweiligen Standort ermittelt werden, da auch die Errichtungskosten mit zunehmender Höhe anwachsen. Übliche neu errichtete Windenergieanlagen in Windparks am Binnenland haben Nennleistungen von ca. 3 MW bei Nabenhöhe ab 100 m. Neben der Erschließung neuer Windparks werden bestehende Anlagen durch Anlagen auf

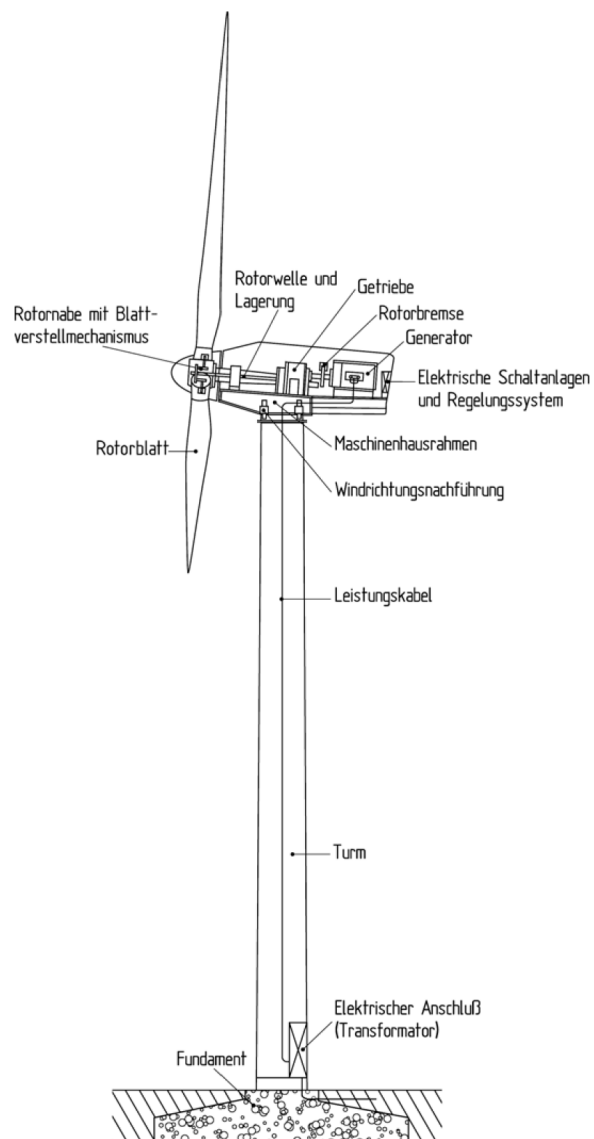


Abb. 2.1: Horizontalachsen-Windkraftanlage, schematisch aus [2]

technisch neuestem Stand ersetzt. Dies erfolgt in vielen Fällen, durch die rasante technologische Entwicklung, meist vor Erreichen der technischen Lebensdauer der alten Anlage.

2.1 Aktuelle Bauweisen von Onshore-Windenergieanlagen

In technischer Hinsicht können die Anforderungen an Windenergieanlagen mit jedem Werkstoff des Ingenieurbaus erfüllt werden. Hierbei ist vor allem die dynamische Auslegung von Bedeutung, siehe hierzu Kapitel 2.2. Ein weiterer wichtiger Punkt ist das Erscheinungsbild der Anlage, das durch die Wahl der Bauweise stark beeinflusst wird.

In Anlehnung an [2] werden freitragende Konstruktionen in folgende Bauweisen eingeteilt.

- Gitterbauart
- Freitragende Stahlrohrtürme
- Abgespannte Stahlrohrtürme
- Betonbauweise
- Hybridtürme
- Holzbauweise

Die *Gitterbauart* bietet sich für steife Turmkonstruktionen an. Bei hohen Türmen kann durch den geringen Materialeinsatz eine günstige Lösung gefunden werden. Der Montage- und Wartungsaufwand ist jedoch vergleichsweise hoch.

Freitragende Stahlrohrtürme sind die am häufigsten verwendeten Türme. Durch eine biegeeweiche Konstruktion können hier sehr wirtschaftliche Konstruktionen gefunden werden. Wesentliche Vorteile sind die schnelle Montage am Aufstellort und der vergleichsweise niedrige Stahlpreis in der Vergangenheit. Die Standardbauweise ist die Fügung vorgefertigter Sektionen mit einer Länge von bis zu 30 m durch Schraubverbindungen. Hierzu wird an den Sektionsenden ein innenliegender Flansch angeschweißt. Steigt die Nabenhöhe auf über 120 m an, so ist die Herstellung und der Transport der unteren Rohrsektionen nur mehr unter großem Aufwand möglich, sodass eine werkgefertigte Stahlbaulösung kaum noch in Frage kommt. Weitere Konstruktionsformen sind die Herstellung von einteiligen Türmen, wenn es der Transportweg zulässt oder aber vor Ort geschweißte Rohrtürme, wenn es die Baustellenbedingungen ermöglichen. Neuere Bauweisen orientieren sich am Vieleck-Querschnitt. Hierbei werden vorgefertigte Längsplatten auf der Baustelle zur gewünschten Turmgeometrie zusammen geschraubt.

Bei Stahlkonstruktionen kann durch zusätzliche Abspannungen eine Steifigkeitserhöhung erzielt werden. Die *abgespannten Stahlrohrtürme* haben geringeren Materialeinsatz. Diesem Vorteil stehen jedoch zusätzliche Kosten aus der Seilabspannung inkl. Zusatzfundamenten und erhöhter Platzbedarf gegenüber.

Im Vergleich zur Stahlbauweise kann die *Betonbauweise* durch geringere Materialkosten und höhere Dauerhaftigkeit konkurrieren. In der klassischen Ortbetonbauweise werden monolithische Betontürme geschaffen. Hierbei dienen Kletter- oder Gleitschalungen als Formgeber. Der Betonvorgang führt zu langen Bauzeiten vor Ort und ist stark witterungsabhängig. Diese Bauweise erfordert zusätzlich entsprechende Baustelleninfrastruktur und kann somit nur bei Windparks mit großer Turmanzahl eine wirtschaftliche Alternative darstellen. Der Nachteil der langen Bauzeit wird in der Fertigteilbauweise kompensiert. Einzelne Betonfertigteile werden meist mittels Kunstharz oder Mörtelfuge in der horizontalen Stoßfläche verbunden. Erforderliche vertikale Fugenstöße werden durch Betonfugen geschlossen. Üblicherweise wird eine Vorspannung über den

Umfang des Querschnittes verteilt angeordnet, sowohl bei Ortbeton-, als auch bei Fertigteilbauweise. Bei hohen Türmen führen jedoch die hohen Massen aus der Betonkonstruktion im oberen Turmbereich zu Problemen in der dynamischen Auslegung. Für kleinere Bauvorhaben kommen außerdem Schleuderbetontürme zum Einsatz.

Für hohe Nabenhöhen lassen sich bei *Hybriddürmen* die Vorteile der Betonbauweise im unteren Turmbereich mit den Vorteilen der Stahlbauweise im oberen Turmbereich kombinieren, sodass wirtschaftliche Türme entstehen. Hybriddürme aus Fertigteilen werden z.B. in [3] präsentiert.

Aktuelle Entwicklungen lassen auch Türme in *Holzbauweise* entstehen. Hier werden Holzwerkstoffe zu Turmkonstruktionen zusammengefügt. Eine erste Anwendung mit Nabenhöhe von 100 m wurde bereits installiert.

Als weitere Bauweisen aus der Forschung können z.B. modulare UHPC Konstruktionen [4], [5], [6], Hybriddürme [7] und Sandwichtürme aus höherfesten Stahl- und Verbundwerkstoffen [8] angeführt werden.

Neue Entwicklungen in den Bauweisen zeigen, dass anhaltend große Nachfrage an Windenergieanlagen herrscht. Die Bandbreite der Konstruktionen ist groß, jedoch haben sich einzelne Bauweisen aus wirtschaftlichen Gründen hervorgehoben. Die vorhin dargestellten Vorteile einzelner Konstruktionen führen dazu, dass neue Anlagen vorwiegend als Stahlrohr-, Spannbeton- oder Hybriddurm ausgeführt werden. Dies bestätigt auch die Ausführung in [9]. In Abb. 2.2 sind diese häufigen Onshore-Turmkonstruktionen dargestellt. Vereinzelt werden auch Stahlgittermasten errichtet.

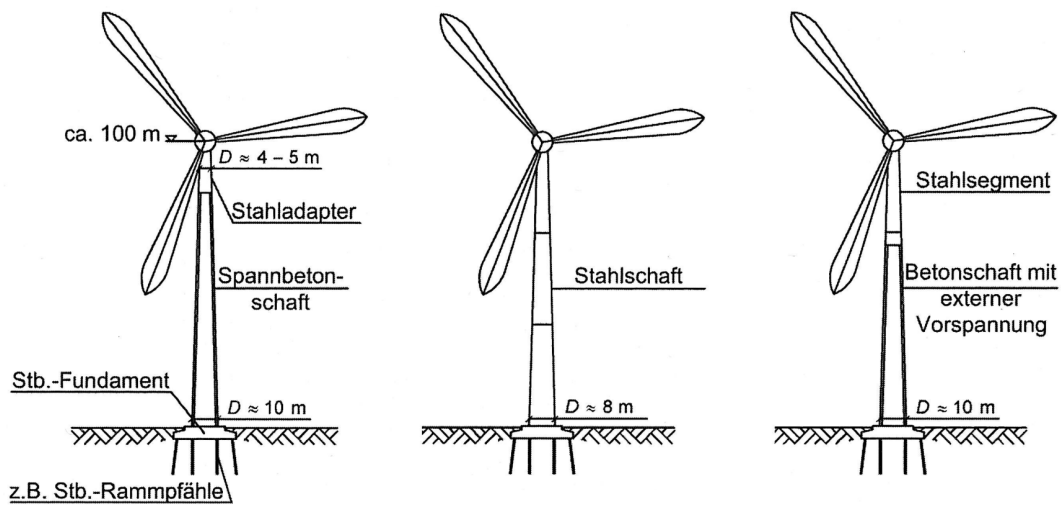


Abb. 2.2: Häufige Onshore-Turmkonstruktionen für Windenergieanlagen aus [9]

Ein Kostenvergleich in Abb. 2.3 zeigt, dass bei zurzeit üblichen Nabenhöhen die Konstruktionen eines Stahlrohrturms und eines Hybrid-Turms nah beieinander liegen. Gittertürme sind deutlich günstiger, dabei ist jedoch mit höheren Wartungskosten zu rechnen. Die Werte im Kostenvergleich können jedoch stark von der Örtlichkeit der Anlage beeinflusst werden und sind daher nur als Richtwerte anzusehen. Hohe Türme ausschließlich aus Beton haben durch die hohen Massen der Betonkonstruktion im oberen Turmbereich Probleme in der dynamischen Auslegung. Durch gezielte Optimierung der Massenverteilung erscheint jedoch eine wirtschaftliche Lösung im Bereich der Stahl- bzw. Hybridlösung denkbar.

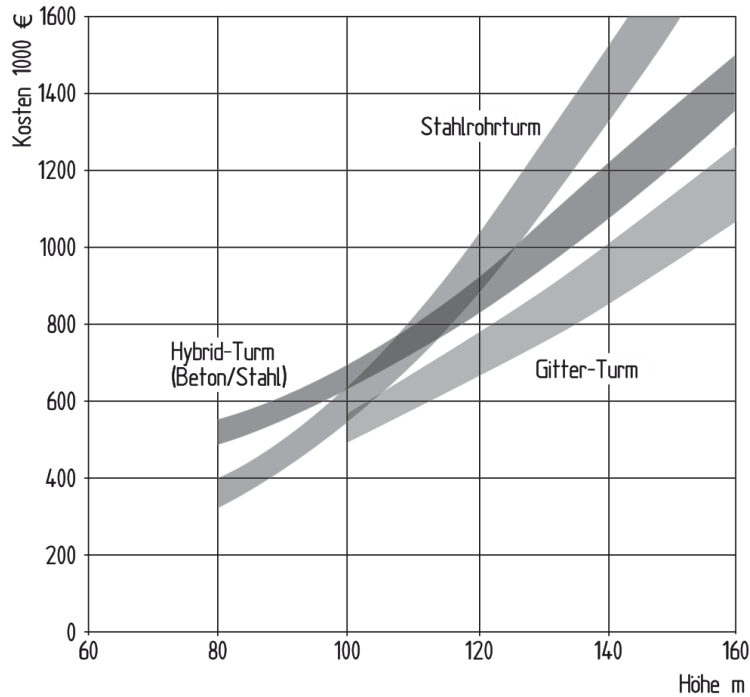


Abb. 2.3: Kostenvergleich in Abhängigkeit der Nabenhöhe und verschiedener Turmkonzepte am Beispiel einer Windenergieanlage mit 3 MW Nennleistung und 100 m Rotordurchmesser aus [2]

2.2 Dynamische Auslegung

Beanspruchungen des Turms resultieren zum einen aus äußeren Einwirkungen der Windenergieanlage als Ganzes und zum anderen aus Selbstanregung der Windenergieanlage durch Rotorkräfte. Die Anregung der Turmkonstruktion erfolgt durch die Rotordrehbewegung mit der Rotorfrequenz (1P-Anregung). Ganzzahlige Vielfache der Rotorfrequenzen sind ebenfalls als Erregerfrequenzen hervorzuheben. Hierbei ist im speziellen die Rotorblattanzahl der Windenergieanlage eine weitere wichtige Größe. Bei einer Ausführung mit drei Rotorblättern ist die Frequenz mit dreifacher Rotorfrequenz eine weitere dominierende Erregerfrequenz (3P-Anregung), da durch das Vorbeistreichen der Blätter an der Turmkonstruktion eine weitere maßgebende Anregung erfolgt.

Im Turmentwurf muss auf diese Problematik eingegangen werden. Die Eigenfrequenz der Turmkonstruktion muss außerhalb der Erregerfrequenzen liegen um die Tragsicherheit zu gewährleisten. Die Beanspruchung der mechanischen Komponenten und der Turmkonstruktion ist umso höher, je näher die Erreger- und Eigenfrequenzen aneinander liegen. Prinzipiell kann in der Auslegung der Anlage die Rotordrehzahl gesteuert werden, um eine Überlappung der Erreger- und Eigenfrequenz der Anlage zu vermeiden. In der Praxis wird jedoch der Turmentwurf an die Rotordrehzahl angepasst, da bei Beschränkung der Rotordrehzahl die Effizienz und somit die Wirtschaftlichkeit der Energiegewinnung eingeschränkt wird. Die Wahl der Eigenfrequenz der Turmkonstruktion wird zusätzlich erschwert, wenn die Anlage einen drehzahlvariablen Betrieb aufweist. Dadurch wird der Bereich einer möglichen Eigenfrequenz der Konstruktion stark beschränkt. Die Abhängigkeiten werden in sogenannten Campell-Diagrammen dargestellt. Abb. 2.4 zeigt den Sachverhalt an einem Beispiel einer 5-MW-Windenergieanlage mit drehzahlvariablem Betrieb.

In Abhängigkeit der Eigenfrequenz der Turmkonstruktion wird in drei Möglichkeiten der Ausle-

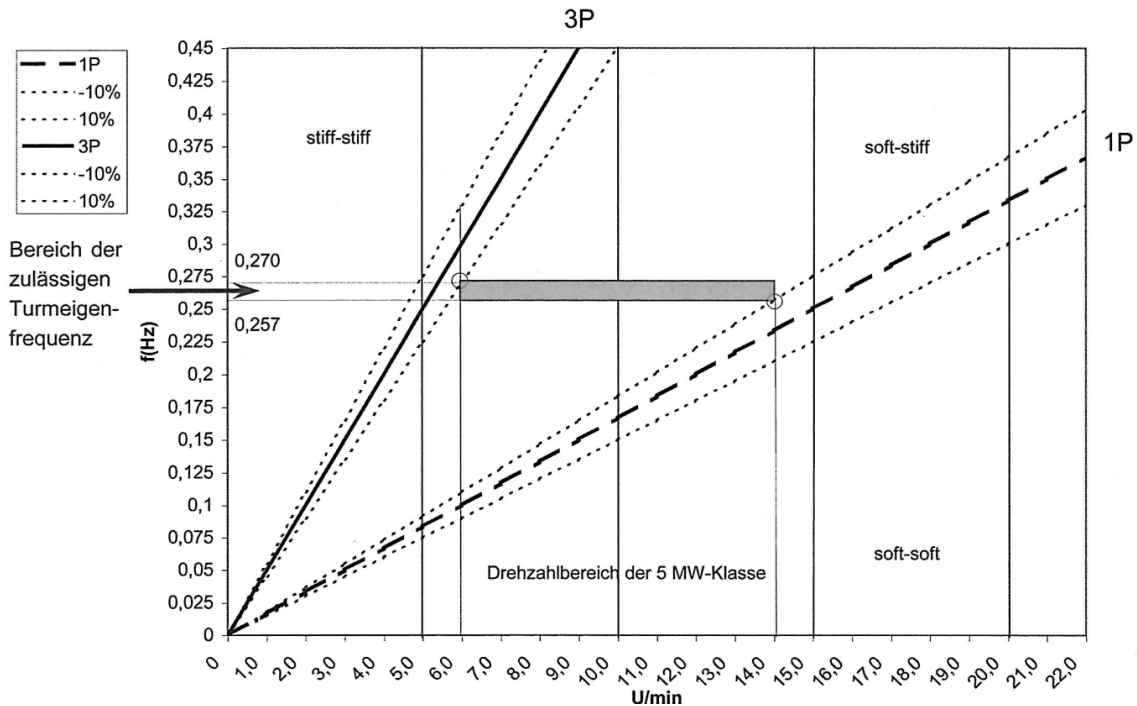


Abb. 2.4: Campell-Diagramm am Beispiel einer 5-MW-Windenergieanlage mit drehzahlvariablem Betrieb aus [9]

gung einer Anlage unterschieden. Wenn die Eigenfrequenz der Turmkonstruktion größer als die maßgebenden Anregerfrequenzen (1P- und 3P-Anregung) gewählt wird, spricht man von einer *stiff-stiff* Auslegung. Bei zurzeit üblichen Anlagen mit mehreren Megawatt an Leistung führt dieser Ansatz zu massiven und unwirtschaftlichen Konstruktionen.

Wenn hingegen die maßgebenden Eigenfrequenzen über der Eigenfrequenz der Turmkonstruktion liegen, spricht man von einer *soft-soft* Auslegung. Hierbei wird während des Start- und Stoppvorganges der Anlage die Eigenfrequenz des Turms mit beiden maßgebenden Erregerfrequenzen durchlaufen. Während dieser Vorgänge muss auf die Antwort der Windenergieanlage, z.B. durch Messungen, Acht genommen werden, um durch die Anlagensteuerung bei Problemen darauf reagieren zu können. Durch die insgesamt geringe Turmsteifigkeit liegt auch die erste Torsionseigenform deutlich unter dem Niveau einer *stiff-stiff* Auslegung. Dieses Konzept führte in der Vergangenheit in Kombination mit einem Zweiblattrotor zu Schwierigkeiten, welche mit unangenehmen Schwingungsauslägen am Turmkopf beschrieben wurden, siehe hierzu [2].

Zurzeit wird bei Anlagen mit mehreren Megawatt an Leistung die *soft-stiff* Auslegung aus wirtschaftlichen Gründen bevorzugt. Hierbei wird im Start- und Stoppvorgang die Eigenfrequenz nur durch die Rotorblätter angeregt. Dieser Bereich ist auch im Beispiel in Abb. 2.4 gekennzeichnet.

2.3 Fugenausbildung

Durch hohe ermüdungswirksame Einwirkungen bei Windenergieanlagen soll die Kraftübertragung in den Stoßstellen gleichmäßig erfolgen. Gleichzeitig darf die Fugenausbildung die dynamischen Eigenschaften des Turms und somit die Steifigkeiten nicht wesentlich beeinflussen. Daher werden Sonderlösungen aus dem Hoch- und Industriebau, wie z.B. Elastomere oder lokale Einbauteile, zur planmäßigen Kraftübertragung im Endzustand nicht in Betracht gezogen und hier

nicht weiter diskutiert. Erfahrungen mit hoch beanspruchten Fugen konnten vor allem im Segmentbrückenbau gesammelt werden, siehe [10].

Die Verbindung von Segmenten bei modularen Konstruktionen für Windenergieanlagen kann somit auf Verfüll-, Klebe- oder Trockenfuge beschränkt werden. Standardmäßig erfolgt die Verfüllung mit Beton oder speziellen schwindarmen Mörtel und das Kleben mit Epoxidharz, siehe Abb. 2.5. Bei Elementstößen wird zusätzlich zwischen profilierter und glatter Fuge unterschieden. Die Anforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit sind für die Wahl der Ausführungsvariante maßgebend. Je nach Art der Fuge spielt die Maßgenauigkeit der Bauteile eine große Rolle. Im Allgemeinen gilt, dass die Genauigkeitsanforderungen umso höher sind, je dünner die Fuge ausgeführt wird.

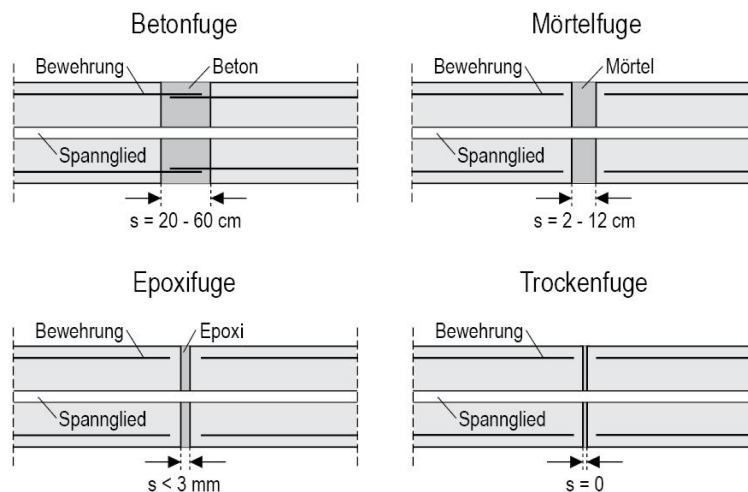


Abb. 2.5: Fugenausbildung aus [11]

2.3.1 Fugenprofil

Bei reiner Normalkraftübertragung über die Stoßfuge ist eine glatte Fuge am wirtschaftlichsten. Tritt jedoch eine nennenswerte Schubbeanspruchung auf, kann eine Profilierung vorteilhaft sein. Insbesondere im Segmentbrückenbau müssen hohe Querkräfte über Stoßfugen übertragen werden. Daher wurden zu Beginn dieser Bauweise massiv bewehrte Schubnocken, vergleichbar mit Konsolen, ausgeführt. Die konzentrierte Lasteinleitung ist jedoch problematisch. In weiterer Entwicklung wurde daher auf eine feinprofilierte Oberfläche gewechselt und ist heutzutage im Segmentbrückenbau die übliche Stoßflächenausbildung.

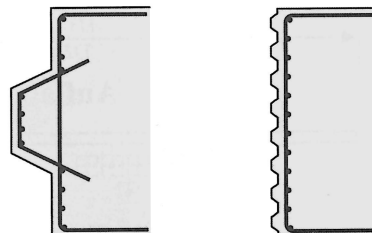


Abb. 2.6: Profilerte Fugenausbildung, vgl. [10]; bewehrte Schubnocke (links); Feinprofilierung (rechts)

2.3.2 Nassfuge

Der wesentliche Vorteil von Nassfugen ist die Möglichkeit Bauungenauigkeiten auszugleichen. Durch das Vergießen bzw. Kleben werden jedoch die Vorteile des raschen Baufortschritts und der Witterungsunabhängigkeit der Fertigteilbauweise geschmälert.

Bei hoher Beanspruchung kann eine Betonfuge mit Bewehrungsstoß, zur Sicherstellung der Tragfähigkeit, notwendig werden. In Abhängigkeit des Bauverfahrens kann eine Betonfuge auch für einen Lückenschluss zwingend erforderlich werden. Wenn kein Bewehrungsstoß erforderlich ist, kann die Fugendicke reduziert werden und eine Mörtelfuge angewendet werden.

Dünne Fugen werden durch Kunstharze geklebt. Neben dem Toleranzausgleich verhindert die Klebefuge eindringendes bzw. gefrierendes Wasser in der Fuge. Das Kleben setzt eine trockene Oberfläche und Temperaturen über dem Gefrierpunkt voraus. In [12] wird zusätzlich auf die Temperaturabhängigkeit der Eigenschaften der Kunstharzfuge hingewiesen. Daher ist der Baufortschritt witterungsabhängig. Während des Aushärtens des Kunstharzes ist eine mittlere Druckspannung in der Fuge von mindestens 0,25 MPa, lt. [10], notwendig. Daher sind zusätzliche Aufwendungen, z.B. eine temporäre Vorspannung, im Bauablauf notwendig, die den Baufortschritt weiter verzögern. Weiterhin führen geklebte Fugen zu einem spröden Versagen. Vor Überschreitung der Zugfestigkeit verhält sich das Bauteil wie eine monolithische Konstruktion. Die Rissbildung tritt durch fehlende Mindestbewehrung in der Fuge schlagartig auf.

2.3.3 Trockenfuge

Bei einer Trockenfuge werden angrenzende Betonbauteile ohne Zwischenschicht gestoßen. Um lokale Spannungsspitzen zu vermeiden sind daher die Genauigkeitsanforderungen hoch. Die Arbeitsschritte können auf ein Minimum reduziert werden. Durch diese Ausführung ist der Assemblierungsprozess annähernd witterungsunabhängig. Im Gegensatz zu Klebefugen ist ein duktileres Versagen bei öffnenden Stoßfugen zu erwarten, siehe hierzu [13].

2.3.4 Genauigkeiten in der Fuge

Da Nassfugen das Potential aufweisen Ungenauigkeiten in Fugen ausgleichen zu können, wird in diesem Abschnitt die Genauigkeitsanforderung im Fokus auf eine trockene Fugenausbildung dargestellt.

Zur Bestimmung der Oberflächenbeschaffenheit bei Betonfertigteilen sind in [14] Beschreibungen von Unebenheiten festgehalten. In Abb. 2.7 sind diese unterschiedlichen Formen mit ihrer Bezeichnung dargestellt. Kleine Vertiefungen in der Kontaktfläche in Form eines Lunkers oder einer Rille stellen hinsichtlich der globalen Tragfähigkeit kein Problem dar. Daraus resultierende lokale Spannungskonzentrationen erscheinen aus derzeitigem Stand der Überlegungen als unbedenklich. Unebenheiten in Form einer lokalen Erhöhung als Wulst oder Absatz sind bei Herstellung im Werk unter Verwendung von Stahlschalungen durch optische Kontrollen weitgehend auszuschließen. Hingegen können trotz kontrollierter Bedingungen im Fertigteilwerk Unebenheiten in Form von Wellen auftreten. Dabei ist davon auszugehen, dass sich die Unebenheit nahezu über die gesamte Seitenlänge ausbildet. Eine großflächige Welligkeit in der Kontaktfläche kann schädigend wirken.

In den normativen Regelwerken für Beton und Stahlbeton sowie für Fertigteile aus Beton ist keine explizite Regelung für trockene Fugen, unter dem Aspekt von Unebenheiten, verankert. In den allgemeinen Regeln für Betonfertigteile [14] sind Toleranzempfehlungen für nicht besonders behandelte Oberflächen angegeben. Beispielsweise liegt der Vorschlag für ein Bauteil der

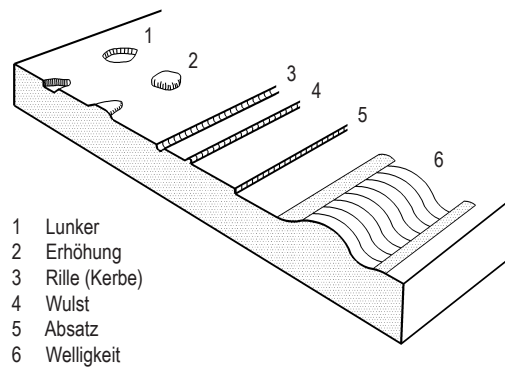


Abb. 2.7: Oberflächenbeschaffenheit aus [14]

Klasse 2 mit einer schalseitigen Welligkeit von 3 m Länge bei 5 mm. Eigene Untersuchungen zeigen deutlich, dass Unebenheiten in dieser Größenordnung eine Anwendung der Trockenfuge praktisch ausschließt, da lokale Festigkeitsüberschreitungen und Abplatzungen zu erwarten sind. Zusätzlich kann unter solchen Unebenheiten der Fugenschluss unter Gebrauchslast nicht sichergestellt werden. Für die Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit einer Konstruktion ist dies jedoch wesentlich, auch wenn diese Anforderung in den Regelwerken nicht explizit enthalten ist.

Für Segmentfertigteilterbrücken wurden spezielle Methoden bzw. Verfahren zur Herstellung von Bauteilen mit Trocken- und Klebefugen entwickelt. Meist kommt hierbei das sogenannte Match-Cast-Verfahren zur Anwendung. Hierbei dienen bereits fertiggestellte Fertigteile einseitig als Schalung für neu zu betonierende Segmente. Dadurch sollen Klaffungen in der Kontaktfläche infolge von Unebenheiten vermieden werden. Herstellungsbedingte Unebenheiten beim Match-Cast-Verfahren sind unter dem Begriff Bowing-Effekt bekannt. Dabei handelt es sich um Ungenauigkeiten bei Fertigteilesegmenten resultierend aus Verformungen, verursacht durch die Hydrationswärme beim Abbinden des Betons. In [15] wird anhand zweier Brückenprojekte die Größe dieser Ungenauigkeiten gemessen, analysiert und mit numerischen Simulationen verglichen. Anschließende Simulationen zur Bestimmung der Spannungsverteilung nach dem Vorspannen zeigen die Auswirkung derartiger Störungen in den Stoßfugen. Zusätzlich wird die deutliche Abhängigkeit von den geometrischen Abmessungen einzelner Segmente auf die Größe der Ungenauigkeit aus dem Bowing-Effekt und auf die Spannungsverteilung dargestellt. In [11] wird aus Erfahrung angenommen, dass eine Begrenzung des Fugenspalts bei Segmentbrücken, resultierend aus imperfekten Stoßflächen, mit ca. 2 mm ausreicht, um eine Trockenfuge auszuführen.

Alternativ zu dieser Fertigungsmethode können Fertigteile in herkömmlichen Stahlschalungen produziert und anschließend durch mechanische Bearbeitung der Kontaktflächen, wie Schleifen oder Fräsen, nachbearbeitet werden. Unter Verwendung von CNC-Technik ist derzeit eine Abweichung in der Größenordnung von 0,1 mm/m möglich [16]. Eine weitere Möglichkeit, um eine relativ hohe Genauigkeit zu erreichen, ist laut [16] die Verwendung von Hochpräzisionsschalungen aus Stahl. Die Unebenheiten in der Kontaktfläche betragen dabei rund 0,3 mm/m. Bei den bisher realisierten Bauwerken mit UHPC-Fertigteilen und Trockenfugen, wie die Wildbrücke [17] in Kärnten oder die Radwegbrücke [18] in Markkleeberg bei Leipzig, wurde diese Genauigkeit gefordert und auch erreicht.

2.3.5 Bemessungsansätze

Im Eurocode 2 [19], mit Korrektur aus [20], ist die durchschnittliche Lagerpressung bei Verbindungen ohne Bettung auf $0,4 \cdot f_{cd}$ zu begrenzen. Alternativ dazu kann eine genaue Berechnung mit unterstützenden Versuchen (versuchsunterstützte Bemessung) für eine höhere Ausnutzung

verwendet werden. Im Regelfall kann daher eine Trockenfuge nicht bis zur Druckfestigkeit f_{cd} des Betons ausgenutzt werden. Querkräfte in Druckfugen, die kleiner 10 % der Druckkraft sind, müssen nicht nachgewiesen werden. Weitere Angaben zu schubbeanspruchten Trockenfugen fehlen.

Für die Schubkraftübertragung in Betonfugen kann die Druckfestigkeit ausgenutzt werden. Sie kann nach Glg. (2.1) aus Eurocode 2 [19] bemessen werden.

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (2.1)$$

- mit c ... Beiwert in Abhängigkeit der Rauigkeit der Fuge, $c_{min} = 0,025$
 f_{ctd} ... Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
 μ ... Beiwert in Abhängigkeit der Rauigkeit der Fuge, $\mu_{min} = 0,5$
 σ_n ... zugehörige Normalspannung in der Fuge bei gleichzeitiger Schubbeanspruchung v_{Edi}
 ρ ... Bewehrungsgehalt ermittelt aus der die Fuge kreuzenden Verbundbewehrung mit ausreichender Verankerung
 f_{yd} ... Bemessungswert der Zugfestigkeit des Betonstahls
 α ... Neigung der Verbundbewehrung in Bezug auf die Fugenfläche
 ν ... Festigkeitsabminderungsbeiwert für Betonfestigkeit bei Schubrisen
 f_{cd} ... Bemessungswert der Betondruckfestigkeit

Vorgaben für trockene Fugen finden sich in AASHTO [21]. Modifiziert auf metrische Einheiten aus [13] kann die Schubtragungsfähigkeit in der trockenen Fuge in Glg. (2.2) angegeben werden.

$$\Phi_j \cdot V_j = \Phi_j \cdot \left[A_k \cdot \sqrt{6,792 \cdot 10^{-3} \cdot f_{ck} \cdot (12 + 2,466 \cdot \sigma_n)} + 0,6 \cdot A_{sm} \cdot \sigma_n \right] \quad (2.2)$$

- mit Φ_j ... Sicherheitsfaktor in Abhängigkeit der Beanspruchung,
 $\Phi_j = 0,75$ bei schubbeanspruchten Trockenfugen nach AASHTO [21]
 A_k ... projizierte Fläche der Schubnocken
 f_{ck} ... zulässige Druckspannung des Betons
 σ_n ... mittlere Druckspannung des Betons
 A_{sm} ... ebene Kontaktfläche zwischen den Schubnocken

Im Vergleich zum Eurocode 2 [19] ist das Sicherheitskonzepte nach AASHTO [21] unterschiedlich. Zum einen gibt es Unterschiede in den Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkung, zum anderen wird der Sicherheitsbeiwert des Widerstands nach AASHTO [21] auf die Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Beanspruchung aufgeschlagen wohingegen nach Eurocode 2 [19] die Materialeigenschaften vor Ermittlung der Tragfähigkeit reduziert werden.

Die Empfehlungen für Segmentfertigteilterbrücken mit externen Spanngliedern (DBV) [22] schließen Trockenfugen aus. Für geklebte Passfugen kann im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Widerstand wie folgt ermittelt werden.

$$T = \mu \cdot R_x \quad (2.3)$$

mit $R_x = \sigma_x \cdot A_T$... resultierende Druckkraft senkrecht zur Fuge
 $\mu = 0,7$... zulässiger Reibkoeffizient
 σ_x ... Normalspannung
 A_T ... mitwirkende Schubfläche

Ebenfalls schließt die Norm EN 15050 [23] Trockenfugen aus. Für die Klebefugen ohne Verzahnung ist die Tragfähigkeit gemäß Glg. (2.4) geregelt. Bei verzahnten Klebefugen wird auf Eurocode 2 [19], Glg. (2.1), verwiesen.

$$\tau_{Rd} = 0,6 \cdot \sigma_{nd} \quad (2.4)$$

mit σ_{nd} ... Normalspannung, die gleichzeitig mit der Tangentialkraft wirkt

Specker [13] schlägt einen weiteren Bemessungsansatz vor, der auch auf trockene ebene Fugen anwendbar ist.

$$V_{Fd} = \frac{1}{\gamma_F} (\mu \cdot \sigma_n \cdot A_{Fuge} + f \cdot f_{ck} \cdot A_{Nocke}) \quad (2.5)$$

mit $\gamma_F = 2,0$... Sicherheitsbeiwert
 $\mu = 0,65$... Reibungsbeiwert
 σ_n ... Druckspannung in der Fuge
 A_{Fuge} ... projizierte Fugenoberfläche, siehe Abb. 2.8
 $f = 0,14$... Faktor zur Berücksichtigung der Schubtragfähigkeit der Feinprofilierung
 f_{ck} ... charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
 A_{Nocke} ... minimaler Wert der Versagensfläche auf Schub in der Fuge, siehe Abb. 2.8

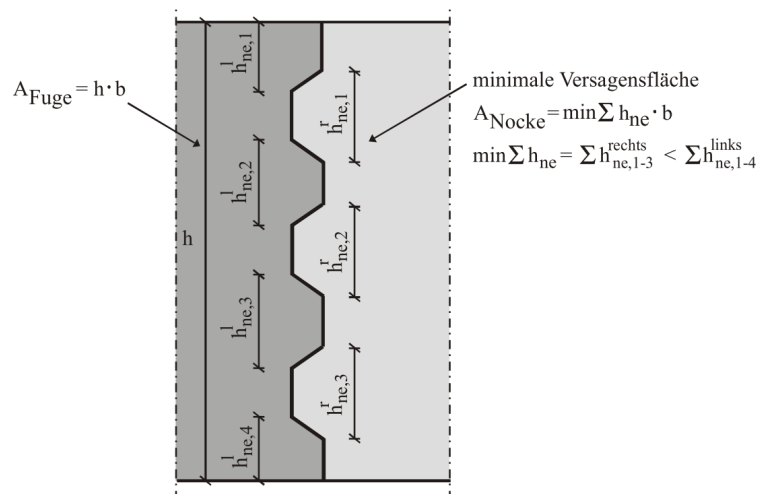


Abb. 2.8: Erläuterung der Geometrie für Glg. (2.5) aus [13]

In den vorgestellten Modellen, Glg. (2.1) bis Glg. (2.5), entsprechen die Druckspannungen σ_n , σ_x und σ_{nd} der Drucknormalspannung in der Fuge aus Vorspannung und äußerer Drucknormalkraft. Diese beschreiben somit dieselbe mechanische Größe, unabhängig vom Index.

Ein Vergleich der Bemessungsansätze ist in Abb. 2.9 dargestellt. Da für die Tragfähigkeit aus AASHTO [21] eine Normierung auf die Betonfestigkeit nicht möglich ist, werden die Ergebnisse für eine Betondruckfestigkeit $f_{ck} = 40$ MPa ausgewertet. Bei einer profilierten Fuge wird von Schubnocken mit einer Geometrie von $h_{ne}/h_{na} = 100/50$ mm und $b_n = 35$ mm ausgegangen. Im Ansatz aus Eurocode 2 [19] wird keine Bewehrung berücksichtigt ($\rho = 0$) und für den Widerstand einer glatten Fuge werden die Parameter einer sehr glatten Ausführung ($c = 0,025$ und $\mu = 0,5$) angenommen. Die Vergleiche wurden an den Tragfähigkeiten ohne Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes geführt.

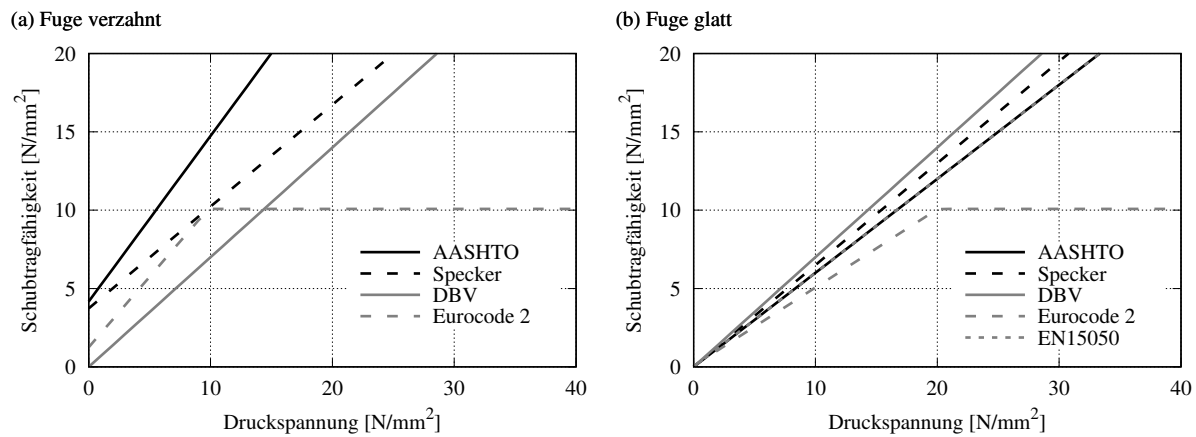


Abb. 2.9: Vergleich der Schubtragfähigkeiten bei einer Betondruckfestigkeit $f_{ck} = 40$ MPa am Beispiel einer Fuge mit Nocken ($h_{ne}/h_{na} = 100/50$ mm, $b_n = 35$ mm) (links) und einer glatten Fuge (rechts)

Die Ergebnisse in Abb. 2.9 (links) zeigen, dass die Ansätze bei einer profilierten Fuge stark streuen. Die größte Tragfähigkeit weist der Ansatz nach AASHTO [21] aus, gefolgt von dem Ansatz von Specker [13]. Diese beiden Ansätze können neben der Anwendung auf Nassfugen auch für Trockenfugen verwendet werden. Die weiteren Ansätze aus DBV [22] und Eurocode 2 [19] weisen geringere Tragfähigkeit aus und sind nur auf Nassfugen anwendbar. Hierbei ist im Eurocode 2 [19] die Tragfähigkeit auf einen definierten Maximalwert begrenzt.

In der Auswertung in Bezug auf eine glatte Fuge zeigt Abb. 2.9 (rechts) eine bessere Übereinstimmung zwischen den verglichenen Modellen. Hierbei resultiert die Streuung vorwiegend aus den Annahmen zum Reibbeiwert ($\mu = 0,5$ bis $0,7$). Wiederum wird die Tragfähigkeit aus Eurocode 2 [19] begrenzt und nur die Ansätze aus AASHTO [21] und Specker [13] sind für Trockenfugen anwendbar.

Weiterhin sind für die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Sicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen. Hierbei sind durch die verschiedenen Ansätze unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte auf Seiten der Einwirkung als auch auf Materialseite zu berücksichtigen. Diese Unterschiede resultieren aus dem Ursprung der Modelle aus unterschiedlichen Ländern, aber auch aus unterschiedlichen Einsatzgebieten, z.B. Hoch- oder Brückenbau. Wesentlich ist hierbei auch, ob die Druckspannungen, die über die Fuge geführt werden, vorwiegend aus Vorspannung oder aber aus äußerer Einwirkung resultieren.

Kapitel 3

Konzept für modulare Betontürme mit Nabhöhen bis 140 m

3.1 Entwurf

Wie in Kapitel 2 dargestellt, haben sich aus wirtschaftlichen Gründen Bauweisen für Windenergieanlagen hervorgehoben. Auf der Basis aktueller Bauweisen und deren Vorteile wird an dieser Stelle ein Turmkonzept vorgestellt, das die günstigen Materialkosten des Betons mit einem schnellen Baufortschritt der Fertigteilbauweise kombiniert. Hierbei ist neu, dass durch das Vorspannkonzent und der Wahl der Fertigteile keine Nassfuge vor Ort auf der Baustelle notwendig ist. Gegenüber der zurzeit wirtschaftlichsten Ausführung einer Hybridkonstruktion für große Nabhöhen besteht der gesamte Turmschaft aus Beton. Eine quantitative Darstellung in Bezug auf die Wirtschaftlichkeit dieses Entwurfs ist nur in engem Kontakt mit ausführenden Firmen machbar und wird daher in dieser Arbeit nicht durchgeführt.

In der Formfindung von Türmen für Windenergieanlagen stehen neben der möglichst kostengünstigen Umsetzung technische Aspekte zur Sicherstellung des Lastabtrags des dynamisch beanspruchten Turms im Vordergrund. In technischer Hinsicht wird versucht, durch Optimierung der Kombination aus Material, Geometrie und Vorspannsystem einen Turmentwurf zu finden, der die Anforderungen bezüglich Tragfähigkeit, Ermüdung und Gebrauchstauglichkeit erfüllt.

In Abb. 3.1 ist der Entwurf des hier untersuchten optimierten modularen Turms mit Nabhöhe bis 140 m dargestellt. Weitere Optimierungen sind denkbar, erscheinen jedoch nur sinnvoll in Verbindung mit Erfahrungsaustausch mit ausführenden Firmen in nachlaufenden Projektphasen höheren Detaillierungsgrads.

Die anschließenden Punkte dieses Abschnitts gehen näher auf die Ansätze dieses Entwurfs ein.

3.2 Lastannahmen

Für den Entwurf wird keine genaue Schnittkraftermittlung, wie sie in Abs. 5.2 beschrieben wird, durchgeführt. Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit wird stattdessen aus einem dem Verfasser bekannten Projekt der Schnittkraftverlauf durch statische Ersatzlasten für einen Turm mit einer Nabhöhe von 140 m abgeschätzt. Zum Unterschied zu einer genauen Berechnung werden dabei nur Lastfälle berücksichtigt, welche die maßgebenden Lastkombinationen abdecken sollen. In Tab. 3.1 sind die Annahmen der Lasten am Turmkopf zusammengestellt. Zusätzlich wird eine Windlast entlang des Turmschaftes mit einem Basisdruckwert von $q_{ref,char} = 0.5 \text{ kN/m}^2$ angenommen. Dabei wurde in Anlehnung an die Windlasten des Eurocode 1 [24] eine Verteilung entlang der Höhe des Turmschaftes wie folgt unterstellt.

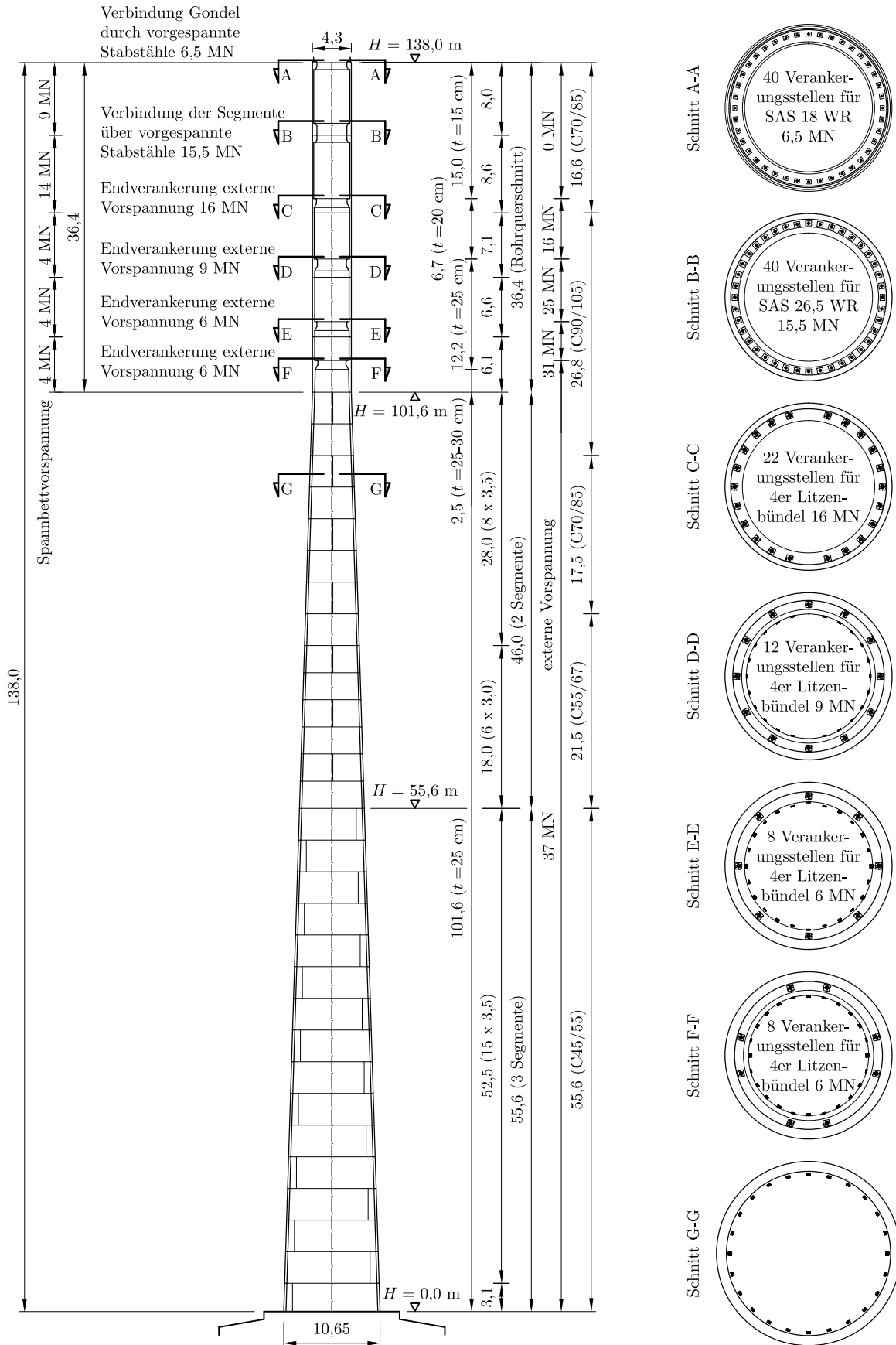


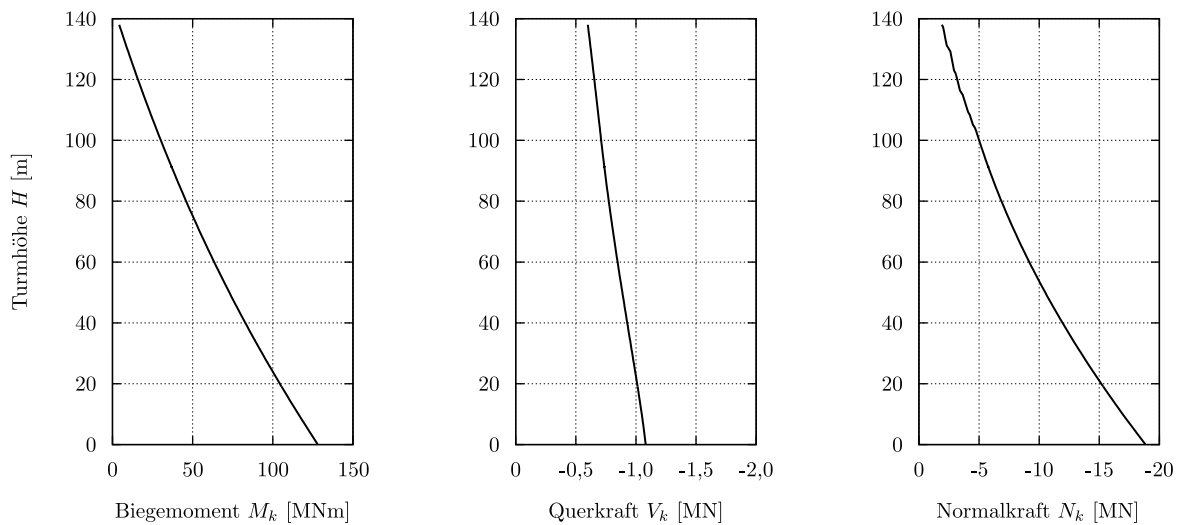
Abb. 3.1: Entwurf eines modularen Betonturms für Windenergieanlagen mit Nabenhöhen bis 140 m

Tab. 3.1: Statische Ersatzlasten am Turmkopf

Schnittkraft	Wert
N_{char}	-1.9 MN
V_{char}	0.6 MN
M_{char}	4.2 MNm
$M_{T,char}$	5.3 MNm

$$q_{z,char} = q_{ref,char} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0.24} \quad \text{mit } z_{min} = 5 \text{ m} \quad (3.1)$$

Bei der Auswertung der Windlast wird ein aerodynamischer Kraftbeiwert $c_f = 0.75$ in Rechnung gestellt. Neben dem Eigengewicht des Betonturmes, Rotors und der Gondel wird zusätzlich eine Turmschiefstellung gemäß Richtlinie [25] von 8 mm/m berücksichtigt. In Abb. 3.2 sind die Schnittkraftverläufe unter den zuvor gewählten Lastannahmen dargestellt. Hierbei werden die Ersatzlasten am Turmkopf mit der Windlast, dem Eigengewicht und der Turmschiefstellung ohne Abminderungen kombiniert. Auf die Darstellung des Verlaufs des Torsionsmomentes wird aufgrund des konstanten Wertes entlang der Turmhöhe verzichtet. Außerdem stellt die Torsionsbeanspruchung in der Bemessung einen eigenständigen Lastfall dar, wo hingegen die Schnittkräfte aus Abb. 3.2 als voneinander abhängige Größen anzunehmen sind. Für die Nachweisführung wird vereinfacht zum einen der in Abb. 3.2 dargestellte Lastfall als führend ohne Berücksichtigung einer Torsionsbeanspruchung angenommen und als seltene Lastfallkombination gewertet. Zum anderen wird eine führende Torsionsbeanspruchung mit 50% der Windbelastung aus Abb. 3.2 kombiniert, um den Lastfall mit größter Schubbeanspruchung abzuschätzen.


Abb. 3.2: Schnittkraftverläufe zufolge statischer Ersatzlasten, Eigengewicht und Turmschiefstellung

Für die Nachweisführung der Ermüdung werden Markov-Matrizen aus dem zuvor erwähnten praktischen Projekt übernommen. Diese Zusammenstellung von Beanspruchungen einzelner Querschnitte stellt nicht exakt die Systemantwort dieses hier diskutierten Turmlayouts dar. Durch ähnliche dynamische Eigenschaften der Konstruktion kann aber davon ausgegangen werden, dass eigens hierfür simulierte Markov-Matrizen den hier verwendeten Matrizen ähneln würden.

3.3 Fertigteile

3.3.1 Wirtschaftliche Aspekte

In Anlehnung an die Ausführungen in [26] werden die wirtschaftlichen Vorteile der Fertigteilbauweise auf Windenergieanlagen übertragen.

Die Form der Türme für Windenergieanlagen mit großen Nabenhöhen ist durch statische und dynamische Anforderung geprägt. In großen Bereichen handelt es sich um Turmquerschnitte mit veränderlichem Durchmesser entlang der Turmhöhe. Für Ortbetonlösungen sind Kletter- oder Gleitschalungen möglich. Im Unterschied zum gewöhnlichen Bauwesen werden Windenergieanlagen in großen Stückzahlen errichtet. Standortsspezifische Einflüsse ändern die Form eines Turmes eines Anlagentyps kaum. Daher steht der Investition in Schalungslösungen für Fertigteile eine Serienfertigung mit großen Stückzahlen gegenüber und führt somit zu einer wirtschaftlichen Lösung. Bei Schalungslösungen mit variablem Durchmesser und Wanddicke können diese langfristig eingesetzt werden, da diese auch für Anlagen unterschiedlicher Leistungsklassen und damit unterschiedlichen Turmhöhen angewendet werden können. Die Schalung kann unabhängig von der Entwicklung der Anlagenhersteller eingesetzt werden. Letzteres trifft sowohl auf die Schalung als auch auf die einzelnen Betonsegmente zu.

Abgesehen von den Gründungs- und Erschließungsarbeiten kann durch die Fertigteilbauweise die Errichtungszeit wesentlich verkürzt werden. Insbesondere in Verbindung mit einer trockenen Fügung kann die Montagezeit reduziert werden. Zusätzlich ist man weitestgehend unabhängig von Witterungseinflüssen. Nach Errichtung des Turms kann unverzüglich mit dem anlagentechnischen Ausbau begonnen werden. Dem stehen erhöhte Kosten des Einsatzes von Hebezeugen gegenüber, die jedoch auf eine sehr kurze Montagezeit begrenzt sind.

In der Werksfertigung kann durch einen erhöhten Maschineneinsatz die Produktivität gesteigert werden. Verbleibende Handarbeiten können unter gleichmäßigen Arbeitsbedingungen durchgeführt werden. Dies führt neben der Produktivitätssteigerung zu einer Steigerung der Qualität. Des Weiteren erlauben konstante Umgebungsbedingungen den Einsatz hochwertiger Baustoffe wie z.B. hochfeste Betone. Die Qualität streut weniger als in der Ortbetonbauweise. In der Werksfertigung kann auch eine höher geometrische Genauigkeit erzielt werden. Bei nachweisbarer Qualitätskontrolle können diese Vorteile auch in der Bemessung berücksichtigt werden, z.B. durch Reduzierung der Teilsicherheitsbeiwerte.

Durch wachsendes Umweltbewusstsein gewinnt die Rückbaubarkeit von Bauwerken zunehmend an Bedeutung. Die modulare Konstruktion für Windenergieanlagen bietet die Möglichkeit eines einfachen Rückbaus im Speziellen in Kombination mit einer trockenen Fügung. Die technische und wirtschaftliche Lebensdauer ist im Vergleich zu Standardbauwerken im Ingenieurbau gering. Das Ersetzen von älteren Anlagen durch neue moderne Anlagen am selben Standort (Repowering) ist ein Beispiel der Notwendigkeit eines Rückbaus. Der Rückbau ist einfach und problemlos möglich. Die Verwendung der Einzelelemente nach Demontage ist für den erneuten Einsatz für Windenergieanlagen denkbar. Es muss jedoch der Einfluss der Ermüdungsbeanspruchung überprüft werden.

3.3.2 Transport und Montage

Für die Verwendung von Fertigteilen ist der Transport zwischen der Vorfertigung und dem Ort des endgültigen Bauwerks wesentlich. In [27] sind die möglichen Transportvarianten und dessen Eigenschaften dargestellt. Dabei wird für den Transport zwischen Straßen-, Schienen- und Wasser- und Luftfahrzeugen unterschieden. In Sonderfällen, in denen die Vorfertigung im

Nahbereich des zu errichtenden Bauwerks liegt, kommen für den innerbetrieblichen Transport Flurförderzeuge zum Einsatz. In allen Fällen sind Randbedingungen aus technischer Sicht aber auch aus Verordnungen und Gesetzen zu berücksichtigen. Für den Straßenverkehr sind hier die Regeln für das Verhalten im Straßenverkehr und die Zulassung von Personen und Fahrzeugen für den Straßenverkehr einzuhalten. Bei Überschreitung dieser Regeln ist die Erlaubnis eines Sondertransportes und/oder Sonderfahrzeuges bei der zuständigen Stelle einzuholen. Beim Bahntransport ist im öffentlichen Verkehr die Überschreitung der Fahrzeugbegrenzungslinie nicht zulässig. Hierbei kann keine Sondererlaubnis beantragt werden. Grundsätzlich können im Regelbetrieb breitere aber vor allem schwerere Bauteile gegenüber dem Straßentransport transportiert werden. Am Wasserweg gibt es prinzipiell geometrisch kaum Einschränkungen. In der Binnenschifffahrt müssen jedoch die Wasserwege entsprechend ihrer Durchlassfähigkeit für Schiffe klassifiziert und beschränkt werden. Auf dem für die Schifffahrt nutzbarem Wasserstraßennetz können jedoch deutlich größere Geometrien und Massen als auf Schiene oder Straße transportiert werden. Letztlich ist noch der Lufttransport zu erwähnen. Durch die hohen Kosten ist diese Form des Transports Sonderfällen vorbehalten.

Da ein direkter Anschluss der Vorfertigung und vor allem der Standorte von Windenergieanlagen an das Schienen- oder Wasserstraßennetz fehlt wird davon ausgegangen, dass zumindest ein Teil der Transportstrecke über den Straßenverkehr abgewickelt wird. Daher werden für den hier dargestellten Entwurf die Vorgaben des Straßenverkehrs berücksichtigt. Für den Großteil des Betonturms wird ein Transport unter geringem finanziellen und organisatorischen Aufwand bei gleichzeitiger Maximierung der Geometrie der Einzelteile angestrebt. Durch größtmögliche Abmessungen kann die Zahl der Elemente und dadurch die Transportwege reduziert werden. Abb. 3.3 zeigt einen Überblick von Lademaßen und Nutzlasten für den Transport von Fertigteilen in Deutschland. Nach [26] kann für $B = 3$ m, $H = 4$ m und $L = 24$ m bei einem Gesamtgewicht von 48 to in Deutschland eine Jahresdauergenehmigung von der jeweiligen Genehmigungsbehörde erwirkt werden. In Anlehnung an diese Angaben und unter der Annahme einer Plattformhöhe eines Tiefladeanhängers von ungefähr 50 cm werden die Bauteile des kegelförmigen Turmschaftes auf $B = 3$ m und $H = 3,5$ m und einer Masse von 25 to begrenzt. Durch die Massenbegrenzung ist eine Längenbegrenzung nicht erforderlich. Durch Erlangung einer solchen Dauergenehmigung erscheint der dafür benötigte Aufwand, bei gleichzeitig beibehaltener zeitlichen Flexibilität des Transports, als guter Kompromiss gegenüber der Einhaltung des Lichtraumprofils ohne Sondergenehmigung. Für den Entwurf ergibt sich hiermit, dass vom Turmfuß bis zu einer Höhe von $H = 55,6$ m ein Ringquerschnitt aus drei Segmenten und bis zu einer Höhe von $H = 101,6$ m aus zwei Segmenten assembliert wird. Abb. 3.4 zeigt diese Unterteilung der Ringquerschnitte im kegelförmigen Bereich des Betonturms. Dabei wurde die Annahme getroffen, dass die Segmente in stehender Lage, entsprechend zur endgültigen Lage im Bauwerk, transportiert werden. Einzig die Elemente zwischen der Turmhöhe $H = 55,6$ m und $H = 73,60$ m werden liegend transportiert. Für diesen kegelförmigen Bereich des Betonturms ergeben sich hiermit 76 Segmentstücke, wobei für 45 Stück die Möglichkeit besteht, diese ohne Sondergenehmigung als Einzeltransport an die Baustelle zu liefern.

Für den Bereich des Turms mit konstantem Außendurchmesser werden fünf Rohrsegmente verwendet. Dabei wird von Sondertransporten mit einer maximalen Masse von 60 to je Betonfertigteile als wesentlicher Parameter ausgegangen. Unter Berücksichtigung des Außendurchmessers von $D = 4,3$ m und den jeweiligen Verankerungskonsolen in den Rohrelementen ergibt sich das längste Rohrelement mit $L = 8,6$ m.

Neben dem Transport stellt die Manipulation bzw. Montage der Windenergieanlage eine große Herausforderung dar. Für das Verladen bzw. Umladen zwischen verschiedenen Transportvarianten, z.B.: von Straße auf Schiene oder umgekehrt, ist man auf die Möglichkeiten des Umschlagplatzes angewiesen. Am Errichtungsort der Windenergieanlage kommen Fahrzeugkrane

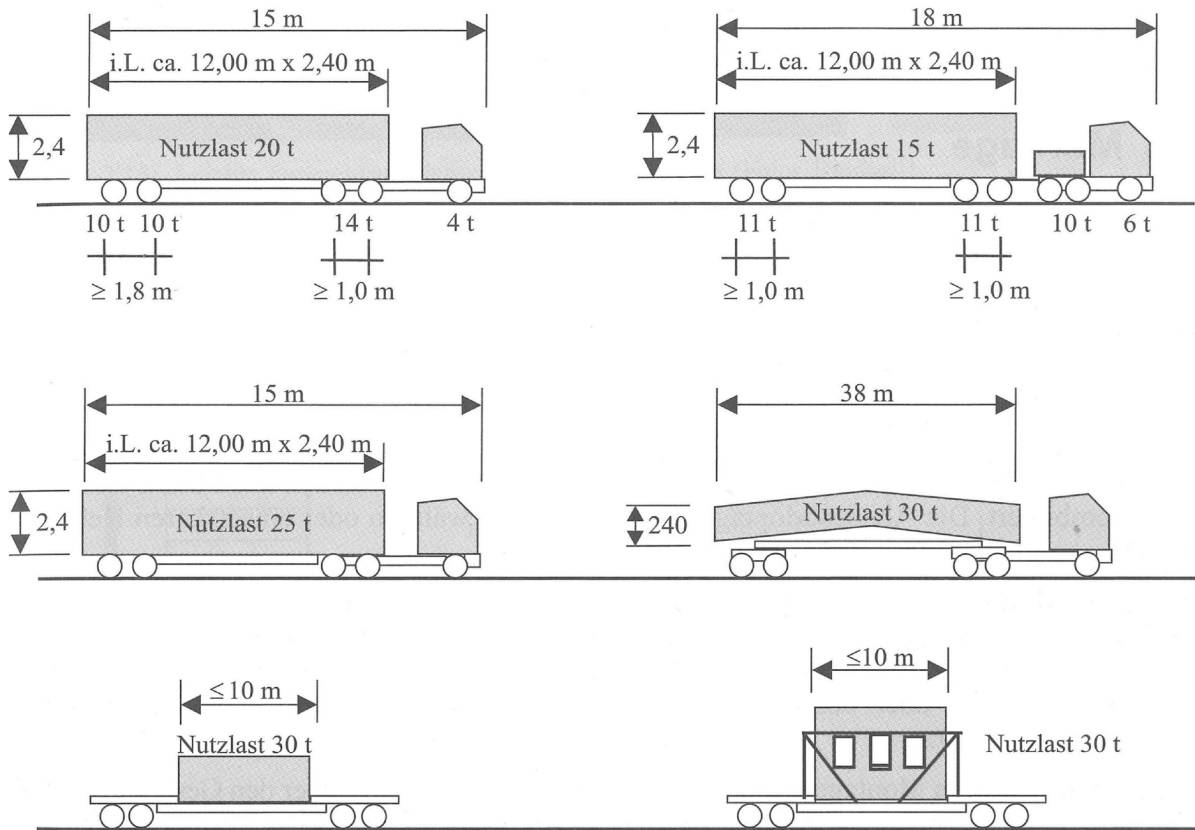
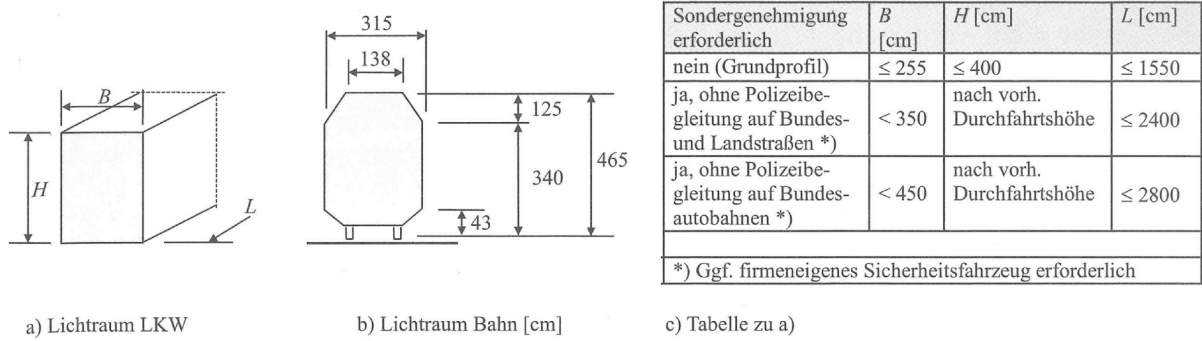


Abb. 3.3: Lademaße und Nutzlasten für den Transport von Fertigteilen aus [26]

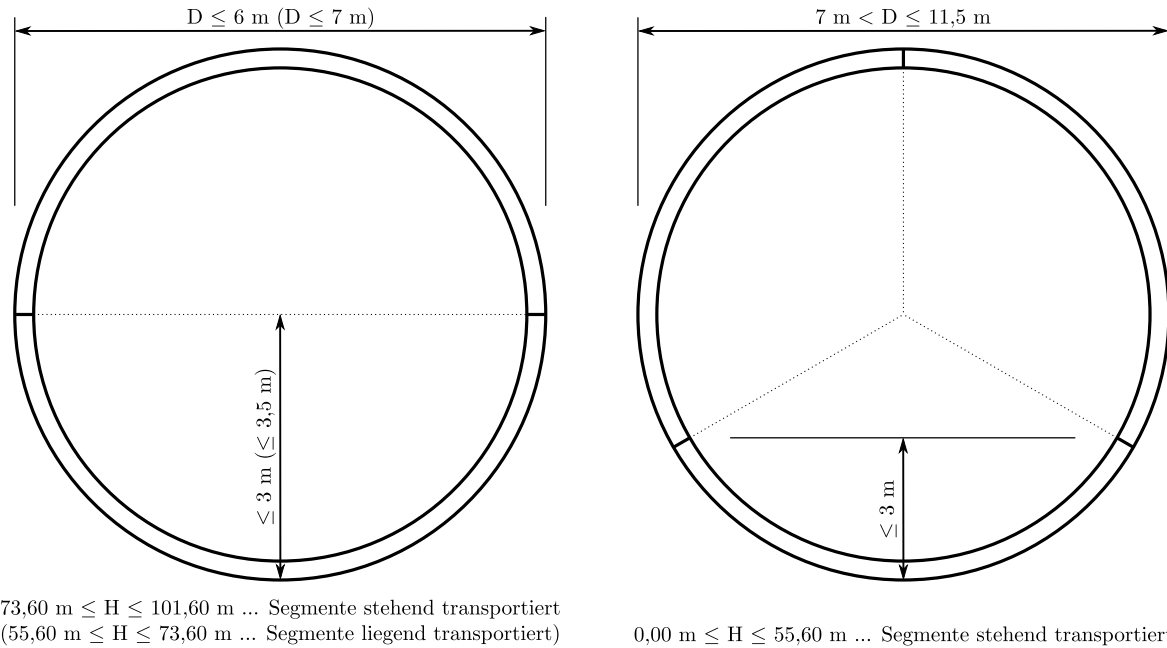


Abb. 3.4: Unterteilung der Ringquerschnitte in Segmente in Abhängigkeit des äußeren Durchmessers

oder Turmdrehkrane zum Einsatz. Für die angestrebte Nabenhöhe von $H = 140 \text{ m}$ kommen vorwiegend Auto- oder Raupenkrane mit Gittermasten zum Einsatz, welche für das Heben des Maschinenhauses einer Windenergieanlage mit großer Masse benötigt werden. Die Traglast solcher Krane gegenüber anderen ist für solche Höhen deutlich größer. [2] berichtet von 2 MW-Anlagen mit einem Gewicht des Maschinenhauses von 60-80 to, welches in einem Stück mittels Autokran angehoben und am Turmkopf montiert wird. Die Kapazität dieser Krane kann auch für das Versetzen der Betonfertigteile vor allem aber für die obersten fünf Betonfertigteile genutzt werden. Mittlerweile sind auch Turmdrehkrane zur Errichtung von Windenergieanlagen für solche Nabenhöhen am Markt.

Unter den hier beschriebenen Randbedingungen werden die Geometrien der einzelnen Fertigteile auf Basis des Transport- und Montageablaufes festgelegt. In einer Detailuntersuchung müssen die einzelnen Betonsegmente für die einzelnen Lastfälle des Abhebens aus der Schalung, Transport, Lagerung und der Montage zusätzlich beurteilt und dafür bemessen werden.

3.4 Glatte Trockenfuge

Wie in Kapitel 3.3 dargestellt ist eine Segmentierung der Turmkonstruktion notwendig. Eine trockene Fuge führt zu wesentlich kürzeren Bauzeiten gegenüber Nassfugen und wird somit in dieser Konstruktion angewendet. Durch die geringe Schubbeanspruchung in der horizontalen Fuge wird auf eine Profilierung verzichtet und mit einer glatten Fuge geplant. Durch die weitere Annahme einer überdrückten Fuge im Gebrauchszustand ist die Dauerhaftigkeit gegeben. Diese Annahme wird im weiteren Verlauf der Arbeit bestätigt. Die Lagesicherung der einzelnen Segmente im Bauzustand ist durch konstruktive Maßnahmen, z.B. durch Dorne, Schraub- oder Klemmverbindungen, sicher zu stellen.

Die vertikalen Fugen sind planmäßig nicht kraftschlüssig verbunden. Wie in folgenden Abschnitten gezeigt wird hat dies kaum Auswirkungen auf das Tragverhalten dieser Turmkonstruktion.

Wesentlich hierbei ist, dass eine versetzte Fugenanordnung wie im Mauerwerksbau ausgeführt wird. Bei Bereichen mit zwei bzw. drei Elementen im Querschnitt ergibt sich ein Fugenversatz um 90° bzw. 60° . Für diese glatten trockenen vertikalen Fugen sind konstruktive Maßnahmen ausreichend, um die Dauerhaftigkeit sicher zu stellen. Hierzu können z.B. Kompressionsdichtbänder in einer außenliegenden Nut in der Fuge verlegt werden. Dieses Fugendetail ist auf übliche Genauigkeiten der Fertigteile abzustimmen.

3.5 Vorspannkonzzept

In der dynamischen Einwirkung ist die Systemantwort von der Steifigkeit des Turms abhängig. In Abstimmung mit der maschinenbau- und elektrotechnischen Anlage muss die Steifigkeit der Betonkonstruktion im gesamten Betrieb annähernd konstant sein, siehe auch Abs. 3.6. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird als Entwurfsgrundlage somit Dekompression für alle Lastkombinationen gefordert. Dies wirkt sich auch günstig auf die Dauerhaftigkeit der Konstruktion mit trockenen Fugen aus. Die Kopflast durch die Anlage sowie das Eigengewicht der Turmkonstruktion reichen nicht aus, um die geforderte Dekompression sicher zu stellen. Eine Vorspannung muss im Turm implementiert werden.

In den Rohrsegmenten wird eine zentrische Litzenvorspannung im sofortigen Verbund angeordnet. Sie erzielt im oberen Turmbereich bei kleiner Momentenbeanspruchung ohne externe Vorspannung den Dekompressionszustand. Zusätzlich wirkt sie günstig im Transport- und Montagezustand.

Der Anschluss des Maschinenhauses am Turmkopf und die Verbindung der obersten zwei Rohrsegmente erfolgt durch ein verbundloses Spannstabverfahren. Hierzu müssen ringförmige Konsolen, im Weiteren als Kreisringträger bezeichnet, geschaffen werden, um das Spannsystem zu verankern. Mit dieser Vorspannung werden diese Stoßbereiche überdrückt. Detailliert dargestellt ist Detail A bzw. Detail B in Abb. 3.5.

Im darunterliegenden Turmbereich ist die Litzenvorspannung im sofortigen Verbund der Rohrsegmente für die Erlangung der Dekompression nicht mehr ausreichend, sodass eine externe Litzenvorspannung vorgesehen wird. In vier Kreisringträgern (Detail C bis F in Abb. 3.5) wird das Spannsystem endverankert. Die Anspannstellen befinden sich im Fundament, dem sogenannten Spannkeller. Die Spannstränge werden durch die Fundamentplatte geführt und pressen somit die gesamte Turmkonstruktion gegen das Fundament. Die Wahl der Vorspannkraft wird zum einen durch den Dekompressionsnachweis geprägt, zum anderen wirkt sich eine hohe mittlere Betonnormalspannung ungünstig auf die Nachweisführung zur Ermüdung aus. Deshalb wird die externe Vorspannung stufenweise in vier unterschiedlichen Höhen abgesetzt.

Eine tangentielle Vorspannung des Ringquerschnittes ist nicht erforderlich, da eine kraftschlüssige Verbindung der vertikalen Fugen im Bereich mit segmentierten Querschnitten nicht notwendig ist.

3.6 Dynamische Auslegung

Für die hier berücksichtigten Nabenhöhen bis zu $H = 140$ m ist die soft-stiff-Auslegung für Spannbetontürme bzw. Hybridtürme zurzeit die wirtschaftlichste Lösung, siehe hierzu Kapitel 2.2. Da eine Schnittkraftermittlung für den Entwurf dieser Arbeit nicht erfolgt, basiert die berücksichtigte Schnittkraftverteilung auf einem Projekt aus der Praxis, das dem Autor bekannt ist. Damit diese Annahme zutreffend ist, muss die dynamische Auslegung aus dem Praxisbeispiel übernommen werden.

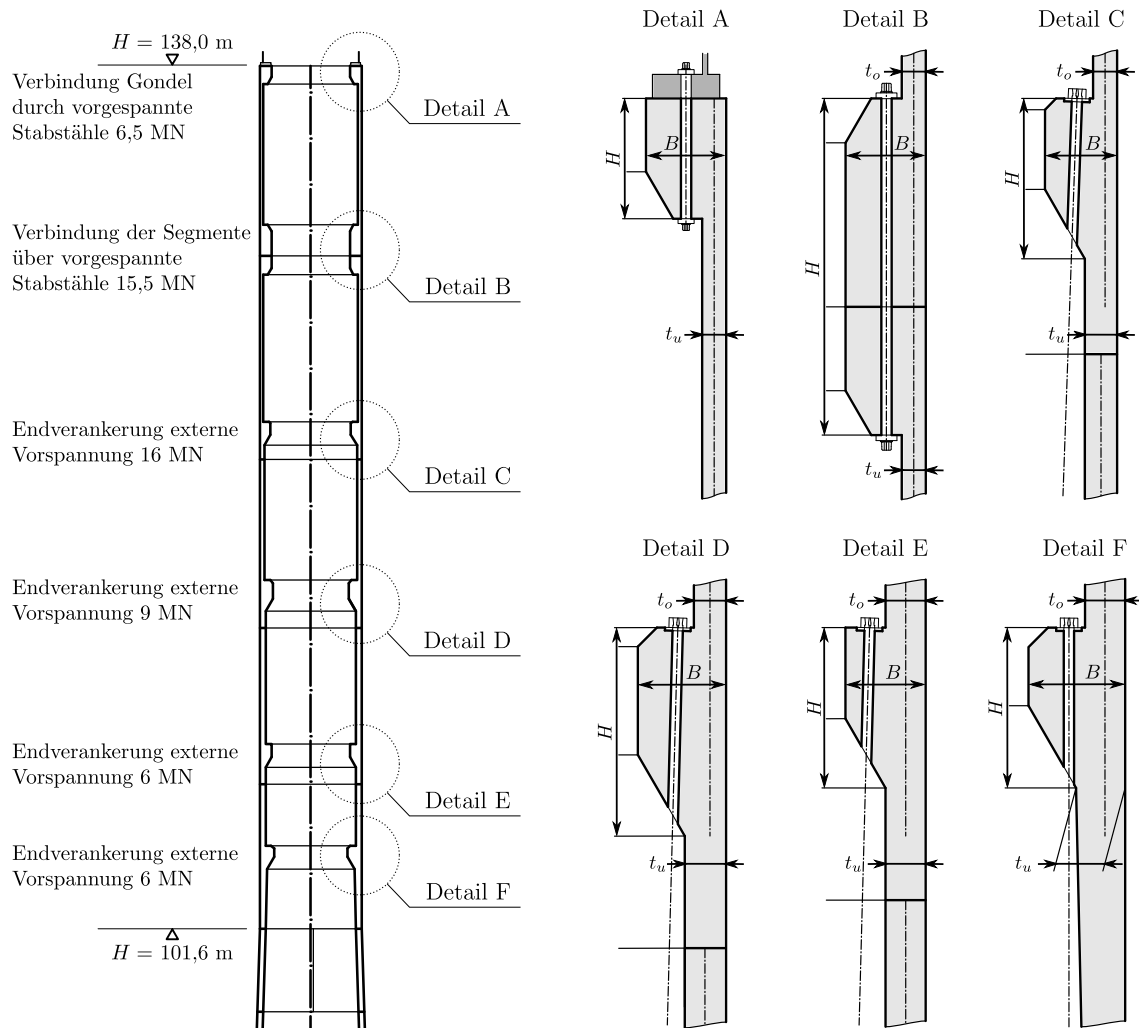


Abb. 3.5: Detailübersicht zur Einleitung der Vorspannkkräfte: (links) Lage der Details am Turmkopf; (rechts) Detail A bis F zur Einleitung der Vorspannkkräfte

3.7 Besonderheiten des Entwurfs

Das vorgestellte Turmkonzept unterscheidet sich von aktuellen Bauweisen vor allem durch die Verankerungsstellen der Vorspannung und durch die Fügung der Einzelbauteile.

Die Auslegung der Vorspannung wird in Abs. 3.5 erläutert. Für die Verankerung der verbundlosen Vorspannung im Turm werden innenliegende ringförmige Konsolen angeordnet. Diese Kreisringträger führen zu geometrischen Diskontinuitätsstellen mit deutlichen Steifigkeitsunterschieden zwischen den Verankerungsstellen und angrenzenden Wandschalen. Durch die einseitige, nach innen gerichtete, lokale Wanddickenerhöhung entstehen Zusatzbeanspruchungen aus dem lokal exzentrischen Kraftfluss. Diese treten bei allen Lastfällen auf. Obwohl der Turm zentrisch vorgespannt wird, treten zusätzlich aus dem Absetzen der Vorspannung lokale exzentrische Belastungen in Bezug auf die Turmwandmitte auf. Weiterhin sind die Effekte der lokalen Lasteinleitung aus Vorspannung zu berücksichtigen. Die Effekte und geometrischen Abhängigkeiten werden in Abs. 4.1 gezeigt und diskutiert. Die für diesen Turmentwurf optimierten Verankerungsstellen werden im Detail untersucht.

Die zweite maßgebliche Besonderheit des Turmentwurfs ist die Assemblierung der einzelnen Betonbauteile durch glatte Trockenfugen. Der Kraftfluss in den horizontalen Fugen wird durch planmäßige Druckkraftübertragung aus Eigengewicht und Vorspannung sichergestellt. Bereits kleinste geometrische Fehlstellen in der Fuge führen zu lokalen Spannungsspitzen in den anschließenden Bauteilen. Zur Reduzierung dieser Zusatzbeanspruchung sind daher die Genauigkeitsanforderungen hoch. Auswirkungen etwaiger Unebenheiten in diesen Fugen werden in Abs. 4.2 untersucht. Neben den Druckspannungsspitzen werden hier vor allem die Zugspannungen im Bauteil detailliert ausgewertet. Eine weitere wesentliche Komponente in der sicheren Lastabtragung ist die Schubkraftübertragung in den horizontalen Fugen. In einer glatten Trockenfuge kann dies nur unter Berücksichtigung der Reibung zwischen den Betonbauteilen erfolgen. Die Auswertung und Diskussion erfolgt in Abs. 5 am Gesamtsystem. Im Entwurf wird weiterhin von glatten trockenen vertikalen Fugen im kegelförmigen Turmbereich ausgegangen. Eine planmäßige Kraftübertragung, z.B. durch Vorspannung in Umfangsrichtung, wird nicht vorgesehen. Bei den Untersuchungen am Gesamtsystem an einem Kragträger müssen daher die Unterschiede zur klassischen Biegelehre untersucht werden. Der resultierende Kraftfluss in diesem Bereich und das Verhalten des Gesamtsystems wird in Abs. 5 gezeigt.

Kapitel 4

Detailbemessung

4.1 Absetzung der Vorspannung

Die globale Beanspruchung des Turms einer Windenergieanlage lässt sich vereinfacht in Stabschnittgrößen N , M und V ausdrücken. Unter der Annahme eines geschlossenen Kreisringquerschnittes mit konstanter dünner Wanddicke des Turms können vereinfacht die Spannungen im Querschnitt auf Membranspannungen in Längsrichtung des Turms reduziert werden. Zur Verbindung einzelner Betonsegmente und zur Einleitung der Vorspannkräfte sind jedoch konsolenartige Ringträger in der Turmkonstruktion notwendig, siehe Abb. 3.5. Durch diese lokalen geometrischen Diskontinuitätsstellen und lokalen Lasteinleitungsstellen treten zusätzliche Beanspruchungen in der Konstruktion auf. Im Wesentlichen werden zusätzlich Biegemomente und Membrankräfte in Umfangsrichtung eingetragen. Zur Untersuchung derartiger Detailstellen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden Simulationen anhand der Finiten Elemente Methode (FEM) unter Zuhilfenahme des Programmes SOFiSTiK durchgeführt. Zur Kontrolle der FEM-Berechnung und zu ausgewählten Parameterstudien werden zusätzliche analytische Lösungen der Schalenbiegetheorie verwendet.

4.1.1 Belastung und Vorspannung in den Verankerungsdetails

Für die Details A bis F werden in Tab. 4.1 die maßgebenden charakteristischen Schnittkräfte und die Vorspannkräfte zusammengefasst. Bis auf Detail A werden die Beanspruchungen des Querschnittes in halber Höhe des Kreisringträgers der Simulation zugrunde gelegt. In Detail A wird die Beanspruchung des Querschnitts an der Oberkante des Kreisringträgers ausgewertet. Neben den Schnittgrößen im Gebrauchszustand, M_{char} und N_{char} , werden auch die minimalen Axiallasten des Bauzustandes durch Eigengewicht, $N_{char,BZ}$, dargestellt. Die Beanspruchung wird aus Abs. 3.2 bzw. Abb. 3.2 übernommen. Die Querkraftbeanspruchung wird in der Detailuntersuchung nicht berücksichtigt. Mit P_{ext} wird die externe Vorspannung, welche im jeweiligen Detail verankert wird, bezeichnet und mit $P_{o,int}$ bzw. $P_{u,int}$ wird die Spannbettvorspannung des oberen bzw. unteren Fertigteilrohrsegments bezeichnet. Die Größe der Vorspannung wird aus dem Entwurf, Abb. 3.1, entnommen und ist als Wert zum Zeitpunkt der Inbetriebnahme der Anlage anzunehmen. Dadurch ist für den minimalen Wert für den Zeitpunkt $t = \infty$ die Streuung und der zeitliche Verlust der Vorspannung zu berücksichtigen.

Als Vorspannung kommen ein Spannbettssystem, internes Stabspannsystem ohne Verbund und ein externes Litzenspannsystem zur Anwendung. Am Markt gibt es eine Vielzahl an Systemen verschiedener Hersteller. Für die Anwendung einer Vorspannung ohne Verbund werden die Systeme aus der Zulassung ETA-05/0122 [28] und ETA-10/0065 [29] verwendet.

Für die Spannbettvorspannung werden Litzen mit einem Nenndurchmesser von 12,9 mm bzw. 1/2" angenommen. Aus Eurocode 2 [19] ergibt sich eine zulässige Vorspannkraft von $P_{m0} =$

Tab. 4.1: Schnittkräfte in den Verankerungsdetails

Detail	M_{char} [MNm]	N_{char} [MN]	$N_{char,BZ}$ [MN]	P_{ext} [MN]	ΣP_{ext} [MN]	$P_{o,int}$ [MN]	$P_{u,int}$ [MN]
A	4,22	-1,90	-	6,50	-	-	9,00
B	9,10	-2,46	-0,56	15,50	-	9,00	14,00
C	14,19	-2,99	-0,49	16,00	16,00	14,00	4,00
D	18,86	-3,53	-0,43	9,00	25,00	4,00	4,00
E	23,63	-4,15	-0,46	6,00	31,00	4,00	4,00
F	26,76	-4,58	-0,29	6,00	37,00	4,00	-

136 kN je Litze mit folgenden wesentlichen Kennwerten.

$$f_{p0,1k} = 1600 \text{ MPa} \quad f_{pk} = 1860 \text{ MPa} \quad E_p = 196 \text{ GPa} \quad \varepsilon_{uk} = 3,5 \% \quad A_p = 100 \text{ mm}^2$$

Die Übertragungslänge im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird mit Glg. (4.2) aus [19] bestimmt. Zur Auswertung der Übertragungslänge ist die Verbundspannung von wesentlicher Bedeutung. Ausgehend von einer konstanten Verbundspannung über die gesamte Übertragungslänge kann diese mit Glg. (4.1) nach [19] ermittelt werden.

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) = 3,97 \text{ MPa} \quad (4.1)$$

mit $\eta_{p1} = 3,2$ Beiwert zur Berücksichtigung der Art des Spanngliedes

$\eta_1 = 1,0$ für gute Verbundbedingungen

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c} = 1,0 \cdot 0,7 \cdot \frac{2,66}{1,5} = 1,24 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{ctm} = 2,66 \text{ MPa}$$

$f_{ctm} = 4,6 \text{ MPa}$ für Betonfestigkeitsklasse C70/85

$\beta_{cc}(t) = 0,58$ bei $t = 2$ Tage und einem Zement der Klasse R nach [19]

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} = 1050 \text{ mm} \quad (4.2)$$

mit $\alpha_1 = 1,25$ für das plötzliche Absetzen der Kraft eines Spanngliedes

$\alpha_2 = 0,19$ für Litzen mit 7 Drähten

$\varnothing = 12,9 \text{ mm}$

$\sigma_{pm0} = 1360 \text{ MPa}$

Um der Streuung der Übertragungslänge Rechnung zu tragen, soll nach [19], je nach Bemessungssituation, der Grundwert der Übertragungslänge (Glg. (4.2)) mit einem Faktor zwischen 0,8 und 1,2 variiert werden. Für die Überprüfung der örtlichen Spannungen wird der Bemessungswert der Übertragungslänge durch Glg. (4.3) aus [19] ermittelt und in der Detailberechnung verwendet.

$$l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt} = 840 \text{ mm} \quad (4.3)$$

Für die Betonklasse C90/105 können analog zur vorigen Berechnung die Werte $f_{bpt} = 4,32 \text{ MPa}$, $l_{pt} = 966 \text{ mm}$ und $l_{pt1} = 772 \text{ mm}$ ermittelt werden.

Das Verbundverhalten von Spannstahllitzen in hochfesten Betonen ist deutlich besser als in normalfesten Betonen. Dies zeigt Nitsch [30] eindrucksvoll. Die von ihm angegebenen Verbundspannungen sind Mittelwerte der Versuchsergebnisse. Tab. 4.2 zeigt die Gegenüberstellung seiner

Tab. 4.2: Vergleich von Verbundfestigkeiten bei Ablassen nach 2 Tagen für gute Verbundverhältnisse zur Ermittlung der Übertragungslänge in [MPa]

Beton nach EC 2 [19]			EC2 [19]	MC 2010 [31]	DIN 1045-1 [32]	Nitsch [30]
f_{ck}	$f_{cm}(t)$	$f_{ctm}(t)$	f_{bpt}	f_{bpd}/α_{p3}^*	f_{bp}	τ_b^{**}
35	24,85	1,86	2,78	2,72	2,89	2,98
45	30,63	2,19	3,27	3,20	3,35	3,68
55	36,41	2,44	3,64	3,56	3,78	4,37
70	45,08	2,66	3,97	3,89	4,30	5,41
90	56,64	2,92	4,36	4,27	4,87	6,80

* Für den Vergleich muss der Einfluss der Litzen auf den Verbund mit $\alpha_{p3} = 0,5$ berücksichtigt werden.

** Die Verbundspannung τ_b stellt den Mittelwert von Versuchsergebnissen dar.

Vorschläge mit anderen Regelwerken. Der Vergleich basiert auf die hier verwendeten Litzen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Die Verbundfestigkeiten aus EC2 [19] und MC 2010 [31] stehen in direktem Zusammenhang mit der Zugfestigkeit. Durch die Abnahme des Verhältnisses zwischen Zug- und Druckfestigkeit bei höherer Betonfestigkeitsklasse sind die Unterschiede in den Verbundspannungen bei hochfesten Betonen gegenüber dem Bemessungsmodell und Versuchen von Nitsch [30] größer als bei normalfesten Betonen. In DIN 1045-1 [32] ist die Verbundeigenschaft aus Tabellen in Abhängigkeit der Druckfestigkeit zu entnehmen. Tendenziell sind die Festigkeiten für hochfeste Betone größer als bei den übrigen verglichenen Regelwerken. Durch die Annahme geringer Verbundfestigkeiten wird die Übertragungslänge größer und bei Abschätzung der Spalt- und Stirnzugbeanspruchung im Verankerungsbereich kann sich diese Annahme ungünstig auswirken. Daher wird eine weitere Reduktion der Verbundspannung, z. B. aus dem nationalen Anwendungsdokument zum EC2 aus Deutschland [33] (Reduktion von η_{p1} von 3,2 auf 2,85 mit $\alpha_{ct} = 0,85$), nicht berücksichtigt. Zusätzlich zeigten einzelne Versuche aus [30], dass die Vorspannung, trotz Einhaltung der Mindestwerte der Abstände der Litzen aus der zu diesem Zeitpunkt gültigen DIN 1045-1 (2000), nicht rissfrei eingeleitet werden konnten und die Verbundspannungen für diese Fälle deutlich geringer ausfallen.

Um diesen Umstand zu berücksichtigen, wird im aktuellen EC2 [19] die Verbundlänge zwischen $l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt}$ und $l_{pt2} = 1,2 \cdot l_{pt}$ variiert.

Für das Vorspannen mit Spannstäben werden Spannglieder 18 WR und 26,5 WR gemäß [28] verwendet. Die zulässigen Vorspannkräfte gemäß Eurocode 2 [19] für beide Spannglieder sind $P_{m0} = 190$ kN bzw. $P_{m0} = 435$ kN, wobei folgende Materialeigenschaften zugrunde gelegt werden.

$$f_{p0.1k} = 950 \text{ MPa} \quad f_{pk} = 1050 \text{ MPa} \quad E_p = 205 \text{ GPa} \quad \varepsilon_{uk} = 5 \%$$

Beim Spannglied 18 WR bzw. 26,5 WR muss für die Verankerung am konsolenartigen Kreisringträger ein minimaler Abstand zwischen freien inneren Rand und Achse der Spanngleider von 80 mm bzw. 95 mm eingehalten werden. Damit wird bei einer Betondeckung von 30 mm und einer rechteckigen Verankerungsplatte (WR2012) der minimale Randabstand für Auflagerdetails mit Zusatzbewehrung an der Konsolenoberfläche gewährleistet. Eine Reduktion des Randabstandes um 15 % und eine dadurch mögliche Reduktion der Konsolenbreite ist unter bestimmten Randbedingungen noch möglich. Der Abstand zwischen Spanngliedachse und Wandung der anschließenden Rohrquerschnitte wird mit 100 mm angenommen. Dieser Abstand erscheint als ausreichend für das Vorspannen mittels Spannpressen.

Tab. 4.3: Anzahl der Spannglieder im Verankerungsdetail

Detail	Litzenspann- system	Stabspann- system	sofortiger Verbund oberes Rohr	sofortiger Verbund unteres Rohr
A	-	40 x 18 WR	-	74 Litzen
B	-	40 x 26,5 WR	74 Litzen	116 Litzen
C	22 x 4 Litzen	-	116 Litzen	34 Litzen
D	12 x 4 Litzen	-	34 Litzen	34 Litzen
E	8 x 4 Litzen	-	34 Litzen	34 Litzen
F	8 x 4 Litzen	-	34 Litzen	-

Für das Vorspannen im externen Litzenspannverfahren werden Litzen mit Nenndurchmesser 15,7 mm gemäß [29] verwendet. Die zulässige Vorspannkraft gemäß Eurocode 2 [19] ist $P_{m0} = 209 \text{ kN}$. Es handelt sich hierbei um einen Spannstahl mit folgenden wesentlichen Kennwerten.

$$f_{p0.1k} = 1640 \text{ MPa} \quad f_{pk} = 1860 \text{ MPa} \quad E_p = 195 \text{ GPa} \quad \varepsilon_{uk} = 3,5 \% \quad A_p = 150 \text{ mm}^2$$

Bei der Spanngliedordnung 02x02 bzw. 01x04 gemäß [29] muss für die Verankerung am konsolenartigen Kreisringträger eine minimale Breite von 230 mm bzw. 245 mm eingehalten werden. Damit wird bei einer Betondeckung von 30 mm der minimale Randabstand an der Konsolenoberfläche gewährleistet, wenn die Spanngliedachse 100 mm von Schaleninnenkante angeordnet wird. Eine Reduktion des Randabstandes um 15 % und eine dadurch mögliche Reduktion der Konsolenbreite ist unter bestimmten Randbedingungen noch möglich. Ein Mindestabstand zwischen Verankerungsstelle und Wandung der anschließenden Rohrquerschnitte für den Vorspannvorgang ist nicht zu berücksichtigen, da das Vorspannen mittels Spannpressen im Turmfuß erfolgt.

Aus diesen Spannkraftannahmen kann die Spanngliedanzahl aus Tab. 4.3, unter zusätzlicher Annahme eines Spannkraftverlusts von ca. 10 % bis zum Ende der Lebensdauer, abgeleitet werden.

4.1.2 Modelle der Simulation

Die simulierten Details sind zueinander sehr ähnlich, daher werden die Modelle der Simulation zu Beginn allgemein beschrieben. Besonderheiten einzelner Details werden an der jeweiligen Stelle gesondert dargestellt.

Modell eines Kreisringes

In diesem Modell wird der gesamte Kreisringquerschnitt abgebildet. Die geometrische Abgrenzung eines Details in der Simulation in vertikaler Richtung ist von den jeweiligen Geometrien abhängig. Im Übergangsbereich zwischen Kreisringträger und Rohrschale treten sogenannte Biege- und Randstörungen auf. Zwischen den beiden Elementen entstehen als zusätzliche Schnittgrößen Biegemomente und Querkräfte. Die Auswirkung dieser Zusatzbeanspruchung ist lokal begrenzt. In [34] wird der Bereich in dem der Randeffect von wesentlicher Bedeutung ist mit Glg. (4.4) für dünne und unendlich lange Zylinderschalen abgeschätzt. Innerhalb dieses Bereiches der Schale reduzieren sich die zugehörigen Schnittkräfte und Verformungen auf ungefähr 1 % der Randwerte.

Mit ausreichender Genauigkeit erscheint es daher sinnvoll, das Modell in der FEM-Berechnung bei einer Länge der Kreiszyinderschale von $1,5 \cdot L_{Abkl}$ abzugrenzen, siehe Abb. 4.5.

$$L_{Abkl} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \sqrt{R \cdot t}}{\sqrt[4]{12 \cdot (1 - \nu^2)}} = 3,41 \cdot \sqrt{R \cdot t} \quad (4.4)$$

mit $\nu = 0,2$

R ... mittlerer Radius der Kreiszyinderschale

t ... mittlere Wandstärke der Kreiszyinderschale

Für die Elementierung werden nur Schalelemente benutzt. Diese sind im Übergangsbereich zwischen Kreisringträger und Regelrohrschale starr exzentrisch miteinander gekoppelt und bilden so die geometrische Diskontinuität ab. Die Lagerung erfolgt durch das Sperren der Knotenverformungen in vertikaler Richtung im untersten Querschnitt. In dieser Ebene werden zusätzlich in Einzelknoten die Verformungen in horizontaler Richtung gesperrt, so dass eine statisch bestimmte Lagerung in der horizontalen Ebene erfolgt.

Die Belastungen aus Vorspannung P werden vereinfacht als mittlere Umfangslast auf der Oberkante der Schalen des Kreisringträgers aufgebracht. Die Biege- und Normalkraftbeanspruchung wird am oberen Rand des Modells über ein Lasteinleitungselement eingebracht. Dieses Element wird als steife Platte modelliert und ist an die Betonschale nur in vertikale Richtung gekoppelt. Damit wird die Belastung auf den Umfang der Kreisringschale eingeleitet, bei gleichzeitiger Gewährleistung des Ebenbleibens des Querschnittes. Die Querkraftbeanspruchung bleibt unberücksichtigt.

Für die Berechnung wird ein linear elastisches Materialverhalten unterstellt. Für den Beton wurde hierbei der Elastizitätsmodul aus [19] je nach geplanter Betonfestigkeitsklasse gewählt. Als Querdehnzahl wird $\nu = 0,2$ verwendet. Für die Lasteinleitungselemente wird der Elastizitätsmodul mit $E_{steif} = 10^{12}$ MPa gewählt.

Analytisches Modell nach Biegetheorie der Schalen

Zur Kontrolle der FEM-Berechnung und zu ausgewählten Parameterstudien werden zusätzliche analytische Lösungen der Schalenbiegetheorie verwendet. Die Membran- und Biegetheorie wird z.B. in [35] und [34] hergeleitet und dargestellt. Unter der Annahme dünner Schalen werden in dieser Aufgabenstellung dem konsolenartigen Kreisringträger zwei unendlich lange Kreiszyinderschalen angeschlossen. Für den Kreisringträger sind zwei Arten der Abbildung möglich. Einerseits kann der Ansatz eines stabförmigen Ringträgers oder aber eine kurze Kreiszyinderschale angenommen werden. Für die geometrischen Verhältnisse des Entwurfs wird die zweite Variante gewählt, da das Verhältnis H/B immer deutlich größer als 1 ist und die Verformungen damit besser abgebildet werden. Zusätzlich kann hierdurch der Verlauf der Schnittkräfte im Kreisringträger genauer dargestellt werden. In [9] und [36] wird der Ansatz der Berechnung mittels stabförmigen Ringträgers gezeigt. Für die Bestimmung der Schnittkräfte im Bauteil zur Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit erscheint dieser Ansatz als ausreichend. Für die Beurteilung von Spannungsspitzen zur Abschätzung einer möglichen Rissbildung ist dieser Ansatz durch die fehlende Kenntnis der Spannungsverteilung im Bauteil jedoch zu ungenau.

Im Speziellen wird für den axialen Belastungsfall durch Normalkraftbeanspruchung Literaturstelle [37] verwendet. Hierin wird die Berechnung gekoppelter dünner Schalensysteme mit Biege- und Randstörung in einer matrixorientierten Lösungsmethode aufbereitet. Für den antisymmetrischen

Lastfall unter Biegung wird der Formelapparat nach [35] verwendet. Hierbei werden mögliche Belastungen in Fourierreihen ausgedrückt. Damit kann dieser Lastfall durch Randbelastungen der Form $p(\phi) = p \cdot \cos \phi$ berechnet werden, wobei ϕ den Drehwinkel zur Position am Kreisringquerschnitt beschreibt.

Im nachstehenden Abschnitt werden die Modellansätze miteinander verglichen. Hierzu sind in Abb. 4.1 die wesentlichen Belastungen, Schnittkräfte und Spannungen für den Vergleich dargestellt. Es wird darauf hingewiesen, dass die Darstellung nur schemenhaft ist und sowohl die Schnittkräfte als auch die Spannungen nicht allumfassend darstellt. Die hier angestellte Verifikation der Modellansätze, aber auch die Parameterstudie wesentlicher Einflussfaktoren in Kapitel 4.1.3, werden am Detail B mit der Geometrie aus einer Vorstudie ($H = 2,0 \text{ m}$, $B = 0,4 \text{ m}$ und $t_u = t_o = 0,15 \text{ m}$) durchgeführt.

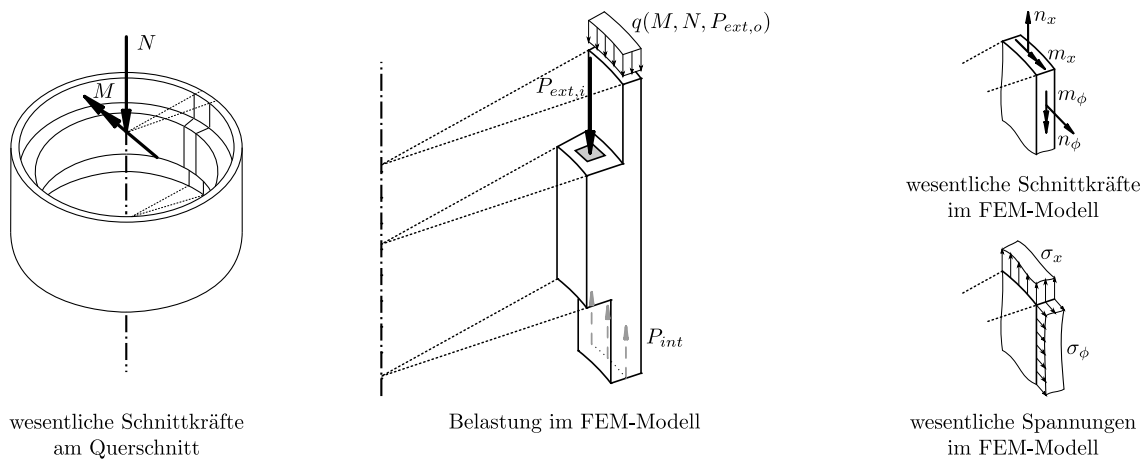


Abb. 4.1: Wesentliche Belastungen, Schnittkräfte und Spannungen in der Detailuntersuchung

Der Unterschied zwischen symmetrischen und antisymmetrischen Lastfall wird dargestellt. Dabei wird die Normalkraft N und das Biegemoment M so gewählt, dass die minimalen Membrannormalkräfte in Längsrichtung denselben Wert annehmen. Ausgehend von der Annahme $n_x = 10 \text{ kN/m}$ werden die Normalkraft und das Biegemoment wie folgt ermittelt.

$$N = \int_0^{2\pi} n_x \cdot R_m \cdot d\phi = 10 \cdot 2,075 \cdot 2 \cdot \pi = 130,4 \text{ kN} \quad (4.5)$$

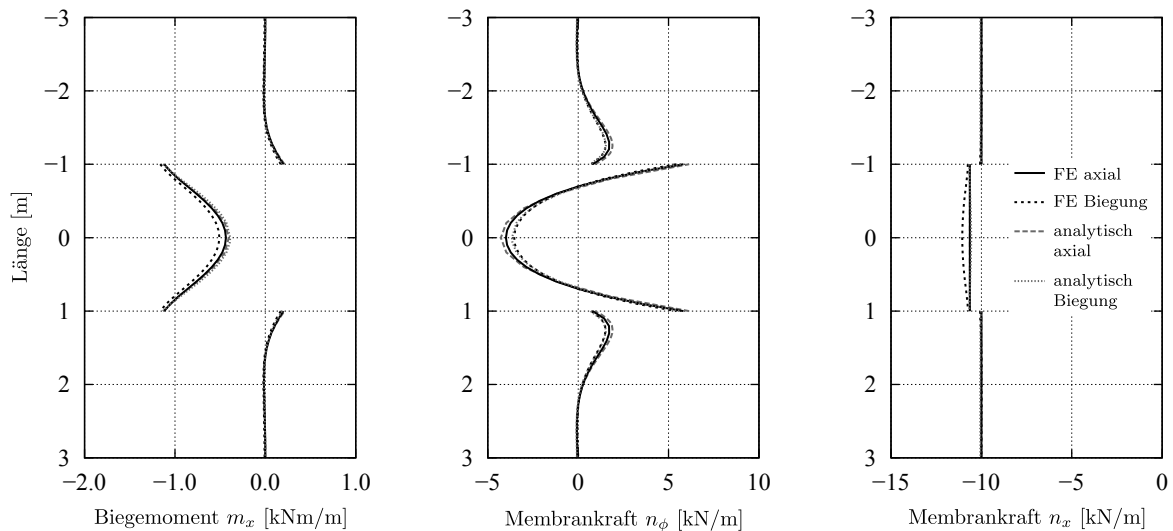
$$M = \int_0^{2\pi} n_x \cdot R_m^2 \cdot \cos^2 \phi \cdot d\phi = 10 \cdot 2,075^2 \cdot \pi = 135,3 \text{ kNm} \quad (4.6)$$

Der FEM-Berechnung wird das analytische Modell gegenübergestellt. In Abb. 4.2 ist der Vergleich wesentlicher Schalenschnittkräfte von verschiedenen Berechnungsvarianten dargestellt. Die Verläufe des symmetrischen und antisymmetrischen Lastfalls ähneln sich. Es gibt jedoch deutliche Unterschiede in den Größen der Schnittkräfte, wie Tab. 4.4 verdeutlicht. Beim Vergleich der FEM-Berechnung ist zu erkennen, dass bei Biegebeanspruchung die Biegesteifigkeit des Kreisringträgers im Verhältnis zur angrenzenden Zylinderschale zunimmt und dadurch die Biegebeanspruchung (m_x) auf den Kreisringträger umlagert. Gleichzeitig nehmen die Membrankräfte n_ϕ in Umfangsrichtung ab. Diese Tendenz kann auch mit dem analytischen Modell bestätigt werden. Bei annähernd gleichbleibenden Biegemomentenverlauf im Kreisringträger nehmen diese in der

Tab. 4.4: Quantitativer Vergleich der Modelle zur Schnittkraftermittlung in %

Schnittkraft	FE axial	FE Biegung	analytisch axial	analytisch Biegung
Biegemoment m_x				
-Schalenanschnitt	100,0	85,0	106,1	92,0
-am Kreisringträger				
min.	100,0	104,0	100,8	101,3
max.	100,0	116,7	92,8	89,1
Membrankraft n_ϕ				
-Schalenanschnitt	100,0	91,6	113,7	85,4
-am Kreisringträger				
min.	100,0	88,6	107,0	91,7
max.	100,0	99,0	105,3	97,4
Membrankraft n_x				
-Schalenanschnitt	100,0	100,7	100,0	100,3
-am Kreisringträger				
min.	100,0	103,9	100,0	100,3
max.	100,0	101,0	100,0	99,3

Zylinderschale bei antimetrischem Lastfall ab. Die Membrankräfte in Umfangsrichtung nehmen in diesem Fall sehr deutlich ab.


Abb. 4.2: Vergleich wesentlicher Schalenschnittkräfte in Abhängigkeit der Berechnungsvariante im Detail B

Die Ergebnisse der FEM-Berechnung und analytischen Auswertung bei axialem und antimetrischem Lastfall streuen zwischen +17% und -15% bezogen auf die Schnittkräfte im axialen Lastfall aus der FEM-Simulation. Im Wesentlichen wird dies durch die Geometrie beeinflusst. Durch das Verhältnis R_i/t_i von 13,8 bzw. 4,9 bei der Zylinderschale bzw. Kreisringträger kann nicht mehr von dünnen Schalen ausgegangen werden. Durch Erhöhung des Verhältnisses R_i/t_i um den Faktor 10 bei gleichbleibendem Außenradius des Details kann dies verdeutlicht werden. Der Einfluss der Schalendicke ist bei großen R_i/t_i -Verhältnissen unwesentlich, dies zeigt Abb. 4.3 und Tab. 4.5. Die Schnittkraftverläufe decken sich annähernd. Bis auf die Membrankraft n_ϕ der Zylinderschale in Umfangsrichtung streuen die Werte um $\pm 1,5\%$. Weiters ist deutlich zu erkennen, dass der Einflussbereich nach Glg. (4.4) bei dünnen Schalen deutlich abnimmt.

Obwohl zwischen axialem und antimetrischem Lastfall Unterschiede im Schnittkraftverlauf festzustellen sind, wird in der weiteren Spannungsanalyse das System auf das Modell eines Segment-

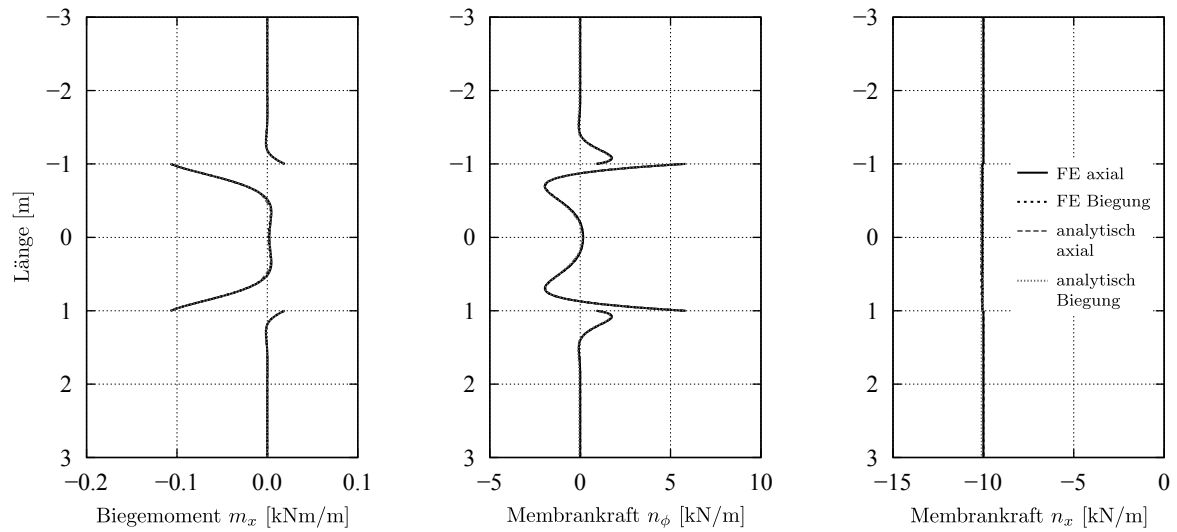


Abb. 4.3: Vergleich wesentlicher Schalenschnittkräfte in Abhängigkeit der Berechnungsvariante im Detail B bei reduzierter Wandstärke

Tab. 4.5: Quantitativer Vergleich der Modelle zur Schnittkraftermittlung in % bei reduzierter Wandstärke

Schnittkraft	FE axial	FE Biegung	analytisch axial	analytisch Biegung
Biegemoment m_x				
-Schalenanschnitt	100,0	98,7	100,3	99,5
-am Kreisringträger				
min.	100,0	100,5	100,0	99,9
Membrankraft n_ϕ				
-Schalenanschnitt	100,0	98,8	100,4	94,6
-am Kreisringträger				
min.	100,0	98,6	100,4	101,4
max.	100,0	99,2	100,2	98,5
Membrankraft n_x				
-Schalenanschnitt	100,0	100,1	100,0	100,9
-am Kreisringträger				
min.	100,0	100,1	100,0	100,9
max.	100,0	100,6	100,0	100,7

Tab. 4.6: Schnittkräfte in den Verankerungsdetails für das Modell eines Segmentausschnittes

Detail	$N_{m,char}^*$ [MN]	N_{char} [MN]	$N_{char,BZ}$ [MN]	P_{ext} [MN]	ΣP_{ext} [MN]	$P_{o,int}$ [MN]	$P_{u,int}$ [MN]
A	$\pm 4,18^{**}$	-1,90	-	6,50	-	-	9,00
B	$\pm 8,77$	-2,46	-0,56	15,50	-	9,00	14,00
C	$\pm 13,68$	-2,99	-0,49	16,00	16,00	14,00	4,00
D	$\pm 18,40$	-3,53	-0,43	9,00	25,00	4,00	4,00
E	$\pm 23,34$	-4,15	-0,46	6,00	31,00	4,00	4,00
F	$\pm 26,43$	-4,58	-0,29	6,00	37,00	4,00	-

* bezogen auf den mittleren Radius der oberen Zylinderschale

** bezogen auf den mittleren Radius der Lasteinleitung aus dem Maschinenhaus der Windenergieanlage

ausschnittes reduziert. Der begangene Fehler ist abhängig von der Geometrie und kann somit nicht quantitativ festgelegt werden. Nur im geometrisch reduziertem Modell ist eine detaillierte Analyse unter Berücksichtigung lokaler Effekte, wie z.B. der Spannkrafteinleitung durch Teilflächenbelastung, bei gleichzeitigem Ansatz von Betriebslasten mit vertretbarem Aufwand möglich. Die antimetrische Belastung aus Biegung wird hierbei analog zu Glg. (4.5) und Glg. (4.6) umgerechnet. Dadurch ergeben sich die Schnittkräfte der Details gemäß Tab. 4.6. Für eine effiziente Parameterstudie der jeweiligen Details wird das analytische Modell verwendet. Mit abnehmender Wandstärke oder zunehmendem mittleren Radius der Schale nimmt die Genauigkeit dieser Annahmen zu. Für die Ermittlung der Zusatzbeanspruchung am globalen System des Betonturns durch die Diskontinuitätsstellen der Spannkraftverankerung wird das Scheibenmodell eines Kreisringes verwendet.

Modell eines Segmentausschnittes

Um lokale Spannungen zu analysieren wird der konsolenartige Kreisringträger mit Volumenelementen modelliert. Anschließende Rohrwandungen werden mit Schalen- oder Volumenelementen diskretisiert. Großteils kommen hierbei Schalenelemente zum Einsatz. Für die lokale Spannungsanalyse in diesen Bereichen wird auf Volumenelemente zurückgegriffen. Bei Einsatz von Schalenelementen werden diese starr an die angrenzenden Knoten der Volumenelemente des Kreisringträgers gekoppelt, siehe hierzu Abb. 4.4.


Abb. 4.4: Starre Kopplung der Schalenelemente der Rohrelemente an Volumenelemente des Kreisringträgers

In Umfangsrichtung wird das Detail auf ein Segment, das genau eine Lasteinleitungsstelle des Stabspan- oder Litzenspannsystems umfasst, reduziert. Streng genommen kann diese Reduktion in Kombination mit den später erläuterten Lagerbedingungen nur bei axialsymmetrischer Belastung angestellt werden. Der anschließende Vergleich zeigt jedoch, dass das Modell auch für

die Beanspruchung aus Biegung ausreichende Genauigkeit erzielt. In Abb. 4.5 ist die geometrische Abgrenzung des Modells der FEM-Berechnung dargestellt.

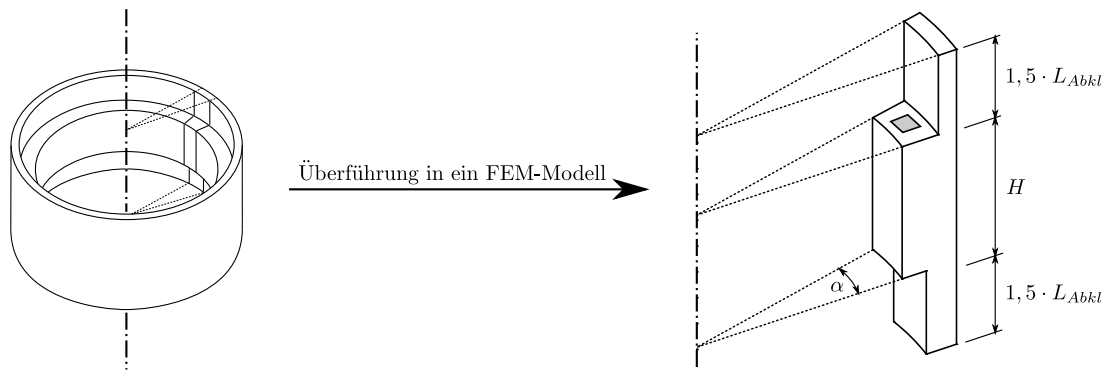


Abb. 4.5: Modellbildung

In der Grundrissebene wird das System durch das Sperren der tangentialen Richtungen gelagert. In Turmlängsrichtung wird das Modell für den Endzustand am unteren Ende in vertikale Richtung gehalten. Wesentlichen Einfluss auf die Lagerbedingungen hat der Bauablauf. Zu Beginn ist die Vorspannung im sofortigen Verbund der Rohre zu berücksichtigen. Dabei wird eine ideale plane Stoßfläche nach Ablassen der Vorspannung zwischen zwei Rohrstücken angenommen. Dies muss mit Maßnahmen aus Abs. 2.3 im Rahmen gewisser Toleranzen im Werk umgesetzt werden. Danach erfolgt die Überdrückung der Stoßfläche durch Spannsysteme mit Litzen oder Stäben. Für diese Spannbettvorspannung muss temporär die vertikale Verformung am oberen Ende des Systems gesperrt werden. Zusätzlich muss temporär der Kontakt zwischen oberem und unterem Segment in der horizontalen trockenen Fuge gelöst werden. Einen Überblick dieser Lagerbedingungen zeigt Abb. 4.6.

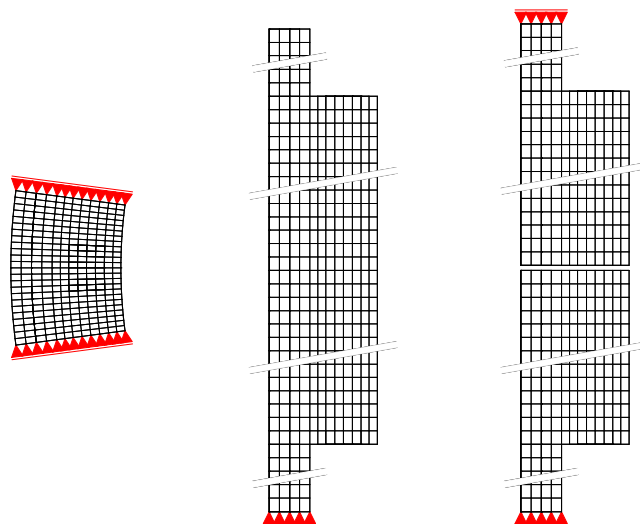


Abb. 4.6: Lagerung des FEM-Modells im Grundriss (links) und Schnitt im Endzustand (mitte) und im temporären Zustand für die Spannbettvorspannung (rechts) am Beispiel einer Variantenstudie am Detail B

Die Belastung der Vorspannung ohne Verbund und aus äußerer Einwirkung wird durch Flächenlasten aufgebracht. Die Geometrie und Lage der Lastfläche des Litzenspannsystems wird unter Einhaltung der unterstellten Zulassung an der Oberseite des Kreisringträgers bestimmt. Ebenso geschieht das für das Stabspannverfahren, wobei hier die flächige Belastung auf Ober- und Unter-

seite des Kreisringträgers aufgebracht wird. Für die äußere Einwirkung wird am oberen Ende des Modells ein zusätzliches steifes Lasteinleitungselement entlang des Umfanges des Kreissegmentes angeordnet. Dieses wird gleichmäßig in vertikaler Richtung belastet und ist nur in vertikaler Richtung an das Betonsegment gekoppelt. Hiermit wird das Ebenbleiben des Ringquerschnittes im Regelbereich des Turmes gewährleistet. Für die Spannbettvorspannung im sofortigen Verbund wird die Krafteinleitung auf den Beton in der Übertragungslänge durch freie Linienlasten definiert, welche programmintern auf Knotenlasten umgerechnet werden. Auf die Abbildung sämtlicher Stahlelemente und Aussparungen der Spannsysteme wird in der Simulation verzichtet. Außerdem werden die geneigten Lagen der Litzenspannsysteme in Detail C bis F gegenüber der vertikalen Turmlängsachse nicht berücksichtigt.

Das linear elastische Materialmodell wird aus den anderen Modellen übernommen. Einzig für die Beurteilung möglicher Risse und deren Wachstum wird nichtlineares Materialverhalten bei Modellen mit ausschließlich Volumenelementen verwendet. Dabei wird das Microplane-Modell M4L für Beton aus [38] und [39] verwendet.

Da im Modell eines Segmentausschnittes der Kreisringträger durch Volumenelemente modelliert wird, wird ein Vergleich zwischen verschiedenen Ansätzen anhand von Spannungen geführt. Hierfür werden die Spannungen aus der analytischen Lösung und aus dem Modell eines gesamten Kreisringes durch Glg. (4.7) und Glg. (4.8) ermittelt.

$$\sigma_x = \frac{n_x}{t_i} \pm \frac{m_x}{W_i} \quad (4.7)$$

$$\sigma_\phi = \frac{n_\phi}{t_i} \pm \frac{m_\phi}{W_i} \quad (4.8)$$

Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse am Detail B ist Abb. 4.7 zu entnehmen. Dabei wurden die Belastungen gemäß Tab. 4.6 berücksichtigt. Im axialen Lastfall unter Normalkraft ist größtenteils eine gute Übereinstimmung festzustellen. Die Spannungen werden an der inneren und äußeren Oberfläche des Betonelements ausgewertet. In den Übergangsbereichen zwischen Kreisringträger und Zylinderschalen entsteht ein sehr komplexes Spannungsverhältnis, das durch das reine Schalenmodell und dem Modell nach Schalentheorie nicht beschrieben werden kann. Daher weisen diese Bereiche deutliche Unterschiede in den Spannungen auf. Ähnlich verhält es sich im Lastfall des Vorspannens. Durch die lokale Lasteinleitung sind im Bereich des Kreisringträgers deutliche Unterschiede festzustellen. Die Diskretisierung durch Volumenelemente hat hier den Vorteil, dass die Spannungsverteilung hierin realistischer abgebildet werden kann. Die Abweichungen im antimetrischen Lastfall durch Biegung resultieren zum einen aus den Unterschieden in der Abbildung durch Volumen- oder Schalenelementen und zum anderen aus dem nicht exakten Systemverhalten des Modells eines Segmentausschnittes. Die Biegebeanspruchung wurde hierbei mittels Glg. (4.5) und Glg. (4.6) an das Modell angepasst. Die Ungenauigkeit und Abhängigkeit kann dem zuvor geführten Vergleich entnommen werden.

4.1.3 Parameterstudie der wesentlichen Einflussgrößen

Die Spannungsverteilung in den einzelnen Details wird durch eine Vielzahl an Parametern bestimmt. Für den Entwurf dieses Turms wurden die Ausführungsdetails durch gezielte Parameterstudie optimiert. Am Beispiel des Details B mit der Geometrie aus der Vorstudie, siehe Kapitel 4.1.2, werden einzelne Einflussfaktoren diskutiert. Dabei werden folgende Parameter variiert.

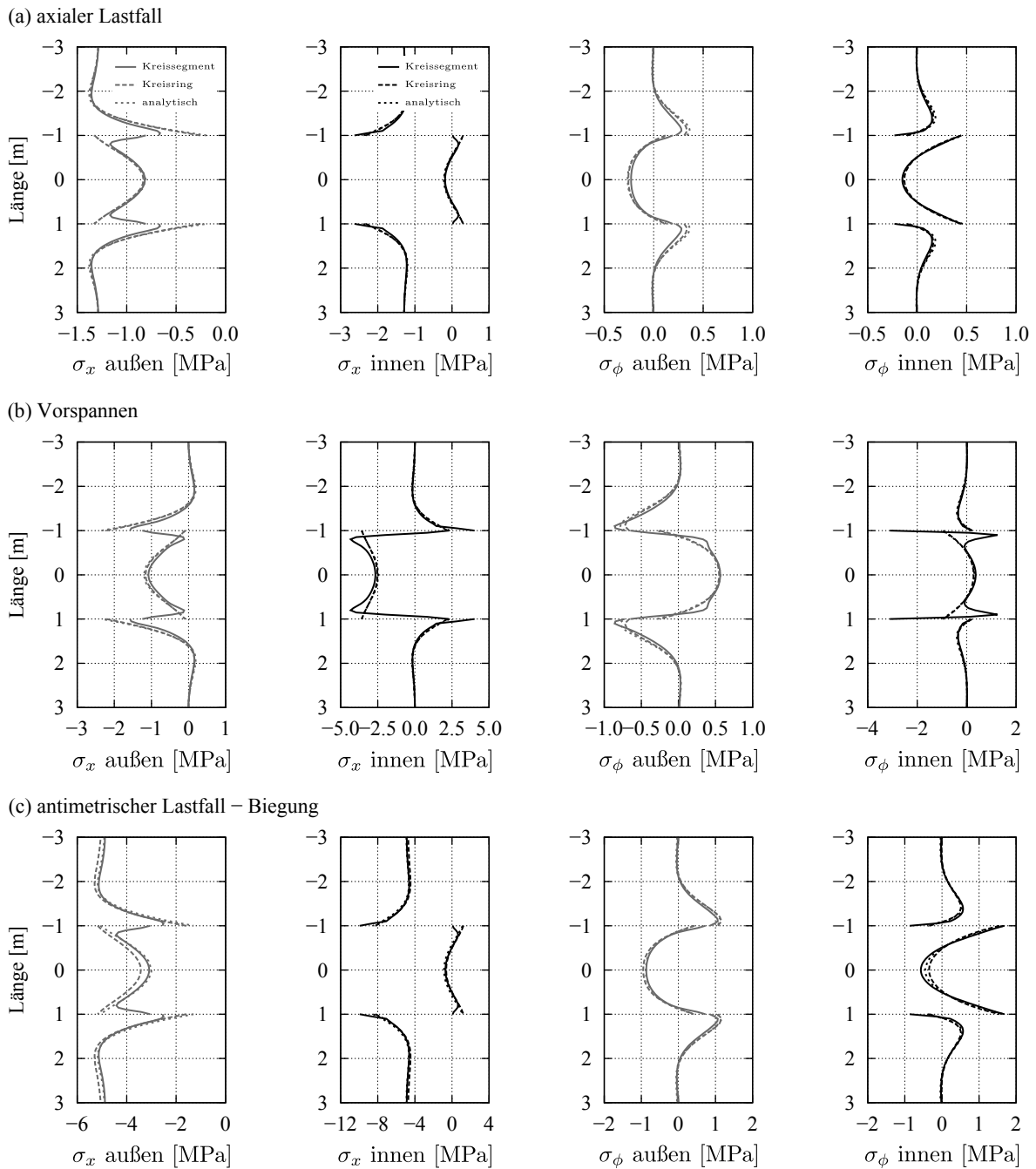


Abb. 4.7: Vergleich der Normalspannungen in Turmlängsrichtung und tangentialer Richtung aus dem Modell eines Segmentausschnittes mit anderen Berechnungsvariante im Detail B unter (a) Normalkraft, (b) nachträgliche Vorspannung und (c) Biegung

- Lage der Verankerung des Spannglieds
- Geometrie des Kreisringträgers
- Geometrie der anschließenden Kreiszyinderschalen
- Kombination der Belastung
- Einleitung Spannbettvorspannung

In der Parameterstudie werden Spannungen ausgewertet. Abb. 4.1 liefert einen Überblick über die Definition dieser Spannungen. Für die Parameterstudie kommt großteils das analytische Modell auf Basis der Schalentheorie zum Einsatz. Für einzelne Untersuchungen wird auf das Modell eines Segmentausschnittes zurückgegriffen. Der wesentliche Vorteil des ersteren Modells besteht darin, dass hiermit eine ressourcensparende Studie möglich ist. Die Nichterfassung der lokalen Effekte im Übergangsbereich zwischen Kreisringträger und Kreiszyinderschale ist in der Parameterstudie unwesentlich, da hier nur der Trend der Spannungsentwicklung bei Variation einzelner Parameter analysiert werden soll. Die genaue Auswertung am Modell eines Segmentausschnittes erfolgt anschließend nach Vorauswahl der Geometrie, welche damit bestätigt oder aber noch weiter optimiert wird.

Lage der Spanngliedverankerung

Zu Beginn der Parameterstudie wird die Lage der Spanngliedverankerung am Kreisringträger in radialer Richtung analysiert. Hierbei kommt das Modell eines Segmentausschnittes zur Anwendung. Für die Voruntersuchung am Detail B werden 24 Spannstellen mit $P_{m0} = 435 \text{ kN}$ als zu verankernde Vorspannkraft angenommen. Dieser Wert der Vorspannkraft entspricht der maximal möglichen Verankerungskraft nach Absetzen der Vorspannung auf das Betonbauteil. Für die hier üblichen geometrischen Abmessungen liegt die Wirkungslinie der Vorspannkraft immer innerhalb des mittleren Radius der Kreiszyinderschalen und des Kreisringträgers. Daher nimmt mit zunehmender Exzentrizität a die Beanspruchung im Detail zu. Während die Grundbeanspruchung mit zunehmender Exzentrizität zunimmt, reduziert sich die lokale Beanspruchung der Kreiszyinderschale im Nahbereich der Verankerungsstelle. In Abb. 4.8 sind die Normalspannungen in axialer Richtung auf der Innenseite der oberen Kreiszyinderschale im Anschlussbereich zum Kreisringträger dargestellt. Die mittlere Zugspannung ist bei höherer Exzentrizität höher, jedoch zeigen sich bei geringer Exzentrizität höhere Spannungsspitzen. Da die Vorspannung immer in Kombination mit anderen Lasten, zumindest dem Eigengewicht der Konstruktion, auftritt, muss dies noch nicht zu einer Rissbildung führen, obwohl die charakteristische Zugfestigkeit f_{ctk} in diesem Lastfall überschritten wird. In diesem Beispiel treffen dieselben Aussagen auf lokale Bereiche in der unten anschließenden Kreiszyinderschale zu, da durch das Stabspannverfahren auch auf der Unterseite des Kreisringträgers eine Lasteinleitung stattfindet.

Diesbezüglich tritt bei kombinierter Beanspruchung im Turmentwurf die größte Zugspannung im Detail C auf, siehe Kapitel 4.1.4 ab Seite 60. Ergebnisse der Detailuntersuchung zur Spannungsverteilung liefert Abb. 4.30 und Abb. 4.31.

Geometrie des Kreisringträgers

Als nächster Einflussfaktor wird die Geometrie des Kreisringträgers untersucht. Dabei werden die Höhe H bzw. Breite B zwischen 0,5 m und 2,5 m bzw. 0,4 m und 0,6 m am Detail B variiert. Hierfür wird das analytische Modell unter der Belastung Vorspannung und axialer Gebrauchslasten nach Tab. 4.6 ausgewertet. Die Untersuchung der Biegebelastung wird unterlassen, da

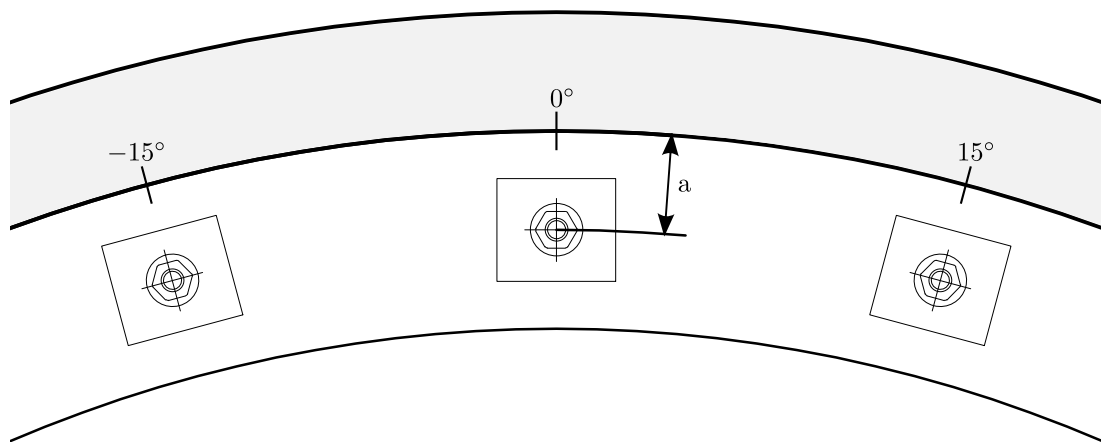
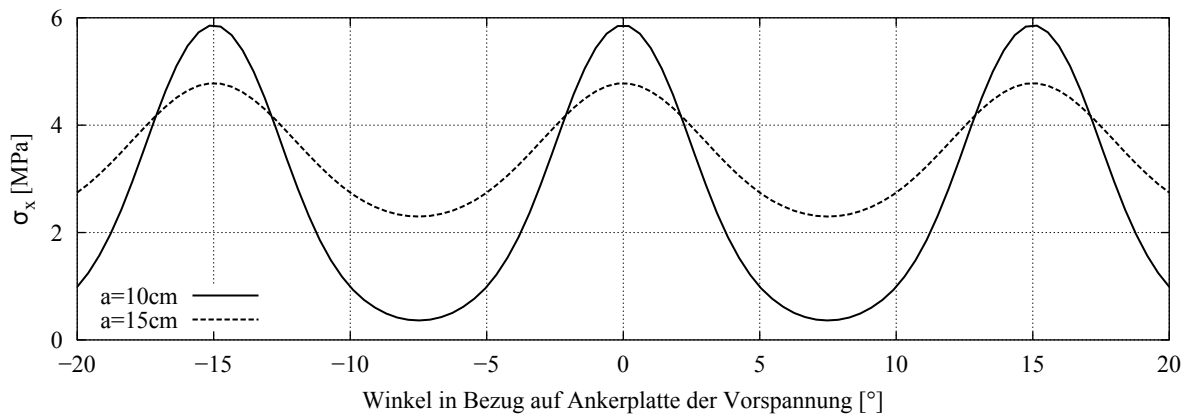


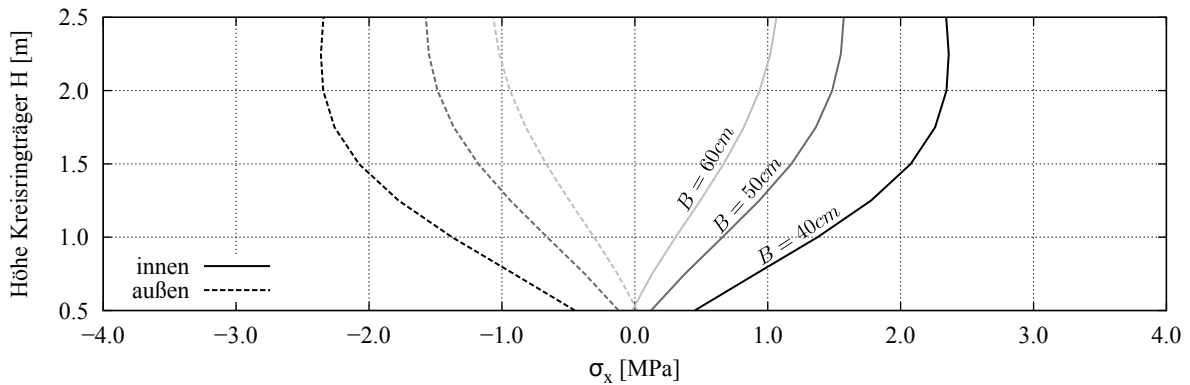
Abb. 4.8: Verlauf der axialen Zugspannungen σ_x in der oberen Kreiszylinderschale am Übergang zum Kreisringträger entlang des inneren Umfanges unter Einfluss der Lasteinleitung an der Ankerplatte der Vorspannung

die Ergebnisse der axialen Belastung ähneln. Zuzufolge Vorspannung durch das Stabspanverfahren treten an der oberen als auch unteren Kreiszynderschale dieselben Spannungen auf. Durch Biegung resultieren auf der Innenseite Zug- und auf der Außenseite Druckspannungen in axialer Richtung. Dies kann auch Abb. 4.9 (a) entnommen werden. Mit zunehmender Breite B des Kreisringträgers nehmen die Spannungen in axialer Richtung ab. Bei kleinen Höhen H des Kreisringträgers treten kleinere Gesamtverformungen bei derselben Exzentrizität der Vorspannung gegenüber großen Höhen H auf. Durch die Verankerung der Vorspannkraft an der Ober- und Unterseite des Kreisringträgers dominiert seine Verkrümmung die Verformung des gesamten Details. Dieselbe Krümmung entlang eines kurzen Kreisringträgers verursacht weniger Verformungen als ein langer Kreisringträger mit derselben Krümmung. Daher werden bei kleinen Höhen H auch weniger Momente in die Kreiszynderschale eingetragen. Berücksichtigt man nun einen fiktiven Vorspannungszustand, indem die Vorspannkraft mit derselben Kraft nur an der Oberseite verankert wird, wie es beim Litzenspanverfahren der Fall ist, so erhält man die Ergebnisse aus Abb. 4.9 (b). Das Verhalten ist vollkommen anders als wie zuvor beschrieben. Die Spannungen in axialer Richtung nehmen wiederum mit zunehmender Breite B ab, jedoch ist das Verhalten in Bezug auf die Kreisringträgerhöhe H umgekehrt. Hier erscheint eine große Höhe H als günstiger, da die axialen Spannungen gegenüber kleinen Höhen deutlich geringer sind. Bei einer beidseitigen Verankerung im Detail B sind durch die geometrische Symmetrie die Spannungen in der oberen und unteren Kreiszynderschale gleich. Im Falle der Verankerung nur an der Oberseite des Kreisringträgers treten jedoch wesentliche Unterschiede auf. Einerseits ist die eingeprägte Verdrehung in der Anschlussstelle zum Kreisringträger anderen Vorzeichens und andererseits wirkt zusätzlich eine axiale Druckmembrankraft. Abb. 4.10 zeigt die Spannungen für die untere Kreiszynderschale. Bei geringen Höhen H sind hier an der Innenseite Druck- und an der Außenseite Zugspannungen festzustellen. Die Spannungen in Abhängigkeit der Kreisringträgergeometrie ähneln den Spannungen der oberen Schale, jedoch mit umgekehrtem Vorzeichen. Durch die zusätzliche Druckmembrankraft wird das Spannungsniveau jedoch in den Druckspannungsbereich gerückt. Ab ca. 1,2 m sind für Breiten $B \geq 0.40$ m nur mehr Druckspannungen in axialer Richtung festzustellen.

Durch die Diskontinuitäten des Verankerungsdetails treten auch Beanspruchungen in tangentialer Richtung der Schalen auf. Darum ist auch die Diskussion dieser resultierenden Spannungen notwendig. Abb. 4.11 (a) zeigt die tangentialen Spannungen beim Vorspannen mittels Stabspanverfahren in der oberen und unteren Kreiszynderschale. Die Lage der Spannungen hängt von der Geometrie des Kreisringträgers ab, da die Spannungen aus der Kombination zwischen Biegemoment m_ϕ und Membrannormalkraft n_ϕ ermittelt werden. Während die Extremwerte des Biegemoments im Anschluss an den Kreisringträger auftreten, sind die Extremwerte der Membrannormalkraft in einem last- und geometriebedingten Abstand x vom Übergangsbereich entfernt anzutreffen, siehe z.B. auch Abb. 4.2. Bei Kreisringträgern mit der Breite $B = 0.60$ m dominieren bei Höhen $H \leq 1.0$ die Zugspannungen, danach werden die Druckspannungen größer. Dieser Übergang findet bei anderen Breiten B bei Höhen H zwischen 1.0 m und 1.5 m statt. Unter Betrachtung der Absolutwerte dieser Spannungen treten bei kleinen Kreisringträgerhöhen kleinere Spannungen in tangentialer Richtung auf. Im Falle einer einseitigen Verankerung an der Oberseite dominieren in der oberen Kreiszynderschale die Druck- und in der unteren Schale die Zugspannungen in tangentialer Richtung, siehe hierzu Abb. 4.11 (b) und (c). Bei gleicher Verankerungskraft ist hierbei der Absolutwert der Spannungen bei kleinen Kreisringträgerhöhen ein Vielfaches als jener bei oben- und untenliegender Verankerung. In diesem Lastfall liefern hohe Kreisringträger kleinere tangentiale Spannungen. Bei allen hier untersuchten Geometrien liefern kleine Kreisringträgerbreiten B größere Spannungswerte in den Kreiszynderschalen.

Dieselben Vergleiche in Bezug auf die Spannungen müssen für den Kreisringträger bei Variation seiner Geometrie angestellt werden. Abb. 4.12 zeigt die Spannungen in tangentialer Richtung in Abhängigkeit der Geometrie. Da die Lage der Extremwerte dieser Spannungen nicht immer

(a) Stabspannverfahren am Kreisringträger oben und unten verankert



(b) Stabspannverfahren am Kreisringträger oben verankert

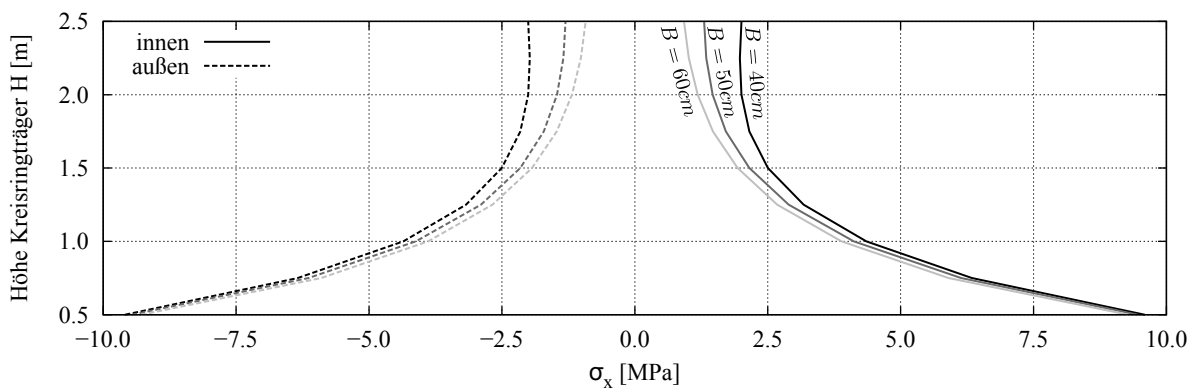


Abb. 4.9: Axiale Spannungen σ_x in der oberen Kreiszyklinderschale am Übergang zum Kreisringträger an der inneren und äußeren Oberfläche in Abhängigkeit der Geometrie des Kreisringträgers bei Verankerung der Vorspannung an (a) der Ober- und Unterseite und (b) nur an der Oberseite des Kreisringträgers

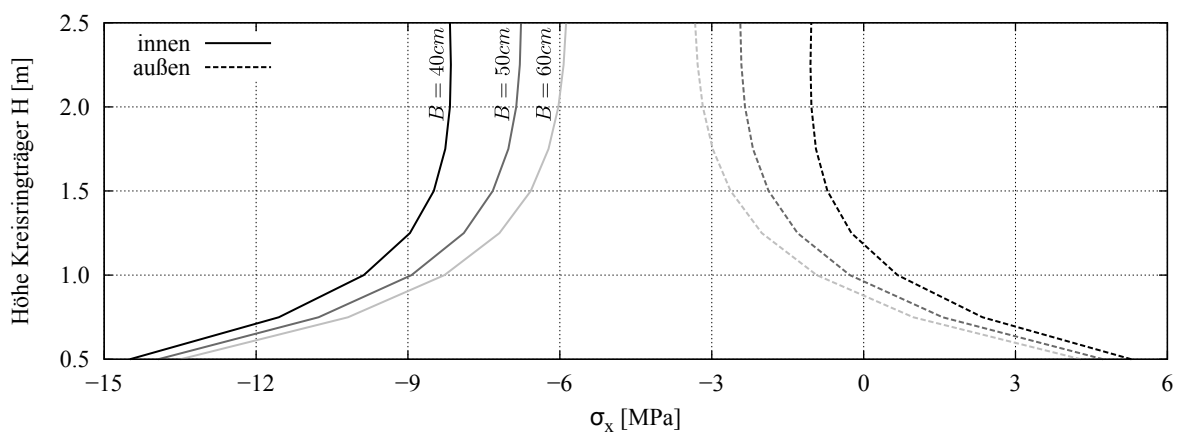
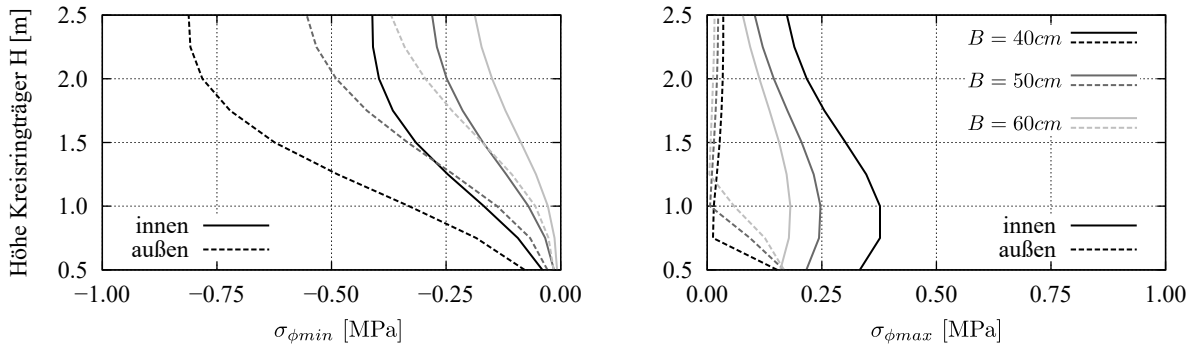
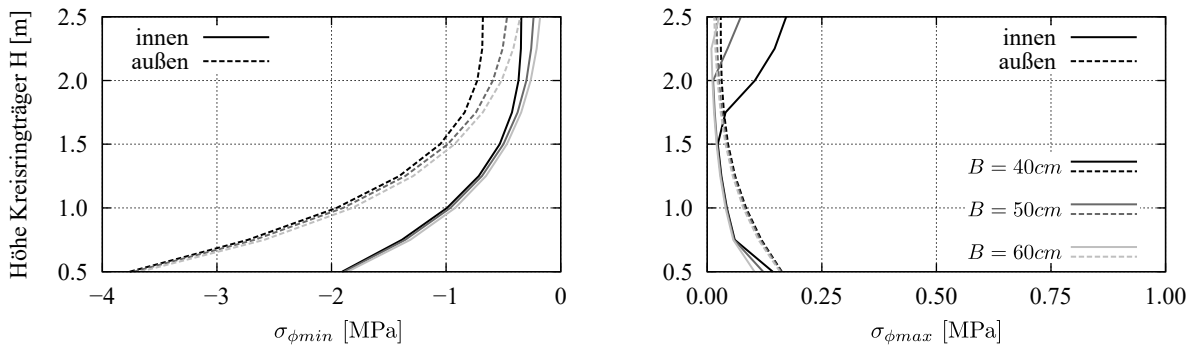


Abb. 4.10: Axiale Spannungen σ_x in der unteren Kreiszyklinderschale am Übergang zum Kreisringträger an der inneren und äußeren Oberfläche in Abhängigkeit der Geometrie des Kreisringträgers bei Verankerung der Vorspannung an der Oberseite des Kreisringträgers

(a) Stabspannverfahren am Kreisringträger oben und unten verankert



(b) Stabspannverfahren am Kreisringträger oben verankert, obere Kreiszyinderschale



(c) Stabspannverfahren am Kreisringträger oben verankert, untere Kreiszyinderschale

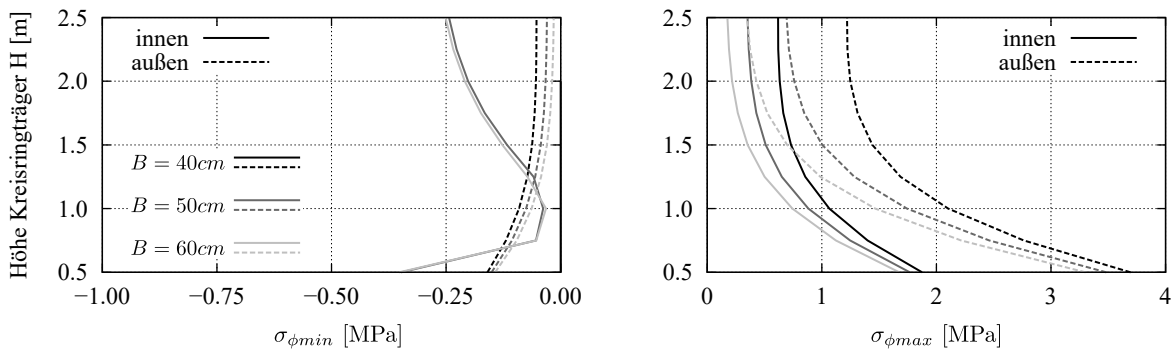
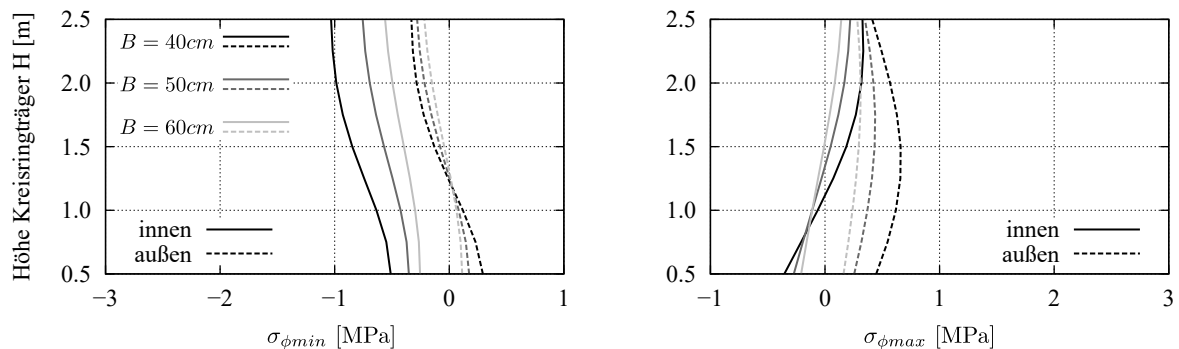


Abb. 4.11: Maximale und minimale Spannungen σ_ϕ in tangentielle Richtung in den oberen und unteren Kreiszyinderschalen an der inneren und äußeren Oberfläche in Abhängigkeit der Geometrie des Kreisringträgers bei Verankerung der Vorspannung an (a) der Ober- und Unterseite und (b) und (c) nur an der Oberseite des Kreisringträgers

an derselben Stelle am Kreisringträger situiert ist, werden auch hier maximale bzw. minimale Spannungen ohne Angabe der genauen Lage dargestellt. Bei beidseitiger Verankerung der Vorspannung, Abb. 4.12 (a), treten die größten Druckspannungen im inneren Bereich und die größten Zugspannungen im äußeren Bereich des Kreisringträgers auf. Die Druckspannungen nehmen mit zunehmender Höhe H des Kreisringträgers zu. Bei den Zugspannungen ist keine dominante Abhängigkeit zur Höhe H feststellbar. Wird hingegen nur an der Oberseite die Vorspannung verankert, treten deutlich höhere Zug- und Druckspannungen in tangentialer Richtung auf, siehe hierzu Abb. 4.12 (b). Dabei sind bei kleinen Kreisringträgerhöhen größere Spannungswerte zu beobachten. In Abb. 4.13 ist die Auswertung der Spannungen in axialer Richtung dargestellt. Auch hier kann die Lage der Spannungen am Kreisringträger variieren, daher werden wiederum maximale und minimale Werte dargestellt. Durch die Vorspannung treten bei beidseitiger Verankerung der Vorspannung vorwiegend Druckspannungen auf. Es sind kaum Änderungen in Abhängigkeit der Kreisringträgerhöhe festzustellen. Abb. 4.13 (a) zeigt, dass die größten Druckspannungen an der Innenseite des Kreisringträgers auftreten. Wird hingegen die Vorspannung nur an der Oberseite abgesetzt, dann treten die größten Druckspannungen am äußeren Bereich des Kreisringträgers auf. Im Innenbereich treten auch Zugspannungen auf, wie Abb. 4.13 (b) verdeutlicht. Mit zunehmender Höhe H des Kreisringträgers nehmen die Absolutwerte der Spannungen zu. Zwischen $0.5 \text{ m} \leq H \leq 1.5 \text{ m}$ ist eine starke Zunahme der Spannungswerte zu beobachten. Bei weiterem Anwachsen der Höhe treten kaum noch Spannungszunahmen auf. Im Allgemeinen verursachen kleine Kreisringträgerbreiten größere Absolutwerte der Spannungen.

(a) Stabspannverfahren am Kreisringträger oben und unten verankert



(b) Stabspannverfahren am Kreisringträger oben verankert

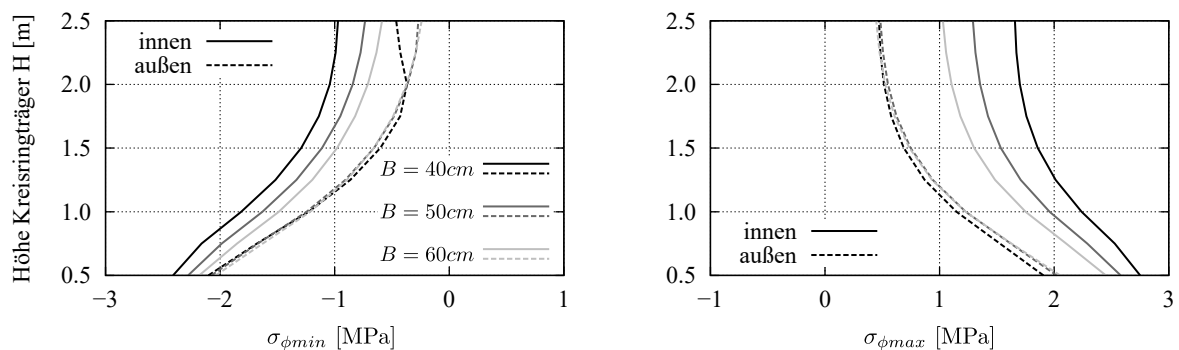
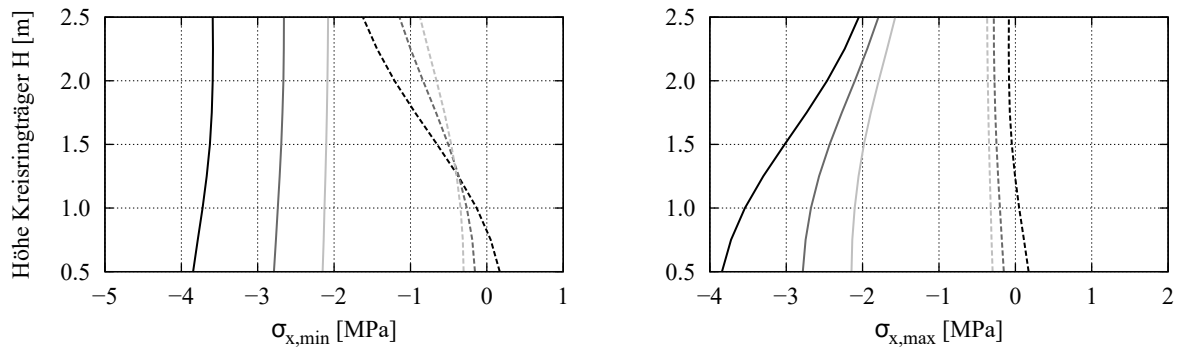


Abb. 4.12: Maximale und minimale Spannungen σ_ϕ in tangentialer Richtung im Kreisringträger an der inneren und äußeren Oberfläche in Abhängigkeit der Geometrie des Kreisringträgers bei Verankerung der Vorspannung an (a) der Ober- und Unterseite und (b) nur an der Oberseite des Kreisringträgers

Neben dem Lastfall der Vorspannung verursachen auch die übrigen Lastfälle durch die geo-

(a) Stabspannverfahren am Kreisringträger oben und unten verankert



(b) Stabspannverfahren am Kreisringträger oben verankert

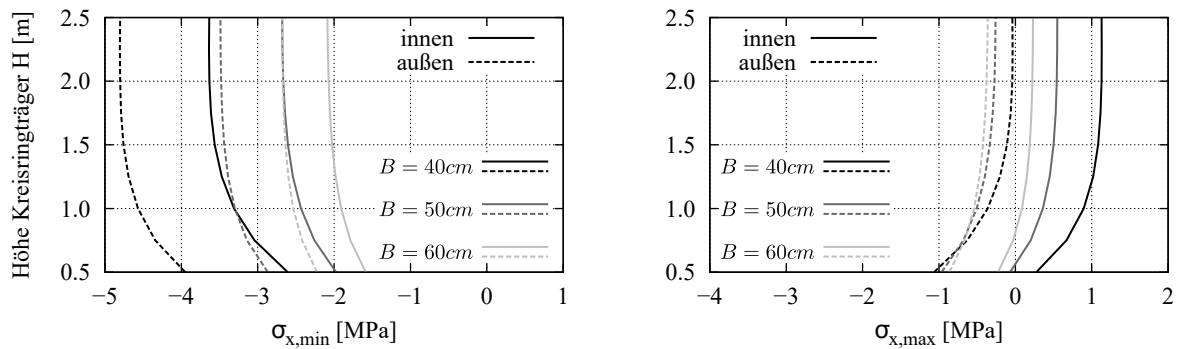


Abb. 4.13: Maximale und minimale Spannungen σ_x in axialer Richtung im Kreisringträger an der inneren und äußeren Oberfläche in Abhängigkeit der Geometrie des Kreisringträgers bei Verankerung der Vorspannung an (a) der Ober- und Unterseite und (b) nur an der Oberseite des Kreisringträgers

metrische Diskontinuität in den Lasteinleitungsdetails zusätzliche Beanspruchungen. Abb. 4.14 zeigt die Auswertung der Spannungen σ_x in axiale Richtung für die Kreiszynderschale am Übergang zum Kreisringträger bei Variation seiner Geometrie unter dem axialen Lastfall der Normalkraftbeanspruchung. Hierbei werden die Spannungen wiederum am Detail B unter der Normalkraftbeanspruchung aus Tab. 4.6 dargestellt. Dabei treten an der Innenseite Zug- und an der Außenseite Druckspannungen auf. Durch die Drucknormalkraftbeanspruchung treten Druckmembrankräfte in der Kreiszynderschale auf, sodass die Druckspannung wertemäßig die Zugspannungen übersteigen. Mit zunehmender Höhe H des Kreisringträgers nehmen die Spannungen zu. In Abb. 4.15 sind die minimalen und maximalen Spannungen in tangentialer Richtung in der Kreiszynderschale dargestellt. Dabei dominieren die Zugspannungen und diese nehmen mit größer werdender Höhe H des Kreisringträgers zu. Die Druckspannungen hingegen erreichen ihr Maximum bei kleinen Höhen H . Der äußere Bereich der Kreiszynderschale ist hierbei am meisten beansprucht. Betrachtet man nun den Kreisringträger, Abb. 4.16, so ergeben sich die größten Beanspruchungen auf der Innenseite des Betonelements. Diese Zugbeanspruchung in tangentialer Richtung auf der Außenseite nimmt mit zunehmender Höhe H zu. Die Druckspannungen an der Innenseite zeigen einen nicht so ausgeprägten Zusammenhang mit der Höhe H des Kreisringträgers. Bei mittleren Höhen werden die Maxima erreicht, wobei bei großen und kleinen Höhen die Spannungen wieder abnehmen. In Abb. 4.17 ist die Entwicklung der Spannungen in axialer Richtung im Kreisringträger dargestellt. An der Innenseite entstehen in diesem Lastfall Zug- und an der Außenseite Druckspannungen. Eine Abhängigkeit zur Höhe H des Kreisringträgers kann nicht abgelesen werden. Für alle Spannungen im Bereich der variierten Parameter kann davon ausgegangen werden, dass kleine Kreisringträgerbreiten B höhere Spannungen verursachen.

Für den Lastfall der Biegung kann von ähnlichen Abhängigkeiten ausgegangen werden. Wie in Abs. 4.1.2 diskutiert, bestehen Unterschiede in der Schnittkraftverteilung und dadurch in der Spannungsverteilung. Die Größe der Abweichungen wird sehr stark von den geometrischen Verhältnissen beeinflusst. Für die Parameterstudie zur Optimierung der Geometrie der einzelnen Details erscheint die Genauigkeit als ausreichend. Für die quantitative Beschreibung des Biege-lastfalls wird die Biegebeanspruchung für die druckbeanspruchte Faser mit negativer Normalkraft und für die zugbeanspruchte Faser mit positiver Normalkraft aus Tab. 4.6 beschrieben.

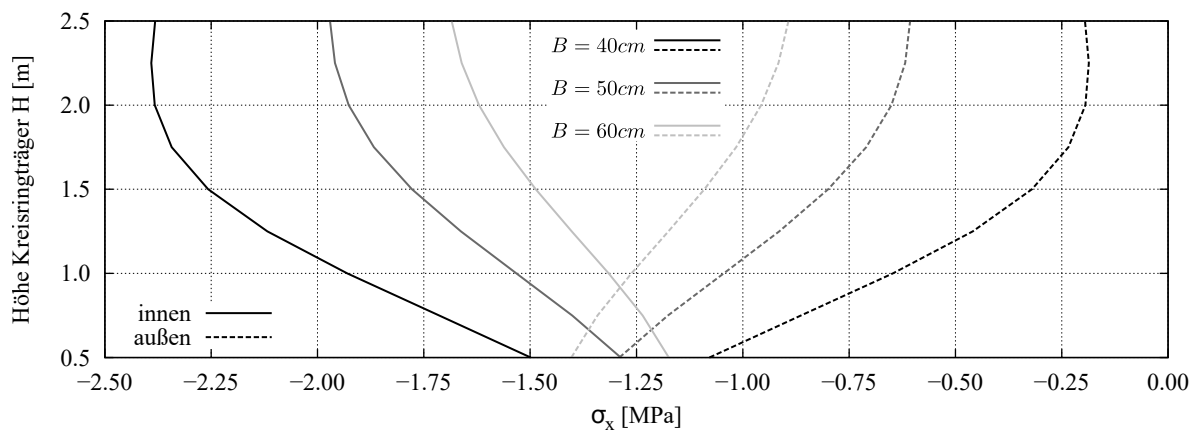


Abb. 4.14: Axiale Spannungen σ_x in der oberen Kreiszynderschale am Übergang zum Kreisringträger an der inneren und äußeren Oberfläche in Abhängigkeit der Geometrie des Kreisringträgers unter axialer Beanspruchung

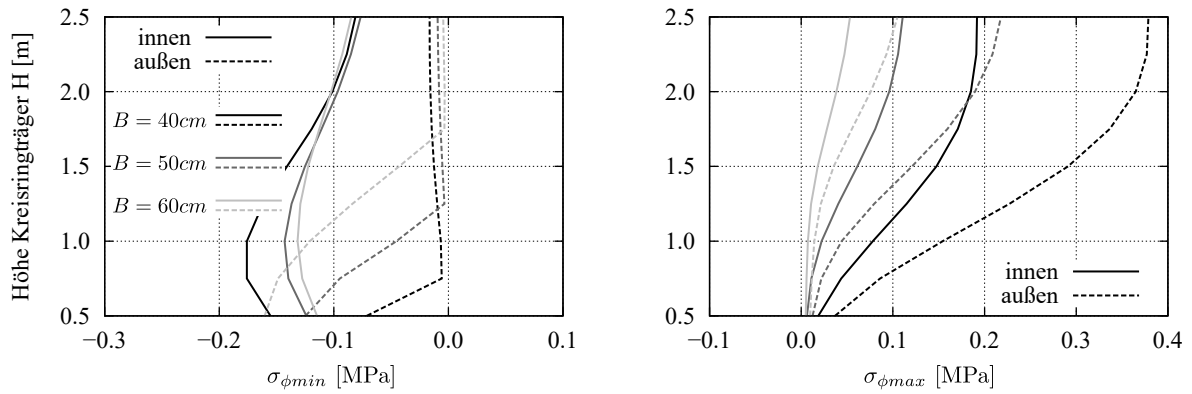


Abb. 4.15: Maximale und minimale Spannungen σ_ϕ in tangentielle Richtung in den oberen und unteren Kreiszylinderschalen an der inneren und äußeren Oberfläche in Abhängigkeit der Geometrie des Kreisringträgers unter axialer Beanspruchung

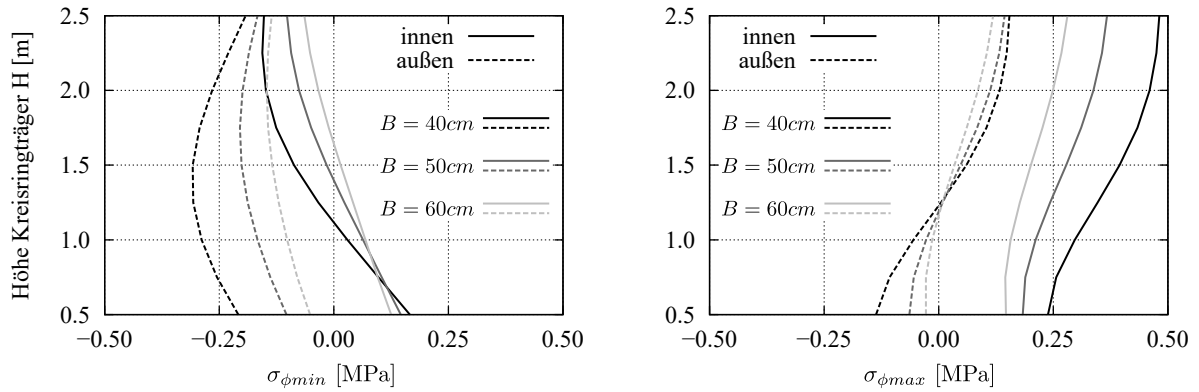


Abb. 4.16: Maximale und minimale Spannungen σ_ϕ in tangentielle Richtung im Kreisringträger an der inneren und äußeren Oberfläche in Abhängigkeit der Geometrie des Kreisringträgers unter axialer Beanspruchung

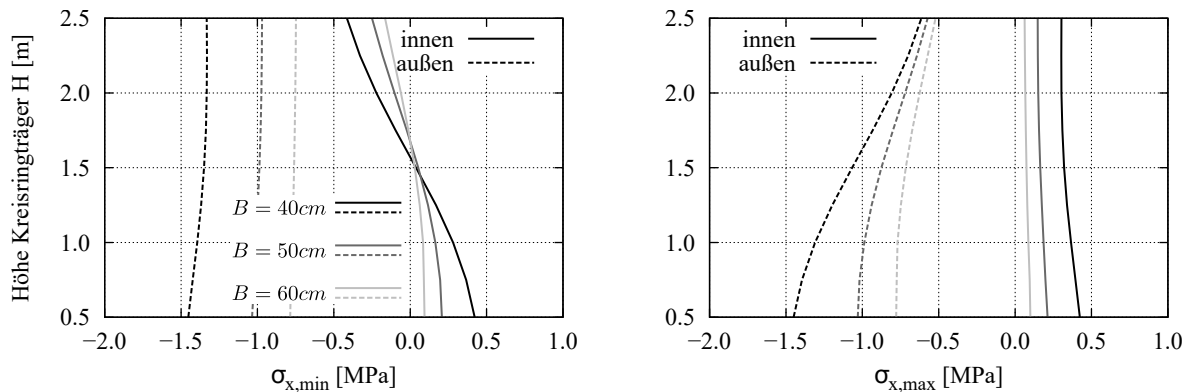


Abb. 4.17: Maximale und minimale Spannungen σ_x in axialer Richtung im Kreisringträger an der inneren und äußeren Oberfläche in Abhängigkeit der Geometrie des Kreisringträgers unter axialer Beanspruchung

Geometrie der anschließenden Kreiszyinderschalen

Die Schalendicken der an den Kreisringträger anschließenden Kreiszyinderschalen beeinflussen die Spannungen zum einen im Regelbereich unter planmäßiger Belastung durch Einfluss auf die Querschnittswerte A_i bzw. I_i und zum anderen im Detail zur Absetzung der Vorspannung durch den Einfluss auf das Steifigkeitsverhältnis zwischen Kreiszyinderschale und Kreisringträger. Die Auswirkungen auf das Detail des konsolenartigen Kreisringträgers werden nachstehend diskutiert. Dabei werden am Detail B zwei getrennte Lastfälle, Vorspannung und Normalkraftbeanspruchung, gemäß Tab. 4.6 dargestellt. Die Schalendicken t_u und t_o der unteren und oberen Kreiszyinderschalen werden zwischen 15 cm und 25 cm variiert. Die Geometrie des Kreisringträgers und der Außenradius der Gesamtkonstruktion bleiben hierbei konstant. Zusätzlich wird an der Lage der Vorspannung in Bezug auf den Kreisringträger festgehalten. Dadurch ändern sich neben den Schalendicken nur die Exzentrizitäten der Betonelemente untereinander.

In den an den Kreisringträger anschließenden Kreiszyinderschalen sind im Rahmen dieser Untersuchung kaum gegenseitige Beeinflussungen festzustellen. Die wesentlichen Änderungen in den Spannungen der Kreiszyinderschalen beruhen auf der Interaktion zwischen der jeweiligen Schale und dem Kreisringträger und durch die Änderung der Spannungen infolge konstanter Membrankräfte in axialer Richtung bei Variation der Schalendicken. In Abb. 4.18 sind am Beispiel einer Vorspannung, welche an der Oberseite des Kreisringträgers verankert ist, die Ergebnisse der Extremwerte der tangentialen Spannungen der Kreiszyinderschalen bei Variation der Schalendicken dargestellt. Während $\sigma_{\phi,max}$ in der unteren und $\sigma_{\phi,min}$ in der oberen Schale gegenseitig annähernd unbeeinflusst sind, nehmen die Spannungen $\sigma_{\phi,min}$ in der unteren und $\sigma_{\phi,max}$ in der oberen Schale bei Steigerung der Schalendicke der anderen Schale wertemäßig leicht zu. Abb. 4.19 zeigt die Extremwerte der Spannungen in tangentialer und Abb. 4.20 in axialer Richtung des Kreisringträgers. Mit zunehmender Schalendicken der angrenzenden Kreiszyinderschalen nehmen diese Spannungen bis auf $\sigma_{x,max}$ ab. Die maximalen Spannungen in axialer Richtung $\sigma_{x,max}$ des Kreisringträgers nehmen in diesem Fall zu.

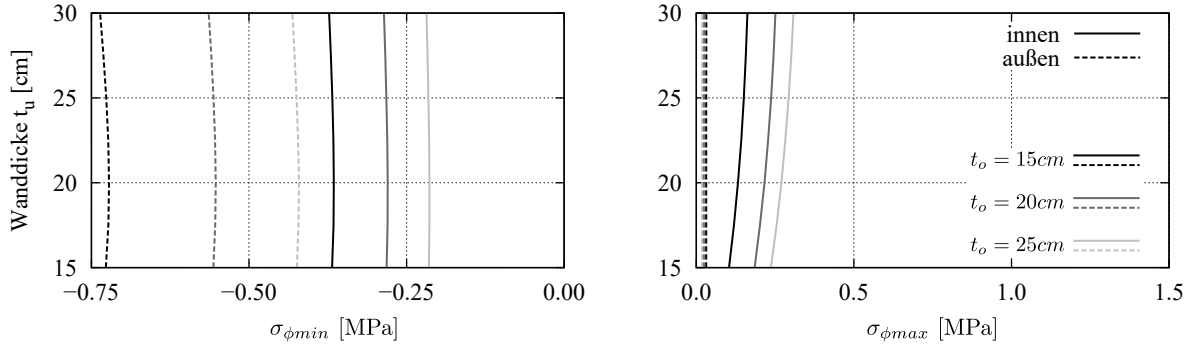
Ähnliches kann auch unter Berücksichtigung der Normalkraft abgeleitet werden, siehe hierzu Abb. 4.21 und Abb. 4.22. Auch im Kreisringträger wird die Spannungsentwicklung im Wesentlichen durch die Exzentrizität der Betonbauteile untereinander geprägt.

Kombination der Belastung

In den zuvor dargestellten Parameterstudien wurden die Lastfälle Vorspannung, Normalkraft und Biegung immer getrennt untersucht und dargestellt. Jede Beanspruchung weist spezielle Eigenschaften in Bezug auf Schnittkraftverteilung und demzufolge Spannungsverteilung im Bauteil auf. Die Analyse der einzelnen Lastfälle ist sehr umfangreich und dadurch ist eine Überlagerung umso komplexer. Eine Verallgemeinerung ist kaum möglich. Abb. 4.23 zeigt die Spannungsverteilung am Detail B an der äußeren und inneren Faser über die Länge der Lasteinleitungsstruktur. Dabei wird die Vorspannung mit $P_{ext,i} = 9$ MN konstant gehalten und die Normalkraft zwischen $N = 3, 6$ und 9 MN variiert. Für diese Lastkombination erscheinen $N = 6$ MN am günstigsten zu sein. Dabei kann eine gleichmäßige Spannungsverteilung an der äußeren und inneren Faser realisiert werden. Bei kleiner werdender Normalkraft wechselt das resultierende Moment im Übergangsbereich zwischen Kreiszyinderschale und Kreisringträger das Vorzeichen und die Spannungswerte der einzelnen Faser klaffen stark auseinander. Bei großer Normalkraft ist ein noch deutlicherer Unterschied zwischen den einzelnen Fasern festzustellen.

Unter der zusätzlichen Annahme, dass die Vorspannung nur an der Oberseite des Kreisringträgers verankert wird, zeigt sich ein ganz anderes Verhalten, siehe hierzu Abb. 4.24. Hierbei scheint eine kleine Normalkraft in Kombination mit der Vorspannkraft am günstigsten zu sein. Dabei sind die

(a) obere Kreiszyllinderschale



(b) untere Kreiszyllinderschale

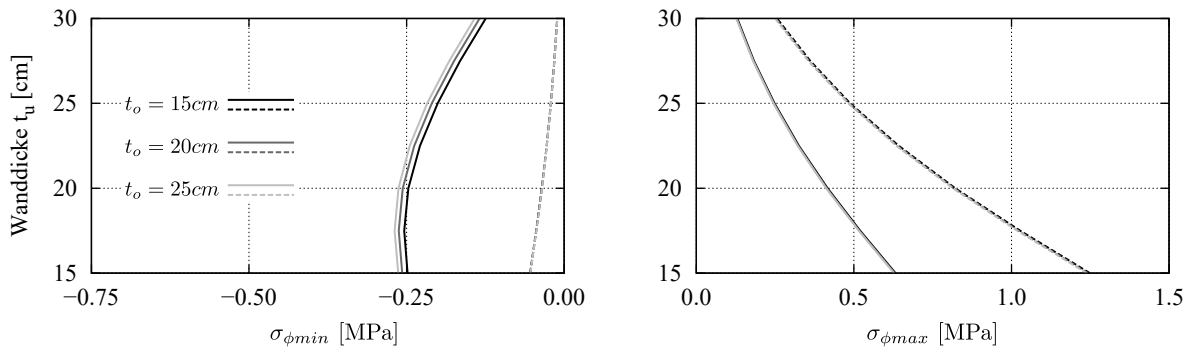


Abb. 4.18: Maximale und minimale Spannungen σ_ϕ in tangentielle Richtung in (a) der oberen und (b) der unteren Kreiszyllinderschale an der inneren und äußeren Faser in Abhängigkeit der Schalendicke bei Verankerung der Vorspannung an der Oberseite des Kreisringträgers

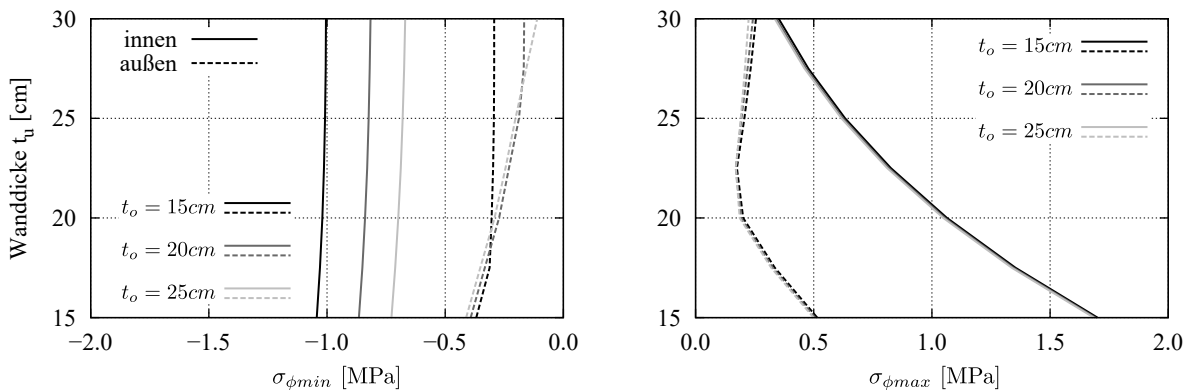


Abb. 4.19: Maximale und minimale Spannungen σ_ϕ in tangentielle Richtung im Kreisringträger an der inneren und äußeren Faser in Abhängigkeit der Schalendicke bei Verankerung der Vorspannung an der Oberseite des Kreisringträgers

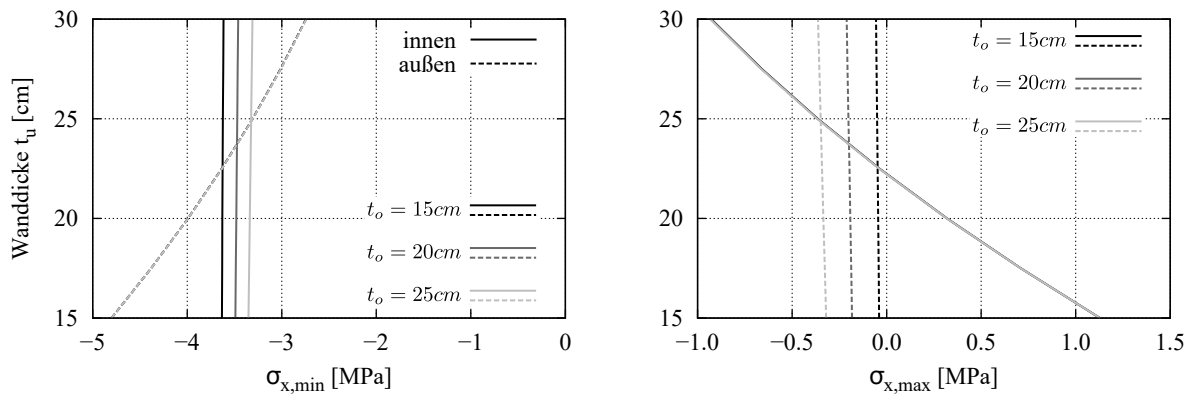


Abb. 4.20: Maximale und minimale Spannungen σ_x in axialer Richtung im Kreisringträger an der inneren und äußeren Faser in Abhängigkeit der Schalendicke bei Verankerung des Vorspannung an der Oberseite des Kreisringträgers

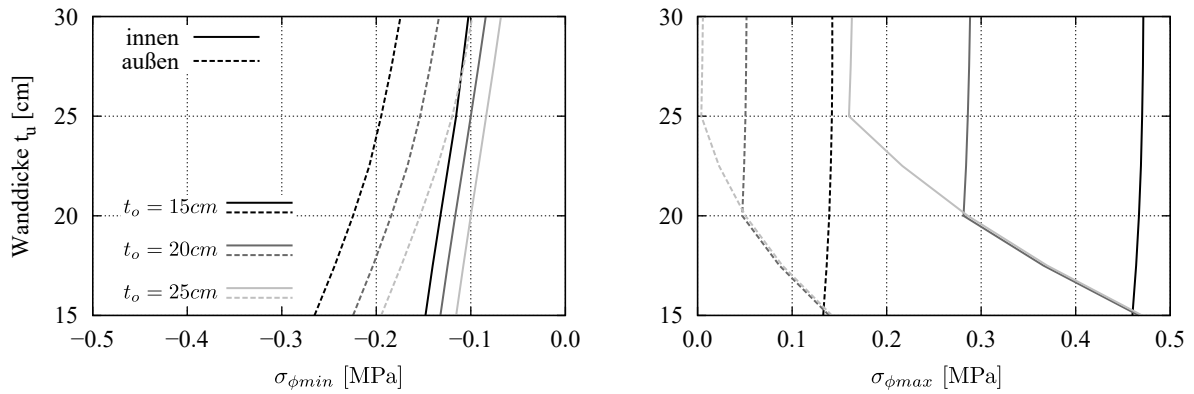


Abb. 4.21: Maximale und minimale Spannungen σ_ϕ in tangentielle Richtung im Kreisringträger an der inneren und äußeren Oberfläche in Abhängigkeit der Schalendicke unter axialer Beanspruchung

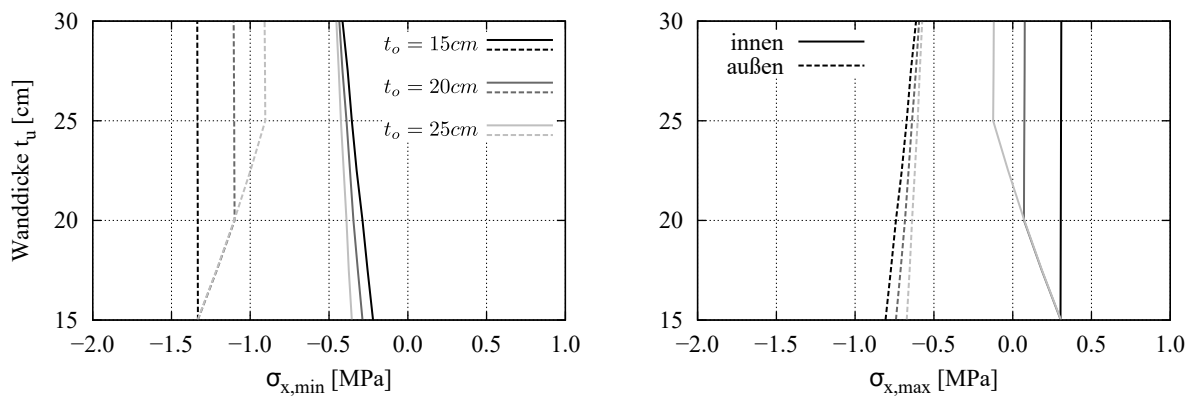
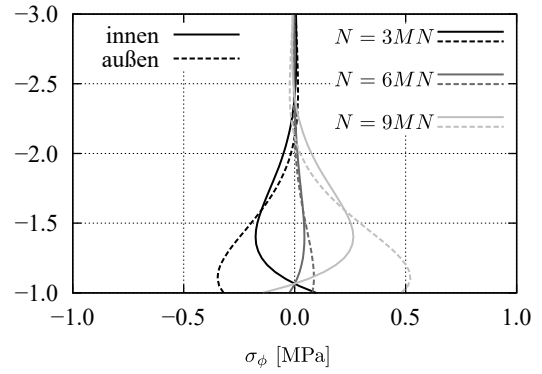
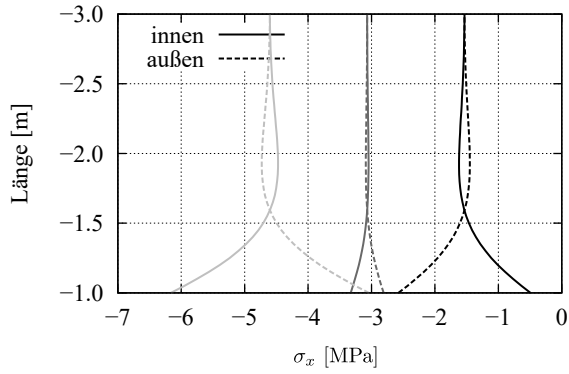
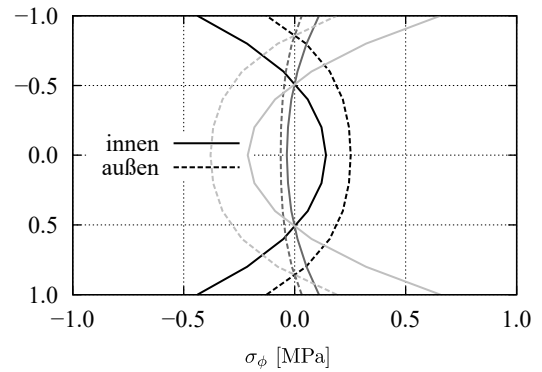
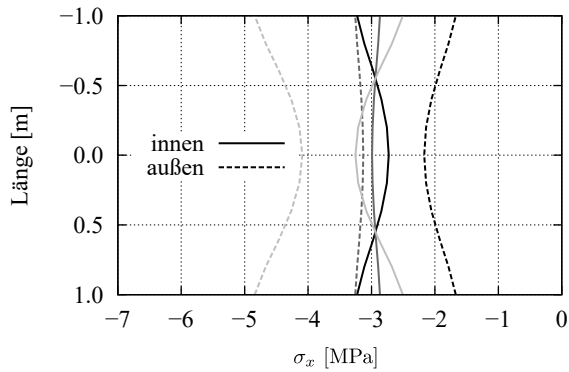


Abb. 4.22: Maximale und minimale Spannungen σ_x in axialer Richtung im Kreisringträger an der inneren und äußeren Oberfläche in Abhängigkeit der Schalendicke unter axialer Beanspruchung

(a) obere Kreiszyllinderschale



(b) Kreisringträger



(c) untere Kreisringschale

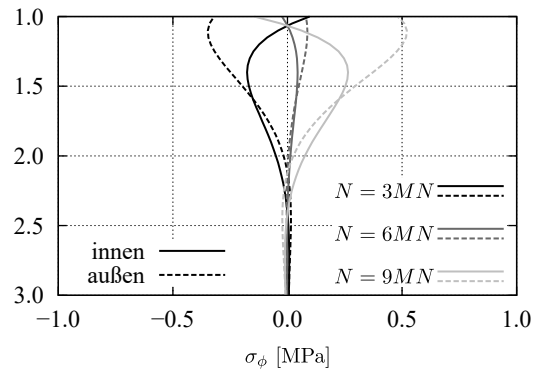
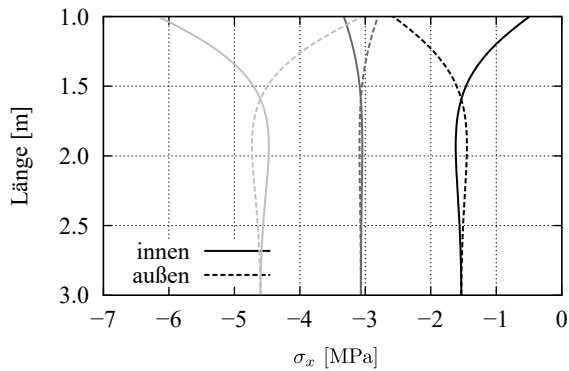
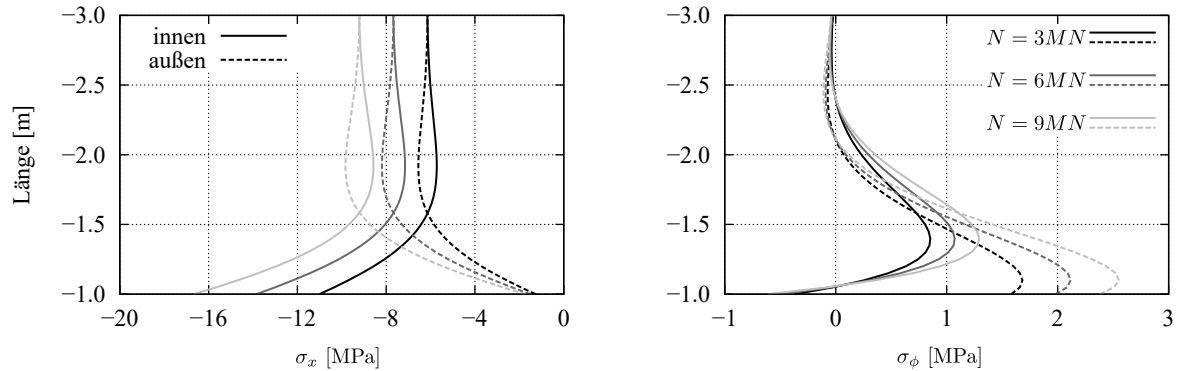


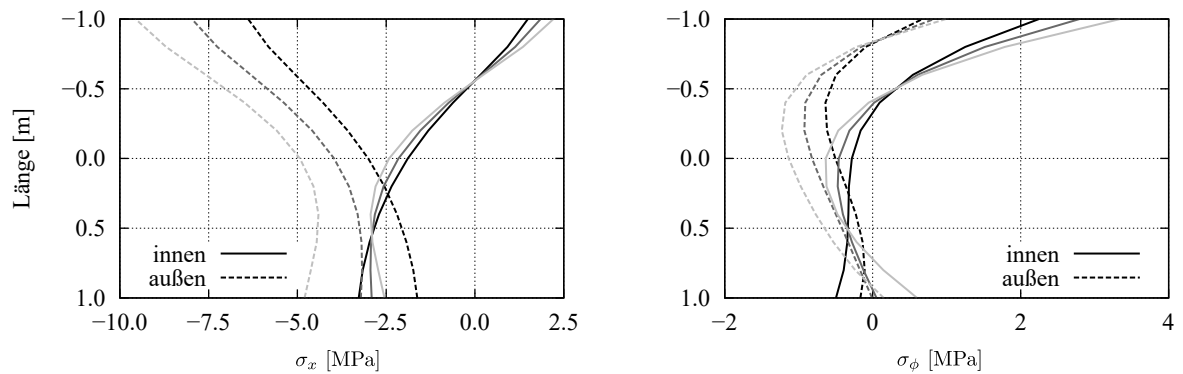
Abb. 4.23: Spannungen σ_x in axialer Richtung und σ_ϕ in tangentialer Richtung an der inneren und äußeren Faser in Abhängigkeit der Belastungskombination aus Normalkraft N und Vorspannung P oben und unten am Kreisringträger verankert

Absolutwerte der Spannungen meist am kleinsten und die Unterschiede dieser zwischen innerer und äußerer Faser am geringsten. Unter bekannten Randbedingungen und konstanten Belastungen kann für jedes Detail durchaus eine optimale geometrische Auslegung gefunden werden. Jedoch muss für die permanent wechselnden Lasten des Betriebszustandes, welche vorwiegend Biegung verursachen, zwischen den Grenzwerten der minimalen und maximalen Beanspruchung optimiert werden. Hierdurch wird die Aufgabenstellung noch komplexer.

(a) obere Kreiszyinderschale



(b) Kreisringträger



(c) untere Kreisringschale

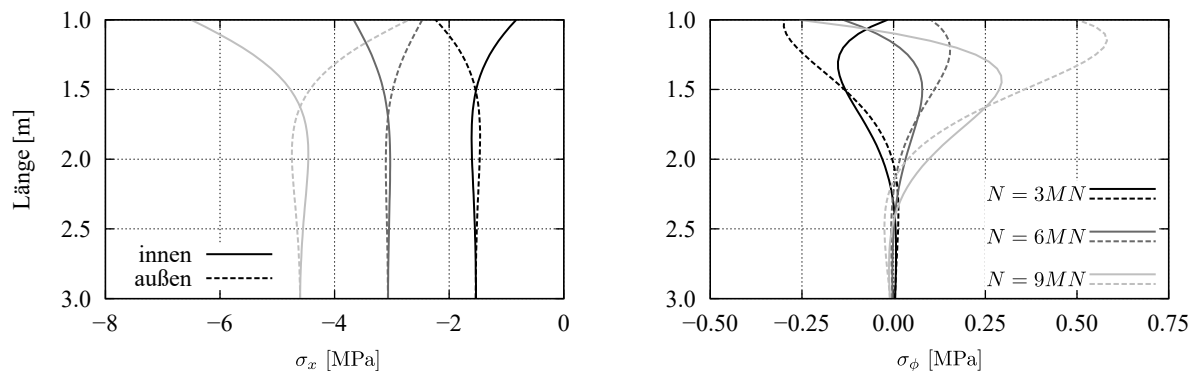


Abb. 4.24: Spannungen σ_x in axialer Richtung und σ_ϕ in tangentialer Richtung an der inneren und äußeren Faser in Abhängigkeit der Belastungskombination aus Normalkraft N und Vorspannung P oben am Kreisringträger verankert

Einleitung Spannbettvorspannung

Für die Betonsegmente kommt eine Spannbettvorspannung zum Einsatz. Da die Verankerung bei solcher Vorspannung kontinuierlich über die Anfangs- und Endbereiche der Litzen erfolgt,

kann durch die Lage dieser Bereiche die Spannungsverteilung im Detail beeinflusst werden. Im Regelbereich der Betonsegmente wird die Vorspannung mittig in der Schale geführt. Dadurch entstehen Exzentrizitäten im Bereich des Kreisringträgers. Die Einleitung der Vorspannkraft im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit aus der am Kreisringträger oben anschließenden Schale sollte noch im Kreisringträger erfolgen. Die Krafteinleitung der Spannkraft aus sofortigem Verbund unterhalb der Einleitung der externen Vorspannung wird empfohlen. Für die unten anschließende Schale ist eine Einleitungslänge über die Lage des Wanddickensprungs zwischen Kreisringträger und Kreiszylinderschale denkbar, wenn der Wert der Vorspannung von oberen zum unteren Segment zunimmt. Daher wird am Detail B die Lage der Einleitung zwischen $z = 0$, 15 und 30 cm untersucht. Abb. 4.25 zeigt den Sachverhalt der untersucht wird. Praktisch kann über die Länge z der Verbund durch z. B. Hüllrohre unterbunden werden.

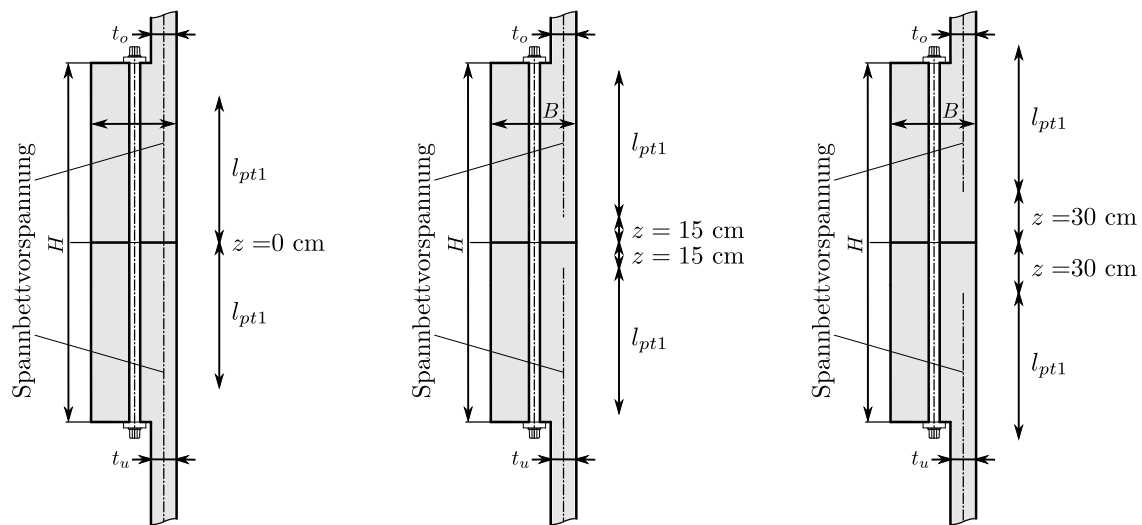


Abb. 4.25: Position der Spannbettvorspannung

Mit zunehmender Länge z ohne Verbund zwischen Beton und Spannlitze werden die Spannungen im Bauteil günstiger. Einerseits ist bei kleinen Längen z der Bereich in dem die Belastung exzentrisch auf den Kreisringträger wirkt größer und dadurch die Gesamtverformung größer, welche eine größere Verdrehung des Bauteils verursacht. Andererseits ist bei großen Längen z , wie z.B. bei $z = 30$ cm, die Möglichkeit gegeben, dass die Spannkraft im Kreisringträger noch nicht zur Gänze eingeleitet wurde und dadurch eine kleinere exzentrische Beanspruchung im Kreisringträger resultiert.

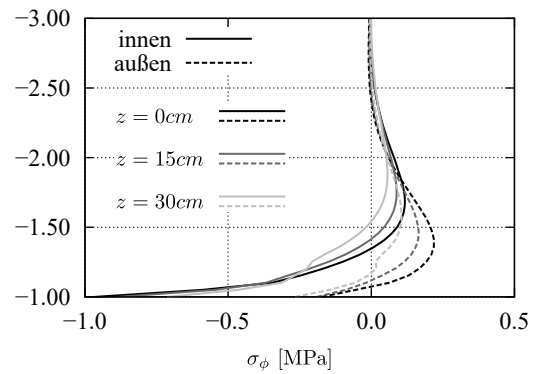
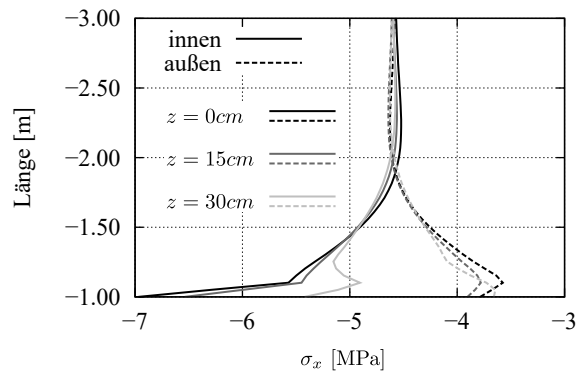
4.1.4 Ergebnisse der Details

Durch die zuvor vorgestellte Parameterstudie kann für das jeweilige Detail unter Berücksichtigung eines speziellen Lastfalls eine optimale geometrische Auslegung gefunden werden. Als Lastfall wurde hierfür die quasi ständige Lastfallkombination herangezogen. Zu Beginn werden unter der Studie der analytischen Modelle die Abmessungen gewählt. Danach erfolgt die Detailanalyse mit Hilfe des FEM-Modells eines Segmentausschnittes. Dadurch können lokale Effekte analysiert und für eine weitere Optimierung berücksichtigt werden.

Danach erfolgt die Kontrolle der angestrebten Entwurfskriterien. In dieser Untersuchung wird als Entwurfskriterium die Begrenzung der Spannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit verfolgt. Im Wesentlichen handelt es sich hierbei um die Kontrolle folgender Grenzwerte:

- Begrenzung der Betondruckspannungen auf $|\sigma_{c,perm}| \leq 0.45 \cdot f_{ck}$ nach [19]

(a) obere Kreiszyinderschale



(b) Kreisringträger

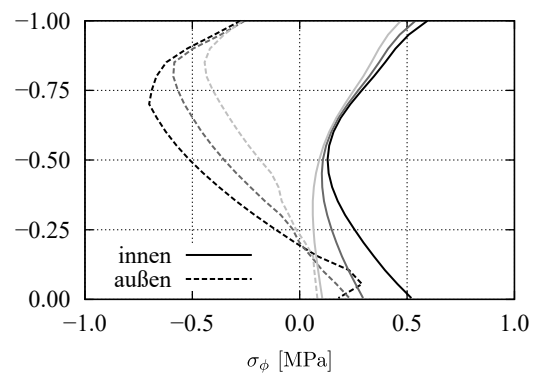
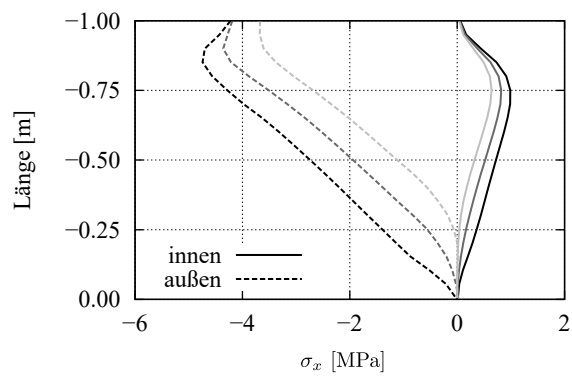


Abb. 4.26: Spannungen σ_x in axialer Richtung und σ_ϕ in tangentialer Richtung an der inneren und äußeren Faser am oberen Betonsegment in Abhängigkeit der Lage des Spannlitze der Spannbettvorspannung

- Begrenzung der Betondruckspannungen auf $|\sigma_{c,rare}| \leq 0.60 \cdot f_{ck}$ nach [19]
- Begrenzung der Betonzugspannungen auf $\sigma_{ct} \leq f_{ctk0.05}$
- Dekompression in der horizontalen trockenen Fuge

In der Analyse am FEM-Modell eines Segmentausschnittes werden die Spannungen als Elementmittelwerte abgelesen und mit den Kriterien verglichen. Die lokalen Bereiche der konzentrierten Lasteinleitung werden nicht im Speziellen analysiert, da diese Bereiche bereits durch die Zulassungen [28] bzw. [29] abgedeckt und geregelt sind. Die Spannungen werden in der Ebene der Einleitung der Vorspannung ausgewertet. Als Belastung wurden die Beanspruchungen aus Tab. 4.6 angenommen, wobei die Biegebeanspruchung $N_{m,char}$ als Differenz zwischen der quasi-ständigen und charakteristischen Lastfallkombination angenommen wurde. Die restlichen Einflüsse werden in der quasi-ständigen Lastfallkombination berücksichtigt. Hierbei werden nach [19] der Einfluss der Vorspannung zur Berücksichtigung deren Streuung mit den Parametern r_{inf} und r_{sup} zusätzlich variiert. Außerdem werden die zeitlichen Verluste sämtlicher Vorspannungssysteme mit pauschal 10 % angenommen.

Die Darstellung der Ergebnisse startet am Turmkopf mit Detail A. Alle Details zeigen ähnliches Tragverhalten. Daher werden in den anschließend dargestellten Details B bis F nur mehr wesentliche Unterschiede der Ergebnisse diskutiert.

Detail A

Detail A bildet den Übergang des Betonturms zur Gondel der Windenergieanlage. Der stahlbautechnische Anschluss variiert zwischen den Anlagenherstellern. In Anlehnung an Varianten aus [36] wird ein Stahlflansch an das Betonsegment vorgespannt. Abb. 4.27 zeigt diesen Ausführungsvorschlag. In der Simulation wird der Stahladapter als einzelnes Lasteinleitungselement über die Länge des Segmentausschnittes angeordnet und exzentrisch belastet. Die Kraftübertragung zwischen Stahl- und Betonbauteil erfolgt nur in axiale Richtung. Zusätzlich ist das Lasteinleitungselement in radialer und tangentialer Richtung statisch bestimmt gelagert, sodass unter vertikaler Beanspruchung in diesen Festhaltungen keine Lagerkräfte aktiviert werden. Durch die fehlende Information einer genauen Detailausführung des Stahladapters wird die Schalentragswirkung dieses Stahladapters gänzlich vernachlässigt. Damit wird dem Betonbauteil die Abtragung der Biegebeanspruchung aus Exzentrizität zugewiesen. Der Effekt der Spannstabvorspannung und der äußeren Einwirkung im Betonbauteil wird dadurch um den Traganteil des Stahladapters überschätzt.

Der wesentliche Parameter des Stahladapters ist die Lage des anschließenden Stahlschafts und somit die Achse der Lasteinleitung in den anschließenden Betonbauteil. Durch die dominierende Biegebeanspruchung, resultierend aus dem Betrieb, ist eine vorgespannte Verbindung zwischen Beton- und Stahlbauteil erforderlich. Aus Gründen der Dauerhaftigkeit und Wartungsarbeiten wird die Verbindung auf der Innenseite der Turmkonstruktion angeordnet. Durch den einseitigen Anschluss entstehen Exzentrizitäten in der Verbindung. Damit die Verbindungselemente effektiv wirken, sollte die Belastungs- und Vorspannungsebene im Detail auf derselben Seite in Bezug auf den Schwerpunkt der Kontaktfläche liegen. Daher ist ein breiter Stahlflansch zu wählen, damit unter Belastung kein Klaffen in der Kontaktzone im Gebrauchszustand auftritt. Durch diesen Entwurf unter einer Vorspannung von $P_{m0} = 6,5 \text{ MN}$ kann diese Voraussetzung erfüllt werden. Für die Spannungsverteilung im Betonbauteil selbst wäre eine kleinere Bauteilbreite B günstiger.

Abb. 4.27 (mitte) zeigt die maßgebenden Hauptspannungen in vorwiegend axialer Richtung im Betonbauteil. Naturgemäß ist die maximale Beanspruchung im Lasteinleitungsbereich der Vorspannung anzutreffen, die in dieser Untersuchung jedoch nicht diskutiert wird. Neben dieser

lokalen hohen Beanspruchung treten die größten Druckspannungen an der Innenseite der unten anschließenden Kreiszyinderschale auf. Die Betonspannungen erreichen jedoch in keinem Fall den Wert $0,45 \cdot f_{ck}$. Dies trifft auf alle Details des Turmentwurfs zu. Zugspannungen in dieser Richtung treten nicht auf. Die größten Zugspannungen treten in vorwiegend tangentialer Richtung auf. Durch das komplexe dreidimensionale Spannungsbild im Bauteil treten neben den zuvor beschriebenen Hauptspannungen in vorwiegend axialer Richtung noch weitere zwei Hauptspannungsrichtungen auf, dessen Orientierungen jedoch stark wechseln. Aus vereinfachenden Gründen werden daher die Normalspannungen in tangentialer Richtung in Abb. 4.27 (rechts) dargestellt. Die Hauptspannungen in vorwiegend tangentialer Richtung unterscheiden sich kaum von diesen Normalspannungen. Die Abbildung zeigt die größten Zugspannungen an der inneren Faser im unteren Bereich des Kreisringträgers. Dabei wird die Zugfestigkeit $f_{ctk0,05}$ nicht erreicht. Durch die Abschrägung an der Unterseite des Kreisringträgers konnten die Zugspannungen in diesem Bereich gegenüber eines Kreisringträgers mit konstanter Wanddicke deutlich reduziert werden. Alle übrigen Belastungssituationen zeigen günstigere Spannungswerte.

Aus der reinen Spannbettvorspannung treten kleinere als die zuvor diskutierten jedoch nennenswerte Zugspannungen auf. Für die Bauausführung können sie wesentlich werden, da diese Vorspannung bereits auf den jungen Beton mit geringeren Festigkeiten abgelassen wird. Darauf ist während der Produktion Rücksicht zu nehmen. In diesem Fall bleiben alle Zugspannungen unterhalb der Zugfestigkeit zum Zeitpunkt des Absetzens der Vorspannkraft $0,7 \cdot f_{ctm}(t)$. Weiters ist zu beobachten, dass die Betondruckmembrankraft n_x in axiale Richtung an der Anschlussstelle zwischen Kreisringträger und Kreiszyinderschale noch nicht ihren größten Wert erreicht hat, da die Kraft der Spannbettvorspannung über diese Stelle hinaus verankert werden muss ($l_{pt1} > H$). Da diese Vorspannung erst bei geringeren Höhen des Turms in diesem Bauteil erforderlich ist, stellt dies kein weiteres Problem der Konstruktion dar.

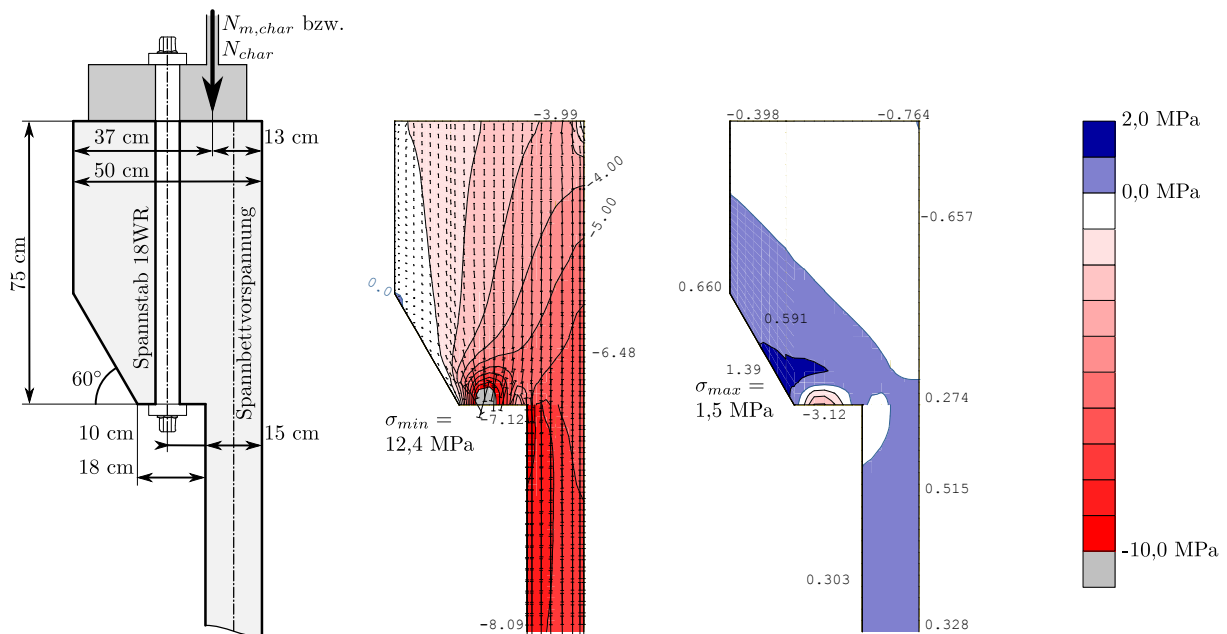


Abb. 4.27: Geometrie und maßgebende Spannungsverteilung im Detail A zum Zeitpunkt $t = 0$ unter charakteristischer Lastfallkombination an der aus Biegung druckbeanspruchten Faser: (mitte) Hauptspannungen in vorwiegend axialer Richtung; (rechts) Spannungen σ_ϕ in tangentialer Richtung

Detail B

In Detail B werden zwei Betonrohrschüsse durch ein Stabspannverfahren gekoppelt. Zwischen den zu stoßenden Segmenten wird eine trockene glatte Fuge angeordnet. Um in dieser Fuge eine möglichst gleichmäßige axiale Druckspannungsverteilung zu erzeugen, ist die Breite B des Kreisringträgers so zu wählen, dass die Achse der Spannglieder möglichst zentral in der Kontaktfläche liegt. Zusätzlich sollte die Höhe H des Kreisringträgers so gewählt werden, dass der Diskontinuitätsbereich der Teilflächenbelastung aus dem Absetzen der Vorspannkraft am oberen und unteren Abschluss des Kreisringträgers die Stoßfläche kaum beeinflusst. Des Weiteren wird durch eine größere Teillänge des oberen Rohrsegments die Einleitung der Spannbettvorspannung in diesem Element mit einer Übertragungslänge von $1,2 \cdot l_{pt}$ nach [19] im Kreisringträger gewährleistet. Damit wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die gesamte Vorspannung ab Oberkante des Kreisringträgers im oberen Betonrohrschuss sichergestellt. Im unteren Segment wird die Spannbettvorspannung über den Bereich des Kreisringträgers hinaus eingeleitet. Da diese Vorspannung erst bei geringeren Höhen des Turms in diesem Bauteil erforderlich ist, stellt dies kein weiteres Problem der Konstruktion dar. Für die Spannungsverteilung im Betonbauteil selbst, wäre eine kleinere Kreisringträgergeometrie und hier vor allem kleinere Höhen H günstiger. Abb. 4.28 zeigt die geometrischen Verhältnisse und die wesentlichen Spannungen im Detail unter charakteristischer Lastfallkombination an der aus Biegung druckbeanspruchten Faser.

Die Spannungen in tangentialer Richtung sind in Abb. 4.28 (rechts) dargestellt. Die Abbildung zeigt die größten Zugspannungen an der inneren Faser an der Ober- und Unterseite des Kreisringträgers. Dabei wird die Zugfestigkeit $f_{ctk0,05}$ nicht erreicht. Durch die Abschrägung des Kreisringträgers konnten die Zugspannungen in diesem Bereich gegenüber eines Kreisringträgers mit konstanter Wanddicke deutlich reduziert werden. Weiters treten nennenswerte Zugspannungen in tangentialer Richtung im Anschlussbereich der Kreiszyinderschalen auf. Die Berechnung zeigt außen höhere Spannungen als innen. In diesen zugbeanspruchten Bereichen liefert die globale Biegebeanspruchung den größten Anteil an Zugspannungen, gefolgt vom Lastfall der Spannbettvorspannung.

Das Absetzen der Vorspannkraft aus dem Spannstabverfahren verursacht lokale Zugspannungen auf der Innenseite des Anschlusses der oberen Kreiszyinderschale an den Kreisringträger. Durch axiale Druckbeanspruchung und die Spannbettvorspannung werden diese lokalen Spannungsspitzen abgebaut. In der charakteristischen Lastfallkombination erfährt dieser Bereich jedoch auf der durch die globale Biegung entlasteten Faser zusätzlich Zugbeanspruchungen, sodass hier lokal die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird. Dieses Verhalten ist auch in anderen Details mit Verankerung von Spannkraften zu beobachten. Die größte Beanspruchung hieraus tritt in Detail C auf, wo sie auch eingehend untersucht wird.

Durch die globale Biegebeanspruchung treten am Kreisringträger hohe Zugspannungen in tangentialer Richtung, wie zuvor dargestellt, auf. Durch den Stoß zweier Elemente mittels trockener glatter Fuge im Bereich des Kreisringträgers und der Annahme der Dekompression in axialer Richtung des Turms im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit können die Abmessungen kaum reduziert werden. Dadurch nehmen bei ähnlicher Geometrie und zunehmendem Biegemoment des Turms die Zugspannungen zu und steigen über das Maß der Zugfestigkeit $f_{ctk0,05}$ an. Daher kann diese Variante der Fügung nur schwer in unteren Bereichen des Betonturmes, wo die Biegebeanspruchung deutlich größer wird, eingesetzt werden.

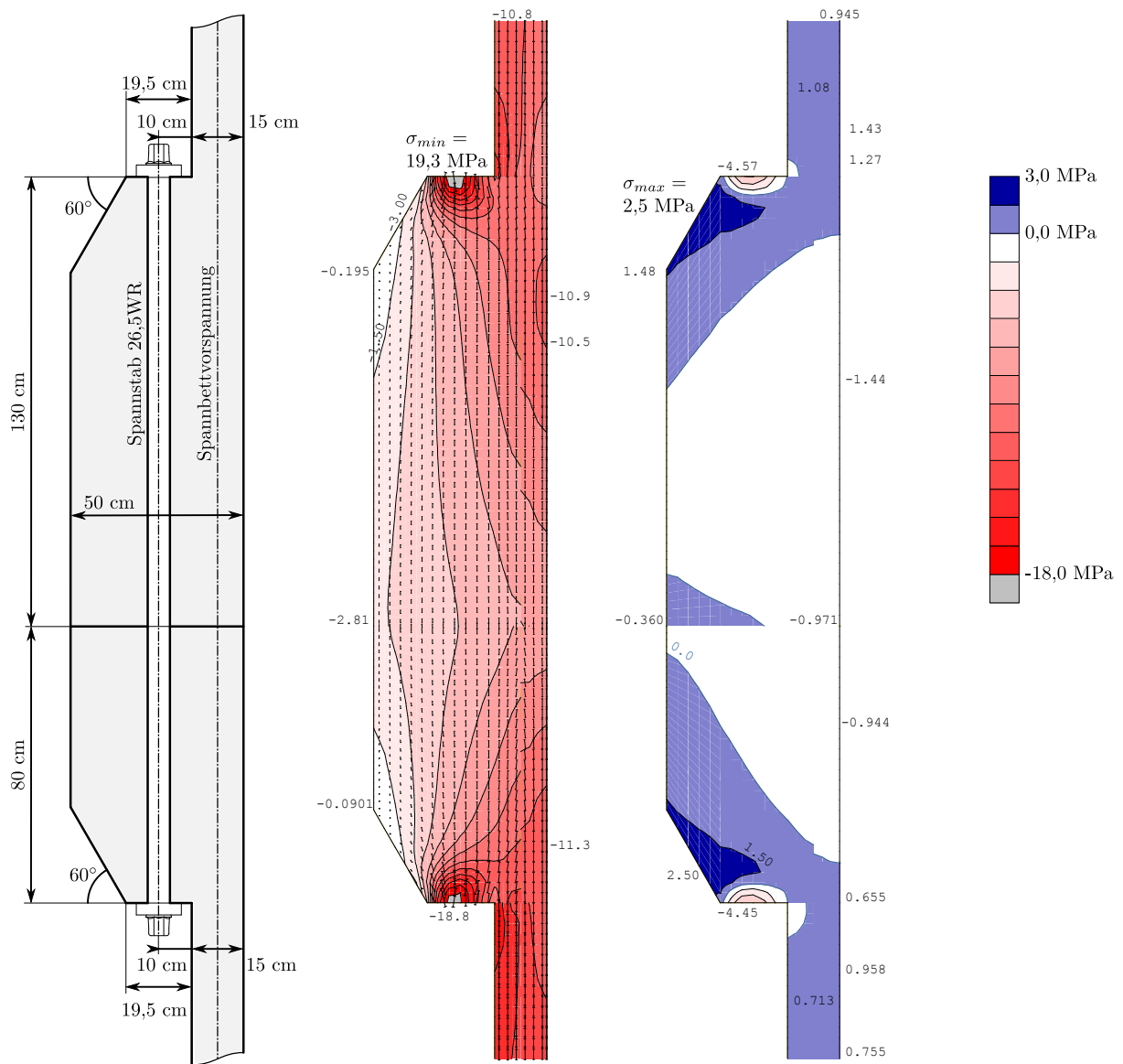


Abb. 4.28: Geometrie und maßgebende Spannungsverteilung im Detail B zum Zeitpunkt $t = 0$ unter charakteristischer Lastfallkombination an der aus Biegung druckbeanspruchten Faser: (mitte) Hauptspannungen in vorwiegend axialer Richtung; (rechts) Spannungen σ_ϕ in tangentialer Richtung

Detail C

In Detail C wird ein Teil der Spannkraft aus dem Litzenspannverfahren endverankert. Die Spann-
 stelle hierzu befindet sich im Spannkeller im Fundament. Unterhalb der Verankerungsstelle, be-
 reits in der Kreiszyinderschale, werden zwei Betonrohre mittels trockener glatter Fuge gestoßen.
 Die Stoßstelle befindet sich in ausreichendem Abstand zum Kreisringträger, sodass nur mehr ge-
 ringe Momente aus der Biegerandstörung der Kreiszyinderschale das Spannungsverhältnis in
 der Stoßfläche beeinflussen. Die Lage der Spannbettvorspannung wird derart gewählt, sodass
 die Einleitung der Spannkraft mit einer Übertragungslänge von $1,2 \cdot l_{pt}$ nach [19] im Grenz-
 zustand der Gebrauchstauglichkeit bis zur Oberkante des Kreisringträgers eingeleitet wird. Im
 Bereich unterhalb des Kreisringquerschnittes und im anschließenden Rohrelement, in dem die
 Spannbettvorspannung erst eingeleitet werden muss, ist die externe endverankerte Vorspannung
 aus Detail C ausreichend, um im Gebrauchszustand in axiale Richtung in Dekompression zu blei-
 ben. Abb. 4.29 zeigt die geometrischen Verhältnisse und die wesentlichen Spannungen im Detail
 unter charakteristischer Lastfallkombination an der aus Biegung druckbeanspruchten Faser.

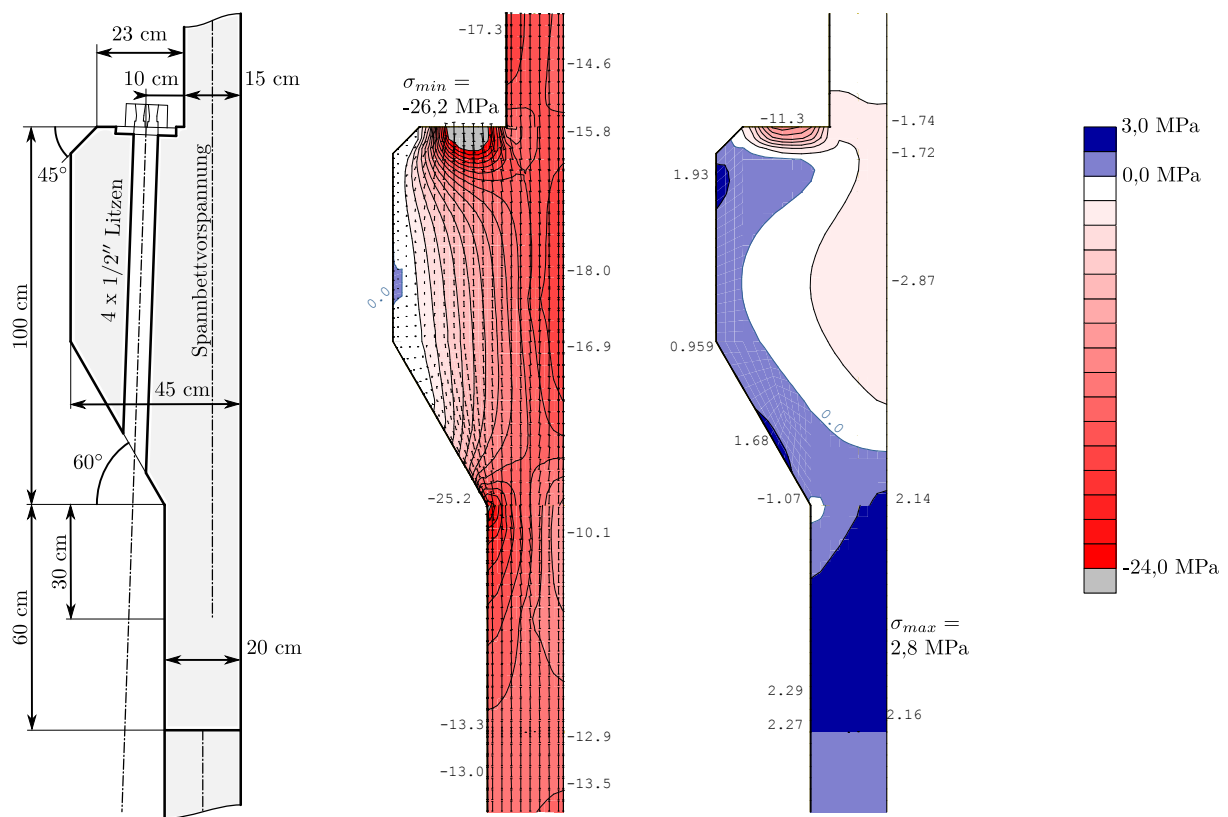


Abb. 4.29: Geometrie und maßgebende Spannungsverteilung im Detail C zum Zeitpunkt $t = 0$
 unter charakteristischer Lastfallkombination an der aus Biegung druckbeanspruchten
 Faser: (mitte) Hauptspannungen in vorwiegend axialer Richtung; (rechts) Spannun-
 gen σ_ϕ in tangentialer Richtung

Die Spannungen in tangentialer Richtung sind in Abb. 4.29 (rechts) dargestellt. Die Abbildung
 zeigt große Zugspannungen an der inneren Faser an der Oberseite des Kreisringträgers. Durch
 die Abschrägung des Kreisringträgers konnten die Zugspannungen in diesem Bereich gegenüber
 eines Kreisringträgers mit konstanter Wanddicke reduziert werden. Außerdem können durch
 diese Maßnahme auch an der Unterseite hohe Zugspannungen effektiv vermieden werden. Die
 größten Zugspannungen treten in tangentialer Richtung im Anschlussbereich der unteren Kreis-
 zylinderschalen auf. Die Berechnung zeigt außen höhere Spannungen als innen. Dabei wird die

Zugfestigkeit $f_{ctk0,05}$ nicht erreicht. Während in diesem Bereich der größte Anteil an Zugspannungen durch das Absetzen der externen Vorspannkraft ausgelöst wird, ist für den inneren oberen Bereich des Kreisringträgers die Biegebeanspruchung der maßgebende Lastfall. Beide Bereiche werden zusätzlich ungünstig aus der Spannbettvorspannung beansprucht.

Das Absetzen der Vorspannkraft aus externer Litzenvorspannung verursacht lokale Zugspannungen auf der Innenseite des Anschlusses der oberen Kreiszyinderschale an den Kreisringträger. Durch axiale Druckbeanspruchung und die Spannbettvorspannung werden diese lokalen Spannungsspitzen abgebaut. In der charakteristischen Lastfallkombination erfährt dieser Bereich jedoch auf der durch die globale Biegung entlasteten Faser zusätzlich Zugbeanspruchungen, sodass hier lokal die Zugfestigkeit des Betons deutlich überschritten wird. Diese Lastkombination unter Berücksichtigung der Verankerungslängen $1,2 \cdot l_{pt}$ der Spannbettvorspannungen zum Zeitpunkt $t = 0$ liefert die ungünstigste Beanspruchung. Auch im Bauzustand treten in diesem Bereich Zugspannungen auf. Abb. 4.30 zeigt die Hauptspannungen I des beschriebenen Sachverhalts der charakteristischen Lastfallkombination auf der aus Biegung zugbeanspruchten Faser. Dadurch stellt sich in der linear elastischen Berechnung ein Bereich von ungefähr maximal 5 cm in radialer und maximal 30 cm in tangentialer Richtung ein, in dem die Zugfestigkeit $f_{ctk0,05}$ überschritten wird.

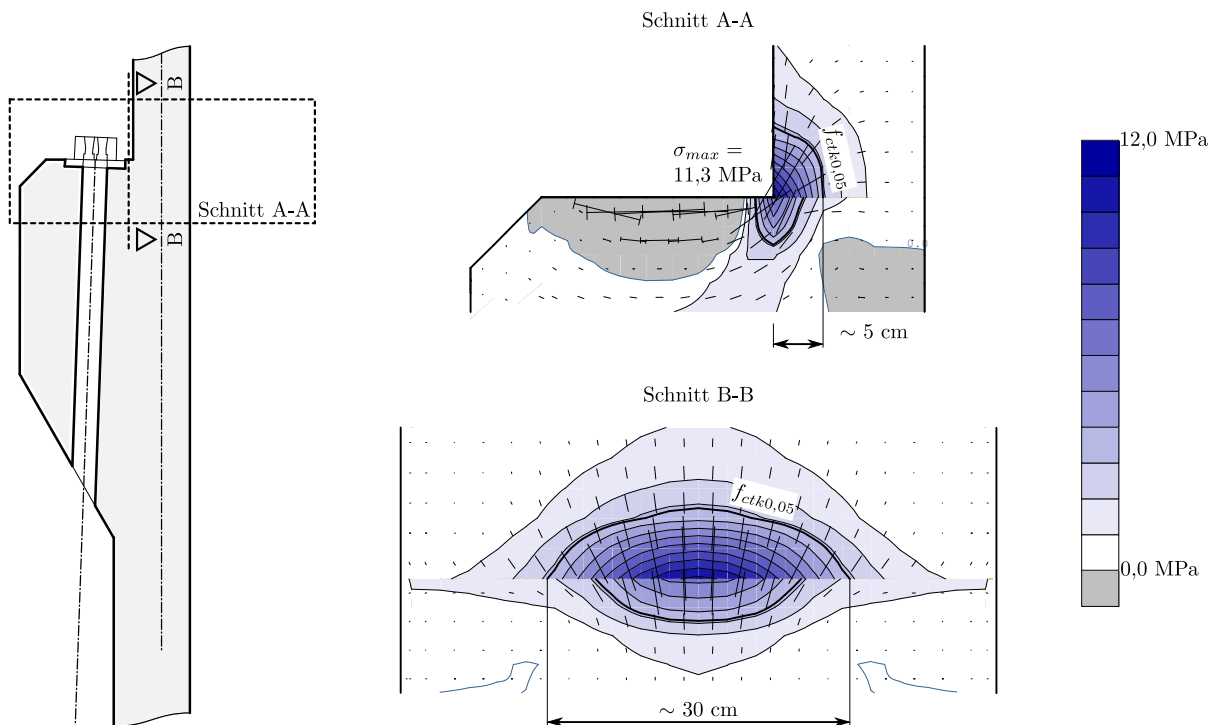


Abb. 4.30: Hauptspannungen I im Anschluss der oberen Kreiszyinderschale an den Kreisringträger im Nahbereich der endverankerten externen Vorspannkraft im Detail C zum Zeitpunkt $t = 0$ unter charakteristischer Lastfallkombination an der aus Biegung zugbeanspruchten Faser

Zur Beurteilung des Risswachstums wurde hierzu das System einer nichtlinearen Untersuchung unterzogen. Dabei wurde im Bereich, in dem die Zugfestigkeiten aus der linear-elastischen Berechnung deutlich überstiegen wurde, mit dem Materialmodell nach [38] bzw. [39] modelliert. Hierbei wurde ein Beton C70/85 mit einer Zugfestigkeit von $f_{ct} = 3,2 \text{ MPa}$ simuliert. Die Hauptzugspannungen sind in Abb. 4.31 dargestellt. Erwartungsgemäß werden die Zugspannungsspitzen abgebaut und der Bereich mit Zugspannungen nimmt zu. Die gerissenen Bereiche bleiben auf den in der linear-elastischen Berechnung überbeanspruchten Bereich begrenzt und die angrenzenden

verbleibenden Zugspannungen bleiben moderat. Die größten plastischen Dehnungen treten in vertikaler Richtung auf. Die Rissbreite wird durch die Summe der gesamten Längenänderungen der Elemente, dessen Zugfestigkeit überschritten wird, abgeschätzt. Dadurch kann die Rissbreite eines horizontalen Risses mit $w_k = 0,04 \text{ mm}$ ermittelt werden. Dies ist eine konservative Abschätzung, da die berücksichtigte Gesamtdehnung nicht durch die elastische Dehnung reduziert wurde. Durch die nichtlineare Berechnung kann gezeigt werden, dass die Rissbildung lokal begrenzt bleibt und die auftretenden Risse bei höchster Beanspruchung sehr kleine Rissbreiten aufweisen.

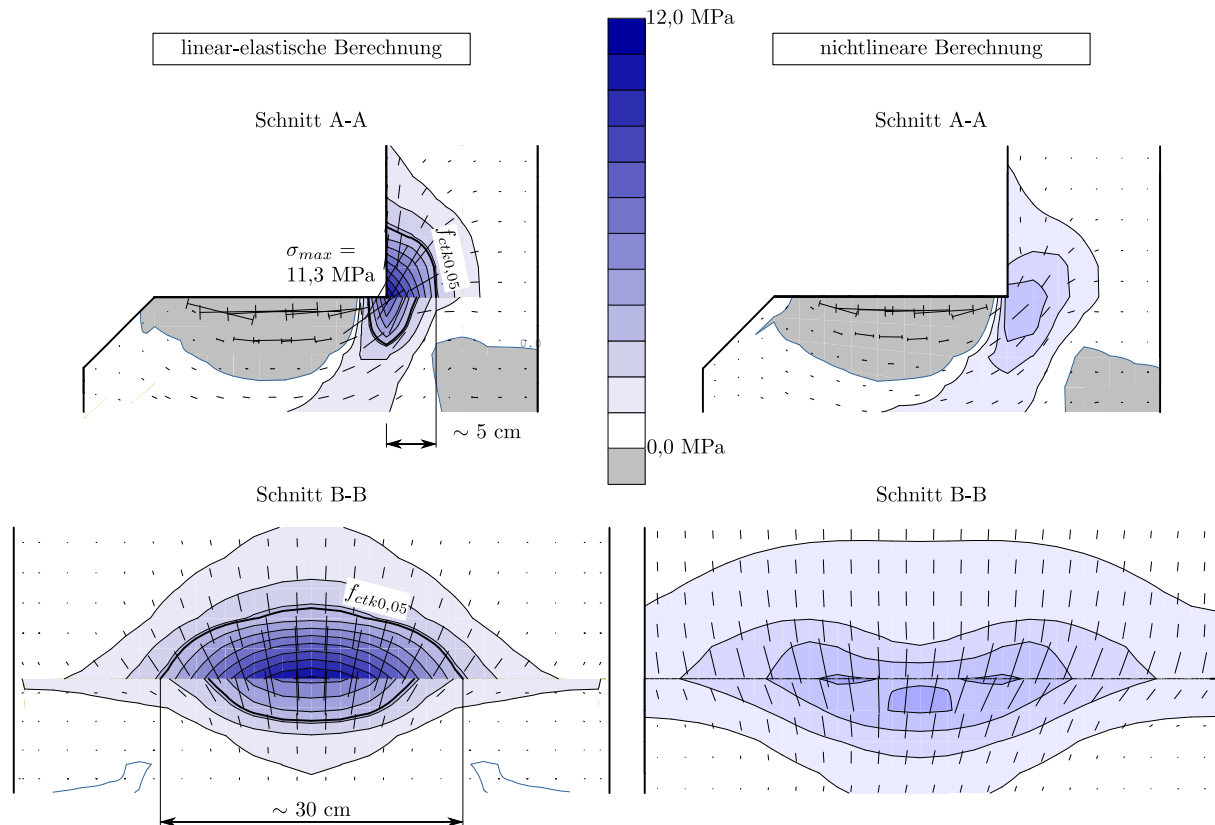


Abb. 4.31: Hauptspannungen I im Anschluss der oberen Kreiszyinderschale an den Kreisringträger im Nahbereich der endverankerten externen Vorspannkraft im Detail C zum Zeitpunkt $t = 0$ unter charakteristischer Lastfallkombination an der aus Biegung zugbeanspruchten Faser; Vergleich linear-elastische mit nichtlinearer Berechnung; Schnittführung siehe Abb. 4.30

Detail D

Für Detail D gelten dieselben Überlegungen wie für Detail C. An dieser Stelle des Turms wird jedoch weniger Vorspannkraft aus dem Litzenspannverfahren und aus dem Spannbettverfahren endverankert. Hingegen nimmt die Biegebeanspruchung mit abnehmender Turmhöhe zu. Auch die axiale quasi-ständige Normalkraftbeanspruchung nimmt durch die Einleitung eines Teils der externen Vorspannung im oberen Detail C deutlich zu.

In Abb. 4.32 sind die Geometrie des Details und die maßgebenden Spannungen der charakteristischen Lastfallkombination dargestellt. Die größten Zugspannungen treten auf der oberen Innenseite am Kreisringträger auf. Dabei wird die Zugfestigkeit $f_{ctk0,05}$ nicht erreicht. Auch hier wird durch Abschrägung des Kreisringträgers die Zugbeanspruchung reduziert. Zusätzlich sind

an der Außenseite der unten anschließenden Kreiszyinderschale hohe Zugspannungen festzustellen. Durch die geringe Spannbettvorspannung treten aus diesem Lastfall keine nennenswerten Beanspruchungen auf.

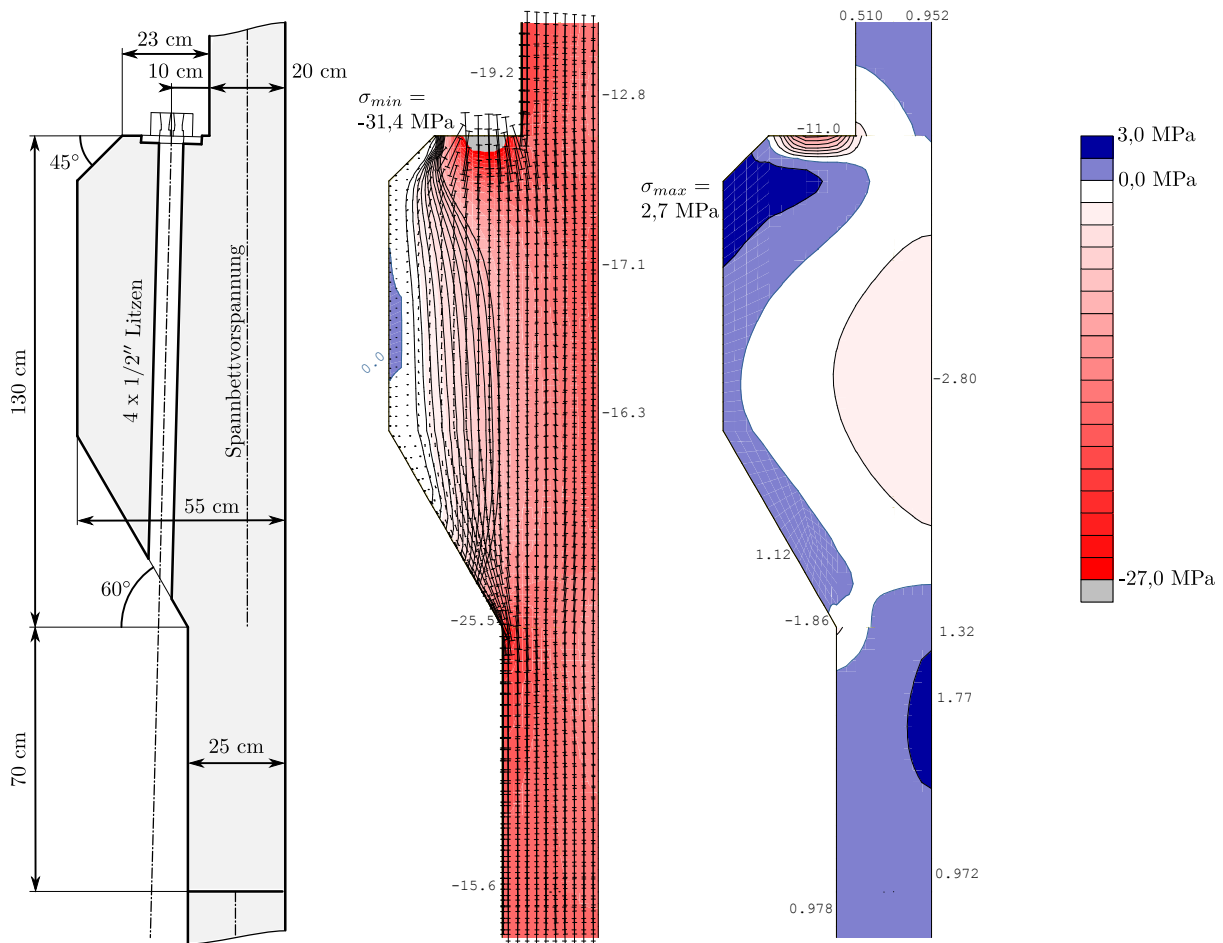


Abb. 4.32: Geometrie und maßgebende Spannungsverteilung im Detail D zum Zeitpunkt $t = 0$ unter charakteristischer Lastfallkombination an der aus Biegung druckbeanspruchten Faser: (mitte) Hauptspannungen in vorwiegend axialer Richtung; (rechts) Spannungen σ_ϕ in tangentialer Richtung

Das Absetzen der Vorspannkraft aus externer Litzenvorspannung verursacht lokale Zugspannungen auf der Innenseite des Anschlusses der oberen Kreiszyinderschale an den Kreisringträger. Durch axiale Druckbeanspruchung und die Spannbettvorspannung werden diese lokalen Spannungsspitzen abgebaut. Durch die geringe Spannbettvorspannung treten Zugspannungen jedoch auch im Bauzustand auf. Die größte Beanspruchung in diesem Anschlusspunkt tritt in Detail C auf, wo sie auch eingehend untersucht wird.

Detail E

Auch für Detail E gelten dieselben Überlegungen wie für Detail C. Bei ähnlichen verankerten Spannkraften, im Vergleich zu Detail D, nimmt die Biegebeanspruchung weiter zu. Auch die axiale quasi-ständige Normalkraftbeanspruchung nimmt durch die Einleitung eines Teils der externen Vorspannung im oberen Detail D weiter zu.

In Abb. 4.33 sind die Geometrie des Details und die maßgebenden Spannungen der charakteristischen Lastfallkombination dargestellt. Durch die weiter gesteigerte Biegebeanspruchung tritt die

größte Zugbeanspruchung am inneren Rand der Oberseite des Kreisringträgers auf. Dabei wird die Zugfestigkeit $f_{ctk0,05}$ nicht erreicht. Zusätzlich sind am Anschluss der unteren Kreiszylinderschale tangentielle Zugspannungen festzustellen. Auch in diesem Detail treten durch die geringe Spannbettvorspannung keine nennenswerten Beanspruchungen aus diesem Lastfall auf.

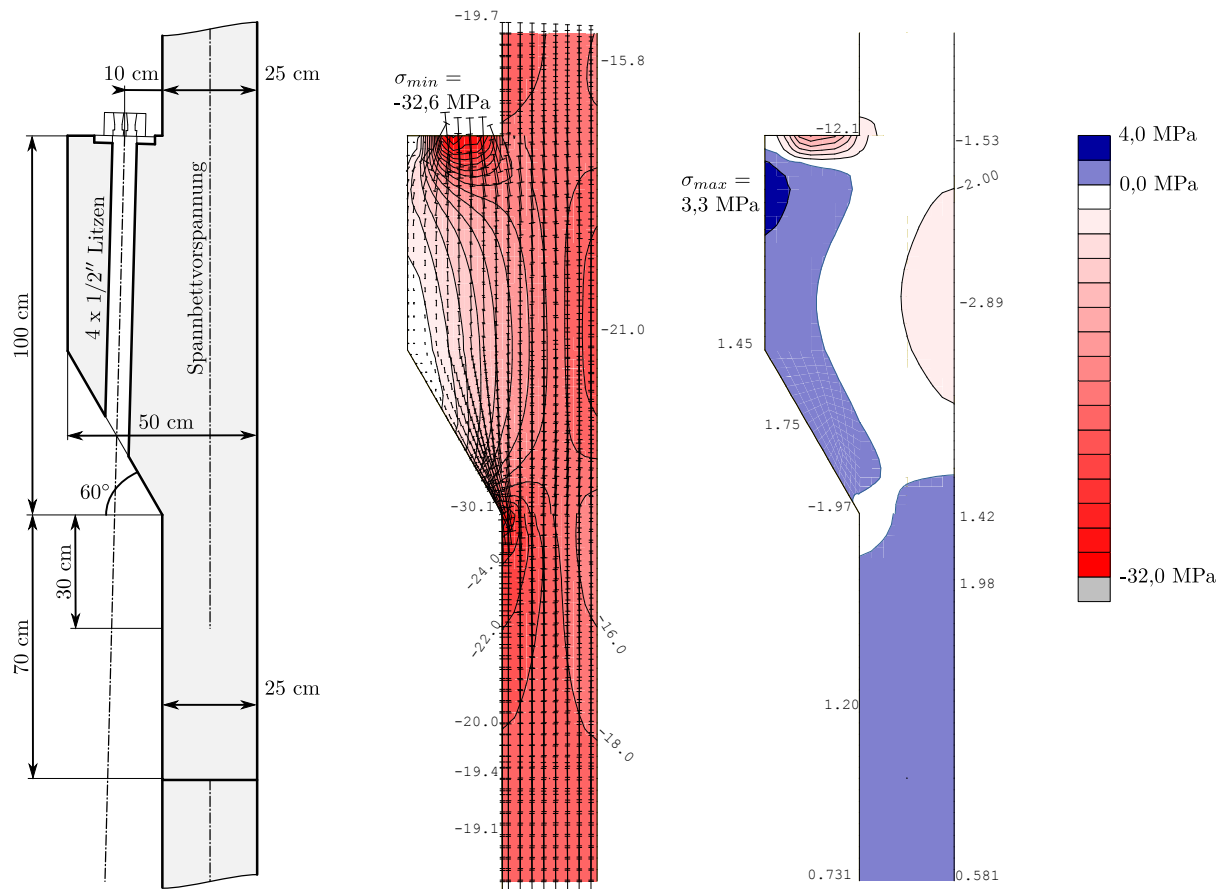


Abb. 4.33: Geometrie und maßgebende Spannungsverteilung im Detail E zum Zeitpunkt $t = 0$ unter charakteristischer Lastfallkombination an der aus Biegung druckbeanspruchten Faser: (mitte) Hauptspannungen in vorwiegend axialer Richtung; (rechts) Spannungen σ_ϕ in tangentialer Richtung

Das Absetzen der Vorspannkraft aus externer Litzenvorspannung verursacht lokale Zugspannungen auf der Innenseite des Anschlusses der oberen Kreiszylinderschale an den Kreisringträger. Durch axiale Druckbeanspruchung und die Spannbettvorspannung werden diese lokalen Spannungsspitzen abgebaut. Durch die geringe Spannbettvorspannung treten Zugspannungen auch im Bauzustand auf. Die größte Beanspruchung in diesem Anschlusspunkt tritt in Detail C auf, wo sie auch eingehend untersucht wird.

Detail F

In Detail F wird der letzte Anteil der Spannkraft aus dem Litzenspannverfahren endverankert. Unterhalb der Verankerungsstelle wird der zylindrische Turm an den kegelförmigen Turm mit zunehmendem Außendurchmesser mittels trockener glatter Fuge gestoßen. Für die Lage der Stoßstelle müssen die Momente aus der Biegerandstörung der Kreiszylinderschale aber auch die Membrankräfte n_ϕ in tangentialer Richtung berücksichtigt werden. Da es sich hierbei um Zugmembrankräfte handelt, ist die Lage der anschließenden trockenen vertikalen Fuge von Bedeutung. Abb. 4.34 zeigt den Einfluss der Wahl der ersten offenen vertikalen Fuge bei cha-

rakteristischer Lastkombination. Die Lage der vertikalen Fugen in der aus Biegung zug- bzw. druckbeanspruchten Faser stellt dabei den ungünstigsten Lastfall dar. In Detail F besitzt die an den Kreisringträger unten anschließende Schale variable Wandstärke. Daher treten bis zum unteren Ende dieses Betonsegmentes Lastexzentrizitäten auf. Der Dickenunterschied zwischen dickster und dünnster Rohrwandung wurde in den Berechnungen zur Abb. 4.34 konstant gehalten, sodass es bei verschiedenen Anordnungen der unten anschließenden Betonsegmente mit vertikalen trockenen Fugen zu unterschiedlichen Dickenänderungen je Wandlänge kommt. Daher hat die Fugenanordnung auch starke Auswirkung auf die Biegemomentenverteilung m_x . Diese ist in Abb. 4.34 (rechts) dargestellt. Die Auswertung erfolgt im Rohrsegment direkt über der vertikalen Fuge. Die Auswirkungen einer Fugenanordnung sind nur in diesem Bereich wahrzunehmen. Anschließende Bereiche, z. B. in der aus Biegung neutralen Faser, sind bei Vernachlässigung der Querkraftbeanspruchung kaum beeinflusst. Bei größerem Abstand der vertikalen Fuge zum Kreisringträger nimmt zwar das Moment im Anschluss der Rohrwand an den Kreisringträger zu, das Moment in der horizontalen Stoßfuge kann dadurch aber im Regelbereich deutlich reduziert werden. Lokal treten über der Fuge höhere Biegebeanspruchungen auf. Die Membrankraftverteilung n_ϕ in tangentialer Richtung, Abb. 4.34 (mitte), wird günstiger bei zunehmendem Abstand zwischen vertikaler Fuge und Kreisringträger. Bei sehr kurzem Abstand (Oberkante 1,3 m) nehmen die Zugkräfte mit oder ohne vertikaler Fuge stark zu. Bei größer werdendem Abstand zum Kreisringträger nimmt der Einfluss ab. Auch die lokalen Schnittkraftänderungen über der Fuge nehmen ab. Die Lage der Oberkante der ersten offenen Fuge bezogen auf die Unterkante des Kreisringträgers wird mit 2,50 m, gemäß Abb. 4.35, festgelegt. Dies scheint ein ausreichender Abstand zur Einleitung der Vorspannkraft zu sein, sodass einerseits die Schnittkraftumlagerung, verursacht aus den vertikalen Fugen, aber auch die Schnittkraftverteilung, beeinflusst durch die veränderliche Wandstärke der Kreiszyinderschale, im Bauteil beherrschbar sind. Die lokalen Belastungsspitzen am Ende der vertikalen Fugen werden an dieser Stelle nicht diskutiert und sind auch nicht in Abb. 4.34 dargestellt.

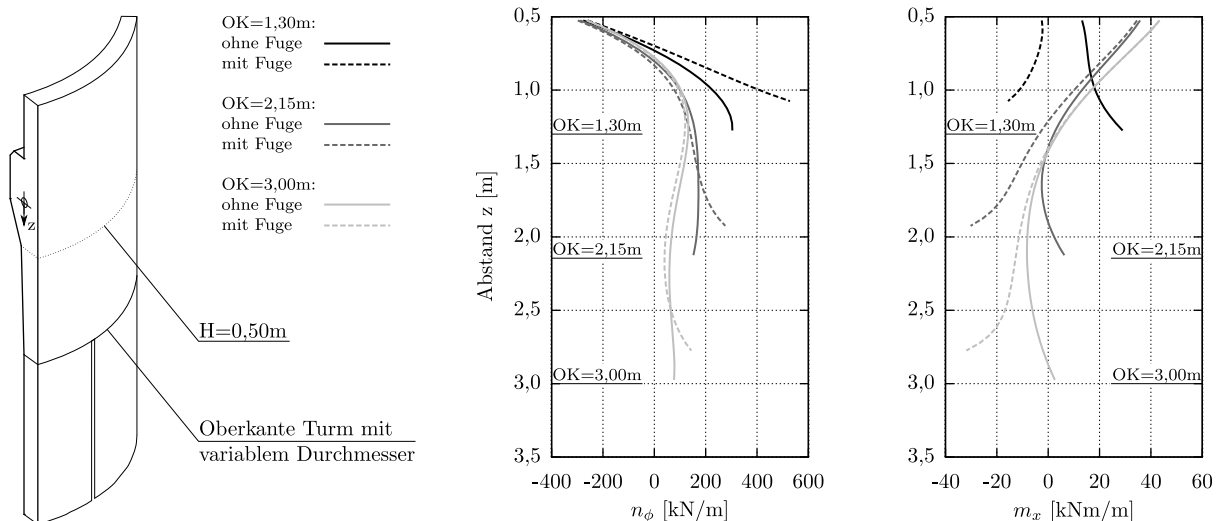


Abb. 4.34: Membrankraft- n_ϕ und Biegemomentenverteilung m_x in der unteren Kreiszyinderschale im Detail F zum Zeitpunkt $t = 0$ unter charakteristischer Lastfallkombination an der aus Biegung druckbeanspruchten Faser in Abhängigkeit der Lage der vertikalen trockenen Fuge

Durch die hohe Normalkraft und Biegung muss die Höhe H des Kreisringträgers kurz gewählt werden. Um die Spannbettvorspannung mit einer Übertragungslänge von $1,2 \cdot l_{pt}$ nach [19] vor der Oberkante des Kreisringträgers einzuleiten, muss die Litze bereits deutlich unterhalb des Kreisringträgers im Verbund sein. Im Bereich unterhalb der Spannbettvorspannung wirkt nur mehr die

gesamte externe Vorspannung aus dem Litzenspannverfahren. Abb. 4.35 zeigt die geometrischen Verhältnisse und die wesentlichen Spannungen im Detail unter charakteristischer Lastfallkombination an der aus Biegung druckbeanspruchten Faser. Durch die nun höchste Normalkraft- und Biegebeanspruchung bei gleichzeitiger Verankerung einer externen Vorspannkraft treten die größten Zugbeanspruchungen am inneren Rand der Oberseite des Kreisringträgers auf. Zusätzlich sind Zugspannungen in tangentialer Richtung im Anschluss der Kreiszyinderschalen an den Kreisringträger zu beobachten. Dabei wird die Zugfestigkeit $f_{ctk0,05}$ nicht erreicht. Durch die geringe Spannbettvorspannung entstehen keine nennenswerten Beanspruchungen, außer lokale Spannungsspitzen im Nahbereich des Verbundes, obwohl die Übertragungslänge der Spannbettvorspannung bereits unterhalb des Kreisringträgers beginnt.

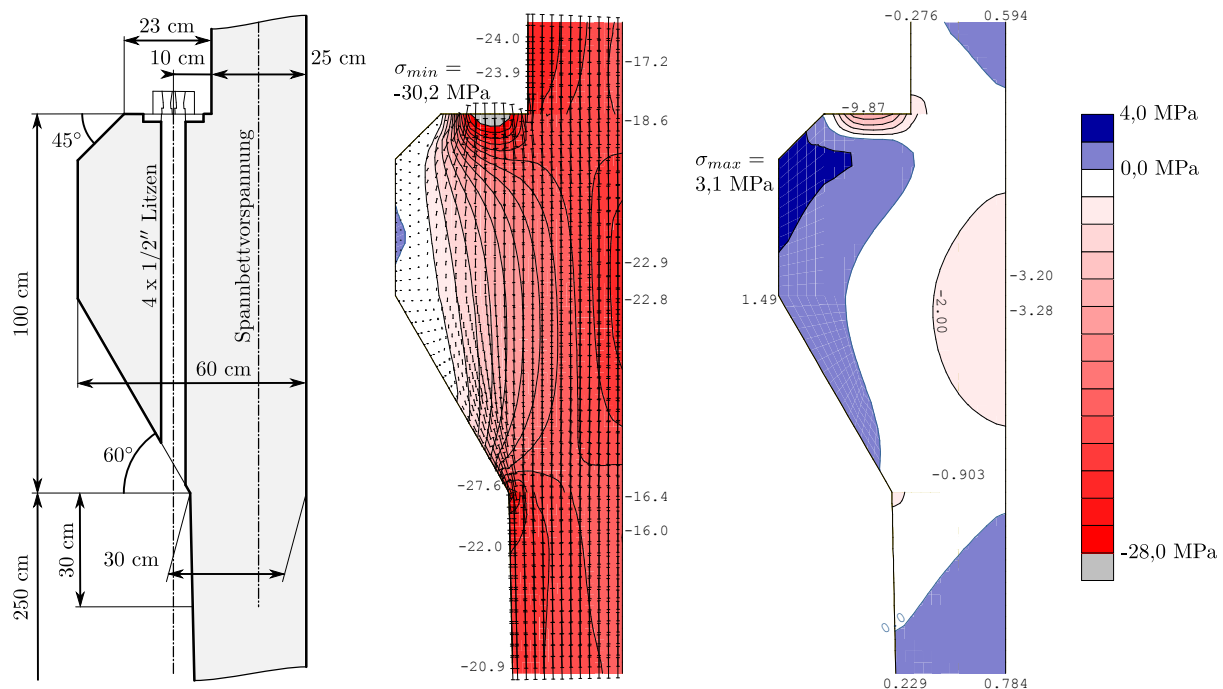


Abb. 4.35: Geometrie und maßgebende Spannungsverteilung im Detail F zum Zeitpunkt $t = 0$ unter charakteristischer Lastfallkombination an der aus Biegung druckbeanspruchten Faser: (mitte) Hauptspannungen in vorwiegend axialer Richtung; (rechts) Spannungen σ_ϕ in tangentialer Richtung

Das Absetzen der Vorspannkraft aus externer Litzenvorspannung verursacht lokale Zugspannungen auf der Innenseite des Anschlusses der oberen Kreiszyinderschale an den Kreisringträger. Durch axiale Druckbeanspruchung und die Spannbettvorspannung werden diese lokalen Spannungsspitzen abgebaut. Durch die geringe Spannbettvorspannung treten Zugspannungen auch im Bauzustand auf und sind in dieser Lastfallkombination am größten. Die größte Beanspruchung in diesem Anschlusspunkt tritt in Detail C auf, wo sie auch eingehend untersucht wird.

Schnittkräfte für weitere Untersuchungen

Für die weiteren Untersuchungen am globalen System sollten die Ergebnisse der Detailanalyse weiter berücksichtigt werden. Hier sei vor allem der Nachweis der Ermüdung hervorzuheben. Durch veränderliche Belastungen sind vor allem den Bereichen, in denen große Spannungsänderungen auftreten, besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Die Detailuntersuchung hat gezeigt, dass vor allem die Bereiche im Übergang zwischen Kreiszyinderschale und Kreisringträger die höchste Beanspruchung unter Druck und die höchsten Spannungsschwankungen in absoluten

Werten aufweisen. Abb. 4.36 zeigt eine Gegenüberstellung der FEM-Berechnung in diesem Bereich für verschiedene Lastfallkombinationen des Details C. Dabei werden Spannungsspitzen der axialen Spannungen beobachtet, welche deutlich den Mittelwert der Spannungen über die Schalendicke übersteigen. Die lokale Biegebeanspruchung erzeugt axiale Druckspannungen auf der Innenseite und Zugspannungen auf der Außenseite der Kreiszylinderschale. Diese lokalen zusätzlichen Biegungen be- bzw. entlasten die innere bzw. äußere Faser der Kreiszylinderschale. In axiale Richtung bleibt die Konstruktion jedoch immer überdrückt.

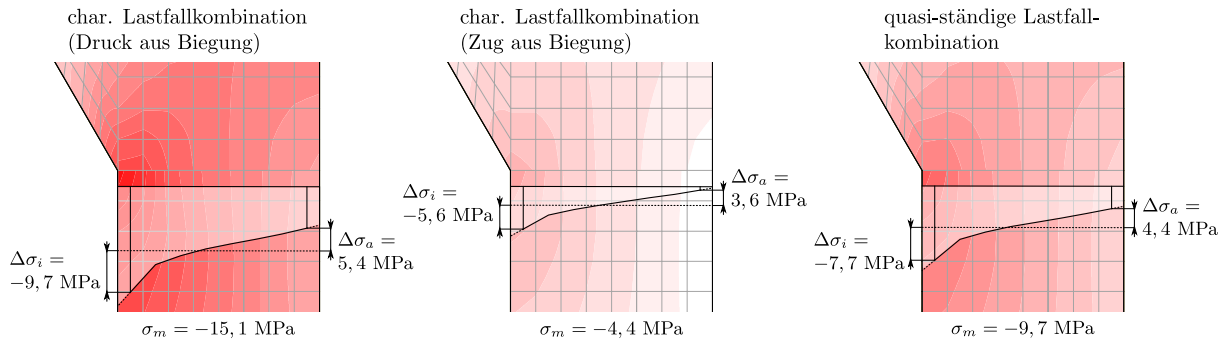


Abb. 4.36: Lokale Normalspannungsverteilung in axiale Richtung im unteren Anschlussbereich der Kreiszylinderschale an den Kreisringträger des Details C verschiedener Lastfallkombination zum Zeitpunkt $t = 0$

Abb. 4.37 zeigt einen Vergleich von Ergebnissen einzelner Lastfälle zwischen der FEM Berechnung und der Berechnungen nach Schalentheorie an der unteren Stelle des Anschlusses der Kreiszylinderschale an den Kreisringträger am Detail C. In Abb. 4.38 ist ein Vergleich zwischen zwei FEM-Berechnungen an derselben Stelle dargestellt. Die Modelle unterscheiden sich nur in der Diskretisierung der Kreiszylinderschale. Zum einen wird die Schale in Volumenelementen modelliert und zum anderen mit Schalenelementen. Die Ergebnisse aller drei Modelle stimmen sehr gut überein. Wie auch in Abs. 4.1.2 dargestellt, werden mit dem Modell nach Schalentheorie die Momente in der Kreiszylinderschale größer berechnet. Da es sich bei den verwendeten Geometrien nicht mehr um sehr dünne Schalen handelt, kann davon ausgegangen werden, dass dieser Ansatz die Biegebeanspruchung in der Schale überschätzt. Zusätzlich wird im Ansatz nach Schalentheorie die variable Wanddicke der Konstruktion nicht exakt abgebildet, sodass sich hieraus zusätzliche Unschärfen in den Ergebnissen ergeben. Ein Vergleich des Lastfalls der Spannbettvorspannung kann nur schwer angestellt werden, da dieser Lastfall in der Schalentheorie nur mit sehr großem Aufwand abzubilden ist. Für die anschließende globale Untersuchung wird daher die Biegebeanspruchung aus der FEM-Simulation, welche die Kreiszylinderschale mit Schalenelementen abbildet, berücksichtigt.

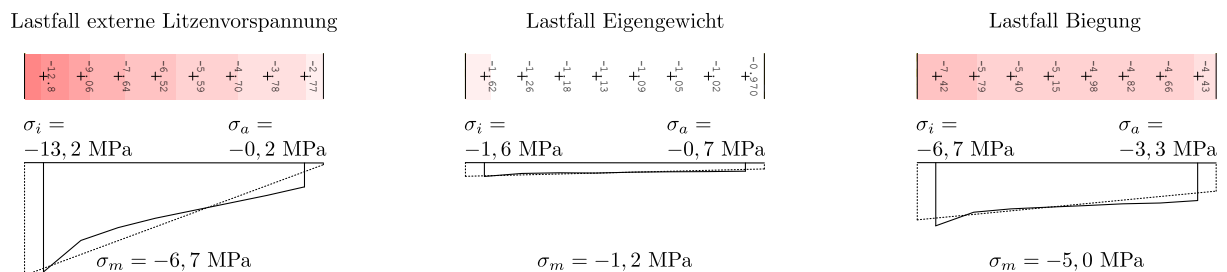


Abb. 4.37: Vergleich der Ergebnisse zur lokalen Normalspannungsverteilung in axiale Richtung im unteren Anschlussbereich der Kreiszylinderschale an den Kreisringträger des Details C in verschiedener Lastfälle zum Zeitpunkt $t = 0$ aus FEM-Berechnung und Berechnungen nach Schalentheorie

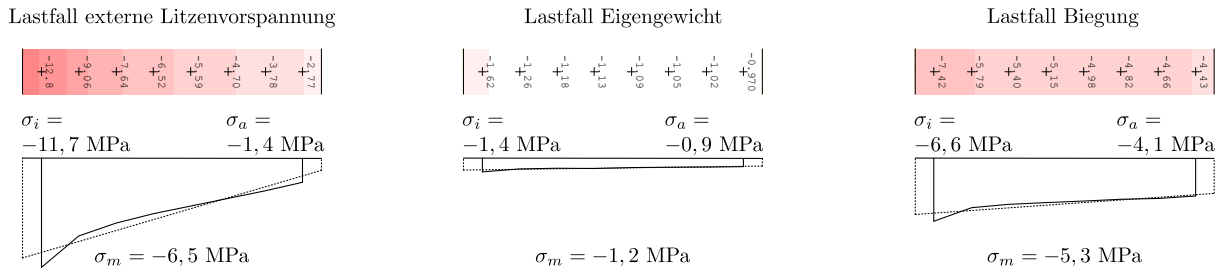


Abb. 4.38: Vergleich der Ergebnisse zur lokalen Normalspannungsverteilung in axiale Richtung im unteren Anschlussbereich der Kreiszynderschale an den Kreisringträger des Details C in verschiedenen Lastfälle zum Zeitpunkt $t = 0$ aus FEM-Berechnung mit Kreiszynderschale als Volumenelemente und aus Schalenelementen

Tab. 4.7 zeigt eine Zusammenstellung der Spannungsspitzen aller Details an den zuvor diskutierten Bereichen des Anschlusses der Kreiszynderschale an den Kreisringträger. Da die lokalen Lasteinleitungsstellen der Vorspannung die Spannungsverteilung in deren Nahbereich beeinflussen, sind die Werte in der Tabelle als Mittelwerte in Umfangsrichtung zu verstehen. Für die Auswirkung der Spannbettvorspannung ist meist die Annahme der Übertragungslänge von $l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt}$ maßgebend. Einzig an der Oberseite im Detail C wird der Maximalwert der Übertragungslänge $l_{pt1} = 1,2 \cdot l_{pt}$ maßgebend. In diesem Detail wird durch die hohe verankerte externe Vorspannkraft die innere Faser durch diesen Lastfall in axiale Richtung gezogen. Dem steht eine axiale Druckbeanspruchung aus der Spannbettvorspannung gegenüber, welche mit zunehmender Übertragungslänge abnimmt. Für den Lastfall der globalen Biegung sind neben den Spannungsspitzen auch diese Werte bezogen auf die mittlere Spannung in der Schale prozentuell angegeben, damit für eine beliebige Biegebeanspruchung die Spannungsdifferenzen abgeleitet werden können.

Die in Tab. 4.7 dargestellten Differenzspannungen treten direkt im Anschluss an den Kreisringträger in der Kreiszynderschale auf. Diese Spannungsspitzen klingen in axiale Richtung schnell ab und sind daher nur an dieser Stelle für den Ermüdungsnachweis zu berücksichtigen. Die Spannungsänderungen im Kreisringträger bei gleichzeitig wechselnden Hauptspannungsrichtungen können im Nachweis der Ermüdung kaum berücksichtigt werden, da dazu breit anerkannte grundlegende Nachweiskonzepte für solch komplexe Spannungsverhältnisse fehlen.

4.2 Fugenausbildung

Die Kraftübertragung zwischen einzelnen Betonbauteilen der Segmentbauweise mit glatten trockenen Fugen findet über Druckkontakt statt. Planmäßig sind diese Fugen durch Vorspannung überdrückt. Die veränderliche Belastung kann zu unterschiedlichen Beanspruchungen in der Fuge führen. Unter der Annahme einer idealen Fuge unter Dekompression kann die Spannungsverteilung in der Fuge und in den angrenzenden Bauteilen durch die klassische Biegelehre beschrieben werden. Durch das Auftreten von Unebenheiten in der Stoßfuge weicht die Spannungsverteilung von der idealen ab und kann Schäden verursachen. Zur Untersuchung derartiger Einflüsse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden Simulationen anhand der Finiten Elemente Methode (FEM) unter Zuhilfenahme des Programmes SOFiSTiK durchgeführt.

Tab. 4.7: Zusammenstellung der Spannungsdifferenzen zwischen Randspannung und mittlerer Spannung aus Biegung der Kreisringschale aller Lasteinleitungsdetails in Abhängigkeit der Belastung zum Zeitpunkt $t = 0$ in [MPa]

Detail	Lastfall	Lastfall
	externe Vorspannung, Spannbettvorspannung und Eigengewicht	max. Biegung aus Betrieb *
	$\Delta\sigma_i / \Delta\sigma_a$	$\Delta\sigma_i / \Delta\sigma_a$
A	-/+0,9	-/+1,3 (59%)
B oben	-/+1,5	-/+2,7 (61%)
B unten	-/+0,8	-/+2,7 (61%)
C oben	+/-1,4**	-/+2,9 (41%)
C unten	-/+6,0	-/+1,3 (24%)
D oben	-/+2,3	-/+3,1 (43%)
D unten	-/+4,2	-/+1,8 (32%)
E oben	-/+1,0	-/+1,9 (27%)
E unten	-/+4,6	-/+2,1 (28%)
F oben	-/+2,6	-/+2,7 (33%)
F unten	-/+2,2	-/+0,7 (11%)

* Spannungsdifferenzen auf der druckbeanspruchten Faser des Querschnitts; Für die zugbeanspruchte Faser sind die Vorzeichen zu wechseln

** durch Verankerung der hohen externen Spannkraft wird die Annahme $l_{pt1} = 1,2 \cdot l_{pt}$ für die Übertragungslänge der Spannbettvorspannung mit Spannungsdifferenzen von +/-2,1 MPa maßgebend

4.2.1 Modell der Simulation

Die simulierten geometrischen Ungenauigkeiten sind zueinander sehr ähnlich, daher wird das Modell der Simulation allgemein beschrieben. Besonderheiten einzelner Simulationen werden an der jeweiligen Stelle gesondert dargestellt.

Die geometrische Abgrenzung eines Details in der Simulation ist von der jeweiligen Geometrie abhängig. Aufgrund von Biegerandstörungen, wie beschrieben in Kapitel 4.1.2, wird versucht in Turmachsenrichtung das Modell mit $1,5 \cdot L_{Abkl}$, Glg. (4.4), ab einer geometrischen Diskontinuität abzugrenzen. Mit anderen Worten wird eine Rohrlänge von maximal $1,5 \cdot L_{Abkl}$ unter bzw. über der zu untersuchenden trockenen Fuge oder eines benachbarten Ringträgers in der Simulation berücksichtigt. Die Länge des Systems wird zusätzlich durch die nächstliegende trockene Fügung oder aber das Ende des Turmes in Turmachsenrichtung beschränkt.

Belastet wird das System zum einen durch die externe Vorspannung P_{ext} und zum anderen durch das Eigengewicht N_{char} . Die interne Vorspannung mit sofortigem Verbund bleibt unberücksichtigt, da diese werksseitig hergestellt wird und somit auf die trockene Fuge keinen Einfluss hat. Etwaige Überlagerungen aus dem dadurch entstehenden Vorspannzustand mit der Auswirkung aus der Genauigkeitsbetrachtung werden nicht angestellt. Für die externe Vorspannung wird unterschieden zwischen den Kräften, die innerhalb des Modellbereichs aufgebracht werden, und jenen, die im darüber liegenden Turmbereich eingeleitet werden. Erstere, $P_{ext,i}$, werden am Modell an der Ober- und Unterseite des Ringträgers eingeleitet. Hierzu wird eine gleichmäßige Flächenbelastung aufgebracht. Die Belastungsbreite in radiale Richtung wird mit der Ankerplattenbreite aus den jeweiligen Zulassungen gleichgesetzt. In tangentialer Richtung wird eine gleichmäßige Verteilung über den gesamten Umfang angenommen. Die vorhandene Vorspan-

nung außerhalb des Modellbereichs, $P_{ext,j}$, wird als gleichmäßige Flächenbelastung am gesamten oberen Kreisringquerschnitt eingeleitet. Hier wird auch das Eigengewicht der Konstruktion in derselben Art und Weise eingeleitet. Die Lasten aus Eigengewicht werden aus dem Gesamtsystem am Schnitt der zu untersuchenden Fuge abgeleitet. Die Gewichtskraft des Volumenmodells wird im Modell vernachlässigt. Dadurch entsteht ein konstanter Normalkraftverlauf in Turmlängsrichtung, ausgenommen den Normalkraftsprüngen durch Einleitung von Vorspannkraften am Kreisringträger innerhalb des Modellbereichs. Eine weitere Steigerung der Beanspruchung aus äußerer Einwirkung wird nicht simuliert, da die Fuge bereits unter Eigengewicht und Vorspannkraft vollflächig unter Druck stehen soll. Eine weitere Lasterhöhung führt daher nur zu Differenzbeanspruchungen, wie sie auch bei geometrisch perfekten Fugenstößen auftreten. Die Belastung der untersuchten unebenen trockenen Fügungen sind in Tab. 4.8 zusammengefasst.

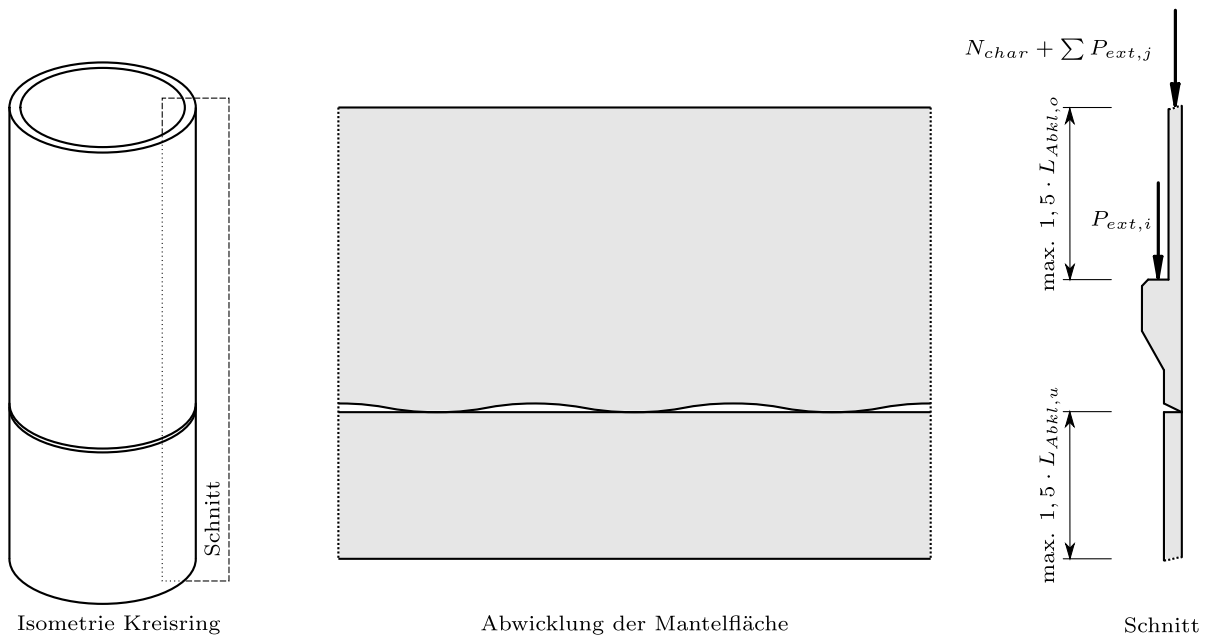


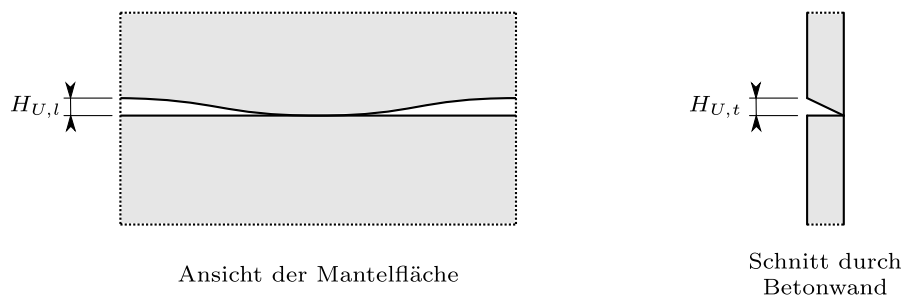
Abb. 4.39: Schematische Darstellung der Fugenungenauigkeit und geometrische Abgrenzung des Modells an Rohrquerschnitten

Wie in Kapitel 3.4 dargestellt sind Ungenauigkeiten unvermeidbar. Unebenheiten mit hohem Schädigungspotential, wie z.B. ein Absatz, müssen im Herstellungsprozess ausgeschlossen werden. Daher gilt es Unebenheiten in Form von Welligkeiten zu untersuchen. Hier wird in Umfangsrichtung ein sinusförmiger Verlauf angenommen. Die Annahme einer stetigen Bauteiloberfläche in der Kontaktfuge ohne Kanten basiert auf der weiteren Annahme, dass diese Oberflächen durch Fräsen oder Schleifen an der gesamten Stoßfläche bearbeitet werden. Die Austeilung der Unebenheit in Umfangsrichtung im Modell wird am Ende dieses Abschnittes im Detail erläutert, da diese auch vom Fugenbild des Turms abhängig ist. In radialer Richtung wird eine lineare Funktion der Unebenheit berücksichtigt. Dies resultiert aus der Annahme, dass sich in der Bearbeitung der Kontaktfläche das Werkstück relativ in kreisender Bewegung zum formgebenden Werkzeug bewegt. Dies tritt ein, wenn z.B. die Betonsegmente an einem Werkzeug mit fixem Standpunkt geführt werden oder aber das Werkzeug in einer kreisenden Bewegung, mit Fixpunkt im Mittelpunkt des Stoßquerschnittes, die Kontaktfläche bearbeitet.

In der Simulation werden nur Unebenheiten im betrachteten Modellbereich simuliert. Durch die geometrische Abgrenzung in Kombination mit den nachstehend beschriebenen Lagerbedingungen wird hierdurch angenommen, dass entweder nur in dieser trockenen Fügung Unebenheiten auftreten oder aber weit genug voneinander entfernt sind, sodass sie sich nicht gegenseitig beeinflussen. In der Simulation werden verschiedene Kombinationen zwischen Unebenheiten variabler

Tab. 4.8: Schnittkräfte in den untersuchten Fugen

Höhe H [m]	$P_{ext,i}$ [MN]	$N_{char} + \sum P_{ext,j}$ [MN]	Beschreibung
130,00	15,50	-2,46	Fuge im Detail B
121,40	16,00	-2,99	Fuge unter Detail C
114,30	9,00	-19,53	Fuge unter Detail D
107,70	6,00	-29,15	Fuge unter Detail E
101,60	6,00	-35,58	Fuge unter Detail F
98,10	-	-42,17	Fuge im Bereich mit zwei Segmenten im Querschnitt bei minimalem Durchmesser
58,60	-	-46,44	Fuge im Bereich mit zwei Segmenten im Querschnitt bei maximalem Durchmesser
55,60	-	-46,84	Fuge im Übergangsbereich zwischen zwei und drei Segmenten im Querschnitt
52,10	-	-47,32	Fuge im Bereich mit drei Segmenten im Querschnitt bei minimalem Durchmesser
6,60	-	-54,97	Fuge im Bereich mit drei Segmenten im Querschnitt bei maximalem Durchmesser


Abb. 4.40: Form der Unebenheit in Umfangrichtung (links) und in radialer Richtung (rechts)

Größe in tangentialer Richtung und radialer Richtung berücksichtigt.

Für die Berechnung wird ein linear elastisches Materialverhalten unterstellt. Für den Beton wurde hierbei der Elastizitätsmodul aus [19] in Abhängigkeit der geplanten Betonfestigkeitsklasse des jeweiligen Fertigteils gewählt. Als Querdehnzahl wird $\nu = 0,2$ verwendet. Einzig für die Beurteilung möglicher Risse und deren Wachstum wird nichtlineares Materialverhalten angewendet. Dabei wird das Microplane-Modell M4L für Beton aus [38] und [39] benutzt.

Die Betonbauteile werden mit Volumenelementen modelliert. Dadurch kann die Spannungsverteilung im Detail analysiert werden. Dies ist notwendig, da durch das dreidimensionale Modell und durch die räumliche Unebenheit eine komplexe Spannungsverteilung erwartet wird. Außerdem wird erst dadurch die Grundlage geschaffen für die Berücksichtigung von Unebenheiten in Dickenrichtung der Betonwandung. In Bereichen, in denen Spannungskonzentrationen erwartet werden, wird versucht eine mittlere Elementlänge von ungefähr dem ein- bis dreifachen Wert des Größtkorns des Betonzuschlagsstoffes zu erreichen. Unter der Annahme eines Größtkorns von $d_g = 16 \text{ mm}$ ergibt sich eine ungefähre Elementlänge von 2-5 cm in diesen Bereichen. Dadurch können die mittleren Zugspannungen eines Elements besser beurteilt werden, da angenommen wird, dass sich eine Rissbildung im Beton erst dann einstellt, wenn die Zugfestigkeit im inhomogenen Betongefüge über einen Bereich des mehrfachen Korndurchmessers des Zuschlagsstoffes einstellt. Um die Berechnungen trotz allem effizient gestalten zu können, werden in Bereichen geringer Beeinflussung durch die Unebenheit die Volumenelemente vergrößert. In Systemen mit vertikalen Fugen wird eine mittlere Fugenbreite von 1 cm angenommen. Dadurch ergeben sich im Bereich der Stoßfläche, wo eine vertikale Fuge auf ein angrenzendes Betonsegment stößt, kleinere Elementgrößen als im restlichen Modell.

Für die Modellierung der Unebenheit werden diskrete Federelemente herangezogen. Im Bereich der Fuge wird hierzu der Bereich zwischen den zu stoßenden Elementen auf einer Länge von $t = 1 \text{ cm}$ durch Federn ersetzt. Diese Federn verbinden die Knoten des oberen und unteren FEM-Netzes der Volumenelemente der Betonbauteile. In Abhängigkeit der Lage der Feder wird daraus ein nichtlineares Federgesetz abgeleitet. Des Weiteren fallen die Federelemente unter Zugbeanspruchung aus. Durch die trockene Fügung wird zusätzlich ein Reibbeiwert $\mu = 0,74$ berücksichtigt, der die Kraftübertragung in Querrichtung der Feder limitiert. Dieser Wert resultiert aus internen Untersuchungen zu anderen Forschungsprojekten.

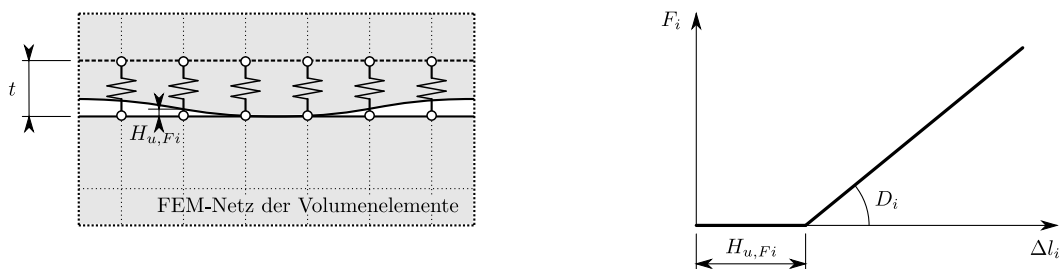


Abb. 4.41: (links) Diskretisierung der trockenen Fuge durch Federn im Modell; (rechts) Federgesetz im Druckbereich

$$H_{u,Fi} = H_{u,l,i} + H_{u,t,i} \quad (4.9)$$

mit $H_{u,l,i}$... Abstand der Betonelemente zueinander durch wellige Unebenheit in Umfangsrichtung an der Position der Feder i

$H_{u,t,i}$... Abstand der Betonelemente zueinander durch Unebenheit
in Waddickenrichtung an der Position der Feder i

$$D_i = \frac{E_c \cdot A_i}{t - H_{u,Fi}} \quad (4.10)$$

mit D_i ... Dehnfedersteifigkeit der Feder i
 E_c ... Elastizitätsmodul des ersetzten Betons durch die Federn
 A_i ... Einzugsfläche der Feder i
 t ... Länge der Federn im Modell
 $H_{u,Fi}$... Abstand der Betonelemente zueinander durch Unebenheit
an der Position der Feder i

$$D_{q,i} = \frac{D_i}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4.11)$$

mit $D_{q,i}$... Quersfedersteifigkeit der Feder i
 ν ... Querdehnzahl

Für die Erläuterung der Lagerbedingungen sowie der genauen Anordnung der welligen Unebenheit in Umfangsrichtung muss zwischen Turmbereichen mit Rohrquerschnitten und Querschnitten bestehend aus einzelnen Segmenten unterschieden werden.

Ringquerschnitt aus Rohrelementen

Bei Aufeinandersetzen der Rohrelemente tritt bei unebenen Stoßflächen Erstkontakt in der trockenen Fuge in drei Punkten auf. Daraus wird die Verteilung der welligen Unebenheit abgeleitet. Es wird ein sinusförmiger Verlauf mit drei Kontaktpunkten am unbelasteten System angenommen.

Damit kann in tangentialer Richtung das Modell auf einen Segmentausschnitt von 120° abgegrenzt werden. Das System könnte auf einen Ausschnitt mit 60° weiter reduziert werden. Hierdurch müssten jedoch Lagerbedingungen im Bereich des Erstkontakts in der Fuge implementiert werden. Um numerischen Problemen in diesem Bereich vorzubeugen, wurde darauf verzichtet. In der Schnittfläche des Segmentausschnittes wird eine Lagerung der Einzelknoten in tangentialer Richtung eingeführt. In vertikaler Richtung werden im Modell alle Knoten des untersten Querschnitts gehalten. Damit wird ein Ebenbleiben des Querschnitts erzielt. Am oberen Ende des Modells wird noch ein verhältnismäßig starrer Ring implementiert. Dieser wird nur in vertikaler Richtung an den obersten Querschnitt des Betonelements gekoppelt. An diesem Ring wird die Beanspruchung $N_{char} + \sum P_{ext,j}$ aufgebracht und dient dazu, die Last in das Modell einzutragen, bei gleichzeitigem Ebenbleiben des obersten Betonquerschnitts.

Die Form der welligen Ungenauigkeit und die Lagerbedingung sind in Abb. 4.42 dargestellt.

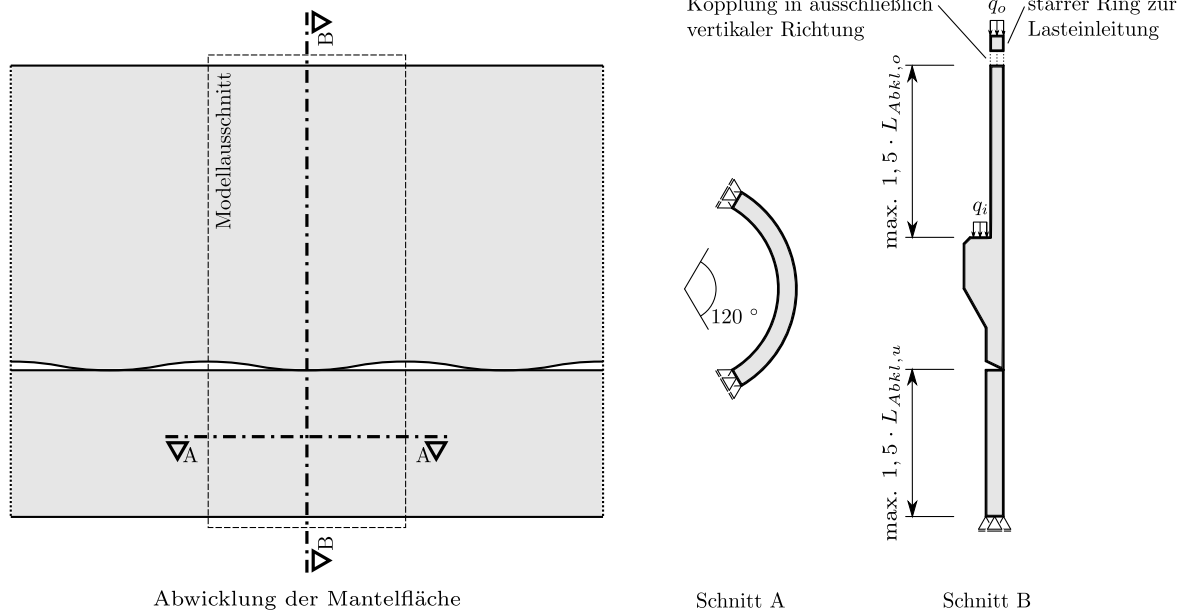


Abb. 4.42: Modellausschnitt und Lagerbedingungen der FEM-Simulation zur Untersuchung der Ungenauigkeit in der trockenen Fuge im Turmbereich mit Rohrquerschnitt

Ringquerschnitt aus einzelnen Segmenten

Bei Ringquerschnitten, bestehend aus einzelnen Segmenten, kann das Modell nicht mehr durch einen Segmentausschnitt abgegrenzt werden. Hier muss der gesamte Querschnitt im Modell abgebildet werden. Durch die vertikalen planmäßig offenen Fugen ist keine Kraftübertragung möglich. Die Annahme ist zutreffend, da kleine Verformungen normal zu den vertikalen Fugen auftreten und die konstruktive Fugenausbildung eine Abdichtungsebene beinhaltet, die zum einen verhältnismäßig weich ist und zum anderen einen direkten Kontakt zwischen den Betonelementen unterbindet.

Die Lagerbedingungen werden vom System am Rohrelement übernommen und ergänzt. Es werden zusätzlich am obersten und untersten Querschnitt die tangentialen Verformungen jedes Knotens unterbunden. Die Annahme geht davon aus, dass in der Querschnittebene diese Knoten nur eine radiale Verformung erfahren, so wie dies bei einem perfekten System unter Normalkraftbeanspruchung eintritt. Im Allgemeinen reduziert sich der Turmdurchmesser mit zunehmender Turmhöhe. Dies wurde in der Simulation vereinfachend nicht berücksichtigt.

Abb. 4.44 zeigt die untersuchten Lagen der welligen Unebenheit in Bezug auf die vertikalen offenen Fugen angrenzender Betonsegmente. Wie auch bei Rohrquerschnitten wird davon ausgegangen, dass aufgesetzte Einzelsegmente in der Stoßfuge drei Kontaktpunkte besitzen. Dadurch ergeben sich unterschiedliche Kombinationen in Abhängigkeit der Anzahl angrenzender Betonsegmente.

4.2.2 Ergebnisse

Bei Unebenheiten in den Kontaktflächen einer trockenen Fügung entstehen durch konzentrierte Lasteinleitung Spannungskonzentrationen in den Betonelementen. Bei Belastungsbeginn berühren sich die Elemente in einzelnen Bereichen. Mit zunehmender Druckbeanspruchung nimmt die Kontaktfläche zu, bis der Fugenschluss erreicht ist. Dies führt zu Druck- und Zugspannungskonzentrationen an lokalen Stellen der Betonsegmente. Während lokale Druckspannungsspitzen bei

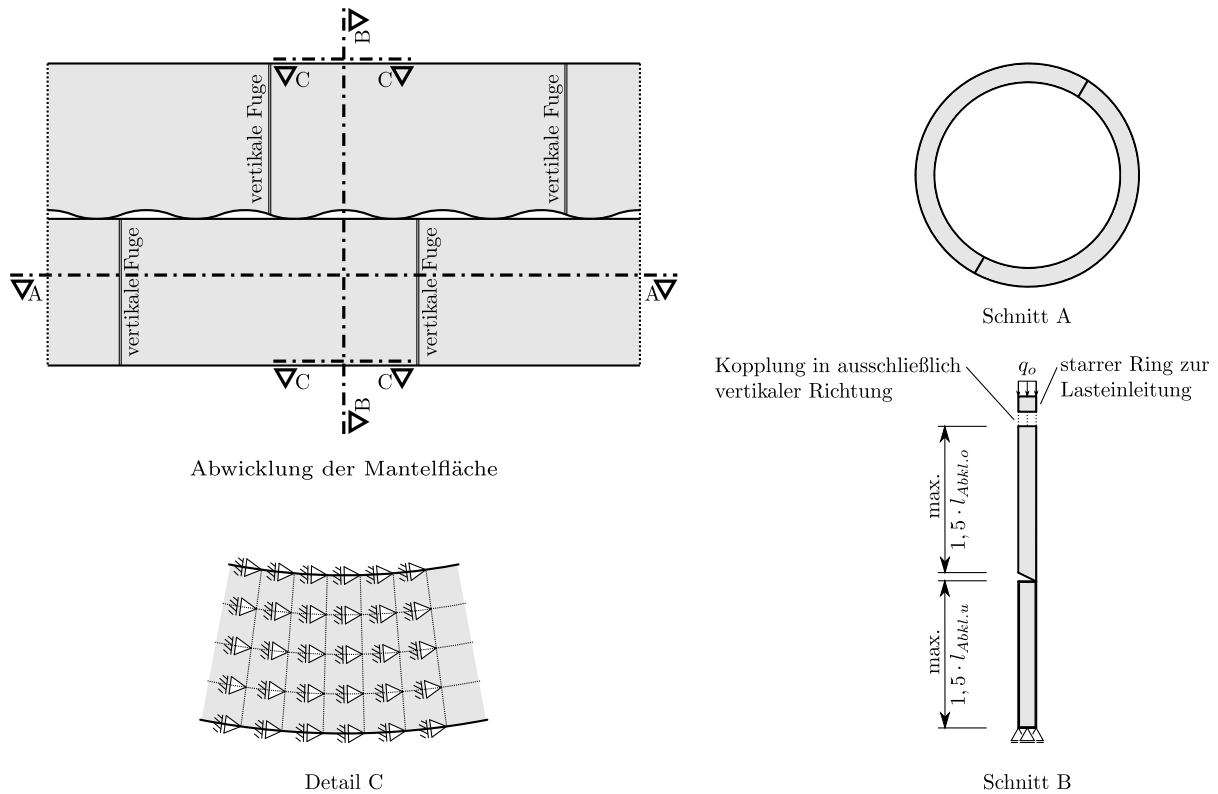


Abb. 4.43: Modell der FEM-Simulation zur Untersuchung der Ungenauigkeit in der trockenen Fuge im Turmbereich mit Querschnitten aus einzelnen Segmenten

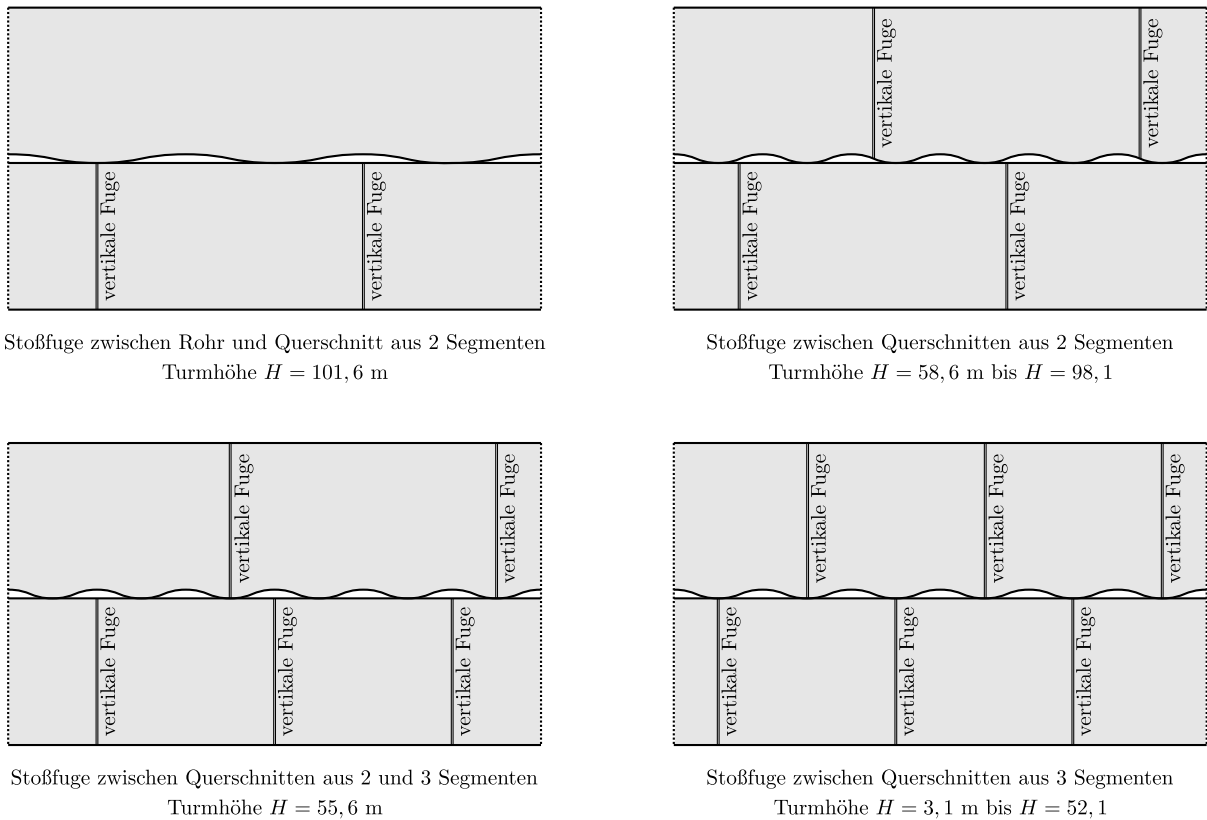


Abb. 4.44: Anordnung der untersuchten Unebenheiten in Abhängigkeit der Lage der vertikalen Fugen zwischen Betonsegmenten

kleiner Unebenheit im Allgemeinen, u.a. wegen der Festigkeitserhöhung bei Teilflächenbelastung, als wenig schädlich eingestuft werden, können Zugspannungen die Betonsegmente ungünstig beeinflussen. Diese Bereiche mit Spannungsspitzen können nach der Ursache der Entstehung differenziert werden. In Abb. 4.45, links, sind exemplarisch Zugspannungsbereiche am Beispiel der trockenen Fuge in Höhe $H = 52,10$ m dargestellt. Diese Spannungskonzentrationen in der Abbildung treten bereits bei geringer Belastung, noch deutlich vor Fugenschluss, auf. Zugehörig zu den Hauptzugspannungen sind im selben Bild rechts die Hauptdruckspannungen dargestellt. Dabei erkennt man am Verlauf der vorwiegend vertikalen Spannungen eine konzentrierte Kraftübertragung im Bereich der Kontaktflächen. Mit zunehmendem Abstand zur Fuge vergleichmäßigen sich die Spannungen über die Bauteillänge.

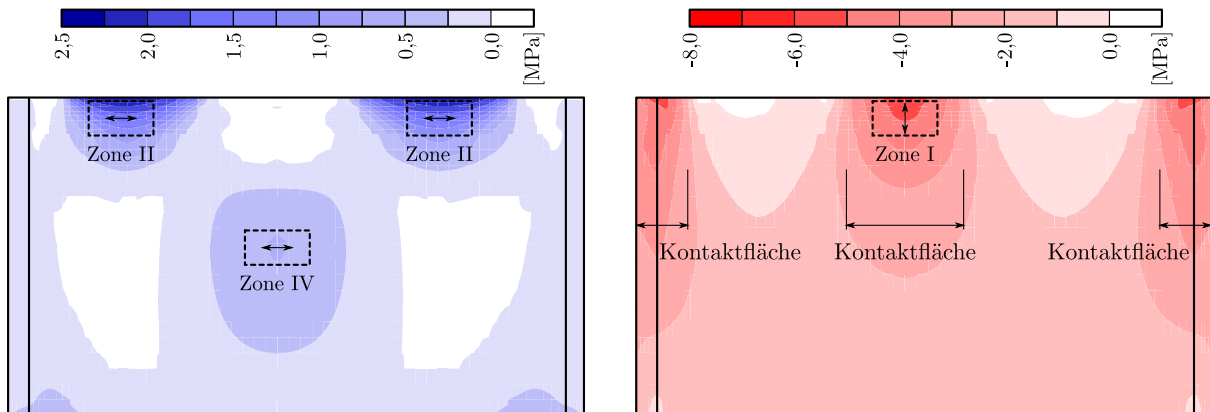


Abb. 4.45: Spannungskonzentrationen im unten anschließenden Betonsegment der trockenen Fuge in Höhe $H = 52,10$ m unter einer Drucknormalkraft $N = 9,5$ MN vor Fugenschluss bei einer Ungenauigkeit $H_{U,l} = 0,50$ mm und $H_{U,t} = 0,00$ mm, Ansicht der inneren Betonoberfläche; (links) Hauptspannungen I \rightarrow Hauptzugspannungen; (rechts) Hauptspannungen III \rightarrow Hauptdruckspannungen

Die Spannungsverteilung in den Turmelementen wird erheblich durch eine Zusatzbeanspruchung aus ungleichmäßiger Verformung beeinflusst. Während sich ein geometrisch ideales Kreisringelement durch reine Druckbeanspruchung radial gleichmäßig ausdehnt und die ideale Kreisform des Querschnitts erhalten bleibt, verformt sich der Querschnitt bei imperfekten Stoßfugen unregelmäßig. Die verformte Kontur des Querschnittes entspricht nicht mehr einem Kreisring. Dies findet bereits bei geringer Belastung statt, wenn die Kontaktflächen der Elemente noch klein sind. Ab Fugenschluss entspricht die Verformungsentwicklung des Kreisringelements jener eines Elements ohne Unebenheiten. Das unterschiedliche punktuelle Ausweichen an diversen Stellen führt somit zu einer Profilverformung. Die dadurch vorwiegende zusätzliche Biegebeanspruchung erzeugt variable Spannungsverteilung in Wandickenrichtung. Demzufolge wird auch die Lage der maximalen Hauptzugspannung beeinflusst.

Für die weitere Diskussion werden hoch beanspruchte Bereiche in der FEM-Simulation in Zonen eingeteilt. Diese Zonen sind nachfolgend beschrieben und in Abb. 4.46 bis Abb. 4.48 dargestellt. Es sei darauf hingewiesen, dass die genaue Lage der Zonen durch die Geometrie der untersuchten Fuge bestimmt wird, aber auch von der Belastungsstufe abhängig ist. So können sich die Lage einzelner Zonen bei steigender Belastung ändern und Spannungskonzentrationen mit zunehmender Belastung vergleichmäßigen.

- *Zone I:* Hauptdruckspannungen in vorwiegend vertikaler Richtung im Bereich der Erstkontaktflächen
- *Zone II:* Hauptzugspannungen in vorwiegend tangentialer Richtung in Bereichen ohne Kontakt

- *Zone III*: Hauptzugspannungen in vorwiegend vertikaler Richtung bei variabler Unebenheiten über die Wanddicke an der Wandoberfläche gegenüber der Wandfaser in Erstkontakt
- *Zone IV*: Hauptzugspannungen in vorwiegend tangentialer Richtung unterhalb der Bereiche von Erstkontaktflächen (Spaltzugwirkung)
- *Zone V*: Hauptzugspannungen in vorwiegend tangentialer Richtung bei variablen Unebenheiten über die Wanddicke mit Erstkontakt an der äußeren Wandfaser (Ringzugwirkung)
- *Zone VI*: Hauptzugspannungen in vorwiegend radialer Richtung in der Kontaktfläche bei variablen Unebenheiten über die Wanddicke
- *Zone VII*: Hauptzugspannungen in vorwiegend vertikaler Richtung im Anschluss Zylinderschale an Kreisringträger
- *Zone VIII*: Hauptzugspannung in vorwiegend tangentialer Richtung an der inneren Oberseite des Kreisringträgers
- *Zone IX*: Hauptzugspannung in vorwiegend tangentialer Richtung an der unteren Kreisringträgerkante
- *Zone X*: Hauptzugspannungen in vorwiegend vertikaler Richtung in der Zylinderschale zwischen Kontaktfläche und Kreisringträger bei variablen Unebenheiten über die Wanddicke
- *Zone XI*: Hauptzugspannungen in vorwiegend tangentialer Richtung im Anschluss Zylinderschale an Kreisringträger

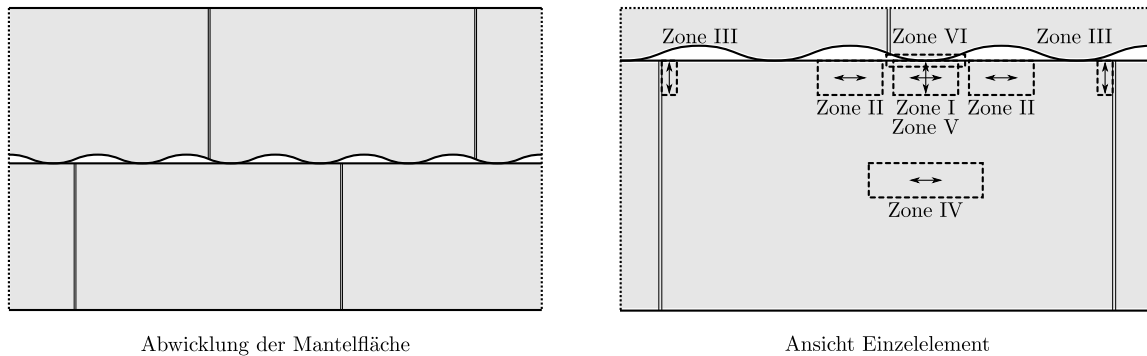


Abb. 4.46: Einteilung hoch beanspruchter Bereiche in Zonen; Stoßfuge mit vier angrenzenden Betonsegmenten

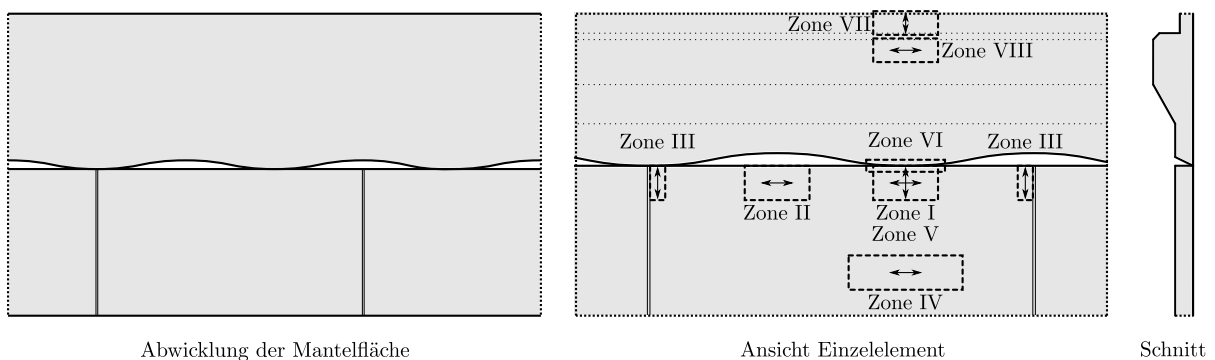


Abb. 4.47: Einteilung hoch beanspruchter Bereiche in Zonen; Stoßfuge mit drei angrenzenden Betonsegmenten

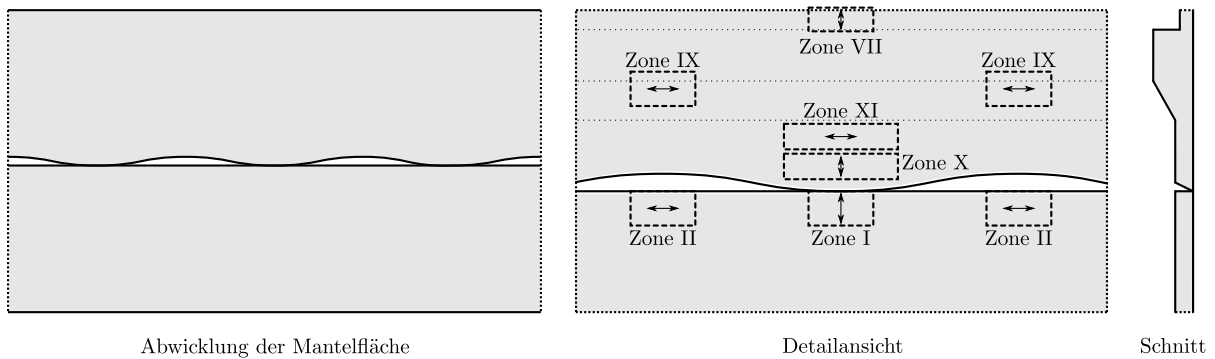


Abb. 4.48: Einteilung hoch beanspruchter Bereiche in Zonen; Stoßfuge mit zwei angrenzenden Betonsegmenten

Zusätzlich wird in Abb. 4.49 der Kraftfluss ausgewählter Belastungssituationen durch ebene Stabwerkmodelle idealisiert. Hierdurch können die Zonen I bis IV und VI qualitativ beschrieben werden. Die hohen Beanspruchungen in den übrigen beschriebenen Zonen resultieren vorwiegend aus behinderter räumlicher Verformung, Diskontinuitäten durch den Kreisringträger (siehe hierzu Kapitel 4.1) und Kombinationen dieser Effekte unter Berücksichtigung imperfekter horizontaler Fugen. Auf die Darstellung solcher komplexen räumlichen Stabwerkmodelle wird an dieser Stelle verzichtet.

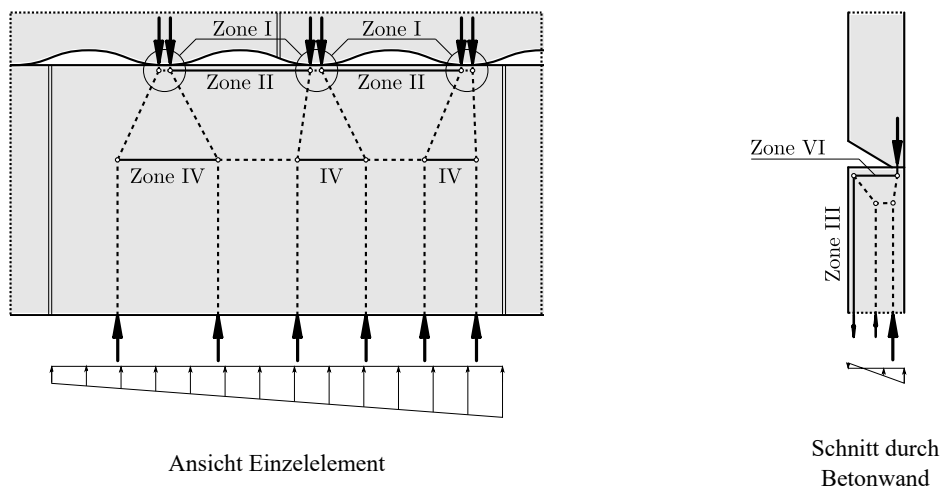


Abb. 4.49: Ableitung ebener Stabwerkmodelle zur Erläuterung hoch beanspruchter Bereiche; (links) Stabwerkmodell bei welliger Unebenheit zu Beginn der Belastung; (rechts) Stabwerkmodell bei Unebenheit in Wanddickenrichtung zu Beginn der Belastung

Im räumlichen System treten Hauptspannungen in drei Richtungen auf. Im verwendeten FEM-Programm werden die Hauptspannungen unabhängig der Richtung nach Größe sortiert, sodass Hauptspannung I den maximalen und Hauptspannung III den minimalen Wert im ausgewerteten Punkt darstellt. Somit ergibt sich, dass in Zone I die Hauptspannungen III und in den restlichen Zonen Hauptspannungen I maßgebend werden. Die Auswertung zeigt, dass die Hauptspannungen II eine untergeordnete Rolle spielen.

Eine detaillierte Zusammenfassung aller Ergebnisse der FEM-Untersuchung zu Unebenheiten in der trockenen Fuge ist Anhang A zu entnehmen. In qualitativer Hinsicht werden die Verläufe in diesem Abschnitt erschöpfend dargestellt und diskutiert. In quantitativer Hinsicht schwanken

Tab. 4.9: Untersuchte Unebenheiten in den Fugen des FEM-Modell

Höhe H [m]	$H_{u,l}$ [mm]	$H_{u,t}$ [mm]
130,00	0,30	0,20
121,40	0,30	0,20
114,30	0,40	0,30
107,70	0,50	0,40
101,60	0,50	0,40
98,10	0,50	0,40
58,60	0,50	0,40
55,60	0,50	0,40
52,10	0,50	0,40
6,60	0,50	0,40

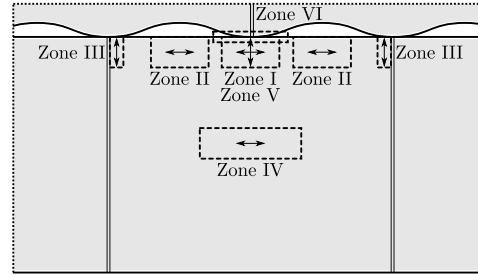
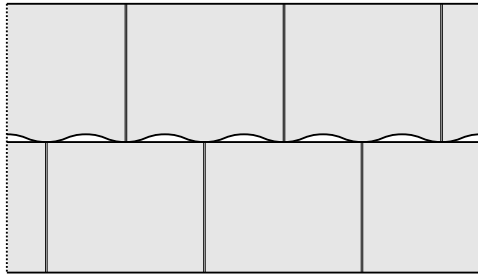
die Ergebnisse um die hier dargestellten Ergebnisse, bleiben aber in derselben Größenordnung. Dabei wurde jedoch die Größe der Unebenheit variiert, sodass ein direkter Vergleich schwer möglich ist. Durch die variable Geometrie und durch das unterschiedliche Fugenbild wäre aber ein Vergleich auch bei vergleichbarer Unebenheit kaum möglich. Die Größe der Unebenheit wurde aus Gründen des Fugenschlusses variiert. Hiermit wurde versucht den Fugenschluss deutlich unterhalb des ständigen Lastniveaus sicherzustellen. Eine Zusammenfassung der untersuchten Unebenheiten kann Tab. 4.9 entnommen werden. In der FEM-Simulation wurden dabei folgende fünf Kombinationen der tangentialen und radialen Unebenheitsverteilung berücksichtigt:

- $H_{u,l}$ mit $H_{u,t} = 0$
- $H_{u,t}$ außen mit $H_{u,l} = 0$ (Erstkontakt am inneren Umfang des Kreisringquerschnitts)
- $H_{u,t}$ innen mit $H_{u,l} = 0$ (Erstkontakt am äußeren Umfang des Kreisringquerschnitts)
- $\frac{1}{2} \cdot H_{u,t}$ außen mit $\frac{1}{2} \cdot H_{u,l}$ (Erstkontakt am inneren Umfang des Kreisringquerschnitts)
- $\frac{1}{2} \cdot H_{u,t}$ innen mit $\frac{1}{2} \cdot H_{u,l}$ (Erstkontakt am äußeren Umfang des Kreisringquerschnitts)

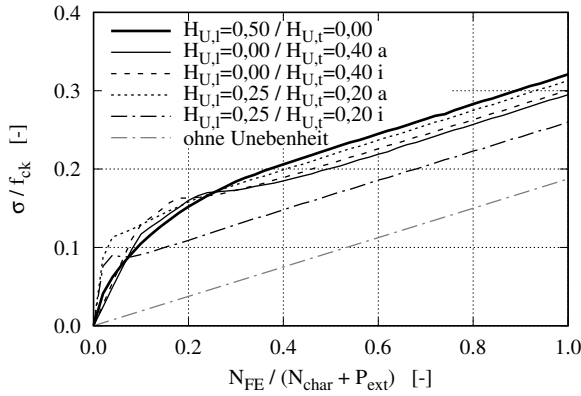
Die Auswertung der maximalen Spannungswerte der Berechnungen erfolgt in den jeweiligen Elementmitten. In Abb. 4.50 sind die Entwicklungen der maximalen Hauptspannungen in zuvor beschriebenen Bereichen der Untersuchung zur trockenen Fuge in Turmhöhe $H = 52,10$ m für simulierte Ungenauigkeiten dargestellt. In vertikaler Achse wird die Spannung bezogen auf die jeweilige Festigkeit $f_{ctk,0.05}$ bzw. f_{ck} dargestellt. In horizontaler Achse wird das Lastniveau bezogen auf die ständige Last im Endzustand, $N_{char} + \sum P_{ext}$, abgebildet.

Die maximalen Hauptdruckspannungen in *Zone I*, Abb. 4.50 (a), stellen sich an der Stelle des Erstkontakts ein und wirken in vorwiegend vertikaler Richtung. Durch die Unebenheit wird die Schnittkraft nur in lokalen Bereichen im Querschnitt übertragen und führt zu Druckspannungsspitzen. Die Zunahme der maximalen Hauptdruckspannung ist zu Belastungsbeginn, bei kleiner Lastübertragungsfläche, groß und nimmt mit zunehmendem Fugenschluss ab. Daher steigen diese Spannungen bis zum Fugenschluss (Belastung $< 0,6 \cdot (N_{char} + \sum P_{ext})$) stark an und entwickeln sich danach parallel zur aufgebrachtten mittleren Druckspannung. Die maximale Hauptdruckspannung erreicht den unkritischen Wert von $0,32 \cdot f_{ck}$.

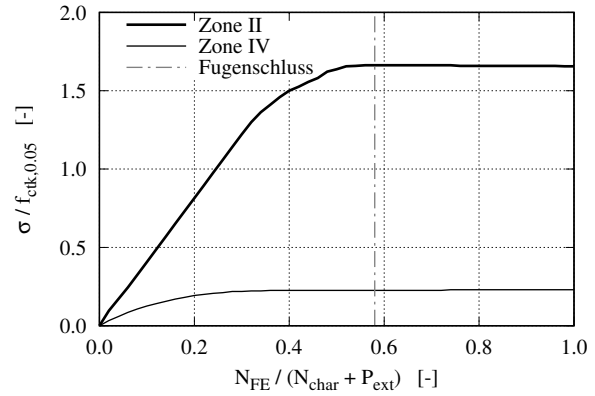
Zugspannungen im Modell erreichen hingegen kritische Werte. Die Hauptzugspannungen in *Zone II* und *Zone V* liegen im Streubereich der Zugfestigkeit ($f_{ctk,0.05} < \sigma_{HSPI} < f_{ctk,0.95}$), überschreiten die charakteristische Betonfestigkeit $f_{ctk,0.05}$ jedoch deutlich. In den restlichen Zonen



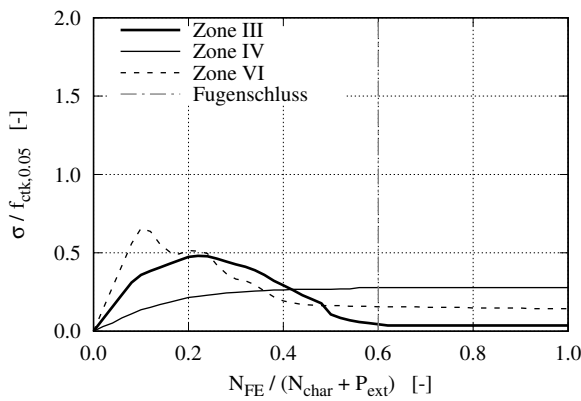
(a) Drucksp. in Zone I



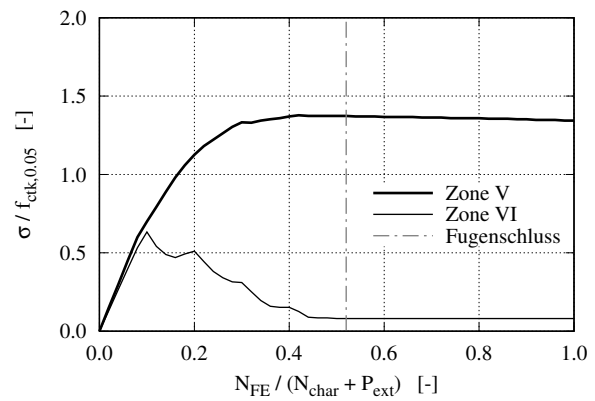
(b) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,50$ mm und $H_{U,t}=0,00$ mm



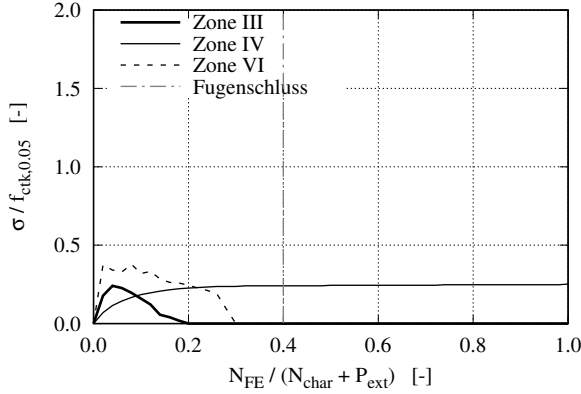
(c) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm außen



(d) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm innen



(e) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm außen



(f) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm innen

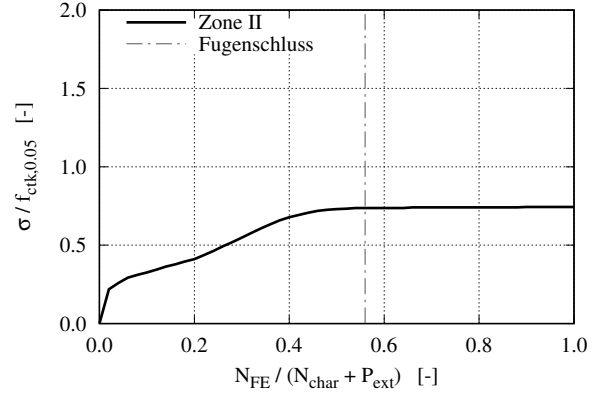


Abb. 4.50: Entwicklung der Hauptspannungen verschiedener Zonen in den Betonelementen aus der FEM-Berechnung zur trockenen Fuge in Turmhöhe $H = 52,10$ m

erreichen die Hauptzugspannungen moderate Werte und liegen deutlich unter der charakteristischen Zugfestigkeit $f_{ctk,0.05}$.

In *Zone II* treten die vorwiegend tangentialen Hauptzugspannungen zwischen zwei Kontaktflächen in Fugennähe bei Unebenheiten in tangentialer Richtung auf. In den Kontaktflächen werden zu Belastungsbeginn konzentriert Lasten eingeleitet. In der Praxis sind Zugkräfte unmittelbar neben dem Lasteinleitungsbereich am belasteten Rand bekannt und z.B. in [40] beschrieben und durch Stabwerkmodelle idealisiert. In diesem Fall überlagern sich diese Zugkräfte von zwei benachbarten Kontaktflächen ungünstig. Die Zunahme dieser Spannungen ist zu Belastungsbeginn, bei konzentrierter Lastübertragung in den Kontaktflächen, groß und nimmt mit zunehmendem Fugenschluss ab. Ab Fugenschluss bleibt die Zugbeanspruchung konstant erhalten, da eine Verformung des Kreisringquerschnitts in radialer Richtung unbehindert erfolgen kann.

Hauptzugspannungen in *Zone III* treten in vorwiegend vertikaler Richtung am Betonsegment nahe der aufgehenden vertikalen Fuge auf. Diese Spannungen sind bei Unebenheiten zu beobachten, bei denen am inneren Umfang des Kreisringquerschnittes Erstkontakt auftritt. Daraus resultieren an der gegenüberliegenden Betonoberfläche, am äußeren Umfang des Kreisringquerschnitts, Zugspannungen in vertikaler Richtung. Durch die exzentrische Lasteinleitung in der Fuge bezüglich der Wandmittelfläche werden die Turmelemente lokal nach innen abgetrieben. Diese Verformung ist behindert und resultiert somit in zusätzlicher Beanspruchung in sämtlichen Richtungen. In Bereichen ohne vertikaler Fuge begünstigt die Verformungsbehinderung die Hauptzugspannungen in vertikaler Richtung. Daher tritt das Maximum im Nahbereich der vertikalen offenen Fugen auf, wo durch diese Fugen die Verformungsbehinderung am geringsten ist. Zu Belastungsbeginn ist eine starke Zunahme dieser Spannungen zu beobachten, die sich jedoch bis zum Fugenschluss wieder reduzieren. Bereits vor Fugenschluss herrscht über große Bereiche der Wanddicke Druckkontakt, sodass bereits in diesem Zustand eine Reduzierung der vertikalen Zugspannung bei Lastzunahme stattfindet. Ab dem Belastungszeitpunkt des Fugenschlusses wird die zusätzliche Belastung durch eine gleichmäßig verteilte Druckspannung über die Fuge übertragen.

Die vorwiegend tangentialen Hauptzugspannungen in *Zone IV* werden durch die Ausbreitung einer konzentriert eingeleiteten Druckkraft im Erstkontaktbereich hervorgerufen. Die Lage der resultierenden Zugspannungen wird entscheidend durch die Geometrie der Bauteile bzw. von der tangentialen Länge der Kontaktfläche bestimmt. Diese Wirkung wird üblicherweise Spaltzugwirkung genannt und wird z.B. in [40] beschrieben und durch Stabwerkmodelle idealisiert. Bei Belastungsbeginn ist durch die kleine Kontaktfläche in der Fuge eine konzentrierte Lasteinleitung zu beobachten, die zu einer schnellen Zunahme der Spaltzugspannung führt. Mit zunehmender Kontaktfläche reduziert sich die Zunahme der Spaltzugwirkung. Die Spannung nimmt bis zum Fugenschluss zu und bleibt ab dieser Laststufe konstant im Bauteil, da eine Verformung des Kreisringquerschnitts in radialer Richtung unbehindert erfolgen kann.

In *Zone V* treten Hauptzugspannungen in vorwiegend tangentialer Richtung auf. Diese Spannungen sind bei Unebenheiten zu beobachten, bei denen am äußeren Umfang des Kreisringquerschnittes Erstkontakt auftritt. Durch die exzentrische Lasteinleitung in der Fuge bezüglich der Wandmittelfläche werden die Turmelemente lokal nach außen abgetrieben. Diese Verformung ist behindert und resultiert in eine tangentiale Zugbeanspruchung. In Bereichen, in denen das darüber- bzw. darunterliegende Betonsegment eine vertikale Fuge aufweist, treten zusätzliche Effekte durch den Steifigkeitssprung auf, sodass hier das Maximum an Zugspannungen auftritt. Zu Belastungsbeginn ist eine starke Zunahme dieser Spannungen zu beobachten. Mit zunehmender Kontaktfläche in der Fuge nimmt die Zugspannungssteigerung ab. Ab dem Belastungszeitpunkt des Fugenschlusses bleibt die Hauptzugspannung in *Zone V* annähernd konstant, da eine Verformung des Kreisringquerschnitts in radialer Richtung unbehindert erfolgen kann.

Bei variablen Unebenheiten in Wanddickenrichtung treten in *Zone VI* Zugspannungen auf. Die Begründung ist hier dieselbe wie in *Zone II*. Es treten vorwiegend radiale Hauptzugspannungen unmittelbar neben dem Lasteinleitungsbereich am belasteten Rand auf, siehe hierzu z.B. [40]. Zu Beginn der Belastung ist ein starker Anstieg der Zugspannungen zu beobachten. Sobald die Kontaktfläche ein bestimmtes Maß erreicht hat und einen Großteil der Wanddicke umfasst, nehmen die oberflächlichen Zugspannungen wieder ab.

Zonen VII bis XI treten nur in Bereichen auf, in denen ein Kreisringträger nahe der imperfekten Stoßfuge zu liegen kommt. Daher werden in Abb. 4.51 und Abb. 4.52 die Ergebnisse der Unebenheitsuntersuchung der trockenen Fuge in Turmhöhe $H = 101,60\text{ m}$ und $H = 107,70\text{ m}$ dargestellt.

In *Zone VII* treten Hauptzugspannungen in vorwiegend vertikaler Richtung in der Rohrwandung im Anschluss an den Kreisringträger auf. Vorwiegend resultieren diese aus der abgesetzten Vorspannung $P_{ext,i}$ an der Oberseite des Kreisringträgers im Modellbereich und sind in Kapitel 4.1 näher erläutert. Sie werden jedoch geringfügig durch die Unebenheit beeinflusst und sind aus Gründen der Vollständigkeit auch an dieser Stelle dokumentiert. Das Maximum tritt bei Erreichen der Vorspannung $P_{ext,i}$ auf und wird bei weiterer Belastungszunahme abgebaut. In Abhängigkeit der Geometrie kann zu einem späteren Zeitpunkt eine nochmalige Zunahme der Zugspannungen in diesem Bereich festgestellt werden.

Auch die Hauptzugspannungen in *Zone VIII*, in vorwiegend tangentialer Richtung, resultieren maßgeblich aus der Vorspannung. Diese treten an der inneren Oberseite des Kreisringträgers auf und haben ihre Ursache in der geometrischen Diskontinuität in Kombination mit der Belastung aus Normalkraft bzw. Vorspannung $N_{char} + \sum P_{ext,j}$ aus dem Turmbereich oberhalb des Ringträgers. Sie werden wiederum geringfügig durch die Unebenheit beeinflusst und sind aus Gründen der Vollständigkeit auch an dieser Stelle dokumentiert. Für nähere Details wird auf Kapitel 4.1 verwiesen. Die Zugspannungen bauen sich erst nach Erreichen der Vorspannung $P_{ext,i}$ auf und nehmen stetig bis zur maximalen Belastungsstufe der Simulation zu.

In *Zone IX* können Hauptzugspannungen affin zu den Hauptzugspannungen aus *Zone II* bei Belastungsbeginn auftreten. Das Auftreten ist abhängig von den geometrischen Verhältnissen im Nahbereich der untersuchten trockenen Fuge und von der Vorspannung $P_{ext,i}$, welche im Kreisringträger des Modellbereichs eingeleitet wird. Das Maximum der vorwiegend tangentialen Hauptzugspannungen tritt an der unteren Kante des Kreisringträgers auf. Die Zunahme dieser Spannungen ist zu Belastungsbeginn, bei konzentrierter Lastübertragung in den Kontaktflächen, groß und nimmt mit zunehmender Laststeigerung ab. Ab dem Belastungsniveau $P_{ext,i}$ bleibt die Zugbeanspruchung annähernd konstant erhalten.

Hauptspannungen in *Zone X* treten in analoger Weise wie Spannungen in *Zone III* auf. Durch veränderliche Unebenheiten in radiale Richtung treten vorwiegend vertikale Zugspannungen an der gegenüberliegenden Oberfläche in Bezug auf die ersten Berührungspunkte in der trockenen Fuge auf. Durch die exzentrische Lasteinleitung in der Fuge bezüglich der Wandmittelfläche werden die Turmelemente lokal abgetrieben. Diese Verformung ist behindert und resultiert in eine vertikale Zugbeanspruchung. Zu Belastungsbeginn ist eine starke Zunahme dieser Spannungen zu beobachten, die sich jedoch bis zum Fugenschluss wieder reduzieren. Bereits vor Fugenschluss herrscht über große Bereiche der Wanddicke Druckkontakt, sodass bereits in diesem Zustand eine Reduzierung der vertikalen Zugspannung bei Lastzunahme stattfindet. Ab dem Belastungszeitpunkt des Fugenschlusses wird die zusätzliche Belastung durch eine gleichmäßig verteilte Druckspannung über die Fuge übertragen.

Hauptspannungen in *Zone XI* treten in analoger Weise wie Spannungen in *Zone IV* auf. Die Lage der resultierenden Zugspannungen wird entscheidend durch die Geometrie der Bauteile bzw. von der tangentialen Länge der Kontaktfläche bestimmt. Bei Belastungsbeginn ist durch die kleine

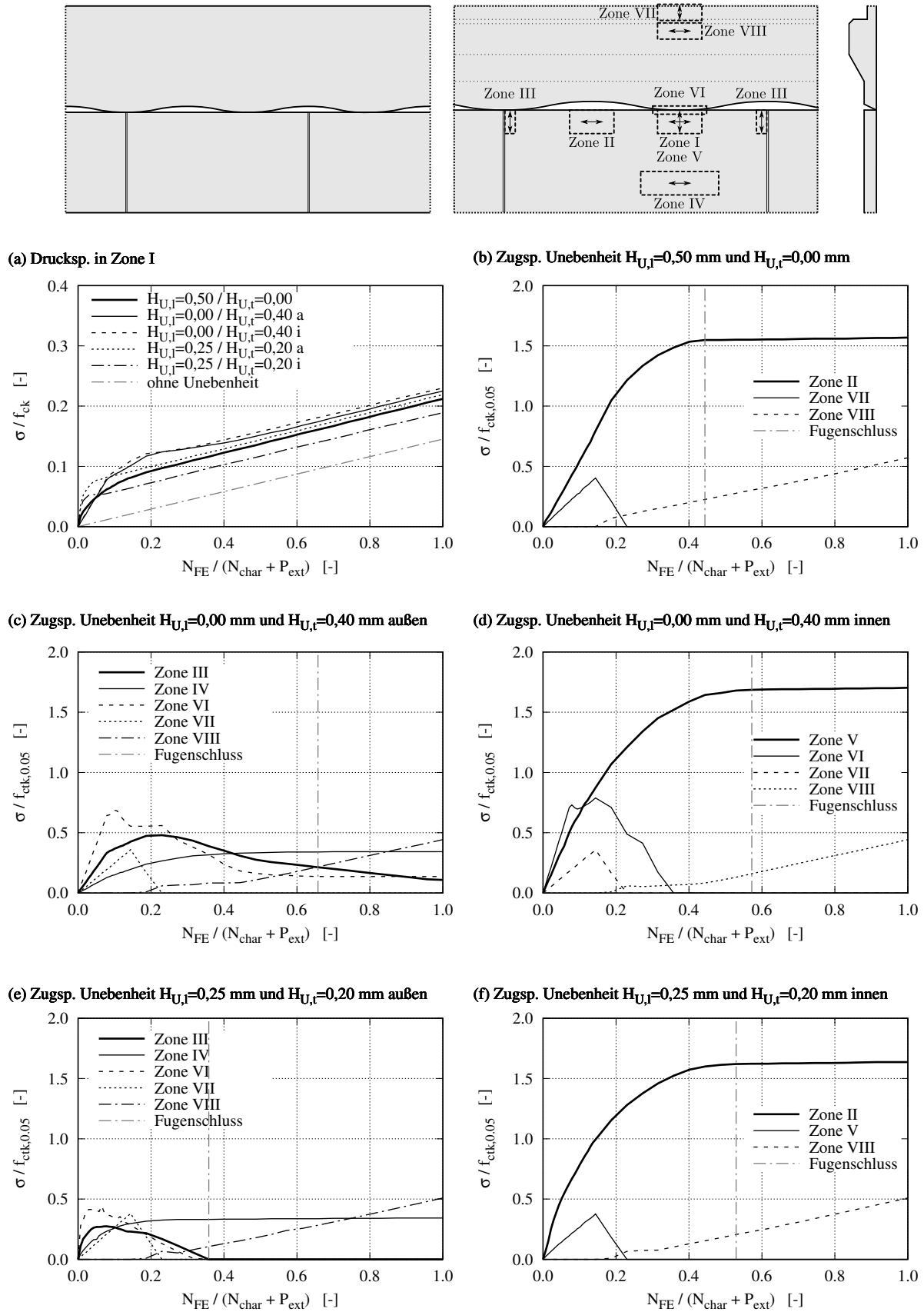
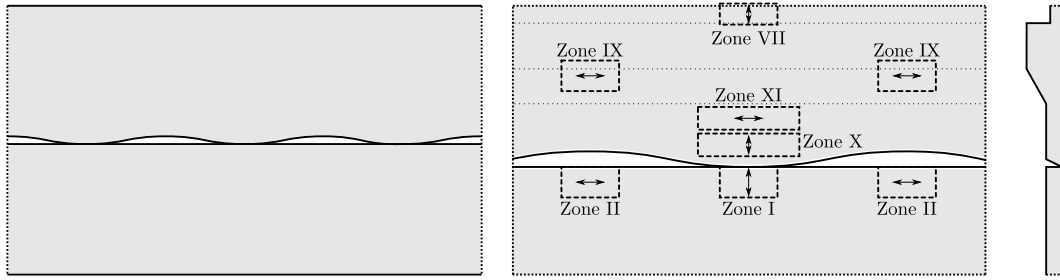
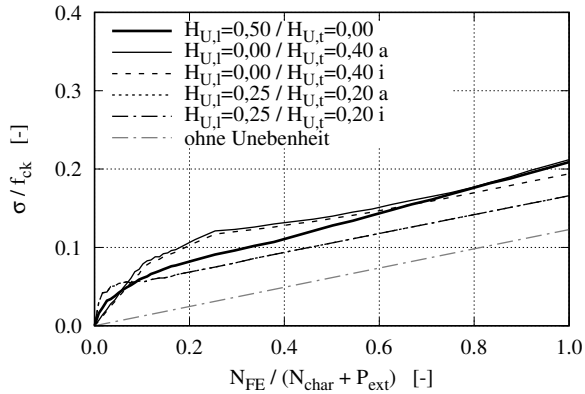


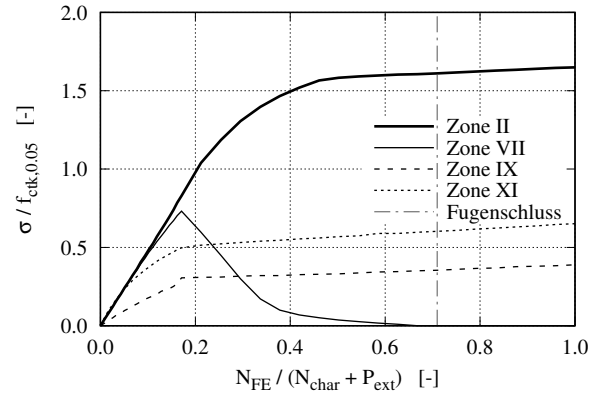
Abb. 4.51: Entwicklung der Hauptspannungen verschiedener Zonen in den Betonelementen aus der FEM-Berechnung zur trockenen Fuge in Turmhöhe $H = 101,60$ m



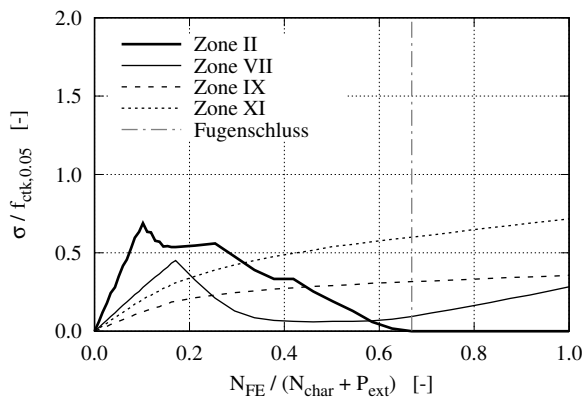
(a) Drucksp. in Zone I



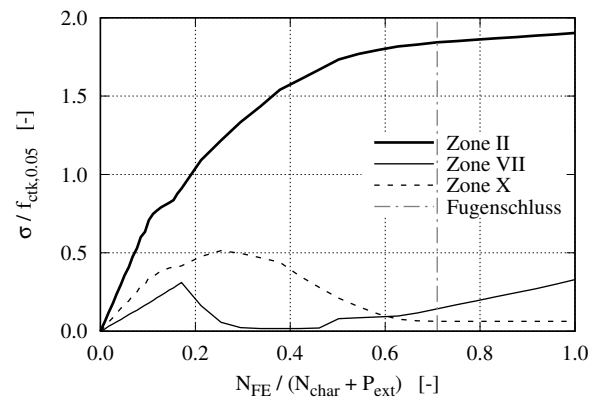
(b) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,50$ mm und $H_{U,t}=0,00$ mm



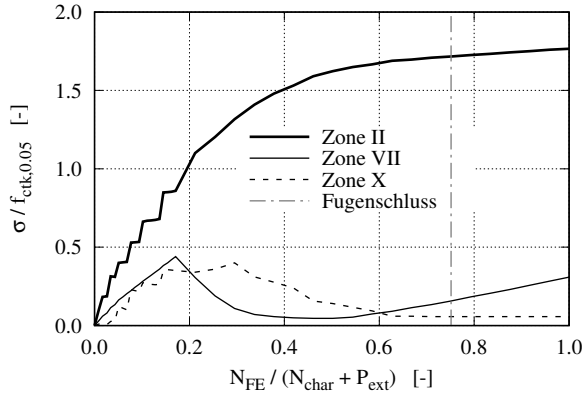
(c) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm außen



(d) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm innen



(e) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm außen



(f) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm innen

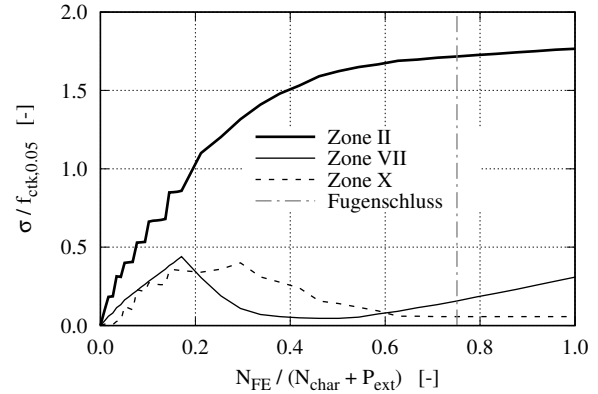


Abb. 4.52: Entwicklung der Hauptspannungen verschiedener Zonen in den Betonelementen aus der FEM-Berechnung zur trockenen Fuge in Turmhöhe $H = 107,70$ m

Tab. 4.10: Zeitpunkt im Bauablauf des vollständigen Fugenschlusses einzelner horizontaler Fugen

Höhe H [m]	Zeitpunkt des Fugenschlusses
130,00	bei 86 % der externen Vorspannung im Detail B
121,40	bei 81 % der externen Vorspannung im Detail C
114,30	bei 54 % der externen Vorspannung im Detail C
107,70	bei 60 % der externen Vorspannung im Detail C
101,60	bei 12 % der externen Vorspannung im Detail D
98,10	bei 52 % der externen Vorspannung im Detail C
58,60	bei 5 % der externen Vorspannung im Detail C
55,60	bei 3 % der externen Vorspannung im Detail C
52,10	durch Aufsetzen des Rohrsegments zwischen Höhe $H = 121,40$ m und $H = 130,00$ m
6,60	bei 19 % der externen Vorspannung im Detail D

Kontaktfläche in der Fuge eine konzentrierte Lasteinleitung zu beobachten, die zu einer schnellen Zunahme der Spaltzugspannung führt. Zusätzlich ist die Spannungsentwicklung stark von der Vorspannung $P_{ext,i}$ im darüber liegenden Kreisringträger abhängig. Ab dem Belastungsniveau $P_{ext,i}$ bleibt die Zugbeanspruchung annähernd konstant erhalten.

Ein Vergleich von trockenen Fugen an unterschiedlichen Turmhöhen H bzw. unterschiedlichen Durchmessern bei gleichem Fugenbild der vertikalen Fugen zeigt ein differenziertes Bild. Während für große Durchmesser eine radial veränderliche Unebenheit ungünstiger erscheint, verhält es sich bei tangential veränderlichen Unebenheiten umgekehrt. Eine allgemeine Aussage hierzu kann aber nicht abgeleitet werden, da im Modell von einer gleichen Anzahl an Erstkontaktpunkten mit gleicher Unebenheitsform ausgegangen wurde. Dies bedeutet im Speziellen, dass bei einem variablen Durchmesser das Verhältnis der Höhe der Unebenheit H_u zum Abstand des nächsten Kontaktpunktes variiert. Dass eine Verallgemeinerung der Ergebnisse nur schwer möglich ist, wurde auch bereits in [41] gezeigt.

Wie zu Beginn des Abschnittes angesprochen, wurden die Stichhöhen der Unebenheiten derart variiert, dass mit ausreichender Sicherheit ein Fugenschluss bei ständiger Belastung eintritt. Der vollständige Fugenschluss tritt in allen trockenen Fugen bei untersuchten Unebenheiten während des Bauzustands ein. In Tab. 4.10 sind für die untersuchten trockenen Horizontalfugen jene Zeitpunkte im Bauablauf dargestellt, die zum spätesten vollständigen Fugenschluss führen.

Da in Zone II und Zone V die charakteristische Zugfestigkeit $f_{ctk,0.05}$ deutlich überschritten wird, wird für die Simulation der trockenen Fügung in Turmhöhe $H = 107,40$ m bei einer Unebenheit von $H_{U,l} = 0,50$ mm und $H_{U,t} = 0,00$ mm eine materiell nicht lineare FEM-Simulation angestellt. Dabei wird das Microplane-Modell M4L für Beton aus [38] und [39] benutzt. Hierbei wurde ein Beton C90/105 mit einer Zugfestigkeit von $f_{ct} = 3,5$ MPa simuliert. Die Entwicklungen der Hauptspannungen sind in Abb. 4.53 dargestellt. Zum Vergleich werden die Ergebnisse der linear-elastischen Berechnung im selben Diagramm dargestellt.

Erwartungsgemäß werden die Zugspannungsspitzen abgebaut und das System verhält sich weniger steif. Der Fugenschluss erfolgt deutlich früher in der nichtlinearen Berechnung mit realitäts-

näherem Materialverhalten. In Zone II, in der die Zugfestigkeit in der linearen Berechnung deutlich überschritten wird, reicht im Beton eine Steifigkeitsreduktion bis Erreichen der Zugfestigkeit aus, um die Spannungsspitzen zu reduzieren. Die rechnerisch ermittelten Gesamtzugdehnungen erreichen maximal 0,08 ‰. Im Model Code 2010 [31] wird die Steifigkeitsabnahme im ungerissenen Beton durch Abb. 4.54 beschrieben. In den restlichen Bereichen, wo die Zugfestigkeit nicht überschritten wird, ist die Zugspannungsentwicklung kaum durch nichtlineare Effekte beeinflusst. Die nichtlinearen Bereiche bleiben auf den in der linear-elastischen Berechnung überbeanspruchten Bereich begrenzt. Die größten plastischen Dehnungen treten in horizontaler Richtung auf. Eine Rissbildung kann nicht ausgeschlossen werden, die erwartete Rissbreite wird als sehr klein angenommen. Tritt eine Rissbildung ein, so wird die Steifigkeit weiter reduziert und das System verhält sich noch günstiger als hier dargestellt. Durch die materiell nichtlineare Berechnung kann gezeigt werden, dass eine mögliche Rissbildung lokal begrenzt bleibt und auftretende Risse bei höchster Beanspruchung sehr kleine Rissbreiten aufweisen. Insgesamt führt die materiell nichtlineare Berechnung zu einem weicheren und dadurch günstigeren Verhalten des Turms. Die Wirkung von Unebenheiten in der trockenen Fuge wird dadurch reduziert.

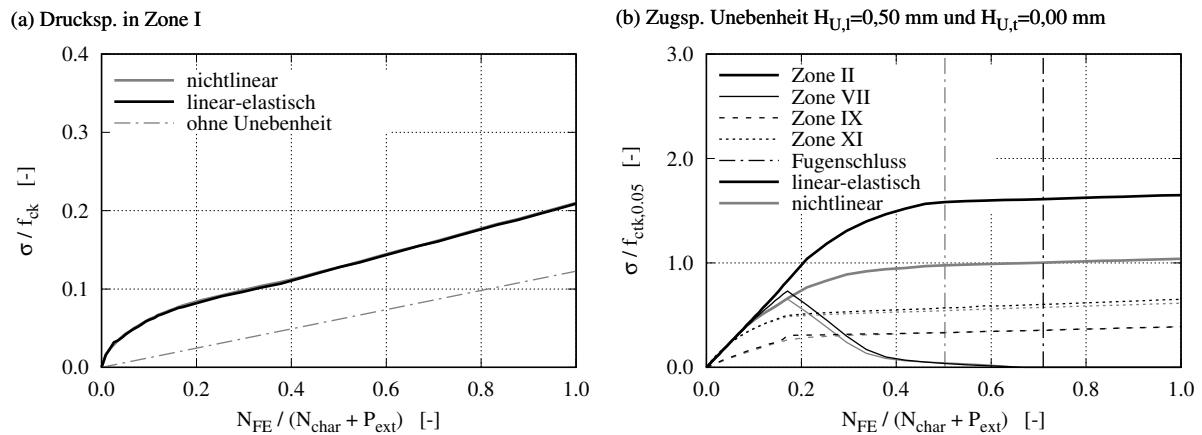


Abb. 4.53: Entwicklung der Hauptspannungen verschiedener Zonen in den Betonelementen aus der FEM-Berechnung zur trockenen Fuge in Turmhöhe $H = 107,70$ m; Vergleich linear-elastisches mit nichtlinearerem Materialmodell in der Berechnung

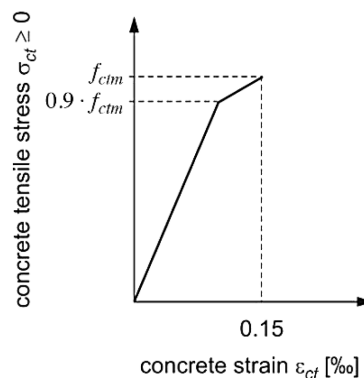


Abb. 4.54: Zugspannung-Dehnung-Beziehung des Betons gemäß Model Code 2010 [31]

Zusätzlich zur nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons wirkt der zeitliche Effekt des Kriechens günstig auf die Spannungsspitzen aus den Ungenauigkeiten in den trockenen Fugen. Durch Kriechen des Betons kommt es in höher beanspruchten Bereichen mit zunehmender Zeit zu größeren Dehnungen als in angrenzenden weniger beanspruchten Bereichen. Die Span-

nungsspitzen bauen sich demzufolge ab. Dieser Effekt nimmt mit zunehmender Betonfestigkeit ab.

Die Druckspannungsspitzen in Zone I treten lokal begrenzt auf und nehmen mit zunehmender Nutzung ab. In der Nutzung liegen die auftretenden Druckspannungen deutlich unter der Festigkeit, siehe Kapitel 5.3.3. Bei solchen Teilflächenbelastungen kann eine Festigkeitserhöhung berücksichtigt werden. Dies ist zwar für den Gebrauchszustand im Allgemeinen nicht notwendig, kann aber auf die Nachweisführung zur Ermüdung sinngemäß übertragen werden. Da, wie beschrieben, die Druckspannungsspitzen in der Berechnung überschätzt werden und lokal höhere Festigkeiten erwartet werden, müssen diese Zusatzbeanspruchungen im Ermüdungsnachweis nicht berücksichtigt werden.

Kapitel 5

Untersuchungen am Gesamtsystem der Windenergieanlage

5.1 Modell

Für die Untersuchung am Gesamtsystem der Windenergieanlage wird die Kraftverteilung im Querschnitt für den kegelförmigen Turmbereich bestehend aus einzelnen Betonsegmenten aus mechanischen und baustatischen Überlegungen abgeleitet und mit FEM-Simulationen verglichen. Für die Simulationen zur Kraftverteilung im Querschnitt wird der Turm auf einen Bereich von fünf Betonringen reduziert und durch Schalenelemente diskretisiert. Der Fokus der FEM-Berechnung liegt am mittleren Betonring. In diesem und dem oben und unten anschließenden Betonring werden die vertikalen Fugen mit einer mittleren Breite von 1 cm abgebildet. Die Fugenränder haben dadurch keinen Kontakt und ein Kraftfluss zwischen diesen Rändern findet nicht statt. Die äußersten Betonringe weisen keine vertikalen Fugen auf und dienen zur Sicherstellung des Ebenbleibens des Querschnitts und zur Krafteinleitung. Der Ansatz zur Simulation der horizontalen Trockenfugen wird aus Abs. 4.2.1 übernommen. Zum Unterschied zur Detailuntersuchung mit Volumenelementen wird an den hier verwendeten Schalenelementen nur eine Feder über die Wanddicke angeordnet. Dementsprechend wird die Federsteifigkeit abgeleitet. Das Federgesetz wird analog zu Glg. (4.10) und Glg. (4.11) gebildet, wobei von einer idealen Fuge ohne Unebenheit ausgegangen wird ($H_{u,Fi} = 0$). Die vertikalen Federn werden mit einer Länge von 1 cm diskretisiert, reißen unter Zugbeanspruchung und können somit ein Klaffen der Fuge abbilden. Zusätzlich wird ein Reibbeiwert von $\mu = 0,74$ berücksichtigt.

Für die Untersuchungen zum Globalverhalten, wie z.B. Verformung, wird das oben beschriebene FEM-Modell erweitert, sodass der gesamte Turm durch Schalen und Federelemente dargestellt wird. Im Unterschied zur vorher beschriebenen Simulation nehmen die Elementgrößen deutlich zu, um den Rechenaufwand zu minimieren. Für Vergleiche wird eine weitere Turmvariante ohne vertikale Fugen modelliert. Des Weiteren wird der Turm für die Schwingungsuntersuchung als Stab ohne Fugen idealisiert.

Für die Berechnung wird grundlegend ein linear elastisches Materialverhalten unterstellt. Für den Beton wird hierbei der Elastizitätsmodul aus [19] je nach geplanter Betonfestigkeitsklasse des jeweiligen Fertigteils gewählt. Als Querdehnzahl wird $\nu = 0,2$ verwendet. Einzig für die horizontale Trockenfuge wird ein nichtlineares Verhalten, wie oben beschrieben, berücksichtigt.

5.2 Einwirkung

In Abhängigkeit des Standortes sind unterschiedliche Einwirkungen zu berücksichtigen. In diesem Abschnitt wird auf die Einwirkungen auf Onshore-Anlagen eingegangen. Für Offshore-Anlagen sind weitere Belastungen aus z.B. Seegang zu berücksichtigen.

Die Belastungen des Turms können in folgende Gruppen eingeteilt werden:

- Eigengewichtslasten
- Lasten aus Anlagenbetrieb
- Windlasten
- Temperatur
- Vereisung von Bauteilen
- Erdbeben

In EN 61400-1 [42] sind die Einwirkungen geregelt. Diese werden in der Richtlinie für Windenergieanlagen [25] für Onshore-Anlagen in Deutschland weiter spezifiziert und ergänzt. Zusätzliche Regelungen findet man auch in Richtlinien von Zertifizierern solcher Anlagen, z.B. Germanischer Lloyd [43], oder in anderen nationalen Richtlinien.

In den *Eigengewichtslasten* sind neben den Eigengewichten der Turmkonstruktion vor allem hohe Lasten der eigentlichen Anlage am Turmkopf und weitere Einbauten für den Betrieb zu berücksichtigen. Für dynamische Untersuchungen ist hier insbesondere die Massenverteilung essentiell.

Lasten aus Anlagenbetrieb werden durch numerische Simulationen ermittelt und beinhalten Lasten aus dem Normalbetrieb aber auch aus dem Sonderbetrieb wie z.B. Startvorgang oder Notabschaltung.

Für die *Windlasten* sind normale und extreme Windbelastungen zu berücksichtigen. Die instationären Eigenschaften des Windes sind in den Untersuchungen einzubeziehen.

Allgemein wird die zu berücksichtigende *Temperatur* in EN 61400-1 [42] geregelt. Für Spannbetontürme werden in der Richtlinie für Windenergieanlagen [25] die Temperaturansätze präzisiert. Hier ist der lineare Temperaturunterschied über die Wanddicke hervorzuheben, der bemessungsrelevant ist, siehe Abb. 5.16.

Bei *Vereisung von Bauteilen* sind neben zusätzlichem Eigengewicht zusätzliche Lasten aus dem Anlagenbetrieb zu berücksichtigen.

Erdbeben ist grundsätzlich zu untersuchen. Lt. [42] ist dieser Einfluss nur in wenigen Regionen der Erde in der Bemessung maßgebend, sodass in den meisten Fällen die Nachweise nicht geführt werden.

Alle Auslegungszustände einer Windenergieanlage, wie z.B. Produktionsbetrieb, Startvorgang oder Notabschaltung, müssen in Kombination mit den externen Bedingungen betrachtet werden. Hierbei sind alle Kombination, die mit einer ausreichenden Wahrscheinlichkeit auftreten, zu berücksichtigen. Daraus werden einzelne Einwirkungen zu Auslegungslastfällen (DLC) kombiniert. Die Vorgaben aus EN 61400-1 [42] sind in Abb. 5.1 und Abb. 5.2 dargestellt. Die Richtlinie für Windenergieanlagen [25] ergänzt diese Auslegungslastfälle um weitere zu berücksichtigende Kombinationen. Jede einzelne Kombination muss in einer gesamtdynamischen Simulation abgebildet und berechnet werden. Vereinfachende Berechnungen sind nur unter Einhaltung enger Grenzen in Bezug auf die Eigenfrequenz des Turmes zulässig. Die komplexe Schnittkraftermittlung erfolgt allgemein nicht durch den Bauingenieur, sondern durch den Anlagenhersteller. Daher wird zu Einzelheiten der gesamtdynamischen Berechnung auf einschlägige Literatur verwiesen. Da die Ergebnisse stark von der Eigenfrequenz des Turmes abhängen ist die Ermittlung der Schnittgrößen ein interaktiver Prozess zwischen den Planern des Turms an sich und den Anlagenherstellern.

Auslegungszustand	DLC	Windbedingungen	Sonstige Bedingungen	Art der Analyse	Teilsicherheitsbeiwerte
1) Produktionsbetrieb	1.1	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	Für die Extrapolation auf extreme Zustände	U	N
	1.2	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		F	*
	1.3	ETM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		U	N
	1.4	ECD $V_{hub} = V_r - 2 \text{ m/s}$, $V_r, V_r + 2 \text{ m/s}$		U	N
	1.5	EWS $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		U	N
2) Produktionsbetrieb und Auftreten eines Fehlers	2.1	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	Fehler im Betriebsführungssystem oder Netzausfall	U	N
	2.2	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	Ausfall des Sicherheitssystems oder vorangegangener interner elektrischer Fehler	U	A
	2.3	EOG $V_{hub} = V_r \pm 2 \text{ m/s}$ und V_{out}	Externer oder interner elektrischer Fehler einschließlich Netzausfall	U	A
	2.4	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	Fehler des Betriebsführungs-, Sicherheits- oder elektrischen Systems einschließlich Netzausfall	F	*
3) Start	3.1	NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		F	*
	3.2	EOG $V_{hub} = V_{in}, V_r \pm 2 \text{ m/s}$ und V_{out}		U	N
	3.3	EDC $V_{hub} = V_{in}, V_r \pm 2 \text{ m/s}$ und V_{out}		U	N
4) Normale Abschaltung	4.1	NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		F	*
	4.2	EOG $V_{hub} = V_r \pm 2 \text{ m/s}$ und V_{out}		U	N
5) Notabschaltung	5.1	NTM $V_{hub} = V_r \pm 2 \text{ m/s}$ und V_{out}		U	N
6) Parken (Stillstand oder Leerlauf)	6.1	EWM Wiederkehrperiode 50 Jahre		U	N
	6.2	EWM Wiederkehrperiode 50 Jahre	Netzausfall	U	A
	6.3	EWM Wiederkehrperiode 1 Jahr	Extremer Gierfehler	U	N
	6.4	NTM $V_{hub} < 0,7 V_{ref}$		F	*
7) Parken und Fehlersituation	7.1	EWM Wiederkehrperiode 1 Jahr		U	A
8) Transport, Montage, Wartung und Reparatur	8.1	NTM V_{maint} vom Hersteller anzugeben		U	T
	8.2	EWM Wiederkehrperiode 1 Jahr		U	A

Abb. 5.1: Auslegungslastfälle, Tabelle 2 aus EN 61400-1 [42]

In Tabelle 2 verwendete Abkürzungen:	
DLC	Auslegungslastfall
ECD	Extreme kohärente Bö mit Richtungsänderung (siehe 6.3.2.5)
EDC	Extreme Windrichtungsänderung (siehe 6.3.2.4)
EOG	Extreme Betriebsbö (siehe 6.3.2.2)
EWM	Extremes Windgeschwindigkeitsmodell (siehe 6.3.2.1)
EWS	Extremer Windgradient (siehe 6.3.2.6)
NTM	Normales Windturbulenzmodell (siehe 6.3.1.3)
ETM	Extremes Windturbulenzmodell (siehe 6.3.2.3)
NWP	Normales Windprofilmodell (siehe 6.3.1.2)
$V_r \pm 2 \text{ m/s}$	Sensitivität auf alle Windgeschwindigkeiten im Bereich muss untersucht werden
F	Betriebsfestigkeit (siehe 7.6.3)
U	Tragfähigkeit (siehe 7.6.2)
N	Normal
A	Anormal
T	Transport und Errichtung
*	Teilsicherheitsbeiwert für Betriebsfestigkeit (siehe 7.6.3)

Abb. 5.2: Verwendete Abkürzungen in Tabelle 2 (Abb. 5.1) aus EN 61400-1 [42]

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die Einwirkungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus Abb. 5.3 zu modifizieren. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird im Stahl- und Spannbetonbau im Allgemeinen zwischen charakteristischen, häufigen und quasi-ständigen Einwirkungen unterschieden. Hierzu ist in EN 61400-1 [42] keine Angabe zu finden. Falls erforderlich ist die Definition dieser Einwirkungslevels für Windenergieanlagen in der Richtlinie für Windenergieanlagen [25] enthalten. Die simulierten Ergebnisse müssen mit statistischen Mitteln in Abhängigkeit der jeweiligen Überschreitungswahrscheinlichkeit ausgewertet werden, um die gewünschte Lastfallkombination zu finden.

Für die Bestimmung der ermüdungswirksamen Einwirkung ist ebenfalls eine dynamische Untersuchung anzustellen. Die Darstellung der gesamten Lebensdauer in der Simulation wäre zu aufwendig, sodass einzelne Zeitbereiche für Einzelereignisse simuliert werden. Diese Ergebnisse werden in Abhängigkeit der Auftretenswahrscheinlichkeit durch statistische Methoden zusammengefasst und für die Nutzungsdauer der Windenergieanlage hochgerechnet. Anschließend werden mit geeigneten Zählverfahren (z.B. nach Rainflow) die ermüdungswirksamen Schnittkräfte in Lastkollektive mit zugehörigen Lastspielzahlen zusammengefasst und durch z.B. Markov-Matrizen dargestellt. Eine Übersicht hierzu ist in [9] enthalten. Hierin wird allgemein auf die Vorgehensweise in der Schnittkraftermittlung als auch auf die Bemessung von Windenergieanlagen eingegangen.

Wie in diesem Abschnitt erwähnt wäre die Schnittgrößenermittlung ein iterativer Prozess in Abhängigkeit der Steifigkeit des Turms. Für diese Arbeit wurde daher keine eigene dynamische Untersuchung zur Schnittkraftsimulation aus Zeit- und Kostengründen angestellt, sondern auf Schnittkräfte eines dem Autor bekannten Praxisbeispiels zurückgegriffen. Die dynamischen Eigenschaften des hier dargestellten Turms sind dem Praxisbeispiel ähnlich, sodass die berücksichtigten Schnittkräfte als zutreffend angesehen werden. Für den Großteil der Berechnungen wird die Belastung durch statische Ersatzlasten vereinfacht, siehe hierzu Kapitel 3.2. Auf die ermüdungswirksame Beanspruchung wird in Kapitel 5.5 eingegangen und ist schematisch in

Einwirkung	Ungünstige Lasten Art des Auslegungszustandes (siehe Tabelle 3)			Günstige ¹⁾ Lasten
	Normal (N)	Anormal (A)	Transport und Errichtung (T)	Alle Auslegungszustände
Trägheits- und Gravitationslasten, Windlasten, Funktionskräfte	1,35 ^{*)} , ^{***)}	1,1	1,5	0,9
Vorspannung ^{**)}	1,0	1,0	1,0	0,9
Wärmeeinwirkung	1,35	--	--	0,9
	--	1,0	--	1,0
<p>^{*)} Für den Auslegungslastfall DLC 1.1 ist bei Lastberechnung mittels statistischer Extrapolation für Windgeschwindigkeiten zwischen V_{in} und V_{out} ein Teilsicherheitsbeiwert für die Lasten von $\gamma_f = 1,25$ anzunehmen. Wenn für normale Auslegungszustände der charakteristische Wert der Gravitationsbelastung $F_{gravity}$ für den betreffenden Auslegungszustand berechnet werden kann und Gravitation eine ungünstige Last ist, darf der Teilsicherheitsbeiwert für die kombinierte Beanspruchung von Gravitation und anderen Einflüssen wie folgt angenommen werden:</p> $\gamma_f = 1,1 + \varphi \cdot \zeta^2$ $\varphi = \begin{cases} 0,15 & \text{für DLC 1.1} \\ 0,25 & \text{sonst} \end{cases}$ $\zeta = \begin{cases} 1 - \frac{ F_{gravity} }{F_k}; & F_{gravity} \leq F_k \\ 1; & F_{gravity} > F_k \end{cases}$				
<p>¹⁾ Vorspannung und Gravitationslasten, die die Gesamtbeanspruchung erheblich verringern, sind günstige Lasten.</p>				
<p>^{**)} mögliche Streuungen der Vorspannung sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung nach EC2, 5.10.8 bzw. 5.10.9 zu berücksichtigen. Im Grenzzustand der Ermüdung ist $\gamma_F = 1,0$ und der jeweils maßgebende Wert r_{inf}, r_{sup} anzusetzen.</p>				
<p>^{***)} Die Schnittkräfte für Turm und Gründung der Einwirkungskombination DLC 6.1 nach DIN EN 61400-1 sind sowohl mit $\gamma_F = 1,35$ als auch mit $\gamma_F = 1,5$ zu ermitteln, wobei im Falle $\gamma_F = 1,5$ keine Schräganströmung (Anströmwinkel $\beta = 0$, siehe DLC D.7 nach Tabelle 2) berücksichtigt zu werden braucht. Die ungünstigste Schnittgrößenkombination der beiden Varianten ist maßgebend.</p>				

Abb. 5.3: Zusammenstellung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_f der Einwirkungen aus der Richtlinie für Windenergieanlagen [25] auf Basis von EN 61400-1 [42]

Anhang B dargestellt.

5.3 Ergebnisse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

5.3.1 Schnittkraftverteilung im Querschnitt

Im Bereich des Regelbereichs der Rohrsegmente am Turmkopf kann die Schnittkraftverteilung im Querschnitt anhand von Stabschnittkräften durchgeführt werden. Dazu sind keine besonderen Überlegungen notwendig. Im Lasteinleitungsbereich und an geometrischen Diskontinuitätsstellen wurde eine Spannungsanalyse bereits in Abs. 4.1 durchgeführt. Für den Bereich des Turmes mit variablem Außendurchmesser werden einzelne Betonringe mit vertikalen Fugen gefertigt. Dadurch ist ein umlaufender Kraftfluss, hier sei vor allem der Schubfluss zu erwähnen, nicht möglich. Dazu bedingt es einer gesonderten Auswertung des Kraftflusses. Zusätzlich ist zwischen Bereichen mit zwei bzw. drei vertikalen Fugen je Ring und dessen Übergangsbereich zu unterscheiden. Wesentlichen Einfluss hierbei hat die Richtung der Beanspruchung aus Betrieb. Da die Belastung vorwiegend aus der Windbeanspruchung kommt, wird die Richtung der maximalen Beanspruchung mit der Windrichtung gleichgesetzt.

Zu Beginn wird die Kraftverteilung im Querschnitt aus mechanischen und baustatischen Überlegungen abgeleitet. Dabei wird auf grundlegende Literatur wie z.B. [44] und [45] zurückgegriffen. Anschließend erfolgt eine Kontrolle durch eine FEM-Simulation. Durch die vertikalen Fugen im Bauwerk ist die Schnittkraftverteilung in den einzelnen Betonsegmenten von Interesse. Daher wird die Gesamtschnittkraft am Querschnitt auf einzelne Segmente nach Abb. 5.4 aufgeteilt. Hierbei wird davon ausgegangen, dass die Querkräfte im Teilquerschnitt in den Schubmittelpunkten M_i und die restlichen Schnittkräfte in den jeweiligen Schwerpunkten C_i angreifen und keine Torsion auftritt. Dabei wird von einem ebenen Querschnitt ober- und unterhalb eines einzelnen Kreisringes, bestehend aus zwei oder drei Betonsegmenten, ausgegangen. Diese Annahme erscheint als zutreffend, da der Bereich dieser aufgelösten Querschnitte am Turmfuß durch ein steifes Fundament und am oberen Ende des Turms durch wölbfreie Betonrohre begrenzt wird. Außerdem sind die vertikalen Fugen benachbarter Kreisringe versetzt angeordnet. Zusätzlich wird die Form des Turmschaftes zunächst durch einen Zylinder idealisiert.

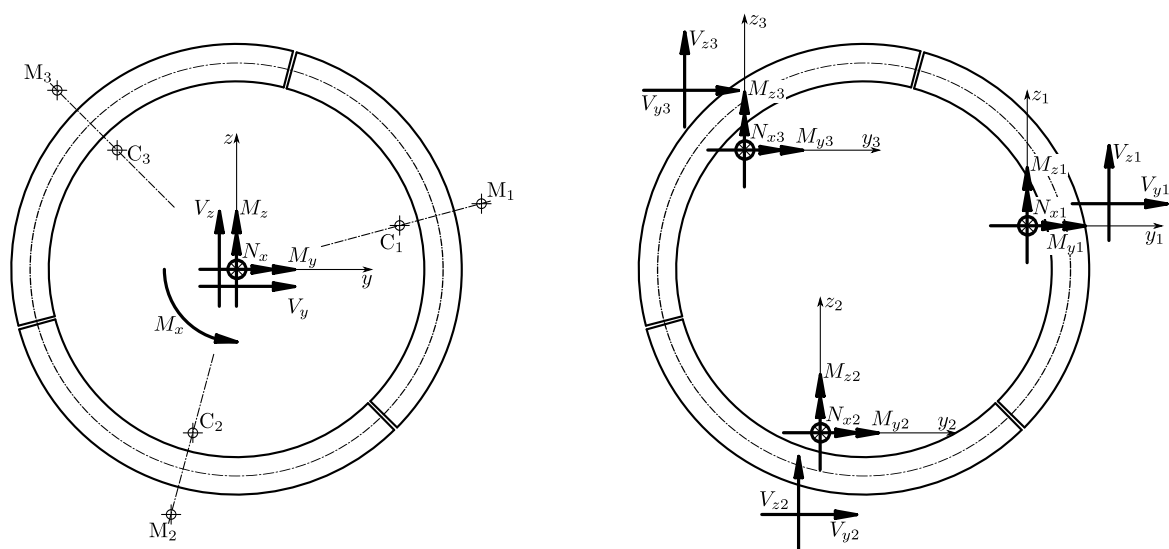


Abb. 5.4: Verteilung der Gesamtschnittkraft auf einzelne Teilquerschnitte

Für die weitere Erklärung wird für das bessere Verständnis eine Aufteilung der Schnittkräfte in Querkraftbeanspruchung, Torsionsbeanspruchung und Momenten- und Normalkraftbeanspruchung vorgenommen. Für die Biegebeanspruchung wird zur weiteren Vereinfachung das Biegemoment M_y in Kombination mit der Normalkraft N_x näher erläutert. Abb. 5.5 zeigt die zugehörige Reduzierung. Unter der Annahme eines Ebenbleibens des gesamten Querschnittes können die einzelnen Beanspruchungen der Teilquerschnitte nach Glg. (5.1) und Glg. (5.2) ermittelt werden.

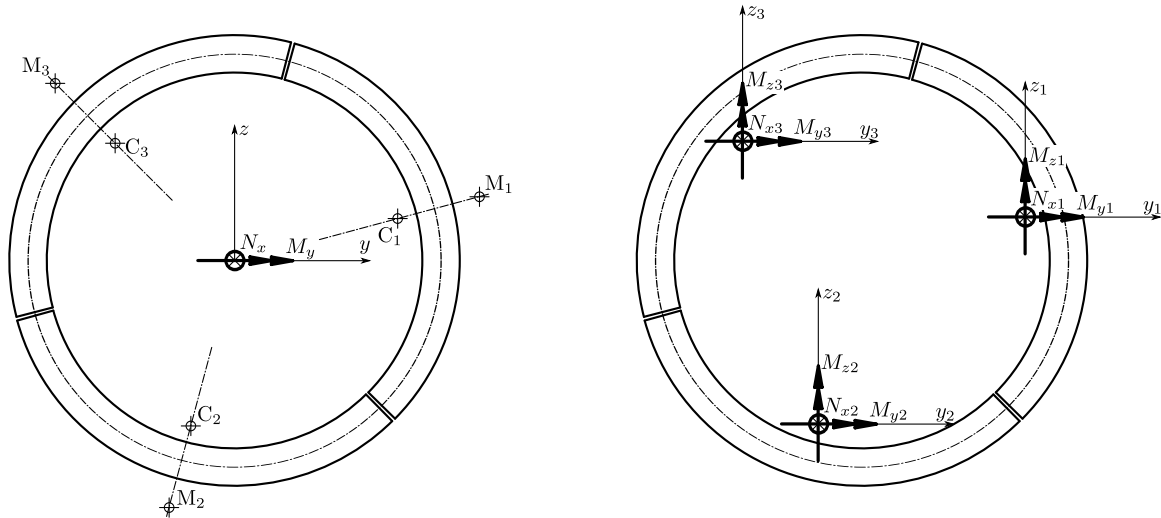


Abb. 5.5: Verteilung der Gesamtschnittkraft auf einzelne Teilquerschnitte aus reduzierter Beanspruchung zufolge Biegung M_y und Normalkraft N_x

$$N_{xi} = N_x \cdot \frac{A_i}{\sum_{j=1}^n A_j} + M_y \cdot \frac{S_{y0,i}}{I_{y0}} \quad (5.1)$$

$$M_{yi} = M_y \cdot \frac{I_{yC,i}}{I_{y0}} \quad (5.2)$$

- mit A_i ... Fläche des Teilquerschnitts i
 $S_{y0,i}$... statisches Moment der Fläche des Teilquerschnittes i
 bezogen auf den Gesamtschwerpunkt
 I_{y0} ... Trägheitsmoment um die y -Achse des Gesamtquerschnitts
 $I_{yC,i}$... Trägheitsmoment um die y -Achse des Teilquerschnitts i
 bezogen auf dessen Schwerpunkt C_i

Durch die individuelle Form eines Teilquerschnitts würde sich dieses einzelne Element unter der Beanspruchung M_y neben der Biegung in z_i -Richtung auch in Querrichtung verformen. Diese Verformung wird jedoch durch die Annahme eines Ebenbleibens des Querschnittes behindert. Demzufolge müssen die Krümmungen um die z_i -Achse null sein. Daraus kann die Schnittkraft M_{zi} nach Glg. (5.3) ermittelt werden. Die Aufteilung eines globalen Biegemoments M_z erfolgt in analoger Weise.

$$M_{zi} = M_{yi} \cdot \frac{I_{yzC,i}}{I_{yC,i}} = M_y \cdot \frac{I_{yzC,i}}{I_{y0}} \quad (5.3)$$

mit $I_{yzC,i}$... Deviationsmoment des Teilquerschnitts i

bezogen auf dessen Schwerpunkt C_i

Durch reine Biegung und Normalkraft entstehen keine Zusatzbeanspruchungen in den Teilquerschnitten. Zuzufolge dieser Lasten können die Schnittkraftverteilung im Querschnitt und die darauf basierende Spannungsermittlung am Gesamtquerschnitt erfolgen. Die Ergebnisse im Vergleich zur Berechnung am Teilquerschnitt sind gleichwertig. Anders verhält sich das System bei einer Beanspruchung durch Querkräfte. Abb. 5.6 zeigt den Querschnitt unter der reduzierten Beanspruchung durch die Querkraft V_z . Unter Berücksichtigung der Systemlänge in x -Richtung geht eine Querkraftbeanspruchung immer einher mit einer Biegebeanspruchung. Dem trägt das Biegemoment ΔM_y Rechnung. Unter Vernachlässigung der Schubverformungen wird im Querschnitt die Querkraft anhand der Biegesteifigkeiten verteilt. Daraus resultieren die anteiligen Schubkräfte nach Glg. (5.4).

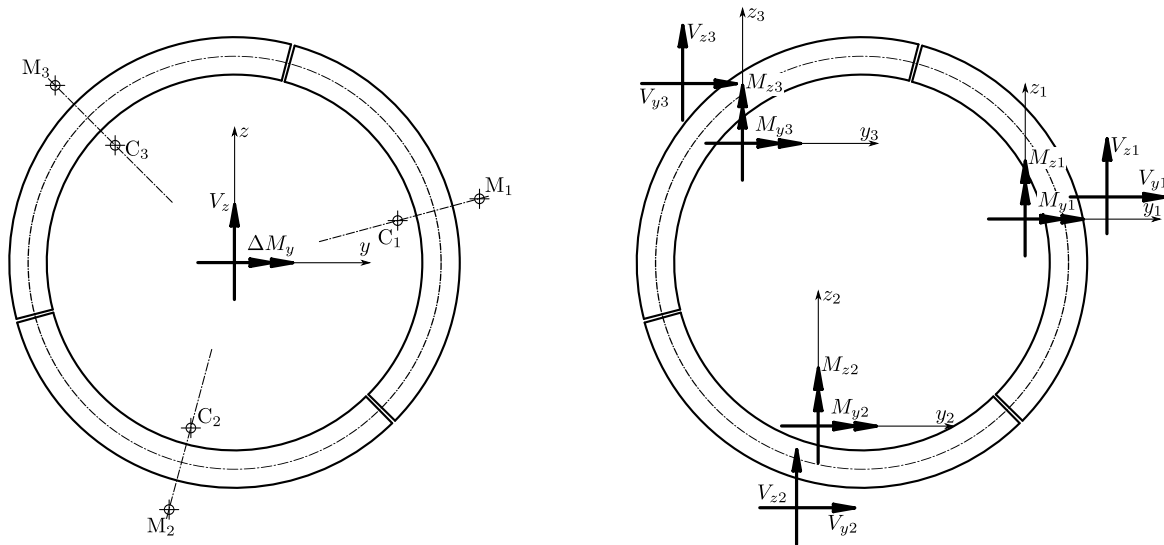


Abb. 5.6: Verteilung der Gesamtschnittkraft auf einzelne Teilquerschnitte aus reduzierter Beanspruchung zufolge Querkraft V_z

$$V_{zi} = V_z \cdot \frac{I_{yC,i}}{\sum_{j=1}^n I_{yC,j}} \quad (5.4)$$

Wie bereits angesprochen tritt bei Querkraftbeanspruchung unter Berücksichtigung der Systemlänge in x -Richtung begleitend Biegung auf. Die Momentenänderung muss nun, durch die fehlende schubsteife Verbindung in den vertikalen offenen Fugen, von den einzelnen Betonsegmenten realisiert werden. Abb. 5.7 zeigt schematisch das statische System eines Betonsegments und dessen Schnittkräfte zufolge Querkraftbeanspruchung in der xz -Ebene. Ein veränderliches Biegemoment M_{yi} , mit seinen Extrema an den Systemenden, stellt sich ein. Die Summe aller Biegemomente M_{yi} der Teilquerschnitte ergeben das globale Biegemoment ΔM_y des Gesamtquerschnitts. Im Unterschied zur reinen Biegebeanspruchung wird nun die Biegung aus der Momentenänderung ΔM_y durch lokale Biegung im jeweiligen Betonsegment abgetragen. Die Summe der Einzelsteifigkeiten bezogen auf die jeweiligen Schwerpunkte ist jedoch deutlich kleiner als die Gesamtsteifigkeit. Dadurch treten höhere Biege- und Schubbeanspruchungen durch die fehlende schubsteife Verbindung in den vertikalen Fugen auf. Wie auch schon in der Ausführung zur Biegebeanspruchung wird die Annahme eines Ebenbleibens des Querschnittes getroffen. Dadurch sind für eine ausschließliche Beanspruchung durch eine Querkraft V_z nur Krümmungen um die y -Achse zugelassen. Wiederum treten dadurch für einen beliebigen Teilquerschnitt Biegebeanspruchungen in Querrichtung auf. Diese Querbiegung ist in Stabrichtung veränderlich und

verläuft affin zur Biegung M_{yi} . Dadurch werden zusätzlich Querkräfte in Querrichtung aktiviert. Die Querkraft in Querrichtung und die Extrema der Biegemomente ergeben sich durch Glg. (5.5) bis Glg. (5.7). Die Aufteilung einer globalen Querkraft V_y erfolgt in analoger Weise.

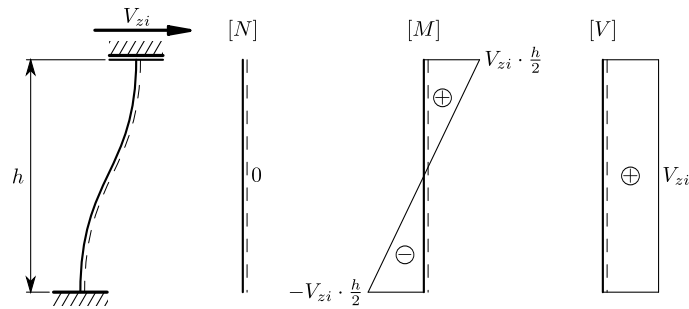


Abb. 5.7: Statisches System eines Betonsegments und dessen Schnittkräfte zufolge Querkraftbeanspruchung in der xz -Ebene

$$M_{yi} = \pm V_{zi} \cdot \frac{h}{2} = \pm V_z \cdot \frac{h \cdot I_{yC,i}}{2 \cdot \sum_{j=1}^n I_{yC,j}} \quad (5.5)$$

$$M_{zi} = M_{yi} \cdot \frac{I_{yzC,i}}{I_{yC,i}} = \pm V_z \cdot \frac{h \cdot I_{yzC,i}}{2 \cdot \sum_{j=1}^n I_{yC,j}} \quad (5.6)$$

$$V_{yi} = -M_{zi} \cdot \frac{2}{h} = -V_z \cdot \frac{I_{yzC,i}}{\sum_{j=1}^n I_{yC,j}} \quad (5.7)$$

Als letzte Schnittkraft wird das Torsionsmoment auf die Teilquerschnitte aufgeteilt. Wiederum wird ein Ebenbleiben des Querschnittes am oberen und unteren Ende des Betonringes aus Segmenten angenommen. In diesen Ebenen wird zusätzlich angenommen, dass sich jeder Punkt am Gesamtquerschnitt durch die Torsionswirkung um den Gesamtschwerpunkt um denselben Winkel verdreht. Dadurch wird das Torsionsmoment durch die Summe von tangentialen Querkräften V_{ti} mit ihren jeweiligen Hebelarmen aufgenommen. Abb. 5.8 zeigt die Aufteilung der Schnittkraft auf die Teilquerschnitte. Unter den zuvor getroffenen Annahmen kann das Torsionsmoment nach Glg. (5.8) aufgeteilt werden.

$$V_{ti} = M_x \cdot \frac{I_{\zeta,i}}{\sum_{j=1}^n (I_{\zeta,j} \cdot r_{Mj})} \quad (5.8)$$

mit $I_{\zeta,i}$... Trägheitsmoment um die Hauptachse ζ des Teilquerschnitts i
 bezogen auf dessen Schwerpunkt C_i
 r_{Mj} ... Abstand des Schubmittelpunkts M_j des Teilquerschnitts j
 zum Gesamtschwerpunkt

Damit kann auf Querkräfte in Bezug auf das globale Koordinatensystem rückgerechnet werden. Durch die Annahmen des Systems treten keine Krümmungen im jeweiligen Ringsystem auf. Wie schon in der Ableitung von Teilschnittkräften aus globaler Querkraftbeanspruchung können nun

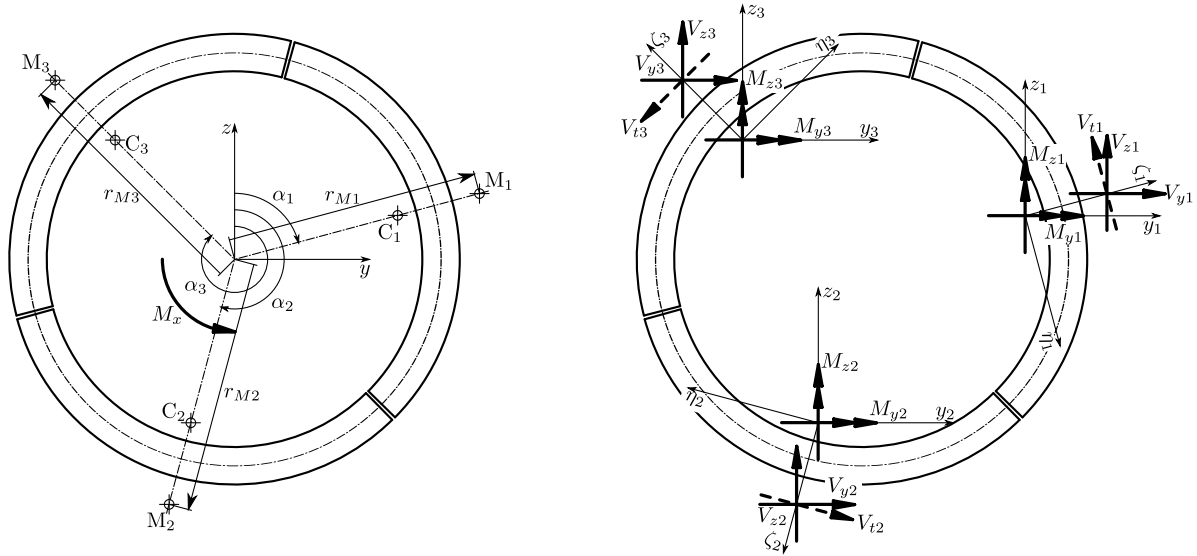


Abb. 5.8: Verteilung der Gesamtschnittkraft auf einzelne Teilquerschnitte aus reduzierter Beanspruchung zufolge Torsionsmoment M_x

die Teilschnittkräfte zufolge Torsionsmoment ermittelt werden. Die Ergebnisse sind in Glg. (5.9) bis Glg. (5.12) dargestellt.

$$V_{zi} = V_{ti} \cdot \sin \alpha_i = M_x \cdot \frac{I_{\zeta,i} \cdot \sin \alpha_i}{\sum_{j=1}^n (I_{\zeta,j} \cdot r_{Mj})} \quad (5.9)$$

mit $\alpha_i \dots$ Winkel zwischen globaler z -Achse und lokaler Hauptachse ζ des Teilquerschnitts i

$$V_{yi} = -V_{ti} \cdot \cos \alpha_i = -M_x \cdot \frac{I_{\zeta,i} \cdot \cos \alpha_i}{\sum_{j=1}^n (I_{\zeta,j} \cdot r_{Mj})} \quad (5.10)$$

$$M_{yi} = \pm V_{zi} \cdot \frac{h}{2} = \pm M_x \cdot \frac{I_{\zeta,i} \cdot h \cdot \sin \alpha_i}{2 \cdot \sum_{j=1}^n (I_{\zeta,j} \cdot r_{Mj})} \quad (5.11)$$

$$M_{zi} = \mp V_{yi} \cdot \frac{h}{2} = \pm M_x \cdot \frac{I_{\zeta,i} \cdot h \cdot \cos \alpha_i}{2 \cdot \sum_{j=1}^n (I_{\zeta,j} \cdot r_{Mj})} \quad (5.12)$$

Zusammenfassend können die Schnittkräfte am Teilquerschnitt zufolge einer allgemeinen Einwirkung am zylindrischen Rohr mit Glg. (5.13) bis Glg. (5.17) beschrieben werden.

$$N_{xi} = N_x \cdot \frac{A_i}{\sum_{j=1}^n A_j} + M_y \cdot \frac{S_{y0,i}}{I_{y0}} - M_z \cdot \frac{S_{z0,i}}{I_{z0}} \quad (5.13)$$

$$\begin{aligned}
 M_{yi} = & M_y \cdot \frac{I_{yC,i}}{I_{y0}} + M_z \cdot \frac{I_{yzC,i}}{I_{z0}} \\
 & + x \cdot \left[V_z \cdot \frac{I_{yC,i}}{\sum_{j=1}^n I_{yC,j}} - V_y \cdot \frac{I_{yzC,i}}{\sum_{j=1}^n I_{zC,j}} + M_x \cdot \frac{I_{\zeta,i} \cdot \sin \alpha_i}{\sum_{j=1}^n (I_{\zeta,j} \cdot r_{Mj})} \right]
 \end{aligned} \tag{5.14}$$

$$\begin{aligned}
 M_{zi} = & M_z \cdot \frac{I_{zC,i}}{I_{z0}} + M_y \cdot \frac{I_{yzC,i}}{I_{y0}} \\
 & - x \cdot \left[V_y \cdot \frac{I_{zC,i}}{\sum_{j=1}^n I_{zC,j}} - V_z \cdot \frac{I_{yzC,i}}{\sum_{j=1}^n I_{yC,j}} - M_x \cdot \frac{I_{\zeta,i} \cdot \cos \alpha_i}{\sum_{j=1}^n (I_{\zeta,j} \cdot r_{Mj})} \right]
 \end{aligned} \tag{5.15}$$

$$V_{yi} = V_y \cdot \frac{I_{zC,i}}{\sum_{j=1}^n I_{zC,j}} - V_z \cdot \frac{I_{yzC,i}}{\sum_{j=1}^n I_{yC,j}} - M_x \cdot \frac{I_{\zeta,i} \cdot \cos \alpha_i}{\sum_{j=1}^n (I_{\zeta,j} \cdot r_{Mj})} \tag{5.16}$$

$$V_{zi} = V_z \cdot \frac{I_{yC,i}}{\sum_{j=1}^n I_{yC,j}} - V_y \cdot \frac{I_{yzC,i}}{\sum_{j=1}^n I_{zC,j}} + M_x \cdot \frac{I_{\zeta,i} \cdot \sin \alpha_i}{\sum_{j=1}^n (I_{\zeta,j} \cdot r_{Mj})} \tag{5.17}$$

mit $x = h/2$ für den obersten Querschnitt des Teilsegments
 0 für den Querschnitt des Teilsegments in mittlerer Höhe h
 $-h/2$ für den untersten Querschnitt des Teilsegments

Bis an dieser Stelle wurde von Teilsegmenten als Zylinderteilschalen ausgegangen. Tatsächlich ändert sich der Radius des Turms in Abhängigkeit der Stationierung entlang der Turmachse. Dadurch sind weitere Effekte zu berücksichtigen. Abb. 5.9, links, zeigt die Schnittkräfte am Teilsegment. Vereinfachend werden hierbei die Schnittkräfte nach Biegetheorie angenommen. Durch die veränderliche Geometrie entlang der Turmachse entstehen Exzentrizitäten an den einzelnen Betonsegmenten. Diese Effekte können durch ein zusätzliches Torsionsmoment $M_{xsi} = V_{\eta i} \cdot e_{Mi}$ und durch ein Biegemoment $M_{\eta si} = N_{xi} \cdot e_{Ci}$ ausgedrückt werden.

Wie auch zuvor angenommen, wird am oberen und unteren Ende der Segmente ein Ebenbleiben des Querschnittes vorausgesetzt. In dieser Ebene muss auch die Verformungskompatibilität zwischen den einzelnen Segmenten gegeben sein. Vereinfacht kann diese Bedingung zunächst durch fiktive Lager an diesen Enden der Bauteile eingebracht werden. Abb. 5.9, rechts, zeigt dies am Beispiel der Normalkraft N_{xi} . Mit diesen Annahmen kann auf Abtriebskräfte $V_{\zeta si}$ und -momente M_{xsi} rückgeschlossen werden. In Abb. 5.10 sind allgemein diese Abtriebswirkungen am Gesamtquerschnitt dargestellt. Die Abtriebskräfte stehen unter globaler Normalkraftbeanspruchung im Gleichgewicht. Bei einer Biegebeanspruchung verbleiben jedoch resultierende Querkräfte in Richtung der Verformung zufolge Biegung im System. D.h. für ein globales Biegemoment M_y bzw. M_z sind Abtriebskräfte V_{zs} bzw. V_{ys} zu berücksichtigen. Diese Kräfte können zur globalen Querkraftbeanspruchung addiert werden und lassen sich nach Glg. (5.18) und Glg. (5.19) ermitteln. Ähnlich verhält es sich bei Torsionsbeanspruchung. Zusätzliche Torsionswirkung ergibt sich ausschließlich durch globale Torsion und lässt sich nach Glg. (5.20) auf Seiten der

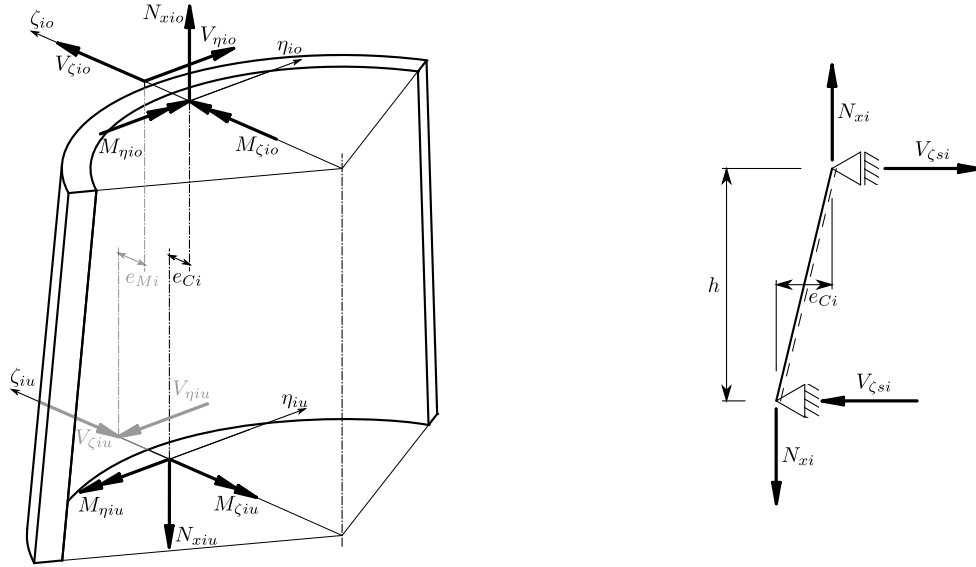


Abb. 5.9: System mit veränderlichem Radius; links: Schnittkräfte am Teilsegment; rechts: Idealisierung zur Herleitung der Abtriebskräfte am Beispiel der Normalkraft N_{xi}

äußeren Einwirkung berücksichtigen. Unter anderer Beanspruchung entsteht keine zusätzliche Torsionswirkung.

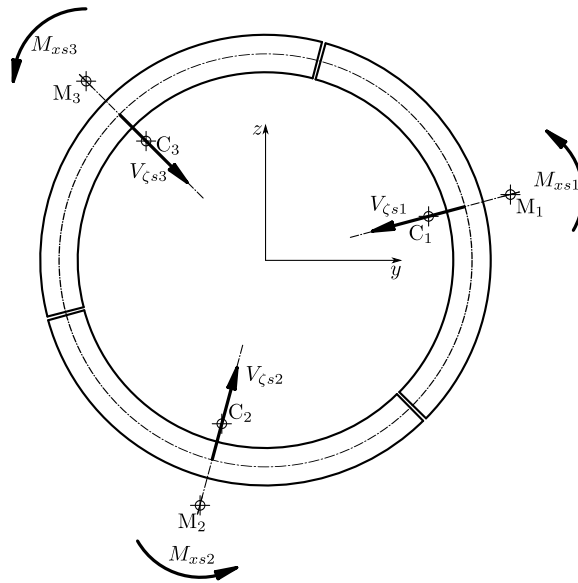


Abb. 5.10: Abtriebskräfte am Querschnitt durch Teilsegmente mit veränderlichem Radius

$$V_{ys} = \sum_{i=1}^n V_{ysi} = \sum_{i=1}^n \left(N_{xi} \cdot \frac{e_{Ci}}{h} \cdot \sin \alpha_i \right) = \sum_{i=1}^n \left(-M_z \cdot \frac{S_{z0,i} \cdot e_{Ci}}{I_{z0} \cdot h} \cdot \sin \alpha_i \right) \quad (5.18)$$

$$V_{zs} = \sum_{i=1}^n V_{zsi} = \sum_{i=1}^n \left(N_{xi} \cdot \frac{e_{Ci}}{h} \cdot \cos \alpha_i \right) = \sum_{i=1}^n \left(M_y \cdot \frac{S_{y0,i} \cdot e_{Ci}}{I_{y0} \cdot h} \cdot \cos \alpha_i \right) \quad (5.19)$$

$$M_{xs} = \sum_{i=1}^n V_{\eta i} \cdot \frac{e_{Mi}}{2} = \sum_{i=1}^n \left(-M_x \cdot \frac{I_{\zeta, i} \cdot e_{Mi}}{2 \cdot \sum_{j=1}^n (I_{\zeta, j} \cdot r_{Mj})} \right) \quad (5.20)$$

Neben der Zusatzbeanspruchung aus Exzentrizitäten entspricht die Schubspannungsverteilung an Systemen mit veränderlichem Querschnitt nicht mehr der Verteilung nach Biegetheorie eines Stabes. Während die Normalspannungsverteilung nach dieser Biegetheorie noch ausreichend genau ermittelt werden können, müssen für die Schubspannungen ergänzende Überlegungen angestellt werden. In z. B. [46] und [47] wird die Problemstellung an Stabtragwerken mit veränderlichen Querschnitten gelöst. Im Falle des Turmes wird jedoch nach einer dreidimensionalen Lösung gesucht. Unter der Annahme der Membrantheorie von Schalen, dargestellt z.B. in [35], kann hierfür eine ausreichend genaue Lösung gefunden werden. Im Sonderfall eines Rohres, dessen Wandung einen geraden Kegel beschreibt, und unter der Annahme konstanter dünner Wanddicke wird die Schubspannungsverteilung im Querschnitt nur durch globale Biegung des Rohres beeinflusst. Abb. 5.11, links, zeigt die Parameter und Kraftkomponenten der untersuchten geraden Kegelschale.

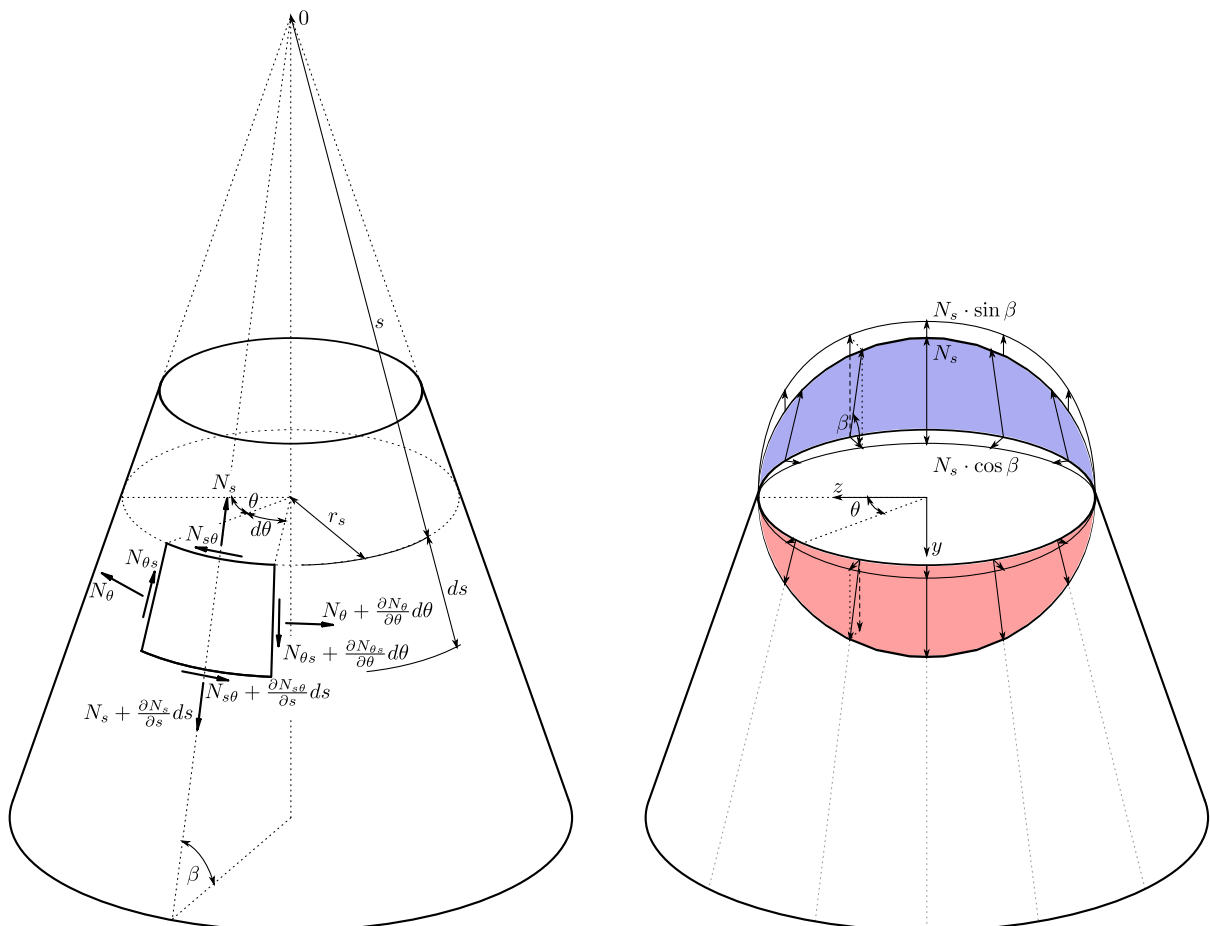


Abb. 5.11: Ansatz nach Membrantheorie von Schalen eines Kegels gemäß [35]; links: Parameter und Kraftkomponenten am Kegel; rechts: Annahme der Membrankraftverteilung N_s am Beispiel eines Moment M_z

Hierfür lässt sich Glg. (5.21) auf Grundlage der Gleichgewichtsbedingungen aufstellen. In dem

hier betrachteten Sonderfall, dass keine Belastung normal zur Oberfläche der Kegelschale berücksichtigt wird, tritt keine Membrankraft in Umfangsrichtung auf, $N_\theta = 0$.

$$\frac{\partial (N_s \cdot s)}{\partial s} + \frac{\partial (N_{s\theta})}{\partial \theta} \cdot \frac{1}{\cos \beta} = 0 \quad (5.21)$$

mit $N_\theta = 0$

Für den Ansatz der Membrankraftverteilung N_s wird für den vertikalen Anteil eine Schnittkraftverteilung nach Biegetheorie angenommen. Dies ist am Beispiel eines Biegemoments M_z in Abb. 5.11, rechts, dargestellt. Auf Grundlage eines allgemeinen Querschnitts wird hierfür die Membrankraftverteilung entlang des Umfangs des Querschnittes der Kegelmembranschale nach Glg. (5.22) vorgegeben.

$$N_s = \left(M_{y,x} \cdot \frac{I_{z,x} \cdot z + I_{yz,x} \cdot y}{I_{y,x} \cdot I_{z,x} - I_{yz,x}^2} - M_{z,x} \cdot \frac{I_{y,x} \cdot y + I_{yz,x} \cdot z}{I_{y,x} \cdot I_{z,x} - I_{yz,x}^2} + \frac{N_x}{A_x} \right) \cdot \frac{t}{\sin \beta} \quad (5.22)$$

mit $M_{y,x}, M_{z,x}$ und N_x ... Beanspruchungen im Querschnitt $s=\text{konst.}$
 $I_{y,x}, I_{z,x}, I_{yz,x}$ und A_x ... Querschnittswerte des Querschnitts $s=\text{konst.}$

Dieser Ansatz kann neben einem vollständigen Kegel mit geschlossenem Querschnitt auch auf Teilsegmente dieses Kegels, mit demzufolge offenem Querschnitt, angewendet werden. Für den Anwendungsfall dieses Turmentwurfes ergibt sich folgende Formulierung der Differentialgleichung.

$$\frac{\partial (N_{s\theta})}{\partial \theta} = - \frac{\partial \left[\left(M_{yi,x} \cdot \frac{I_{zi,x} \cdot z + I_{yzi,x} \cdot y}{I_{yi,x} \cdot I_{zi,x} - I_{yzi,x}^2} - M_{zi,x} \cdot \frac{I_{yi,x} \cdot y + I_{yzi,x} \cdot z}{I_{yi,x} \cdot I_{zi,x} - I_{yzi,x}^2} + \frac{N_{i,x}}{A_{i,x}} \right) \cdot s \right]}{\partial s} \cdot \frac{t}{\tan \beta} \quad (5.23)$$

mit $M_{yi,x}, M_{zi,x}$ und $N_{i,x}$... Beanspruchungen im Teilquerschnitt i mit $s=\text{konst.}$

$I_{yi,x}, I_{zi,x}, I_{yzi,x}, A_{i,x}, y_{ci,x}$ und $z_{ci,x}$... Querschnittswerte des Teilquerschnitts i mit $s=\text{konst.}$

$$y = r_s \cdot \sin \theta - y_{ci,x}$$

$$z = r_s \cdot \cos \theta - z_{ci,x}$$

Die Differentiation bzw. Integration der Glg. (5.23) wird hier nicht näher dargestellt. Vereinfachend könnte hierbei auch auf das jeweilige Hauptkoordinatensystem der Teilquerschnitte umgerechnet werden und die Membrankraftverläufe N_s durch Kosinus- oder Sinusansätze beschrieben werden. Da jedoch die Beanspruchungen aus globaler Wirkung resultieren, wird hierauf verzichtet. Die Differentiation zeigt, dass aus Normalkraftbeanspruchung $N_{i,x}$ keine Membranschubkraft resultiert. D.h. wiederum ist nur die Momentenbeanspruchung $M_{yi,x}$ bzw. $M_{zi,x}$ für eine Schubbeanspruchung verantwortlich. Die Summe der resultierenden Membranschubkraft $N_{s\theta}$ steht mit der Summe der horizontalen Kraftanteile $N_s \cdot \cos \beta$ im Gleichgewicht, sodass keine äußere Zusatzbeanspruchung in Erscheinung tritt. Demzufolge kann von einem Eigenspannungszustand gesprochen werden.

Nach ausgiebiger Erläuterung der Beschreibung des Schnittkraftverlaufes im Bereich des Turmes mit Querschnitten bestehend aus einzelnen Segmenten folgt ein numerischer Vergleich. Für Turmbereiche mit Rohrsegmenten mit zwei Fugen wird für den Vergleich das Betonsegment mit mittlerer Turmhöhe 89,35 m gewählt. Damit ist der maximale Abstand zu den Rohrsegmenten oben und Segmenten mit kleinerer Segmenthöhe unten gegeben und ein möglicher Einfluss daraus minimiert. Unter ähnlichem Ansatz mit maximalem Abstand nach oben zu Ringen mit zwei

vertikalen Fugen und nach unten zum Fundament wird der Ringquerschnitt mit drei vertikalen Fugen mit mittlerer Turmhöhe 29,35 m verglichen. Der Übergang zwischen Ringen mit zwei bzw. drei Fugen findet in Höhe 55,6 m statt. Wesentlichen Einfluss hierbei hat die Richtung der Beanspruchung aus Betrieb. Da die Belastung vorwiegend aus der Windbeanspruchung resultiert, wird die Richtung der maximalen Beanspruchung mit der Windrichtung gleichgesetzt.

Die Normalkraftverteilung n und der Schubfluss t im Querschnitt unter theoretischem Ansatz des Ebenbleibens eines dünnwandigen Querschnitts kann nach Glg. (5.24) und Glg. (5.25) ermittelt werden. Der Einfluss der Kegelform auf die Schnittkraftverteilung wird zum einen durch die Addition der zusätzlichen Kraftkomponenten V_{ys} , V_{zs} und M_{xs} nach Glg. (5.18) bis Glg. (5.20) zu den globalen Einwirkungen und zum anderen durch die Addition des Schubflusses $N_{s\theta}$ aus Glg. (5.23) zum Schubfluss t berücksichtigt.

$$n = \sigma_x \cdot t_i = \left(M_{yi} \cdot \frac{I_{zC,i} \cdot z_C + I_{yzC,i} \cdot y_C}{I_{yC,i} \cdot I_{zC,i} - I_{yzC,i}^2} - M_{zi} \cdot \frac{I_{yC,i} \cdot y_C + I_{yzC,i} \cdot z_C}{I_{yC,i} \cdot I_{zC,i} - I_{yzC,i}^2} + \frac{N_{xi}}{A_i} \right) \cdot t_i \quad (5.24)$$

$$t = \tau \cdot t_i = V_{yi} \cdot \frac{I_{yC,i} \cdot S_{zC,i} + I_{yzC,i} \cdot S_{yC,i}}{I_{yC,i} \cdot I_{zC,i} - I_{yzC,i}^2} + V_{zi} \cdot \frac{I_{zC,i} \cdot S_{yC,i} + I_{yzC,i} \cdot S_{zC,i}}{I_{yC,i} \cdot I_{zC,i} - I_{yzC,i}^2} \quad (5.25)$$

mit M_{yi} , M_{zi} , N_{xi} , V_{yi} und V_{zi} ... Beanspruchungen im Teilquerschnitt i

$I_{yC,i}$, $I_{zC,i}$, $I_{yzC,i}$, $S_{yC,i}$, ... Querschnittswerte des Teilquerschnitts i
 $S_{zC,i}$, A_i , y_C , z_C und t_i bezogen auf dessen Schwerpunkt

Abb. 5.12 und Abb. 5.13 zeigen die Normalkraftverteilung und den Schubfluss im Querschnitt unter Variation der Belastungsrichtung bei Ringsegmenten mit zwei bzw. drei vertikalen Fugen in mittlerer Höhe der Ringsegmente. Hierbei wurde die charakteristische Lastfallkombination zum Zeitpunkt $t = \infty$ dargestellt. Für die Ergebnisse zufolge theoretischer Überlegungen wurden die resultierenden Teilschnittkräfte an den ebenen Teilquerschnitten ausgewertet. Die Ergebnisse aus der FEM-Simulation stellen die Membrannormalkraft in Erzeugendenrichtung und die Membranschubkraft in tangentialer Richtung dar. Wie zu erwarten, zeigen die Normalkraftverteilungen im Querschnitt aus beiden Ansätzen kaum Abweichungen voneinander. Da die Auswertung in mittlerer Höhe eines Ringsegmentes geführt wird, sind keine Diskontinuitäten im Verlauf der Normalkraftverteilung festzustellen. Eine Spannungsermittlung zufolge globaler Biegung mit Normalkraft am Gesamtquerschnitt ergibt gleichwertige Ergebnisse.

Der Schubfluss wird sehr stark von der Kegelform des Turms beeinflusst. Das zeigen die rechten Darstellungen der Abb. 5.12 und Abb. 5.13 eindrucksvoll. Berechnungen an einer Zylinderform würden den Schubfluss in diesen Querschnitten um mehr als das Dreifache überschätzen. Eine quantitative Gegenüberstellung hierzu findet man in Tab. 5.1 und Tab. 5.2. Hierbei wird die Stelle mit dem maximalen Schubfluss t_{max} nach theoretischem Ansatz im Querschnitt ausgewertet und dabei die charakteristische Lastfallkombination unter verschiedenen Belastungsrichtungen berücksichtigt. Der günstige Effekt wird alleine durch die Kegelform erzeugt.

Der Vergleich mit der FEM-Simulation zeigt für den Schubfluss nur bereichsweise gute Übereinstimmungen mit den theoretischen Überlegungen. Nennenswerte Abweichungen sind in der Diskretisierung des Modells, der Lasteinleitung und dem Elementansatz der FEM-Simulation zu suchen. Zum einen handelt es sich hierbei um ein numerisches Näherungsverfahren und die

Normalkraftverteilung im Querschnitt

Schubkraftverteilung im Querschnitt

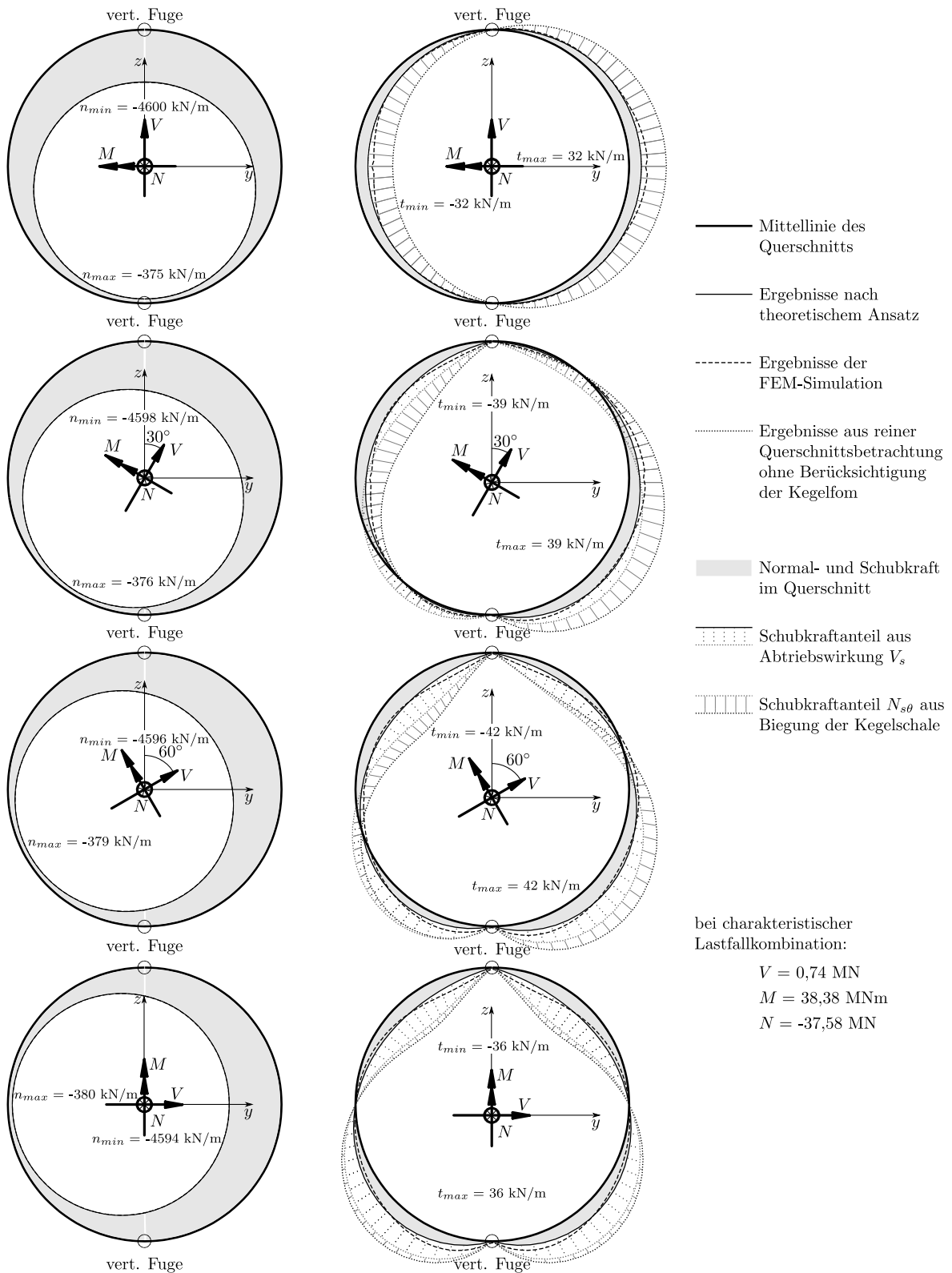


Abb. 5.12: Normal- und Schubkraftverteilung im Querschnitt der Höhe $H = 89,35 \text{ m}$ mit zwei vertikalen Fugen unter charakteristischer Lastfallkombination zum Zeitpunkt $t = \infty$ bei variiertes Belastungsrichtung

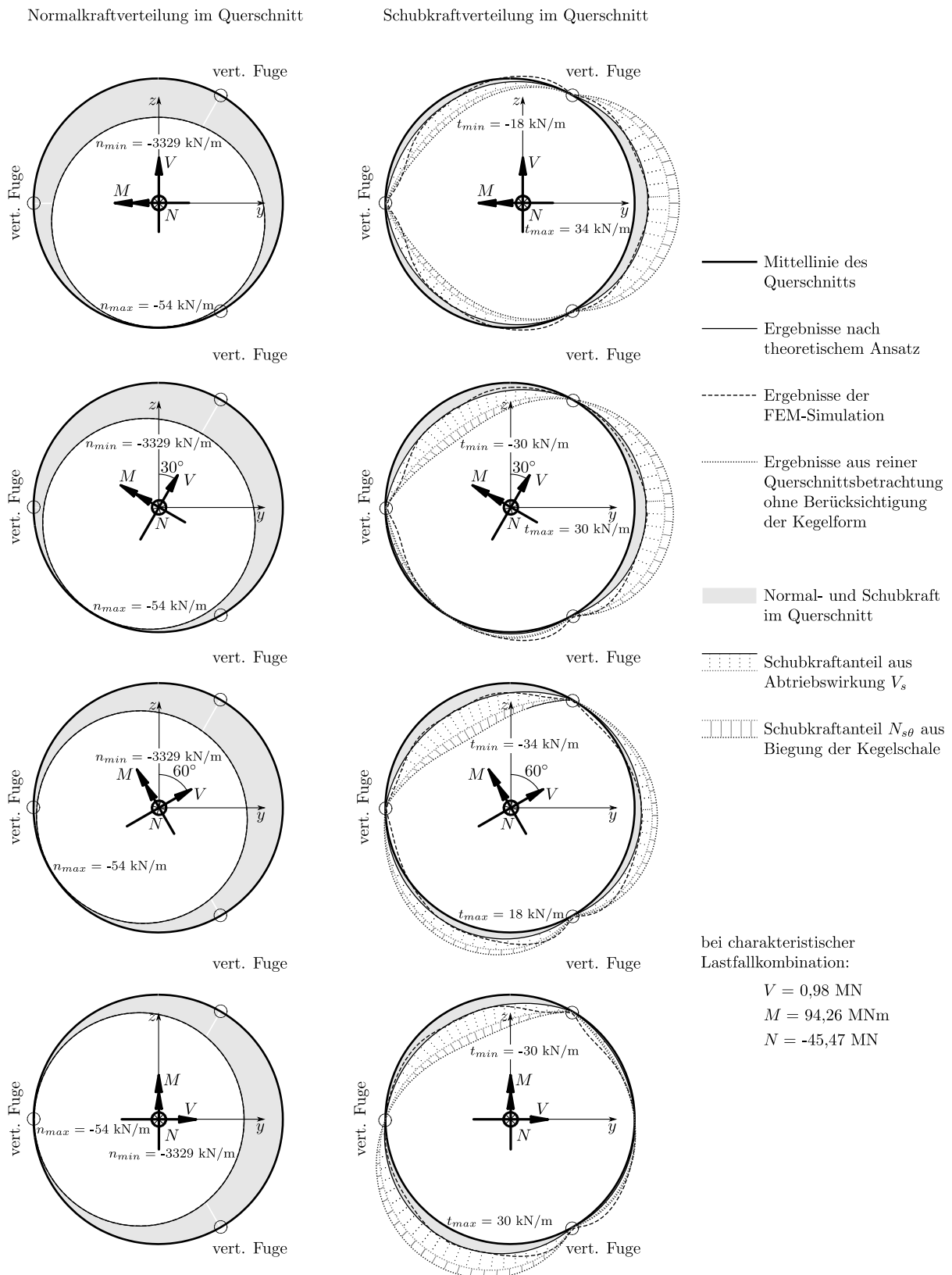


Abb. 5.13: Normal- und Schubkraftverteilung im Querschnitt der Höhe $H = 29,35 \text{ m}$ mit drei vertikalen Fugen unter charakteristischer Lastfallkombination zum Zeitpunkt $t = \infty$ bei variiertener Belastungsrichtung

Tab. 5.1: Schubfluss an der Stelle t_{max} zufolge theoretischem Ansatz in Abhängigkeit der Berechnungsannahmen unter charakteristischer Lastfallkombination zum Zeitpunkt $t = \infty$ bei variiertem Belastungsrichtung in der Höhe $H = 89,35$ m

Belastungsrichtung	0°		30°		60°		90°	
	[kN/m]	[%]	[kN/m]	[%]	[kN/m]	[%]	[kN/m]	[%]
theoretischer Ansatz	32,3	100	38,8	100	42,1	100	36	100
FEM-Simulation	43,9	136	35,2	91	40,7	97	38,6	107
Querschnittsbetrachtung am Zylinder	97,9	303	117,7	303	127,9	304	109,4	304
Schubkraftanteil aus Abtriebswirkung V_s	0	0	26,1	67	50,7	120	59,5	165
Schubkraftanteil aus $N_{s\theta}$ durch Biegung der Kegelschale	65,6	203	52,8	136	35,1	83	13,8	38

Ergebnisse wurden durch von Integrationspunkten extrapolierten Knotenwerten dargestellt. Andererseits bildet der gewählte Elementansatz ein Schalenelement ab, das sowohl die Freiheitsgrade einer Platte als auch einer Scheibe besitzt und Schubverformungen berücksichtigt. Die Plattentragwirkung ist notwendig, da die horizontale Windlast als Flächenlast über die gesamte Turmhöhe im Modell abgebildet wird und durch die Plattentragwirkung ins System eingeleitet wird. Dadurch sind Effekte aus Plattenbiegung in der Berechnung inkludiert. Zusätzlich finden durch den schubweichen Elementansatz zusätzliche Schnittkraftumlagerungen im System statt. Mit zunehmendem Durchmesser des Turms nimmt diese Umlagerung zu, da auch das Verhältnis zwischen Abstand der vertikalen Fugen b zur Höhe eines Ringes h zunimmt. Das größte Verhältnis hierbei kann am Turmfuß mit $b/h = 10,8/3,1 = 3,5$ ermittelt werden. Daher sind die Ergebnisse der theoretischen Überlegung an einem Biegestab ungenau. Unter Einbeziehung dieser Unterschiede in den Berechnungsansätzen stimmen die Ergebnisse des theoretischen Ansatzes und der FEM-Simulation qualitativ sehr gut überein.

Für den Bereich der horizontalen Fugen können dieselben Vergleiche angestellt werden. Wesentlicher Unterschied in der Normalkraftverteilung ist, dass Schnittkraftspitzen im Bereich der vertikalen Fugen entstehen. Diese entstehen durch den unterbrochenen Schubfluss in den vertikalen Fugen und wurden bereits durch Glg. (5.14) und Glg. (5.15) vereinfacht erklärt und hergeleitet. Hierbei entstehen zusätzliche Schnittkraftspitzen aus oberen und unteren angrenzenden Ringen mit Fugen. Genau genommen gelten diese Gleichungen nur für zylindrische Elemente. Der variable Anteil, beschrieben durch den von der Lage des Querschnitts x abhängigen Gleichungsteils, wird genau genommen noch durch die veränderliche Steifigkeit in axiale Richtung beeinflusst, wird aber an dieser Stelle nicht weiter berücksichtigt, da der Einfluss eher gering ist. Für den Schubfluss in solchen Fugen muss noch eine weitere Annahme getroffen werden. Da an die horizontale Fuge von oben als auch von unten vertikale Fugen ohne kraftschlüssige Verbindung anschließen, muss für die theoretische Betrachtungsweise von mehr Teilstücken als im übrigen Betonringbereich ausgegangen werden. Durch die fehlende Schubverbindung in den vertikalen Fugen und der Dualität der Schubspannungen muss der Schubfluss an der Stelle solcher Fugen Null sein. Unter diesen Annahmen wurde der Vergleich mit der FEM-Simulation

Tab. 5.2: Schubfluss an der Stelle t_{max} zufolge theoretischem Ansatz in Abhängigkeit der Berechnungsannahmen unter charakteristischer Lastfallkombination zum Zeitpunkt $t = \infty$ bei variiertem Belastungsrichtung in der Höhe $H = 29,35$ m

Belastungsrichtung	0°		30°		60°		90°	
	[kN/m]	[%]	[kN/m]	[%]	[kN/m]	[%]	[kN/m]	[%]
theoretischer Ansatz	34,1	100	29,9	100	18,4	100	29,9	100
FEM-Simulation	33,1	97	31,7	106	21	114	31,6	106
Querschnittsbetrachtung am Zylinder	115,1	338	100,6	336	62	337	100,6	336
Schubkraftanteil aus Abtriebswirkung V_s	55,4	162	48,4	162	29,9	163	48,4	162
Schubkraftanteil aus $N_{s\theta}$ durch Biegung der Kegelschale	25,5	75	22,3	75	13,8	75	22,3	75

in Abb. 5.14 geführt. Hierbei wurde eine horizontale Fuge im Bereich von Ringelementen mit zwei vertikalen Fugen, $H = 87,60$ m, eine im Bereich mit drei vertikalen Fugen, $H = 27,60$ m, und eine horizontale Fuge im Übergangsbereich zwischen Ringen mit zwei bzw. drei vertikalen Fugen, $H = 55,60$ m, verglichen.

Wiederum kann in der Normalkraftverteilung eine gute Übereinstimmung erkannt werden. Die Spannungsspitzen sind in der FEM-Simulation höher. In der Schubkraftverteilung können wieder nur bereichsweise gute Übereinstimmungen erzielt werden. Neben den zuvor erwähnten Ursachen tritt hier noch ein weiterer Einfluss auf. Im Bereich angrenzender vertikaler Fugen treten in der horizontalen Fuge Normalkraftunterschiede an benachbarten Fugenrändern auf. Lokal verhält sich das Ringelement ähnlich einem punktuell belasteten Bauteil. Zusätzlich wird die vertikale Fugenbreite in den Modellen als zwar kleiner, aber doch diskreter Abstand zwischen den Fugenrändern simuliert. Daher entstehen zusätzlich geometrische Diskontinuitäten. Aus beiden Anlässen resultiert ein komplexer lokaler Spannungszustand in den Ringelementen mit resultierenden Hauptspannungsrichtungen ungleich den globalen Achsenrichtungen. Durch die Extrapolation der Werte aus den Integrationspunkten in die Knoten der Elemente entstehen scheinbare oberflächliche Schubkräfte mit beträchtlicher Größe in der FEM-Simulation. Der daraus resultierende deutliche Unterschied zwischen theoretischem Ansatz und FEM-Simulation im Bereich angrenzender vertikaler Fugen, kann eindrucksvoll an den rechten Darstellungen der Abb. 5.14 abgelesen werden.

Der größte Schubfluss tritt unter Torsionsbeanspruchung auf. Da nicht zu erwarten ist, dass die maximale Torsionsbeanspruchung zeitgleich mit der maximalen Biegebeanspruchung einhergeht, wird das maximale Torsionsmoment mit 50 % der Biegung hervorrufenden Windbelastung überlagert. Dadurch lassen sich die Schnittkraftverteilungen im Querschnitt in mittlerer Höhe von Ringelementen der Höhe $H = 89,35$ m und $H = 29,35$ m aus Abb. 5.15 ermitteln. Hierbei wurde eine Windrichtung mit einer Abweichung von 60° von der globalen z -Achse berücksichtigt, da hieraus auch große Werte des Schubflusses aus globaler Querkraftbeanspruchung resultieren, siehe hierzu Abb. 5.12 und Abb. 5.13. Wie zuvor stimmt der theoretische Ansatz mit der

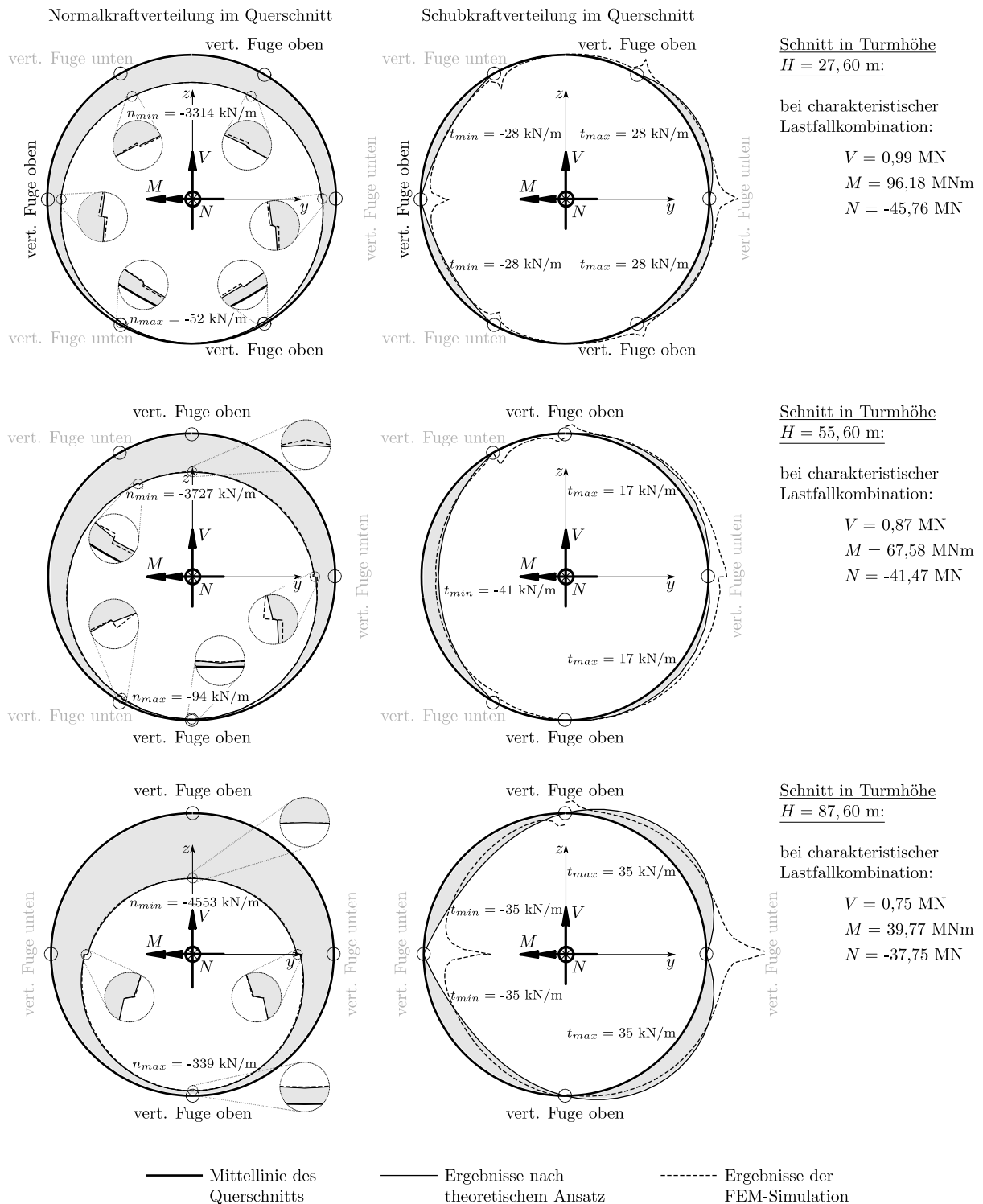


Abb. 5.14: Normal- und Schubkraftverteilung in den horizontalen Fugen in unterschiedlicher Höhenlage unter charakteristischer Lastfallkombination zum Zeitpunkt $t = \infty$

FEM-Simulation bei der Normalkraftverteilung sehr gut überein. Größenordnungsmäßig passen auch die Werte des Schubflusses überein. In der FEM-Simulation ist jedoch eine Verlagerung des Schubflusses hin zu den vertikalen Fugen zu beobachten.

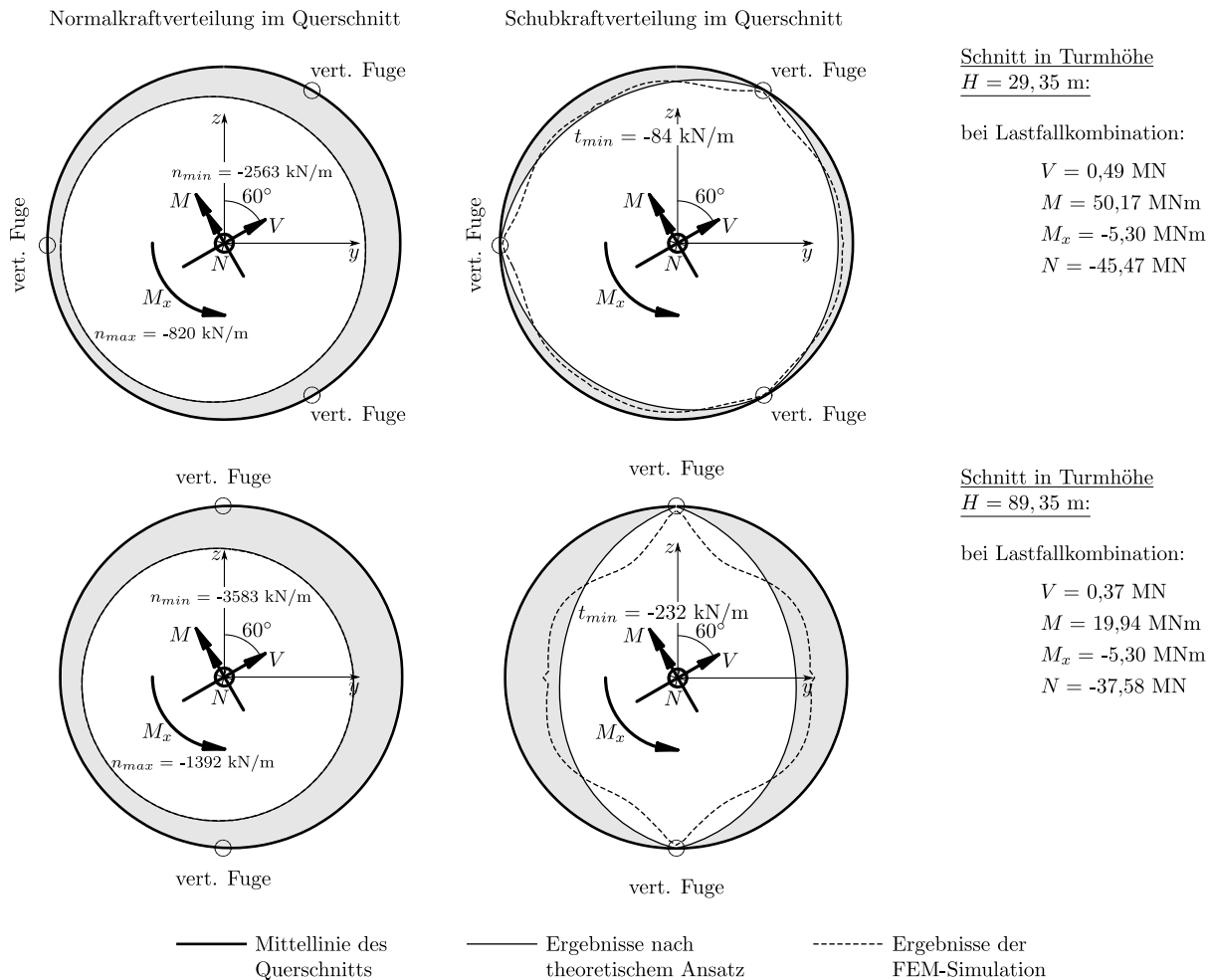


Abb. 5.15: Normal- und Schubkraftverteilung in den horizontalen Fugen in unterschiedlicher Höhenlage unter Berücksichtigung eines Torsionsmoments M_x zum Zeitpunkt $t = \infty$

5.3.2 Verformung

Für das Modell zur Beschreibung der Verformung wird von vertikalen Fugen mit einer mittleren Dicke von 1 cm ausgegangen. Zwischen den Oberflächen der Fugen wird keine Kraftübertragung angenommen. Um die Auswirkungen der trockenen Fügung auf das Verformungsverhalten zu beschreiben, wird ein Vergleich zu einem Turm ohne vertikale trockenen Fugen angestellt. In der linear elastischen Simulation unter Berücksichtigung der Verteilung des E-Moduls E_{cm} ergeben sich die horizontalen Verformungen mit 506,5 mm bzw. 508,0 mm am Turmkopf für den Turm ohne bzw. mit vertikalen Fugen. In axialer Richtung nimmt die Stauchung von 34,4 mm auf 34,5 mm zu. Die Zunahme beträgt in beiden Fällen 0,3%. Die Auswertung der Spannungen in Abs. 5.3.3 zeigt, dass das kurzzeitige Verhalten im Gebrauchszustand als linear elastisch angenommen werden kann. Die Parameter zur Beschreibung der Langzeiteffekte wie z.B. Kriechen sind unabhängig von der Wahl des Systems mit oder ohne Fugen. Daher wird dadurch keine Änderung des Verhaltens angenommen. Insgesamt kann davon ausgegangen werden, dass bei

einem System mit vertikalen und horizontalen glatten trockenen Fugen und den für die Berechnung angenommenen Einwirkungen keine statischen Probleme durch erhöhte Verformungen zu erwarten sind.

5.3.3 Spannungen

Die Spannungen im System werden zur Sicherstellung der Einhaltung folgender Punkte kontrolliert.

- Begrenzung der Betondruckspannungen auf $|\sigma_{c,perm}| \leq 0.45 \cdot f_{ck}$ nach [19]
- Begrenzung der Betondruckspannungen auf $|\sigma_{c,rare}| \leq 0.60 \cdot f_{ck}$ nach [19]
- Begrenzung der Betonzugspannungen auf $\sigma_{ct} \leq f_{ctk0.05}$

Für den Turmbereich mit Rohren zwischen den Höhen $H = 138,0$ m und $H = 101,6$ m wurden bereits in Abs. 4.1 die Spannungen der charakteristischen Lastfallkombination in den Detailpunkten untersucht. Hierbei wurde keine Überschreitung der Druckfestigkeit von $0,45 \cdot f_{ck}$ festgestellt. Die Zugfestigkeit von $f_{ctk0,05}$ wurde generell nicht überschritten. Einzig in lokalen Bereichen wird durch das Absetzen der Vorspannung der Wert übertroffen, führt aber zu keiner Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit, wie Abs. 4.1 zeigt. Die Einwirkung einer Torsionsbeanspruchung wurde hierbei noch nicht berücksichtigt. Die Spannung aus reiner Torsion unter der Annahme eines ungerissenen Querschnitts beschränkt sich auf die Schubbeanspruchung nach Glg. (5.26).

$$\tau = \frac{M_x \cdot r}{I_p} \quad (5.26)$$

mit $I_p = \frac{\pi}{2} \cdot (r_a^4 - r_i^4)$... polares Trägheitsmoment des Querschnitts
r_a	... äußerer Radius des Querschnitts
r_i	... innerer Radius des Querschnitts

Die Auswertung zeigt, dass sich hierfür im Regelbereich bei einer Wandstärke von 15 cm, 20 cm oder 25 cm eine Schubspannung am äußeren Rand von 1,35 MPa, 1,05 MPa oder 0,87 MPa ergibt. Ohne weitere Einwirkung kann sie auch als Hauptzugspannung angenommen werden. Durch konservative Überlagerung der Zugspannungen der Ergebnisse aus Abs. 4.1 der charakteristischen Lastfallkombination mit dieser Hauptzugspannung zeigt sich, dass generell auch hier die Zugfestigkeit $f_{ctk0,05}$ nicht überschritten wird. Einzig im Detail C wird aus dieser Kombination dieser Wert im Bereich der unten anschließenden Kreiszyinderschale überschritten, bleibt jedoch deutlich unter der mittleren Zugfestigkeit f_{ctm} ($f_{ctk0,05} = 3,2 \text{ MPa} < 2,8 + 1,05 = 3,85 \text{ MPa} < f_{ctm} = 4,6 \text{ MPa}$), vergleiche hierzu Abb. 4.29. In dieser Detailausführung ist in diesem lokalen Detailpunkt eine Rissbildung durch Torsionsbeanspruchung möglich. Genaue Aussage hierzu könnte durch die Abbildung der Torsionsbeanspruchung in der FEM-Simulation getätigt werden, da hier ein sehr komplexer Spannungszustand vorliegt. Dazu müsste die Simulation jedoch geometrisch erweitert werden. Die Simulation wird dadurch sehr rechenintensiv und unterbleibt an dieser Stelle. Tendenziell ist eine geringere gesamte Hauptzugspannung bei genauer Berechnung zu erwarten, da einerseits gegenüber der hier getätigten Abschätzung die Lastkombination, durch Kombination der Torsionsbeanspruchung mit nur anteiliger Windbelastung, günstiger wird. Andererseits wird unterstellt, dass die Hauptspannungsrichtung aus Torsion und übriger Belastung nicht dieselbe Richtung aufweisen und somit eine Überlagerung günstiger wird. Zusätzlich könnte das Detail C weiter optimiert werden, indem z. B. die Geometrie bzw. Vorspannung weiter optimiert wird.

Tab. 5.3: Zusammenfassung der minimalen und maximalen Spannungen am Turm mit variablem Durchmesser

H [m]	σ_{min}^* [MPa]	σ_{max}^{**} [MPa]	τ_{max}^{***} [MPa]	H [m]	σ_{min}^* [MPa]	σ_{max}^{**} [MPa]	τ_{max}^{***} [MPa]
101,6	-22,4	-2,8	1,4	48,6	-15,7	-0,5	0,4
98,1	-22,1	-2,1	1,2	45,1	-15,5	-0,4	0,4
94,6	-21,3	-1,8	1,1	41,6	-15,2	-0,4	0,4
91,1	-20,7	-1,6	1,0	38,1	-15,0	-0,4	0,4
87,6	-20,1	-1,4	0,9	34,6	-14,8	-0,3	0,4
84,1	-19,5	-1,2	0,8	31,1	-14,6	-0,3	0,3
80,6	-19,0	-1,0	0,8	27,6	-14,4	-0,3	0,3
77,1	-18,5	-0,9	0,7	24,1	-14,2	-0,3	0,3
73,6	-18,1	-0,8	0,7	20,6	-14,1	-0,3	0,3
70,6	-17,7	-0,7	0,6	17,1	-13,9	-0,2	0,3
67,6	-17,3	-0,6	0,6	13,6	-13,8	-0,2	0,3
64,6	-17,0	-0,6	0,6	10,1	-13,6	-0,2	0,3
61,6	-16,7	-0,5	0,5	6,6	-13,5	-0,2	0,3
58,6	-16,4	-0,5	0,5	3,1	-13,4	-0,2	0,2
55,6	-16,2	-0,4	0,6	0,0	-13,3	-0,2	0,2
52,1	-16,0	-0,5	0,5				

* aus charakteristischer Lastfallkombination zum Zeitpunkt $t = 0$

** aus charakteristischer Lastfallkombination zum Zeitpunkt $t = \infty$

*** aus führendem Torsionsmoment M_x in Kombination mit 50 % der Windbeanspruchung

Im Bereich des Turms mit variablem Durchmesser und vertikalen trockenen Fugen werden die Spannungen nach theoretischem Ansatz aus Abs. 5.3.1 untersucht. Die qualitative Übereinstimmung mit der FEM-Simulation wurde bereits gezeigt. Mögliche Umlagerungen, wie sie in der FEM-Simulation erfasst werden, werden an dieser Stelle nicht berücksichtigt. Tab. 5.3 zeigt eine Zusammenstellung der wesentlichen Ergebnisse. Der Turm wurde hier in der Ebene der horizontalen Stoßfuge ausgewertet. Damit werden auch Zusatzbeanspruchungen, erläutert in Abs. 5.3.1, in den Ergebnissen abgebildet. Alle Ergebnisse liegen innerhalb der Grenzwerte der Druckspannung $0,45 \cdot f_{ck}$ und der Zugspannung $f_{ctk0,05}$. Der Querschnitt bleibt im ganzen Turmbereich überdrückt.

Lokale Effekte an Diskontinuitätsstellen durch vertikale Fugen in Anschluss an obere oder untere Ringelemente werden nicht dargestellt, müssen jedoch zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit durch rissbreitenbeschränkende Bewehrung berücksichtigt werden, siehe hierzu Abb. 5.14.

Im Allgemeinen ist für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im gesamten Turmbereich eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung aus Zwang in tangentialer aber auch axialer Richtung nach einschlägigen Regelwerken anzuordnen.

Für die weitere Nachweisführung der Ermüdung ist die Zusatzbeanspruchung aus der Segmentierung der Ringelemente von besonderem Interesse. Tab. 5.4 zeigt die Zusammenstellung dieser Differenzspannungen im Bereich horizontaler Fugen. Dabei wird zwischen Fugenbereichen und allgemeinen Bereichen eines Querschnitts unterschieden. Im Fugenbereich treten Normalspannungsspitzen aus Wind- und Torsionsbeanspruchung auf. Hierbei wurde die Fuge ausgewertet, wenn diese in der aus Biegung druckbeanspruchten Faser liegt. Damit wird die ungünstigste Lastkombination mit den größten lokalen Druckspannungen erzielt. Die Summe beider Werte wird durch die Spalte $\sum \Delta\sigma_F$ ausgedrückt. Durch Torsionsbeanspruchung kann auch in anderen

Bereichen des Querschnitts unabhängig von der Windrichtung ein Maximum an Normalspannungen eingetragen werden. Dies wird durch Spalte $\Delta\sigma_{Mx}$ ausgedrückt. Tab. 5.4 zeigt, dass bei einer Segmentierung durch drei Elemente, bis zu einer Höhe von $H = 55,6$ m, die größten Spannungsspitzen im Fugenbereich auftreten. Bei größeren Höhen wird die maximale Zusatzbeanspruchung durch das Torsionsmoment in anderen Bereichen am Querschnitte erzeugt.

5.3.4 Spannungen infolge Temperatur

Bei linear verteilter Temperatureinwirkung am Querschnitt treten bei statisch bestimmten Systemen nur Verformungen auf. Bei Windenergieanlagen treten jedoch auch Temperatureinwirkungen auf, die zu Eigenspannungszuständen im System führen, siehe Abb. 5.16.

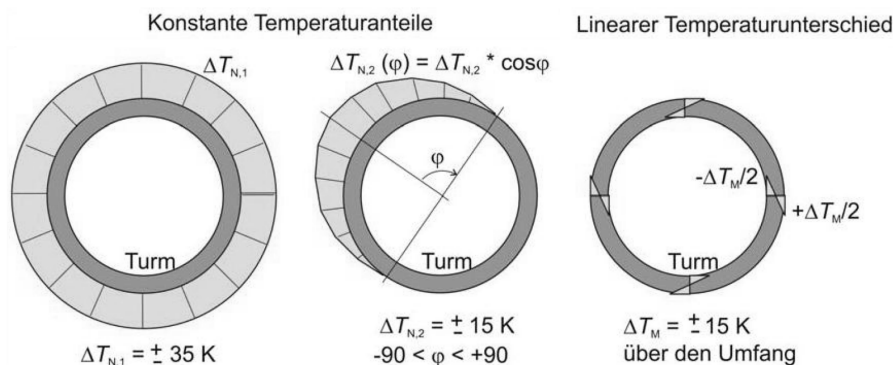


Abb. 5.16: Temperaturanteile am Querschnitt aus der Richtlinie für Windenergieanlagen [25]

Durch den konstanten Temperaturanteil über eine begrenzte Länge des Umfangs und durch den linearen Temperaturunterschied über die Wanddicke treten Zugbeanspruchungen im Turm auf. Bei charakteristischer Temperatureinwirkung bei vorliegender Geometrie überschreiten die maßgebenden tangentialen Zugspannungen die charakteristische Zugfestigkeit $f_{ctk0.05}$ in großen Bereichen. Während bei geschlossenen Kreisringen eine gleichmäßige Zugspannungsverteilung um den gesamten Umfang zu beobachten ist, treten bei Turmbereichen mit Querschnitten aus Einzelsegmenten die maximalen Spannungen in halber Elementlänge (in tangentialer Richtung) auf. Bis hin zu den Elementenden, im Bereich der vertikalen Fuge, bauen sich die Zugspannungen ab. Die maximalen Zugspannungen werden zusätzlich durch das Verformungsverhalten der oberen und unteren anschließenden Betonelemente vergrößert. Linear veränderliche Temperatureinwirkung über die Wanddicke führt zu einer Verkrümmung, die bei einem geschlossenen Kreisring gleichmäßig behindert wird. Bei Betonsegmenten mit spannungslosen Vertikalfuge wird die Verformungstendenz durch die oberen und unteren anschließenden Betonelemente behindert und führt in diesen Elementen zu Zusatzbeanspruchungen. Bei geschlossenen Kreisringen bleibt bei linear veränderlicher Temperatureinwirkung über die Wanddicke die Kreisform erhalten. Bei Querschnitten mit vertikalen Fugen tritt eine gegenläufige radiale Verformung zwischen den Punkten in halber Elementlänge und den Punkten am freien Ende im Fugenbereich auf.

Eine vertikale Rissbildung ist unvermeidlich. Das Auftreten der Rissbildung wird an Praxisbeispielen z.B. in [48] dokumentiert. Diesem Problem muss mit einer rissbeschränkenden Bewehrung begegnet werden. Hierzu sind einschlägige Regelwerke anzuwenden. In [48] wird die Abhängigkeit des Rissverhaltens unter anderem in Abhängigkeit des Querschnitts- und Bewehrungsdurchmessers und der Betonfestigkeitsklasse gezeigt. Dabei wird zwischen Turm mit großem und Mast mit kleinem Gesamtdurchmesser unterschieden. In [48] wird insbesondere auf die Rissbildung bei einem Mast mit hoher Betonfestigkeit, dünner Horizontalbewehrung und kleinem Durchmesser

Tab. 5.4: Zusammenfassung der Differenzspannungen am Turm mit variablem Durchmesser durch Segmentierung der Ringelemente

H [m]	im Fugenbereich			allg.
	$\Delta\sigma_{char.,F}^*$ [MPa]	$\Delta\sigma_{M_x,F}^{**}$ [MPa]	$\sum \Delta\sigma_F$ [MPa]	$\Delta\sigma_{M_x}^{**}$ [MPa]
101,6	0,36	-1,01	-0,64	-1,01
98,1	-0,06	-1,01	-1,07	-1,33
94,6	-0,06	-0,86	-0,92	-1,14
91,1	-0,06	-0,75	-0,81	-0,99
87,6	-0,06	-0,65	-0,71	-0,86
84,1	-0,05	-0,57	-0,62	-0,76
80,6	-0,05	-0,50	-0,55	-0,67
77,1	-0,05	-0,45	-0,50	-0,60
73,6	-0,07	-0,40	-0,47	-0,50
70,6	-0,04	-0,31	-0,35	-0,41
67,6	-0,03	-0,28	-0,31	-0,38
64,6	-0,03	-0,25	-0,28	-0,34
61,6	-0,03	-0,23	-0,26	-0,32
58,6	-0,03	-0,21	-0,24	-0,29
55,6	-0,07	-0,53	-0,60	-0,53
52,1	-0,11	-0,36	-0,47	-0,39
48,6	-0,10	-0,32	-0,42	-0,36
45,1	-0,10	-0,30	-0,40	-0,33
41,6	-0,10	-0,27	-0,37	-0,30
38,1	-0,09	-0,25	-0,34	-0,28
34,6	-0,09	-0,23	-0,32	-0,25
31,1	-0,09	-0,21	-0,30	-0,24
27,6	-0,08	-0,20	-0,28	-0,22
24,1	-0,08	-0,18	-0,26	-0,20
20,6	-0,08	-0,17	-0,25	-0,19
17,1	-0,07	-0,16	-0,23	-0,18
13,6	-0,07	-0,15	-0,22	-0,16
10,1	-0,07	-0,14	-0,21	-0,15
6,6	-0,07	-0,13	-0,20	-0,14
3,1	-0,07	-0,12	-0,19	-0,13
0,0	-0,08	-0,10	-0,18	-0,10

* aus charakteristischer Lastfallkombination

** aus führendem Torsionsmoment M_x in Kombination mit 50 % der Windbeanspruchung

eingegangen. Außerdem wird auf Basis der Kontinuierlichen-Verformungs-Theorie ein Konzept zur Rissbreitenberechnung geliefert, das zu wirtschaftlicheren Bewehrungsmengen in tangentialer Richtung, im Vergleich zu einschlägigen Regelwerken, führt. Des Weiteren wird dargestellt, dass in den aktuellen Normenwerken die konstruktive Durchbildung in Bezug auf die horizontale Bewehrung nicht ausreichend erfasst wird. Einzig die Norm Freistehende Schornsteine - Teil 2: Betonschornsteine [49] liefert hier zutreffende Werte der horizontalen Mindestbewehrung für Türme aus normalfesten Betonen, siehe Abb. 5.17.

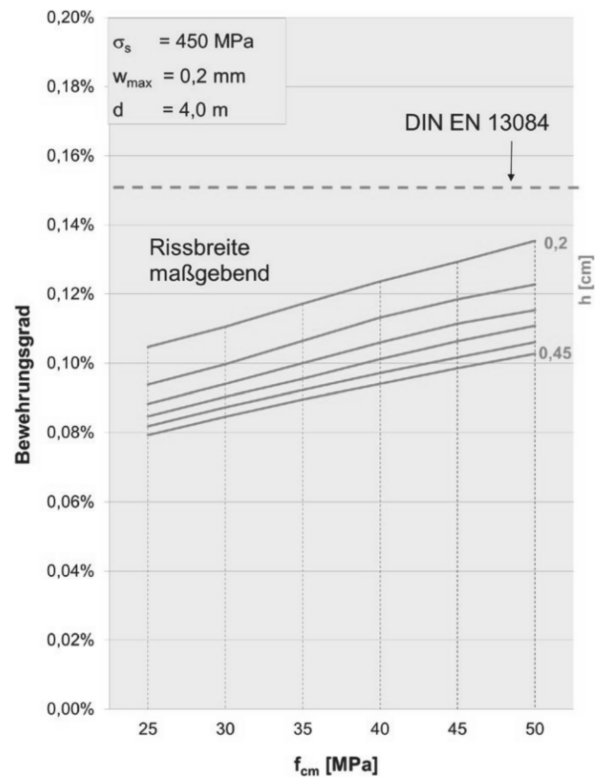


Abb. 5.17: Erforderliche Bewehrung und normative Vorgabe der Mindestbewehrung für einen typischen Turmquerschnitt aus [50]

5.3.5 Fugenverhalten

Unabhängig von der Lastrichtung bleiben alle horizontalen Fugen im Gebrauchszustand überdrückt. Das Verhältnis zwischen Quer- und Längsfugenbeanspruchung ist klein, sodass die Querbeanspruchung durch Reibung abgetragen werden kann. Tab. 5.5 zeigt das Ergebnis des ungünstigsten Lastfalls des führenden Torsionsmoments. Auch die FEM-Simulationen bestätigen dies, indem keine nichtlinearen Effekte, z.B. lokales Überschreiten des Reibbeiwertes μ , in den horizontalen Fugen beobachtet wurden.

In den vertikalen Fugen ist großteils eine öffnende Tendenz der Verformung der Bauteilkanten zueinander im quasi-ständigen und charakteristischen Lastfall festzustellen. In den vertikalen Fugen der Betonringe im Anschluss an das Fundament und an die Rohrsegmente ist eine leicht schließende Verformung zu beobachten. Das Fundament wurde hierbei durch feste Auflagerbedingungen und daher als unendlich steif in der Berechnung berücksichtigt. Die öffnenden aber auch schließenden relativen Knotenverformungen sind dabei maximal 0,1 mm. Durch die konstruktive Ausbildung der vertikalen Fugen mit einem planmäßigen Abstand zwischen den Betonbauteilen

Tab. 5.5: Maximales Verhältnis zwischen Schubfluss und Normalkraft t/n in den horizontalen Fugen zufolge führendem Torsionsmoment M_x in Kombination mit 50 % der Windbeanspruchung zum Zeitpunkt $t = \infty$

H [m]	$(t/n)_{max}$ [-]	H [m]	$(t/n)_{max}$ [-]
130,0	0,25	55,6	0,09
121,4	0,28	52,1	0,09
114,3	0,21	48,6	0,09
107,7	0,2	45,1	0,09
101,6	0,13	41,6	0,08
98,1	0,20	38,1	0,08
94,6	0,18	34,6	0,08
91,1	0,17	31,1	0,08
87,6	0,16	27,6	0,08
84,1	0,15	24,1	0,07
80,6	0,15	20,6	0,07
77,1	0,14	17,1	0,07
73,6	0,13	13,6	0,07
70,6	0,13	10,1	0,07
67,6	0,12	6,6	0,06
64,6	0,12	3,1	0,06
61,6	0,11	0,0	0,06
58,6	0,11		

inklusive einer Dichtungsebene kann weiterhin von einer Fuge ohne Kraftübertragung ausgegangen werden. Die festgestellten Relativverformungen in den vertikalen Fugen sind zu klein um einen Kontakt zwischen zwei Betonsegmenten herzustellen.

5.3.6 Schwingungsuntersuchung

Wie in Abs. 3.6 erläutert, spielt die Eigenfrequenz der Tragkonstruktion für das Verhalten der Gesamtkonstruktion eine wesentliche Rolle. Dazu wird der Entwurf als Kragträger mit Stabelementen in einer FEM-Simulation abgebildet. Dabei kann die Form des Turmes und somit die Massenverteilung sehr genau simuliert werden. Zusätzlich wird am Turmkopf die Masse des Maschinenhauses inklusive des Rotors berücksichtigt ($m \cdot g = 1900 \text{ kN}$). Durch das Spannkonzepit bleibt das Tragwerk im Gebrauchszustand in den horizontalen trockenen Fugen überdrückt, sodass von einem linear elastischen Verhalten des Systems ausgegangen wird. Auf die Abbildung des Spannsystems und den Fugen wurde in diesem Modell verzichtet. Da in diesem Stadium des Entwurfes keine genauere Angabe zu den Bodenverhältnissen gemacht werden kann, wird in Anlehnung an [9] eine Drehfedersteifigkeit des Fundamentes von $c_\phi = 500000 \text{ MNm}$ angenommen und der statische Sekanten-Elastizitätsmodul aus [19] für den Beton verwendet. Diese Annahmen wurden getroffen, da einerseits die Anregung auf dem Niveau der häufigen Lastfallkombination und somit ungefähr bei $\sigma_c = 0,4 \cdot f_c$ liegt und andererseits der Elastizitätsmodul stark streut. Nach [19] streuen die Richtwerte des Elastizitätsmodul zwischen -30 % und +20 % in Abhängigkeit des verwendeten Gesteins der Zuschläge. Grundsätzlich sollte für eine Schwingungsuntersuchung der dynamische Elastizitätsmodul verwendet werden. In [51] sind die Eigenschaften des dynamischen Elastizitätsmoduls von Beton kurz zusammengefasst. Dieser ist stark von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig. Bei mittleren Dehngeschwindigkeiten ($\dot{\epsilon} \leq 0,1 \text{ 1/s}$) ist gegenüber stoßartigen Lasten ($1 \text{ 1/s} \leq \dot{\epsilon} \leq 10 \text{ 1/s}$) mit einer Zunahme des dynamischen Elastizitätsmoduls im Vergleich zum statischen von 10 % zu rechnen. Zusätzlich nimmt der Unterschied

zwischen statischem und dynamischem Wert mit zunehmender Betonfestigkeit ab. Da der Unterschied zwischen dynamischem und statischem Elastizitätsmodul in der Größenordnung der Streuung der statischen Werte liegt, wird dieser Einfluss in diesem Stadium des Entwurfs nicht berücksichtigt.

Unter diesen Annahmen ergibt sich eine erste Eigenfrequenz von 0,30 Hz. Die erste Eigenform entspricht in etwa der Biegelinie eines quer zur Stabrichtung belasteten Kragträgers durch eine Streckenlast. Unter Berücksichtigung der Streuung der Richtwerte des statischen Sekanten-Elastizitätsmoduls zwischen -30 % und +20 % aus [19] ändert sich die Eigenfrequenz auf 0,25 Hz bzw. 0,33 Hz. Der Einfluss ist bedeutend und muss in der Umsetzungsphase eines Projektes unbedingt berücksichtigt werden. Durch Eingriff in die Steifigkeitsverteilung, z.B. durch Variation des Durchmessers und der Wandstärke der Konstruktion, und in die Massenverteilung, z.B. durch Variation der Wandstärke, kann die Eigenfrequenz effektiv gesteuert werden. Die für den Entwurf berücksichtigten Schnittkräfte stammen aus einem dem Verfasser bekannten Projekt, dessen erste Eigenfrequenz im unteren Bereich der simulierten Eigenfrequenzen liegt. Da durch den Entwurf das Schwingungsverhalten, wie sie in der projektspezifischen Schnittkraftermittlung berücksichtigt wurde, erzielt werden kann, wird davon ausgegangen, dass die zuvor getroffene Schnittkraftabschätzung weiterhin Gültigkeit hat. In einem Detailprojekt müssen jedoch die Schnittkräfte für den Entwurf und vor allem für das verwendete Material neu ermittelt werden.

Eine Vergleichsrechnung bestätigt, dass die Eigenfrequenz durch das Stabmodell abgeschätzt werden kann. Hierbei wurde das Stabmodell mit dem Schalenmodell inklusive seiner trockenen Fugen mit ihren Eigenschaften verglichen. Dabei wurde in beiden Modellen von einer starren Einspannung am Turmfuß ausgegangen. Ersteres Modell besitzt eine Eigenfrequenz von 0,31 Hz und das Schalenmodell 0,32 Hz. Der Unterschied ist gering und liegt innerhalb der Streuung der angestellten Annahmen.

5.4 Ergebnisse im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Am Schalenmodell mit nichtlinearen Federn, siehe Abs. 5.1, wird das Fugenverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit untersucht und die Ergebnisse auf die Bemessung übertragen. Vereinfachend werden weder die Änderung der Vorspannkraft durch Verformung noch die Auswirkungen aus Theorie II. Ordnung berücksichtigt. Diese Effekte sind keine Besonderheit dieses Turmentwurfs und sind allgemein bei Spannbetontürmen zu untersuchen. In dem Autor bekannten Praxisbeispielen von Hybridtürmen beträgt die Momentenzunahme durch Theorie II. Ordnung weniger als 10 % und muss nach den gültigen Normen nicht weiter berücksichtigt werden. Da die Auswirkung auf die Schnittkräfte von der Führung der externen Vorspannung, insbesondere dem Kontakt zur Turmwand, abhängt, wird in diesem Entwurfsstadium auf die aufwendige Ermittlung der Effekte verzichtet. Prinzipiell folgen die luvseitigen Spannglieder der Spanngliedsehne und die leeseitigen Spannglieder können die Turmwand berühren, siehe hierzu Abb. 5.18. Eine planmäßige Führung, z.B. durch Konsolen an der Turmwand, muss in Abhängigkeit der Ergebnisse einer Detailuntersuchung festgelegt werden. Generell müssen die Umlenkkräfte in Turmwand, Konsolen aber auch in den Verankerungsstellen in der Bemessung berücksichtigt werden. Eine planmäßige Führung beeinflusst nicht nur die Lage und Größe der Umlenkkräfte, sondern hat auch Einfluss auf das Schwingungsverhalten der Spannglieder im Betrieb und muss ebenfalls in einer Detailuntersuchung analysiert werden.

Die Berechnung bei maximaler Biegebeanspruchung zeigt, dass alle horizontalen Fugen, bis auf die oberste Fuge im Detail B, klaffen. Im zylindrischen Turmbereich hängt die Fugenöffnung stark von der externen Vorspannkraft ab, die über diese Fugen geführt wird. Die Vorspannung nimmt in diesem Bereich mit abnehmender Turmhöhe zu. Im kegelförmigen Turmbereich herrscht

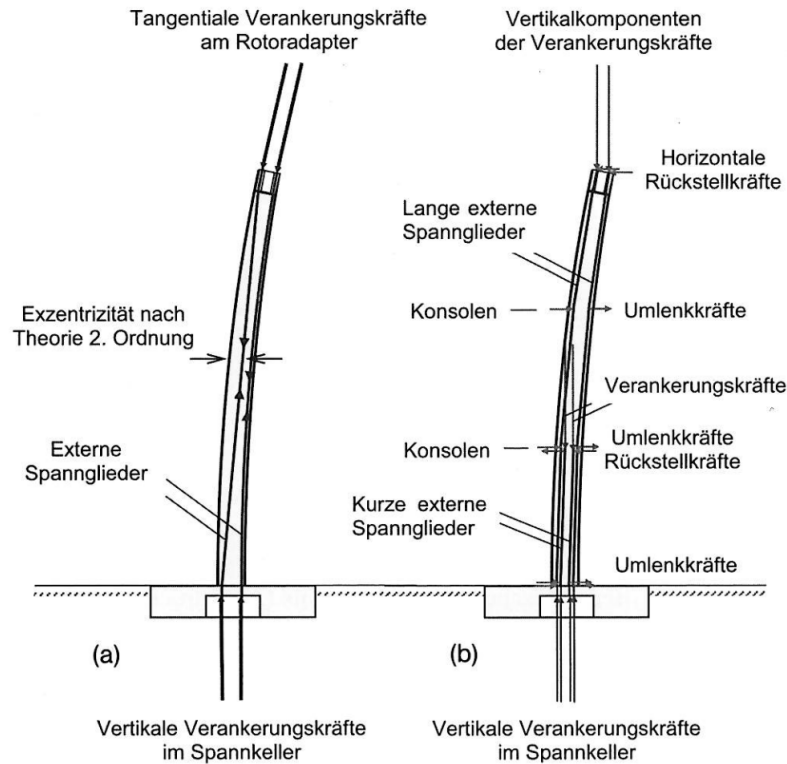


Abb. 5.18: a) Einwirkungen frei geführter externer Spannglieder, b) Einwirkungen konsolengeführter Spannglieder mit Staffelung aus [9]

annähernd dieselbe Fugenöffnung bei konstanter externer Vorspannung. Die Lage der maximal öffnenden Fuge kann allgemein nicht festgelegt werden, da die Beanspruchung der Fugen und die Steifigkeit der Fugen nicht zwingend über die Turmhöhe korrelieren. Der maximal öffnende Bereich beträgt 20 % des Gesamtdurchmessers, sodass der Großteil des Querschnitts gedrückt bleibt.

Bei der Berechnung der maximalen Torsionsbeanspruchung mit begleitender Windbeanspruchung (Kombinationsbeiwert 0,5) tritt keine Fugenöffnung ein.

5.4.1 Rohrquerschnitt

Biege- und Normalkraftbeanspruchung

Da wie zuvor beschrieben die genaue Schnittkraftverteilung durch die Effekte aus Theorie II. Ordnung und die Änderung der Spannkraft beeinflusst wird, wird die Tragfähigkeit unter folgenden Annahmen abgeschätzt. Da die horizontalen Fugen bis zu 20 % klaffen, wird von einer minimalen Druckzonenhöhe von $x/D_a = 0,8$ ausgegangen. Das Biegemoment wird durch den Versatz der Drucknormalkraft im Beton $N_c = N_{Ed} + \sum P$ aufgenommen. Unter der Annahme einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons wird die Randdruckspannung ausgewertet. Abb. 5.19 zeigt die Annahmen zur Abschätzung der Ausnutzung der Biegetragfähigkeit.

Die Ergebnisse sind in Tab. 5.6 dargestellt. Die Randspannungen liegen deutlich unter dem Bemessungswert der Betonfestigkeit. In Abhängigkeit des Vermögens der Kraftzunahme im Spannstahl als auch mit weiterer Krümmungszunahme im Querschnitt bei abnehmendem Verhältnis

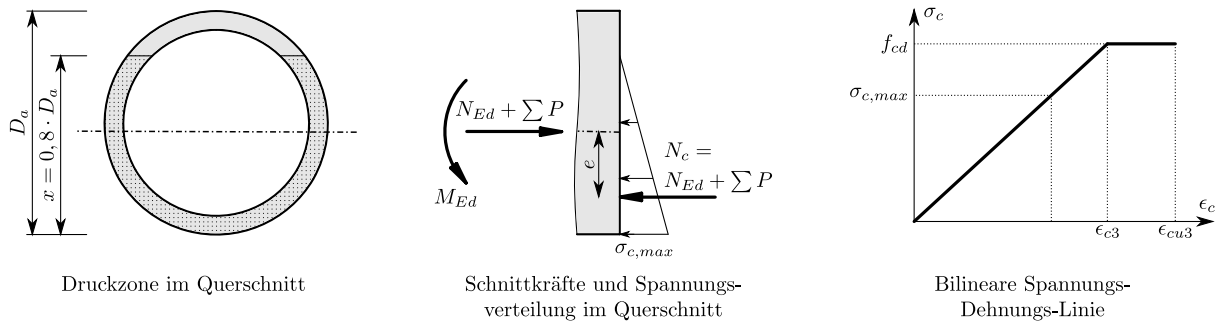


Abb. 5.19: Annahmen zur Abschätzung der Ausnutzung der Biegetragfähigkeit

x/D_a ist die Tragfähigkeit deutlich höher als der Bemessungswert der Einwirkung. Jedoch müsste hier noch die Schnittkrafteerhöhung aus den Effekten der Theorie II. Ordnung berücksichtigt werden.

In [52] wird bei Segmentbrücken an Ein- und Zweifeldträgern gezeigt, dass die Verformung nach Fugenöffnung überproportional ansteigt. Ein Versagen kündigt sich daher an. Des Weiteren wird gezeigt, dass die Kraftzunahme in den externen Spanngliedern gering ist, jedoch stark von der Spanngliedlage abhängt. Ein Fließen der Spannbewehrung tritt im Allgemeinen bei der Anwendung externer Vorspannung nicht ein. Als endgültiger Versagensmechanismus stellt sich in Einfeldsystemen das Versagen der Biegedruckzone und bei Zweifeldträgersystemen der Ausfall der Druckstrebe an der Zwischenstützung (hohe Biegedruckbeanspruchung in Kombination mit hoher Querkraft) ein. Im Falle der hier dargestellten Windenergieanlage mit geringer Querkraftbeanspruchung wird davon ausgegangen, dass ein Versagen der Biegedruckzone auftritt.

Da im aus Biegung auf Druck beanspruchten Scheitelbereich annähernd konstante Druckspannungen über die Wanddicke herrschen und daher kaum Umlagerungsmöglichkeiten vorliegen, sollte die Dehnung an dieser Stelle analog zu [19] auf ϵ_2 bzw. ϵ_3 beschränkt werden. Dadurch wird eine starke Einschnürung der Druckzone vermieden und wirkt sich auch günstig auf den Widerstand der kombinierten Beanspruchung aus Biegung und Querkraftabtrag in der Biegedruckzone aus. In [52] wird eine Beschränkung der Höhe der klaffenden Bereiche bei Segmentbrücken vorgeschlagen. Dabei wird die verbleibende Druckzonenhöhe im Feldbereich mit $x/H \geq \frac{1}{3}$ und im Stützbereich mit $x/H \geq \frac{2}{3}$ gefordert. Hiermit wird der Fehler in der Ermittlung der Schnittkräfte in statisch unbestimmten Systemen begrenzt und hat wiederum günstigen Einfluss auf die kombinierte Beanspruchung aus Biegung und Querkraft in den Stützquerschnitten. Diese Vorgaben finden sich auch in [22] wieder.

Schubbeanspruchung

In den Fugen muss die Querkraft über die verbleibende Druckzone übertragen werden. Da keine Umlenkung der Vorspannung bzw. keine Einzellasten an der Rohrwandung eingeleitet werden, sind keine weiteren Nachweise in den angrenzenden Segmenten zu erbringen. Im Nahbereich der Fuge sind durch die lokal begrenzte Druckkraftübertragung Spaltzugbewehrungen anzuordnen, siehe hierzu auch [52].

Unter der Annahme eines Querkraftabtrags durch Reibung kann ein notwendiger Reibbeiwert ermittelt werden, um die Schubkraftübertragung sicherzustellen. Abweichend zur Literatur wird vereinfachend der erforderliche Reibbeiwert anstatt auf Basis von Normalspannungen auf Basis

Tab. 5.6: Abschätzung der Randdruckspannung des Betons im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter der Annahme einer Druckzonenhöhe von $x/D_a = 0,8$

Höhe H [m]	D_a [m]	t [m]	N_c [MN]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]	Beton	f_{cd} [N/mm ²]	$\sigma_{c,max}/f_{cd}$ [N/mm ²]	Beschreibung
131,3	4,30	0,15	12,1	14,8	C70/85	46,7	0,32	Rohr- querschnitt
123,0	4,30	0,15	17,9	21,9	C70/85	46,7	0,47	
116,3	4,30	0,20	24,6	22,9	C90/105	60,0	0,38	
109,4	4,30	0,25	34,5	26,2	C90/105	60,0	0,44	
105,1	4,30	0,25	41,1	31,2	C90/105	60,0	0,52	
101,6	4,30	0,25	43,6	33,1	C90/105	60,0	0,55	
91,1	4,96	0,25	44,8	29,1	C70/85	46,7	0,62	Querschnitt aus zwei Segmenten
80,6	5,61	0,25	46,2	26,3	C70/85	46,7	0,56	
70,6	6,24	0,25	47,7	24,3	C55/67	36,7	0,66	
58,6	6,99	0,25	49,7	22,5	C55/67	36,7	0,61	
48,6	7,61	0,25	51,6	21,3	C45/55	30,0	0,71	
41,6	8,05	0,25	53,1	20,7	C45/55	30,0	0,69	Querschnitt aus drei Segmenten
31,1	8,71	0,25	55,2	19,8	C45/55	30,0	0,66	
20,6	9,36	0,25	57,7	19,2	C45/55	30,0	0,64	
10,1	10,02	0,25	60,4	18,8	C45/55	30,0	0,63	
0,0	10,65	0,25	63,1	18,4	C45/55	30,0	0,61	

der Gesamtnormalkraft ermittelt.

$$\mu_{req} = \frac{V_{Ed}}{N_{c,Ed}} = \frac{V_{Ed}}{N_{Ed} + \sum P} \quad (5.27)$$

Die Ergebnisse in Tab. 5.7 zeigen, dass die Querkraftbeanspruchung gering ist, sodass nur ein kleiner Reibbeiwert notwendig ist. Hierbei wurde die Normalkraft bzw. Vorspannung mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma = 0,9$ berücksichtigt. In Tab. 5.8 sind Reibbeiwerte aus der Literatur bzw. aus Regelwerken dargestellt. Die für die Bemessung zu verwendenden Werte sind deutlich größer. Der Querkraftabtrag über die Druckzone stellt somit kein Problem dar. Auch ein Abgleiten in weniger beanspruchte Bereiche (kleine Normalspannungen im Bereich der Spannungsnulllinie) kann durch angrenzende Zonen mit höherer Normalspannung kompensiert werden. Die Annahme in der Ermittlung des erforderlichen Reibbeiwerts auf Basis der Gesamtdrucknormalkraft ist daher ausreichend. Durch die geringe Ausnutzung ist eine Umlagerung der Schubbeanspruchung auf den aus Biegung auf Druck beanspruchten Scheitelbereich des Querschnitts nicht zu erwarten und somit eine kombinierte Beanspruchung aus Biegung und Querkraft in der hoch beanspruchten Druckzone im Detail nicht zu untersuchen.

Torsionsbeanspruchung

In der maximalen Torsionsbeanspruchung tritt kein Klaffen der Fugen auf. Daher kann für diesen Lastfall der Schubfluss analog zur Vorgehensweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Abs. 5.3, vorgegangen werden. Die Auswertung der Drucknormalspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zeigt, dass die Spannungen noch auf einem sehr niedrigen Niveau sind, sodass

Tab. 5.7: Ermittlung des erforderlichen Reibbeiwerts μ_{req} in der jeweiligen trockenen Fuge

H [m]	$N_{c,Ed}$ [MN]	V_{Ed} [MN]	μ_{req} [-]	Beschreibung	H [m]	$N_{c,Ed}$ [MN]	V_{Ed} [MN]	μ_{req} [-]	Beschreibung
130,0	16,20	0,84	0,052	Rohr- querschnitt	55,6	42,15	1,17	0,028	Querschnitt aus drei Segmenten
121,4	17,18	0,88	0,051		52,1	42,59	1,19	0,028	
114,3	25,82	0,90	0,035		48,6	43,04	1,21	0,028	
107,7	31,75	0,93	0,029		45,1	43,50	1,23	0,028	
					41,6	43,98	1,25	0,028	
101,6	37,69	0,95	0,025	Querschnitt aus zwei Segmenten	38,1	44,46	1,27	0,029	
98,1	37,95	0,97	0,025		34,6	44,97	1,29	0,029	
94,6	38,22	0,98	0,026		31,1	45,48	1,31	0,029	
91,1	38,51	1,00	0,026		27,6	46,01	1,33	0,029	
87,6	38,80	1,01	0,026		24,1	46,56	1,35	0,029	
84,1	39,12	1,03	0,026		20,6	47,11	1,37	0,029	
80,9	39,44	1,04	0,026		17,1	47,68	1,39	0,029	
77,1	39,78	1,06	0,027		13,6	48,27	1,41	0,029	
73,6	40,13	1,08	0,027		10,1	48,87	1,43	0,029	
70,6	40,44	1,09	0,027		6,6	49,48	1,44	0,029	
67,6	40,77	1,11	0,027		3,1	50,10	1,46	0,029	
64,6	41,10	1,12	0,027		0,0	50,67	1,47	0,029	
61,6	41,44	1,14	0,027						
58,6	41,79	1,15	0,028						

Tab. 5.8: Reibbeiwerte aus der Literatur bzw. Regelwerk

Literatur bzw. Regelwerk	μ	Anmerkung
Eurocode 2 [19]	0,50	sehr glatte Oberfläche; Normalspannung in der Fuge ist im Allgemeinen auf $\sigma_n \leq 0,4 \cdot f_{cd}$ zu begrenzen (Korrektur aus [20])
DBV [22]	0,70	beschränkt auf die Ausführung mit geklebten Paßfugen
EN 15050 [23]	0,60	beschränkt auf die Ausführung Klebefuge ohne Verzahnung
AASHTO [21]	0,60	
Dissertation Specker [13]	0,65	

weiterhin die Steifigkeit zur Ermittlung der Schnittkraftverteilung nach Zustand I angenommen wird.

Tab. 5.9 zeigt erforderliche Reibbeiwerte μ_{req} in den trockenen Fugen zur Abtragung des maximalen Torsionsmoments in Kombination mit begleitender Windbeanspruchung (Kombinationsbeiwert 0,5). Die Maximalwerte liegen im Bereich der maximal ansetzbaren Werte aus den Regelwerken. Die Werte aus den Vorgaben in DBV [22] und EN 15050 [23] sind eingehalten, unabhängig von weiteren Voraussetzungen wie z.B. einer Klebefuge. Die Begrenzung aus Eurocode 2 [19] wird überschritten. Auch die Ansätze aus Specker [13] und AASHTO [21], unter Berücksichtigung der anzusetzenden Sicherheiten, werden überschritten. Das maximale Verhältnis μ_{req} bildet sich aus hoher Schubbeanspruchung in Kombination mit Druckspannungen an den aus Biegung entlasteten Bereichen. Eine Umlagerung in angrenzende Bereiche mit höherer Normalspannung ist möglich. In Fuge $H = 121,4$ m ergibt sich am aus Biegung auf Druck beanspruchten Scheitel $\mu_{req} = 0,14$. Umlagerungen im Querschnitt sind somit möglich. Außerdem ist bei Gleitung nur ein Bruchteil der Schubkraft umzulagern, da der Großteil der Beanspruchung trotz alledem durch Reibung aufgenommen wird. Der umzulagernde Schubkraftanteil ergibt sich aus Glg. (5.28).

$$t_{Uml} = (\mu_{max} - \mu_d) \cdot n_{Ed} \quad (5.28)$$

mit t_{Uml} ... umzulagernder Schubfluss [kN/m]
 n_{Ed} ... Bemessungswert der Membrannormalkraft [kN/m]
 μ_{max} ... maximal erforderlicher Reibbeiwert
 μ_d ... maximal ansetzbarer Reibbeiwert in der Bemessung

In Abhängigkeit des Ansatzes des Reibbeiwertes ist eine Umlagerung zu berücksichtigen. Dies kann in einer nichtlinearen FEM-Simulation gezeigt werden. Diese Simulationen sind jedoch aufwendig und werden an dieser Stelle nicht erbracht.

Unter der Annahme eines Reibbeiwertes gemäß DBV [22] oder EN 15050 [23] kann der Nachweis ohne nichtlineare Berechnungen erbracht werden. Da kein Fugenklaffen eintritt, können die Ergebnisse auf den Rohrbereich außerhalb der Fuge übertragen werden. Bei Lastfallkombination, in denen Torsionsmomente in Kombination mit klaffenden Fugen auftreten, ist die Vorgehensweise wie bei Querschnitten aus Einzelsegmenten anzuwenden.

5.4.2 Querschnitt aus Einzelsegmenten

Es gelten sinngemäß die Ausführungen aus Abs. 5.4.1. Anschließend wird auf Besonderheiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit eingegangen, die bei Querschnitten aus Einzelsegmenten berücksichtigt werden müssen.

Biege- und Normalkraftbeanspruchung

Die Ergebnisse sind in Tab. 5.6 dargestellt. Hierbei wurde vereinfachend die Spannungsverteilung ohne Berücksichtigung der vertikalen Fugen ermittelt. Dadurch wurden kleine Spannungsspitzen, vergleiche hierzu Abb. 5.14, vernachlässigt. Die Vereinfachung kann getroffen werden, da das Spannungsniveau gering ist. Die Randspannungen liegen deutlich unter dem Bemessungswert der Betonfestigkeit. In Abhängigkeit des Vermögens der Kraftzunahme im Spannstahl als auch

Tab. 5.9: Erforderlicher Reibbeiwert μ_{req} in der jeweiligen trockenen Fuge zufolge maximaler Torsionsbeanspruchung

H [m]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]	τ_{max} [N/mm ²]	μ_{max}	Beschreibung
130,0	-3,57	-1,39	0,62	0,45	Rohr- querschnitt
121,4	-9,95	-2,27	1,35	0,60	
114,3	-11,58	-3,24	1,11	0,34	
107,7	-14,27	-3,94	1,11	0,28	
101,6	-17,85	-3,79	2,16	0,22	Querschnitt aus zwei Segmenten
98,1	-17,72	-2,98	1,94	0,52	
94,6	-16,97	-2,87	1,78	0,48	
91,1	-16,31	-2,76	1,64	0,46	
87,6	-15,74	-2,65	1,52	0,43	
84,1	-15,23	-2,54	1,41	0,41	
80,6	-14,74	-2,45	1,32	0,40	
77,1	-14,31	-2,36	1,23	0,38	
73,6	-13,95	-2,24	1,16	0,36	
70,6	-13,52	-2,29	1,10	0,34	
67,6	-13,23	-2,22	1,05	0,33	
64,6	-12,99	-2,16	1,00	0,32	
61,6	-12,74	-2,10	0,96	0,32	
58,6	-12,51	-2,05	0,92	0,31	
55,6	-12,15	-2,16	0,72	0,24	Querschnitt aus drei Segmenten
52,1	-12,60	-1,89	0,95	0,21	
48,6	-12,35	-1,85	0,91	0,21	
45,1	-12,12	-1,82	0,88	0,21	
41,6	-11,91	-1,78	0,84	0,21	
38,1	-11,71	-1,76	0,82	0,21	
34,6	-11,52	-1,73	0,79	0,20	
31,1	-11,35	-1,71	0,76	0,20	
27,6	-11,20	-1,68	0,74	0,20	
24,1	-11,07	-1,66	0,72	0,20	
20,6	-10,93	-1,64	0,70	0,19	
17,1	-10,80	-1,63	0,68	0,19	
13,6	-10,68	-1,61	0,66	0,19	
10,1	-10,56	-1,60	0,65	0,19	
6,6	-10,46	-1,59	0,63	0,18	
3,1	-10,36	-1,58	0,61	0,18	
0	-10,29	-1,56	0,57	0,17	

mit weiterer Krümmungszunahme im Querschnitt bei abnehmendem Verhältnis x/D_a ist die Tragfähigkeit deutlich höher als der Bemessungswert der Einwirkung.

Schubbeanspruchung

Unter der Annahme eines Querkraftabtrags durch Reibung kann ein notwendiger Reibbeiwert ermittelt werden, um die Schubkraftübertragung sicherzustellen. Abweichend zur Literatur wird vereinfachend der erforderliche Reibbeiwert, anstatt auf Basis von Normalspannungen auf Basis der Gesamtnormalkraft, ermittelt. Die Ergebnisse in Tab. 5.7 zeigen, dass die Querkraftbeanspruchung gering ist, sodass nur ein kleiner Reibbeiwert notwendig ist. Weiters bleibt der günstige Einfluss aus Abtriebskräften durch die Segmentierung der Kegelschale und durch die geneigte Betondruckkraft in den Ergebnissen unberücksichtigt. Die günstige Wirkung kann qualitativ Abb. 5.12 entnommen werden.

Torsionsbeanspruchung

In der maximalen Torsionsbeanspruchung tritt kein Klaffen der Fugen auf. Daher kann für diesen Lastfall der Schubfluss analog zur Vorgehensweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Abs. 5.3, vorgegangen werden. Die Schubbeanspruchung im Element und in der horizontalen Fuge ist von den vertikalen Fugen geprägt. Im Bereich der vertikalen Fugen kann keine Schubkraft übertragen werden, siehe hierzu Abb. 5.15.

Tab. 5.9 zeigt erforderliche Reibbeiwerte μ_{req} in den trockenen Fugen zur Abtragung des maximalen Torsionsmoments in Kombination mit begleitender Windbeanspruchung (Kombinationsbeiwert 0,5). Unter der Annahme eines Reibbeiwerts gemäß DBV [22] oder EN 15050 [23] kann der Nachweis erbracht werden.

5.4.3 Einleitungsbereiche der Vorspannkkräfte

Die lokalen Einleitungsbereiche der Vorspannung sind durch die Zulassungen der Spannsysteme geregelt. Für das Absetzen der Vorspannkkräfte sind konsolenartige Ringträger notwendig. In der Optimierung wurden diese Details in Abs. 4.1 diskutiert. Hier wurde im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit auf die Problemstellung der lokalen Lasteinleitung in Kombination mit diesen geometrischen Diskontinuitätsbereichen eingegangen.

Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit dieser Detailpunkte wird auf [9] verwiesen. Die Bemessung wird hierin allgemein dargestellt und kann auf verschiedenste Geometrien übertragen werden. Einen Überblick zu den Schnittgrößen und den inneren Kräften inkl. der schematischen Bewehrungsführung zeigt Abb. 5.20.

Da der Turmquerschnitt in Zustand II übergeht, muss zusätzlich der Eintrag der Vorspannkraft aus den aus Biegung Zug beanspruchten Bereichen in die überdrückten Bereiche durch Stabwerkmodelle sichergestellt und bemessen werden.

5.5 Ergebnisse Ermüdung

Da im Turm im Gebrauchszustand Dekompression herrscht, wird nur der Ermüdungsnachweis für den Beton unter Druck angestellt. Hierbei werden nur axiale Normalspannungen berücksichtigt und vereinfacht von einem einaxialen Spannungszustand ausgegangen. Detailstellen, z.B. Stahladapter zum Anschluss des Maschinenhauses am Turmkopf oder Stahleinlagen im Bereich

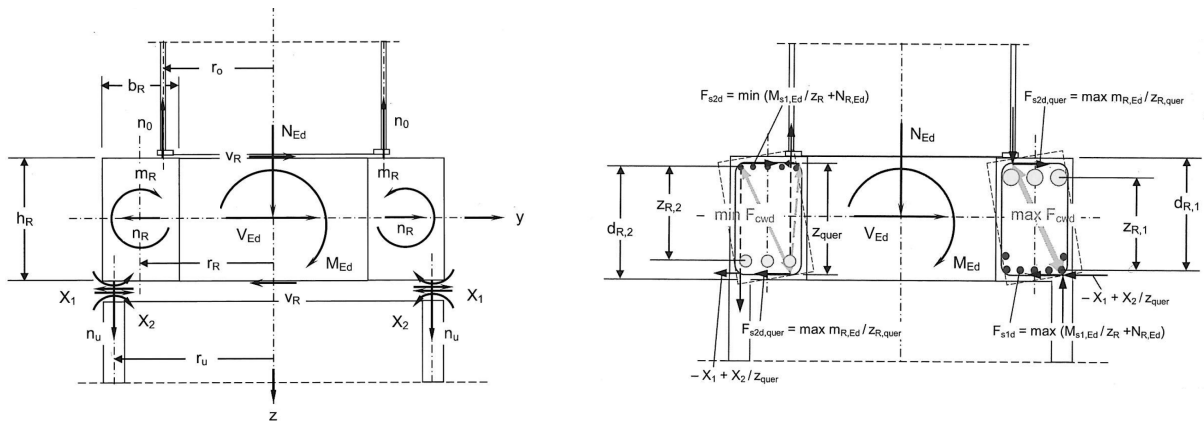


Abb. 5.20: Schnittgrößen, innere Kräfte und schematische Bewehrungsführung am Kreisringträger aus [9]

Türöffnungen, werden in diesem Stadium des Entwurfs nicht berücksichtigt. Für den Turm wird die Nachweisführung nach der Richtlinie für Windenergieanlagen [25] geführt. Der darin dargestellte vereinfachte Nachweis kann nicht an allen Stellen erbracht werden, sodass die Nachweisführung gegen Ermüdung nach der Palmgren-Miner-Regel erfolgt. Die in [25] zu Grunde gelegten Wöhlerlinien entsprechen jenen aus Model Code 1990 [53].

Die Lasten aus äußerer Einwirkung werden aus Markov-Matrizen eines praktischen Projektes übernommen. Die einzelnen Beanspruchungen eines Querschnitts, die einer Zeile einer Markov-Matrix entsprechen, werden mit der Beanspruchung aus Eigengewicht inklusive der Schiefstellung des Turms überlagert. Diese Beanspruchung liefert am jeweiligen Querschnitt Spannungen mit denen der Nachweis gegen Ermüdung geführt wird. Zusätzlich werden Zusatzbeanspruchungen aus den Details A bis F zur Einleitung der Vorspannung an den Rohrelementen, Tab. 4.7, und aus der Segmentierung der Ringelemente im Bereich des Turms mit variablem Durchmesser, Tab. 5.4, berücksichtigt. Da keine genaue Information zur Kombination zwischen Momenten-, Querkraft- und Torsionsbeanspruchung vorliegt, werden die maximalen Differenzspannungen aus der Segmentierung als konservative Abschätzung zur ermüdungswirksamen Biegebeanspruchung berücksichtigt. Die Ergebnisse in den maßgebenden Höhen H sind in Tab. 5.10 dargestellt.

Auf der sicheren Seite liegend, sowie in [25] gefordert, erfolgt die Berechnung der Spannungen zum Zeitpunkt $t = 0$, sodass die Vorspannung ihre maximale Größe besitzt und somit die mittlere Druckspannung im Beton am größten ist. Die Berechnung wird im Wandbereich an gestellt, in dem aus der dominierenden Momentenbeanspruchung die größten Druckspannungen entstehen. Im Bereich der Rohrelemente wird durch die lokale Biegebeanspruchung der Rohrwandung die innenliegende Faser maßgebend. Hierbei liefern, bis auf die Höhe $H = 123,00$ m, kurze Einleitungslängen der Spannbettvorspannung ungünstigste Spannungswerte. Im Bereich der segmentierten Ringelemente wird die äußere Faser maßgebend.

Auch durch Berücksichtigung der Spannungsspitzen durch die modulare Bauweise kann der rechnerische Nachweis zur Ermüdung erbracht werden.

In Anhang B sind für maßgebende Querschnitte schädigungsäquivalente Markov-Matrizen angeführt. Aus Gründen der Geheimhaltung wurden die originalen Matrizen aus vergleichbarem praktischem Projekt adaptiert. Die dargestellten reduzierten Matrizen führen zur selben Schädigungssumme aus Tab. 5.10.

Tab. 5.10: Zusammenstellung der Schädigung D in den maßgebenden Höhen H

H [m]	D [-]	Beton	Detail	H [m]	D [-]	Beton
137,25	$3,80 \cdot 10^{-12}$	C 70/85	A	67,60	$4,70 \cdot 10^{-4}$	C 55/67
131,30	$1,32 \cdot 10^{-10}$	C 70/85	B oben	64,60	$1,52 \cdot 10^{-4}$	C 55/67
129,20	$7,34 \cdot 10^{-8}$	C 70/85	B unten	61,60	$4,99 \cdot 10^{-5}$	C 55/67
123,00	$2,97 \cdot 10^{-8}$	C 70/85	C oben	58,60	$1,73 \cdot 10^{-5}$	C 55/67
122,00	$2,82 \cdot 10^{-1}$	C 70/85	C unten	55,60	$6,48 \cdot 10^{-1}$	C 45/55
116,30	$2,18 \cdot 10^{-7}$	C 90/105	D oben	52,10	$1,44 \cdot 10^{-1}$	C 45/55
115,00	$9,49 \cdot 10^{-5}$	C 90/105	D unten	48,60	$1,29 \cdot 10^{-2}$	C 45/55
109,40	$1,43 \cdot 10^{-7}$	C 90/105	E oben	45,10	$3,75 \cdot 10^{-3}$	C 45/55
108,40	$2,34 \cdot 10^{-1}$	C 90/105	E unten	41,60	$1,01 \cdot 10^{-3}$	C 45/55
104,10	$8,74 \cdot 10^{-1}$	C 90/105	F oben	38,10	$3,38 \cdot 10^{-4}$	C 45/55
103,10	$7,26 \cdot 10^{-7}$	C 90/105	F unten	34,60	$1,17 \cdot 10^{-4}$	C 45/55
101,60	$5,98 \cdot 10^{-3}$	C 90/105		31,10	$4,89 \cdot 10^{-5}$	C 45/55
98,10	$7,84 \cdot 10^{-4}$	C 90/105		27,60	$2,15 \cdot 10^{-5}$	C 45/55
94,60	$4,57 \cdot 10^{-1}$	C 70/85		24,10	$1,08 \cdot 10^{-5}$	C 45/55
91,10	$2,00 \cdot 10^{-2}$	C 70/85		20,60	$5,80 \cdot 10^{-6}$	C 45/55
87,60	$4,26 \cdot 10^{-3}$	C 70/85		17,10	$3,04 \cdot 10^{-6}$	C 45/55
84,10	$3,16 \cdot 10^{-4}$	C 70/85		13,60	$1,91 \cdot 10^{-6}$	C 45/55
80,60	$2,41 \cdot 10^{-5}$	C 70/85		10,10	$4,31 \cdot 10^{-7}$	C 45/55
77,10	$2,64 \cdot 10^{-1}$	C 55/67		6,60	$7,14 \cdot 10^{-7}$	C 45/55
73,60	$3,68 \cdot 10^{-2}$	C 55/67		3,10	$1,79 \cdot 10^{-7}$	C 45/55
70,60	$7,38 \cdot 10^{-3}$	C 55/67		0,00	$1,55 \cdot 10^{-7}$	C 45/55

Kapitel 6

Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung

Übliche Türme von Onshore-Windenergieanlagen bestehen aus Stahlrohren, Spannbeton oder Hybridkonstruktionen. Diese haben sich aus wirtschaftlicher Sicht etabliert. Mit zunehmender technischer Entwicklung der Anlagen und Erschließung windärmerer Regionen nimmt die Nabenhöhe zu. Eine gleichzeitige Weiterentwicklung der Turmkonstruktion ist daher unumgänglich. Für neue Konstruktionen gilt es, aktuelle Bauweisen zu studieren und die daraus gewonnenen Erfahrungen aufzunehmen. Betonkonstruktionen haben gegenüber Stahlkonstruktionen den Vorteil der geringeren Materialkosten und der hohen Dauerhaftigkeit. Deshalb wird in Kapitel 3 eine reine Betonlösung mit Vorspannung vorgestellt. Durch das Erfordernis hochfester Betone für Türme für Windenergieanlagen erscheint eine Fertigteilbauweise als sinnvoll. Dadurch kann bei gleichbleibenden Arbeitsbedingungen das Umfeld für die Produktion qualitativ hochwertiger Bauprodukte geschaffen werden. Mit dem Ansatz einer glatten Trockenfuge für sämtliche Stoßflächen können die Arbeiten auf der Baustelle auf ein Minimum reduziert werden und der Bauablauf wird weiter optimiert.

In Kapitel 2 wird daher neben den aktuellen Bauweisen im Detail auf die Fugenausbildung eingegangen. Bemessungskonzepte aus der Literatur werden vorgestellt und das Thema der Genauigkeit in einer trockenen Fuge aufgegriffen. Ein weiteres wesentliches Entwurfskriterium ist die dynamische Auslegung einer Windenergieanlage und wird daher ebenso in diesem Abschnitt präsentiert.

Das neue Turmkonzept wird in Kapitel 3 vorgestellt. Der gesamte Turm kann unter Einbezug der geometrischen Vorgaben und der Beschränkung des Gewichts durch den Transport durch einzelne Fertigteile realisiert werden. Die daraus resultierende modulare Konstruktion kann auch für kleinere als hier untersuchte Nabenhöhen verwendet werden. Durch die insgesamt geringe Querkraftbeanspruchung des Turms werden die Stoßflächen als glatte trockene Fugen angenommen. Während in den horizontalen Fugen der Kraftfluss sichergestellt werden muss, wird für vertikale Fugen der Kraftfluss durch definierten Abstand der Stoßflächen bewusst unterbunden. Durch Kombination von Spannbettvorspannung mit interner Stab- und externer Litzenvorspannung werden die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit über den ganzen Turm sichergestellt. Für die Nachweisführung werden Schnittkräfte eines bekannten praktischen Projektes übernommen. Eine eigene Schnittkraftsimulation für das neue Turmkonzept wäre aus wirtschaftlichen und zeitlichen Gründen nicht vertretbar. Da das Turmkonzept und das praktische Projekt eine Nabenhöhe von ca. 140 m bei einer dynamischen soft-stiff Auslegung haben und ähnliche Eigenschaften im Gebrauchszustand aufweisen, wird von einer guten Übereinstimmung der Beanspruchung beider Konstruktionen ausgegangen. Durch diese Annahme wird die Nabenhöhe der vorgestellten modularen Konstruktion auf 140 m beschränkt. Die Vorgehensweise kann jedoch auf größere Nabenhöhen übertragen werden.

Durch die hohe dynamische Beanspruchung der Konstruktion wird Dekompression im Grenz-
zustand der Gebrauchstauglichkeit gefordert. Damit wird annähernd gleichbleibendes Schwin-
gungsverhalten des Turms im Gebrauchszustand sichergestellt. Weiterhin werden dadurch die
Spannungsschwingbreiten in der Ermüdungsbeanspruchung minimiert. Hierfür ist in den Rohr-
segmenten am Turmkopf eine Spannbettvorspannung ausreichend. Für den Elementstoß am
Turmkopf werden konsolenartige Ringträger vorgesehen und durch eine lokale Stabvorspannung
miteinander verbunden. Auch der Anschluss der eigentlichen Anlage am Turmkopf erfolgt über
das Spannstabsystem. Durch eine ausreichende Überdeckungslänge zwischen Stab- und Spann-
bettvorspannung bleiben alle Querschnitte überdrückt. Mit abnehmender Turmhöhe wird eine
externe Litzenvorspannung angeordnet. Die Staffelung der Vorspannung über die Turmhöhe ist
an die Einwirkung angepasst. Zusätzlich wird dadurch die Grundspannung im Beton im oberen
Turmbereich reduziert und hat dadurch begünstigenden Einfluss auf die Nachweisführung zur
Ermüdung.

In der Detailuntersuchung in Kapitel 4 werden die Verankerungsstellen der Vorspannung, aus-
gebildet durch konsolenartige Ringträger, mit Hilfe der Finiten Elemente Methode (FEM) ana-
lysiert. Weitere analytische Ansätze können die Vorgehensweise bestätigen. Vor der endgültigen
Festlegung der Geometrie der Ringträger wird eine Parameterstudie wesentlicher Einflussgrößen
dieses Details durchgeführt. Als wesentliche Einflussgrößen werden die Lage der Verankerung der
Vorspannung, die Geometrie des Ringträgers und der anschließenden Rohre, die Kombination der
Belastung und die Einleitung der Spannbettvorspannung untersucht. An den endgültigen Details
wird die Spannungsverteilung dargestellt und diskutiert. Durch die Optimierung der Detailaus-
bildung liegen alle Spannungen im zulässigen Bereich. Einzig im Übergangsbereich zwischen
Oberkante Ringträger und anschließender Rohrwandung treten bei Absetzen der externen Lit-
zenvorspannung lokale Zugspannungsspitzen größer der charakteristischen Zugfestigkeit $f_{ctk0,05}$
auf. Durch eine materiell nichtlineare Berechnung kann gezeigt werden, dass die Rissbreite klein
bleibt und keine Auswirkung auf das Tragverhalten der Konstruktion hat. Als Materialmodell
wird hierbei das Microplane Model M4L verwendet, mit dem an der Technischen Universität
Graz bereits zahlreiche Versuche und Projekte begleitet wurden und das sich damit auch schon
in der Praxis bewährt hat. Zusammenfassend werden am Ende dieser Detailuntersuchung Zu-
satzbeanspruchungen zusammengestellt, die für weitere Betrachtungen am globalen System des
Turmes notwendig erscheinen.

In der Detailuntersuchung zur Genauigkeitsanforderung der Trockenfugen, in Kapitel 4, wird
ebenso die Finite Elemente Methode zu Hilfe genommen. Zu Beginn der Untersuchung wird
die Form der Ungenauigkeit festgelegt. Unebenheiten mit hohem Schädigungspotential müssen
bereits im Herstellungsprozess ausgeschlossen werden. Die Untersuchung beschränkt sich da-
her in Umfangsrichtung in wellenförmige Unebenheiten. In Wanddickenrichtung der Stoßflächen
werden lineare Abweichungen zur Sollform analysiert. Neben der gesonderten Betrachtung der
Unebenheiten in Umfangsrichtung und in radiale Richtung werden kombinierte Ungenauigkei-
ten untersucht. Weiterhin beschränkt sich die Betrachtung auf die horizontalen Stoßfugen, da
vertikale Fugen planmäßig ohne Kontakt ausgeführt werden. Zur Gewährleistung der Dauerhaf-
tigkeit werden die zulässigen Höhen der Ungenauigkeiten soweit reduziert, dass der Fugenschluss
unter Berücksichtigung der Ungenauigkeiten vor Inbetriebnahme der Anlage stattfindet. Alle Fu-
gen sind somit unter Eigengewicht und Vorspannung geschlossen. Unter dieser Annahme wird
am Turmentwurf die Spannungsverteilung und -entwicklung im Bauteil eingehend untersucht.
Hierbei werden die wesentlichen Spannungskonzentrationen in den Elementen beleuchtet. Die
Betonsegmente werden hierbei mit linear-elastischem Materialmodell abgebildet. Bei getrennter
Untersuchung der Imperfektion in Umfangsrichtung und in radiale Richtung lassen sich Genau-
igkeiten bei Rohrquerschnitten von $H_{u,l} \leq 0,3 \text{ mm}$ und $H_{u,t} \leq 0,2 \text{ mm}$ und bei segmentierten
Querschnitten mit $H_{u,l} \leq 0,5 \text{ mm}$ und $H_{u,t} \leq 0,4 \text{ mm}$ ableiten. In der Kombination der Un-
genauigkeiten ist eine weitere Reduktion vorzunehmen. Praxisbeispiele haben gezeigt, dass sol-

che Größenordnungen gefordert und auch ausgeführt werden können. In der Simulation bleiben großteils die Spannungen im zulässigen Bereich. Spannungen in der Stoßfläche zwischen zwei Bereichen im Erstkontakt, Zone II, und tangential Ringzugspannungen bei Erstkontakt am gesamten äußeren Umfang, Zone V, können die charakteristische Zugfestigkeit $f_{ctk0,05}$ übersteigen. Eine zusätzliche materiell nichtlineare Berechnung mit dem Microplane Model M4L hat gezeigt, dass durch den nichtlinearen Zusammenhang zwischen Zugspannung und Zugdehnung vor Erreichen der Zugfestigkeit ausreichend ist, um die Beanspruchung ohne Rissbildung abzubauen. Die Untersuchung hat ebenso gezeigt, dass die Fugenschließung im Gegensatz zum linearen Materialmodell deutlich früher eintritt, das Verhalten somit weicher ist und dadurch begünstigend wirkt. Weiterhin werden durch das Kriechen des Betons auftretende Spannungsspitzen abgebaut, und durch Zunahme lokaler Verformungen tritt eine Vergleichmäßigung der Spannungen ein. Insgesamt wird angenommen, dass in der praktischen Anwendung das Verhalten günstiger sein wird, als es die materiell lineare FEM-Simulation darstellt. Da die Auswirkungen von Fugengenauigkeit in den Stoßflächen stark von den geometrischen Randbedingungen abhängen, ist eine Verallgemeinerung der Ergebnisse nicht möglich.

In Kapitel 5 wird das Gesamtsystem des Turms untersucht. Zu Beginn dieses Abschnittes werden die zu berücksichtigenden Lastfälle dargestellt. Wie bereits erwähnt wird eine Auswertung der Lastfälle für den Turmentwurf nicht durchgeführt. Trotz der Annahme der Dekompression im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit muss durch die Anordnung vertikaler Fugen ohne Kraftfluss die Schnittkraftverteilung im Bereich mit segmentierten Querschnitten genauer betrachtet werden. Mit mechanischen und baustatischen Mitteln wird die Schnittkraftverteilung am segmentierten Querschnitt hergeleitet. Der Vergleich mit FEM-Simulationen bestätigt die Ergebnisse. Während die Normalspannungsverteilung in Turmlängsrichtung kaum vom Entwurf beeinflusst wird, gibt es große Änderungen im Schubfluss der Konstruktion. Durch die vertikalen Fugen der Konstruktion kann hierüber keine Schubspannung übertragen werden. Somit muss die Schubbeanspruchung durch die Teilquerschnitte aufgenommen werden. Im Vergleich zu einem Gesamtquerschnitt ohne Fugen nimmt die Schubbeanspruchung deutlich zu. Durch die geneigte Turmwandung wird die Schubbeanspruchung im großen Maße reduziert. Dieser Effekt ist allgemein bekannt und wird zum Beispiel in der Querkraftbemessung im Stahlbetonbau durch den Ansatz geneigter Zug- und Druckzonen berücksichtigt. Zusätzlich tritt eine begünstigende abtreibende Wirkung der einzelnen Betonsegmente auf. Dadurch bleibt insgesamt die Schubbeanspruchung gering. Weitere Überlegungen zur Spannungsbegrenzung, zum Verformungs- und Schwingungsverhalten zeigen, dass sich der Turmentwurf nur unwesentlich von einem monolithischen Turm unterscheidet. In der Rissbreitensicherung muss auf den Lastfall der Temperatur eingegangen werden. Der segmentierte Querschnitt begünstigt die tangential auftretenden Ringzugkräfte im Nahbereich der vertikalen Fugen. Die Maximalwerte der Zugbeanspruchungen im Betonelement entsprechen jedoch den Werten einer monolithischen Bauweise. Für die praktische Anwendung wird daher vorgeschlagen, dieselbe Bemessung wie zu Kreisringquerschnitten anzustellen.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit tritt ein maximales Fugenklaffen über 20 % des Gesamtquerschnittes bei maximaler Biegebeanspruchung auf. Hierbei wurde weder der Effekt aus Theorie II. Ordnung noch veränderliche Spannkkräfte berücksichtigt. In bekannten Projekten liegt der Effekt aus Theorie II. Ordnung unter 10 % der Schnittkräfte aus Theorie I. Ordnung. Die Vernachlässigung erscheint in diesem Projektstadium als angemessen, da der begünstigende Effekt aus Spannkraftzunahme bei größer werdenden Verformungen auch nicht in Rechnung gestellt wird. Zusätzlich zeigen die Berechnungen, dass die Biegetragfähigkeit deutlich größer als die Einwirkung ist. Auch die Schubbeanspruchung aus Querkraftbeanspruchung kann über die trockene Fuge mit ausreichender Sicherheit übertragen werden. Bei maximaler Torsionsbeanspruchung nimmt jedoch die Schubbeanspruchung zu. Die zugehörige Biegebeanspruchung ist hingegen so klein, dass kein Klaffen der Fugen eintritt. Ein Reibbeiwert von $\mu = 0,6$ wäre ausreichend, ist

jedoch durch kein Regelwerk gedeckt. Versuche in der Literatur und an der Technischen Universität Graz zeigen, dass dieser Reibbeiwert in Betonstrukturen erreicht wird. Nichts desto trotz, handelt es sich um lokale Bereiche in denen normative Reibbeiwerte überschritten werden. Diese treten in Bereichen mit geringer Druckkraftübertragung auf. Durch lokales Abgleiten kann die Schubbeanspruchung in Bereiche geringerer Beanspruchung t/n umgelagert werden. Insgesamt ist das Verhältnis zwischen absoluter Schubbeanspruchung und absoluter Normalkraft T/N gering, sodass ohne Zweifel die Schubbeanspruchung aufgenommen werden kann. Auf die detaillierte Bemessung der Absetzpunkte der Vorspannkräfte wird nicht explizit eingegangen, da dieses bereits in anderen Literaturstellen erschöpfend beschrieben wird.

Zum Schluss wird die Ermüdung unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus der Detailuntersuchung der Ringträger und den Zusatzbeanspruchungen aus der Fugenausbildung am Beton nachgewiesen. Dabei wird der Nachweis anhand der Richtlinie für Windenergieanlagen geführt. Unter der Annahme der Palmgren-Miner-Regel mit Wöhlerlinien aus dem Model Code 1990 kann der Nachweis an jeder Stelle des Turms erbracht werden.

6.2 Ausblick

Für den präsentierten Turmentwurf im Entwurfsstadium mussten einige Annahmen und Vereinfachungen getroffen werden. Mit zunehmender Detaillierung müssen daher diese Annahmen bestätigt oder aber genauer erfasst werden. Daher werden anschließend einige Bereiche, ohne Anspruch auf Vollständigkeit, angesprochen, die es gilt, bei Weiterverfolgung dieses Turmentwurfs zu untersuchen.

- Der Entwurf geht von einer modularen Konstruktion mit flexiblem Einsatz für verschiedene Nabenhöhen aus. Dabei wird angenommen, dass mit abnehmender Turmhöhe die Beanspruchung proportional abnimmt. Entscheidend ist jedoch die Systemantwort der Gesamtkonstruktion einer Windenergieanlage. Dazu muss die dynamische Auslegung des Turms in Abhängigkeit der Anlage kontrolliert werden. Ein Ergebnis könnte die Vorgabe von Nabenhöhen in Kombination mit am Markt befindlicher Anlagen sein, bei denen die Turmkonstruktion die Steifigkeitsanforderungen erfüllt.
- Dem Verhalten der Spannglieder wurde in dieser Arbeit wenig Aufmerksamkeit geschenkt. Die Verankerungsbereiche wurden geometrisch so gewählt, dass die Lasteinleitung durch die jeweiligen Zulassungen abgedeckt ist. In der Detailuntersuchung wurde vereinfachend ein vertikaler Spanngliedverlauf unterstellt. Die Auswirkungen der eigentlich geneigten Lage wurden noch nicht berücksichtigt. Außerdem sind in den geplanten Umlenkpunkten, an den Ringträgern, Umlenkkräfte in die Konstruktion einzuleiten. Die Richtungsänderung ist sehr klein, gehört jedoch ergänzend untersucht. Außerdem muss im Zuge der Analyse der Auswirkung der Theorie II. Ordnung am Turm eine mögliche Berührung der Turmwand durch die Spannglieder kontrolliert werden. Etwaige Umlenkungen müssen in die Bemessung einfließen. Insgesamt muss das Schwingungsverhalten der externen Spannglieder untersucht werden und gegebenenfalls durch konstruktive Maßnahmen, wie z.B. planmäßig regelmäßiger Kontakt mit der Turmwandung, eine Anregung durch den Betrieb unterbunden werden.
- Die Arbeit stützt sich auf Ergebnisse einer Vielzahl an FEM-Simulationen. Ein Vergleich mit Versuchen wäre wünschenswert. Insbesondere die Ergebnisse aus der Detailuntersuchung zur Genauigkeitsanforderung an Trockenfugen sollten durch Versuche verifiziert werden. Des Weiteren wäre hierzu eine vertiefende Diskussion zur Festlegung der Form und Größe der zu untersuchenden Unebenheiten notwendig. Die Einbindung von ausführenden Firmen durch ihre Erfahrungswerte zu realisierbaren Genauigkeiten erscheint unerlässlich.

- Die Schubbeanspruchung in den Fugen ist beherrschbar, trotz alledem sollte durch weitere nichtlineare Untersuchungen das Umlagerungspotential unter Variation der Reibbeiwerte gezeigt werden.
- Das Ermüdungsverhalten von Beton ist weiterhin nicht vollständig geklärt. In den normativen Nachweiskonzepten wird bei hoch beanspruchten Bauteilen auf die Palmgren-Miner-Regel zurückgegriffen, wobei Wöhlerlinien des Model Codes Anwendung finden. In der Nachweisführung lassen sich mehraxiale Spannungszustände, wie es hier in den Detailpunkten der Fall ist, nicht erfassen. Auf wissenschaftlicher Ebene gibt es bereits weitere Nachweisformate. Eine Anwendung auf diesen Entwurf und ein Vergleich verschiedener Ansätze wären von großem Interesse.
- Die Herstellung der Betonfertigteile muss mit ausführenden Firmen abgestimmt werden. Hierzu muss ein Konzept erstellt werden, in dem vor allem auf die Betontechnologie und auf den Herstellungsablauf eingegangen wird. Gegebenenfalls muss die Geometrie der Einzelbauteile weiter optimiert werden.
- In einer praktischen Anwendung ist der Detaillierungsgrad der Untersuchung zu erhöhen. Des Weiteren sind die Untersuchungen auf die Bauzustände und auf die konstruktive Durchbildung zu erweitern. Im Fall der Trockenfuge sind im Speziellen die Lagesicherung im Bauzustand und die Herstellung der Dichtheit zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit zu erwähnen. Zusätzlich kann bei bekanntem Standort die Fundamentierung in das Gesamtkonzept der Anlage aufgenommen werden. Spätestens in dieser Planungsphase muss eine anlagenbezogene Schnittkraftermittlung durchgeführt werden.

Literaturverzeichnis

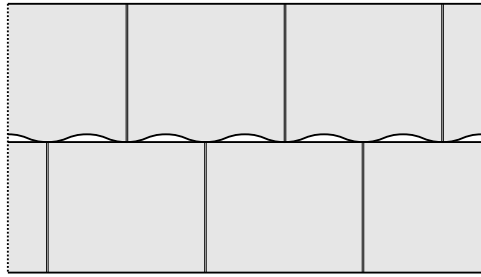
- [1] PAHL, Burkhard: Entwurf, Funktion und Konstruktion turmartiger Bauwerke. In: *Betonkalender 2006, Teil 1*. Ernst & Sohn, 2006, S. 1 – 56
- [2] HAU, Erich: *Windkraftanlagen - Grundlagen, Technik, Einsatz, Wirtschaftlichkeit*. Berlin : Springer, 2014
- [3] BÖGL, Stefan ; GLÄSER, Christian ; HIERL, Martin ; TRAUTE, Markus: Vorgespannte Hybridtürme für Windenergieanlagen. In: *Bauingenieur, Band 88, Juli/August*. Springer-VDI-Verlag, 2013, S. 301–306
- [4] SRITHARAN, Sri ; SCHMITZ, Grant M.: Design of Tall Wind Turbine Towers Utilizing UHPC. In: *RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete*. 2013, S. 433–442
- [5] JAMMES, Francois-Xavier ; CESPEDES, Xavier ; RESPLENDINO, Jacques: Design of Offshore Wind Turbines with UHPC. In: *RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete*. 2013, S. 443–452
- [6] PLANK, Markus ; FRETTLÖHR, Björn ; QUAPPEN, Jan ; SOBEK, Werner: *Strukturoptimierte Türme für Offshore - Windenergieanlagen aus UHFFB in Segmentbauweise*. Universität Stuttgart, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruktion, 2014. – Forschungsbericht
- [7] WOLFF, Daniel ; KOOB, Manuel ; MINNERT, Jens: Innovativer Hybrid²-Turm für Windenergieanlagen. In: *11. Giessener Bauforum 2014*. Aachen : Shaker Verlag, 2014, S. 149–163
- [8] KEINDORF, Christian ; SCHAUMANN, Peter: Sandwichtürme für Windenergieanlagen mit höherfesten Stahl- und Verbundwerkstoffen. In: *Stahlbau, 79. Jahrgang, Heft 9*. Ernst & Sohn, 2010, S. 648–659
- [9] GRÜNBERG, Jürgen ; GÖHLMANN, Joachim: Windenergieanlagen in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise. In: *Betonkalender 2011, Teil 1*. Ernst & Sohn, 2011, S. 19 – 168
- [10] ROMBACH, Günter A. ; SPECKER, Angelika: Segmentbrücken. In: *Betonkalender 2004, Teil 1*. Ernst & Sohn, 2004, S. 177 – 211
- [11] SPECKER, Angelika ; ROMBACH, Günter: Ein Beitrag zur Konstruktion und Bemessung von Segmentbrücken. In: *Beton- und Stahlbetonbau, 96. Jahrgang, Heft 10*. Ernst & Sohn, 2001, S. 654–662
- [12] KORDINA, Karl: Bauteile in Segmentbauart - Bemessung und Ausführung der Fugen. In: *Betonwerk + Fertigteil - Technik, Heft 6*. 1984, S. 375–387
- [13] SPECKER, Angelika: *Der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken*, Technische Universität Hamburg-Harburg, Diss., 2001
- [14] EN 13369: *Allgemeine Regeln für Betonfertigteile*. 2013
- [15] ABENDEH, R.: *Temperature Induced Deformations in Match-Cast Segments and their Effects on Precast Segmental Bridges*. Göttingen : Cuvillier Verlag, 2006

- [16] REICHEL, Michael: *Dünnwandige Segmentfertigteilm Bauweisen im Brückenbau aus gefasertem Ultrahochleistungsbeton (UHFB)*, Technische Universität Graz, Diss., 2011
- [17] REICHEL, Michael ; SPAROWITZ, Lutz ; FREYTAG, Bernhard: Wildbrücke Völkermarkt - vorgespanntes Bogentragwerk aus UHFB-Segmentfertigteilen; Teil 2 - Bauausführung, begleitende Forschung und Qualitätssicherung. In: *Beton- und Stahlbetonbau, 106. Jahrgang, Heft 12*. Ernst & Sohn, 2011, S. 827–835
- [18] MELLWITZ, R. ; RICHTER, M. ; REICHEL, M.: Ultrahochfester faserbewehrter Beton für Segmentfertigteile. In: *BWI BetonWerk International, Heft 3*. ad-media-Verlag, 2014, S. 48–54
- [19] EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. 2011
- [20] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: *Erläuterung zur DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. 2012. – Heft 600
- [21] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO): *Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges*. 2003
- [22] DEUTSCHER BETON UND BAUTECHNIKVEREIN UND BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR (DBV): *Empfehlungen für Segmentfertigteilmbrücken mit externen Spannmitgliedern*. 1999
- [23] EN 15050: *Betonfertigteile - Fertigteile für Brücken*. 2012
- [24] EN 1991-1-4: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*. 2011
- [25] SCHRIFTEN DES DEUTSCHEN INSTITUTS FÜR BAUTECHNIK: *Richtlinie für Windenergieanlagen; Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung*. Reihe B, Heft 8. 2012
- [26] BINDSEIL, Peter: *Stahlbeton - Fertigteile nach Eurocode 2*. Köln : Werner Verlag, 2012
- [27] LUDEWIG, Siegfried: *Montagebau*. Berlin : VEB Verlag für Bauwesen, 1974
- [28] ETA-05/0122: *Stabspannsystem für das Vorspannen von Tragwerken, intern mit und ohne Verbund sowie extern*. 2013
- [29] ETA-10/0065: *Litzen-Spannverfahren ohne Verbund für das Vorspannen von Tragwerken*. 2010
- [30] NITSCH, Andreas: *Spannbetonfertigteile mit teilweiser Vorspannung aus hochfestem Beton*, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Diss., 2001
- [31] MODEL CODE 2010: *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. 2013
- [32] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. 2008
- [33] DIN EN 1992-1-1/NA: *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. 2013
- [34] AXELRAD, Ernest L.: *Schalentheorie*. Stuttgart : Teubner, 1983
- [35] FLÜGGE, Wilhelm: *Stresses in Shells*. Second Edition. Berlin u. a. : Springer, 1973

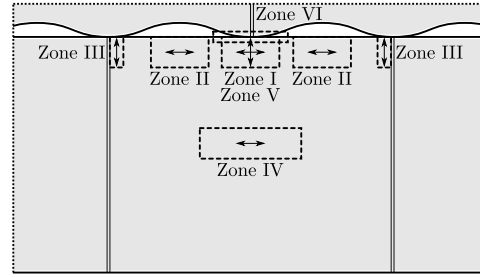
- [36] GRÜNBERG, Jürgen ; FUNKE, Günther ; STAVESAND, Joachim ; GÖHLMANN, Joachim: Fernmeldetürme und Windenergieanlagen in Massivbauweise. In: *Betonkalender 2006, Teil 1*. Ernst & Sohn, 2006, S. 103 – 223
- [37] LINDER, Christian: *Theorie der allgemeinen Rotationsschale und Entwicklung eines Kreisringträger-Analogiemodells zur Berechnung axialsymmetrischer Biegerandstörungen*. Technische Universität Graz : Diplomarbeit, 2001
- [38] TUE, Nguyen V. ; LI, Jiabin ; CANER, Ferhun C.: Microplane constitutive model M4L for concrete. I: Theory. In: *Computers and Structures* (2013), S. 219 – 229
- [39] LI, Jiabin ; TUE, Nguyen V. ; CANER, Ferhun C.: Microplane constitutive model M4L for concrete. II: Calibration and validation. In: *Computers and Structures* (2013), S. 146 – 159
- [40] SCHLAICH, J. ; SCHÄFER, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. In: *Betonkalender 2001, Teil 2*. Ernst & Sohn, 2001, S. 311 – 492
- [41] THEILER, Werner ; REICHT, Oliver ; TUE, Nguyen V.: Auswirkungen von Unebenheiten bei trockenen Druckverbindungen von Betonbauteilen. In: *Beton- und Stahlbetonbau, 110. Jahrgang, Heft 7*. Ernst & Sohn, 2015, S. 687–698
- [42] EN 61400-1: *Windenergieanlagen - Teil 1: Auslegungsanforderungen*. 2015
- [43] GERMANISCHER LLOYD: *Richtlinien für die Zertifizierung von Windenergieanlagen*. IV Vorschriften und Richtlinien Industriedienste. 2010
- [44] MARTI, Peter: *Baustatik*. Berlin : Ernst & Sohn, 2014
- [45] FRANCKE, Wolfgang ; FRIEMANN, Harald: *Schub und Torsion in geraden Stäben*. Wiesbaden : Vieweg, 2005
- [46] RUBIN, Helmut: Baustatik ebener Stabwerke. In: *Stahlbau-Handbuch*. Köln : Stahlbau-Verlagsgesellschaft mbH, 1993, Kapitel 3.1 bis 3.4
- [47] BOGENSPERGER, Thomas: *Erweiterte Stabtheorie und der gevoutete Träger im Brückenbau*, Technische Universität Graz, Diss., 2001
- [48] HARLING, Andreas: *Maste und Türme aus hochfestem Beton - Wirklichkeitsnahe Erfassung der Rissbildung zylindrischer Baukörper*. Heft 7 der Schriftenreihe Betonbau der TU Dortmund. 2015
- [49] EN 13084-2: *Freistehende Schornsteine - Teil 2: Betonschornsteine*. 2007
- [50] HARLING, Andreas ; NOAKOWSK, Piotr ; MAURER, Reinhard: Maste und Türme aus hochfestem Beton - Wirklichkeitsnahe Erfassung der Rissbildung zylindrischer Baukörper. In: *Beton- und Stahlbetonbau, 111. Jahrgang, Heft 4*. Ernst & Sohn, 2016, S. 200–209
- [51] FLESCHE, Rainer: *Baudynamik - Band 1*. Wiesbaden und Berlin : Bauverlag, 1993
- [52] HUANG, Jie: *Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion*, Universität Karlsruhe, Diss., 1994
- [53] MODEL CODE 1990: *CEB-FIP Model Code 1990*. Bulletin d'Information 213/214. 1993

Anhang A

Ergebnisse der FEM-Berechnungen zur Fugenausbildung

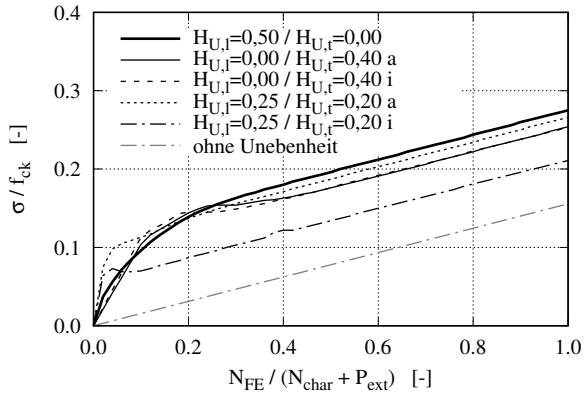


Abwicklung der Mantelfläche

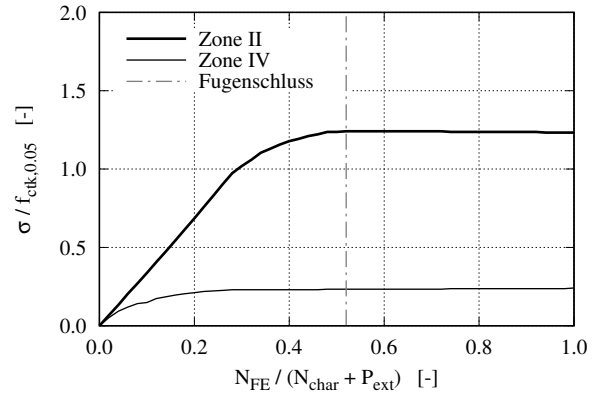


Ansicht Einzelement

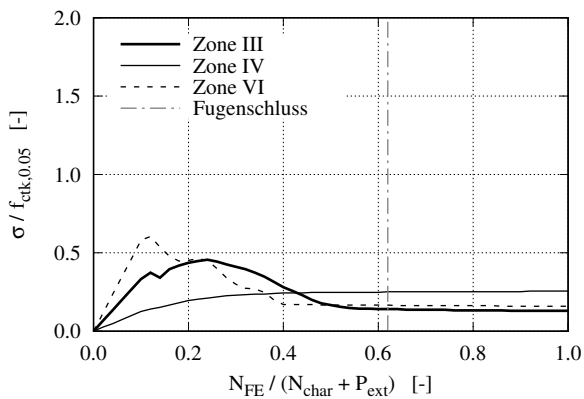
(a) Drucksp. in Zone I



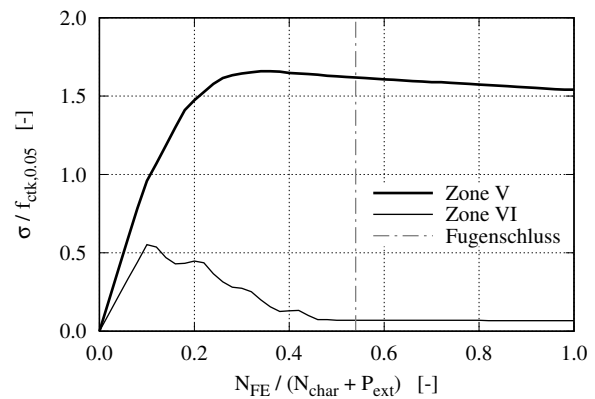
(b) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,50$ mm und $H_{U,t}=0,00$ mm



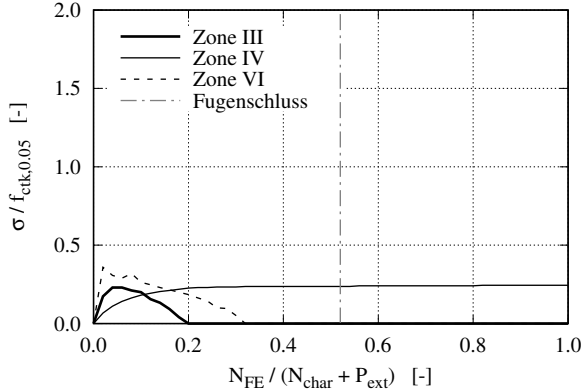
(c) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm außen



(d) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm innen



(e) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm außen



(f) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm innen

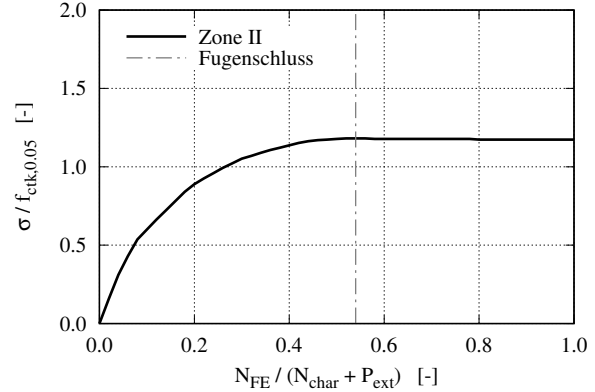
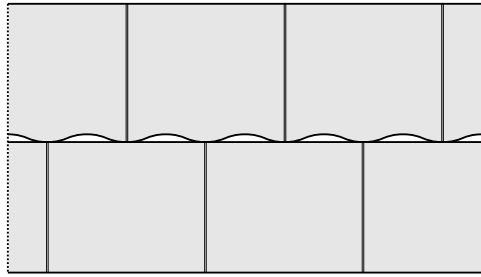
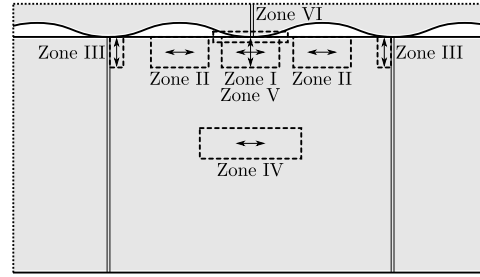


Abb. A.1: Spannungskonzentrationen aus der FEM-Berechnung in Turmhöhe $H = 6,60$ m

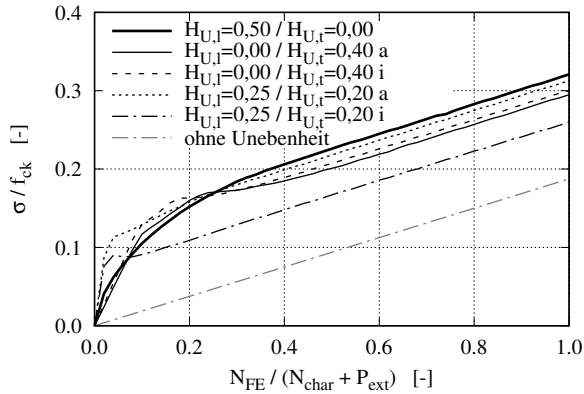


Abwicklung der Mantelfläche

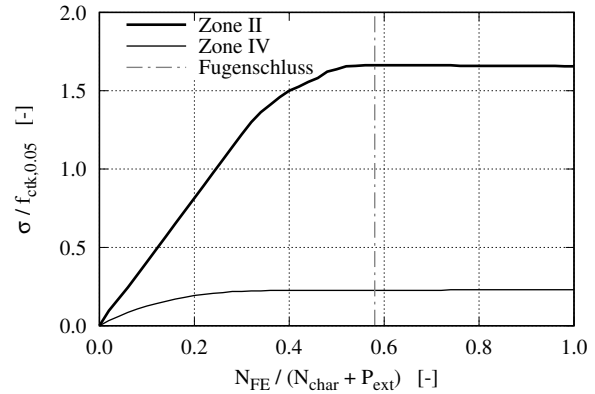


Ansicht Einzelement

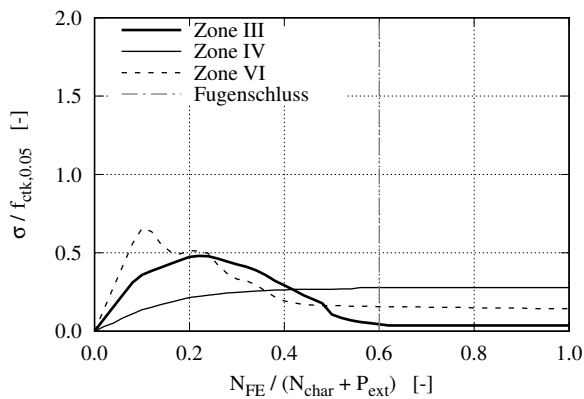
(a) Drucksp. in Zone I



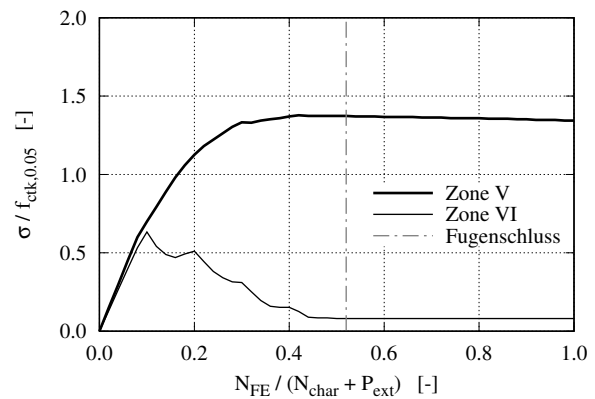
(b) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,50$ mm und $H_{U,t}=0,00$ mm



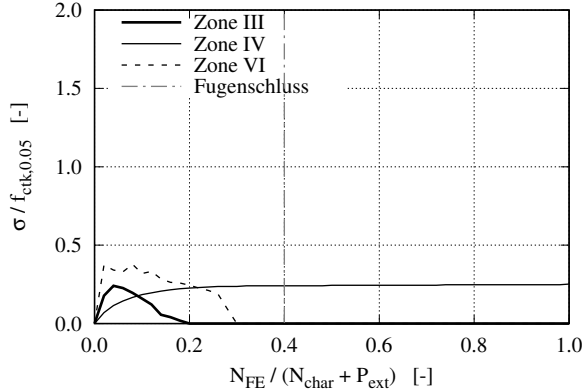
(c) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm außen



(d) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm innen



(e) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm außen



(f) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm innen

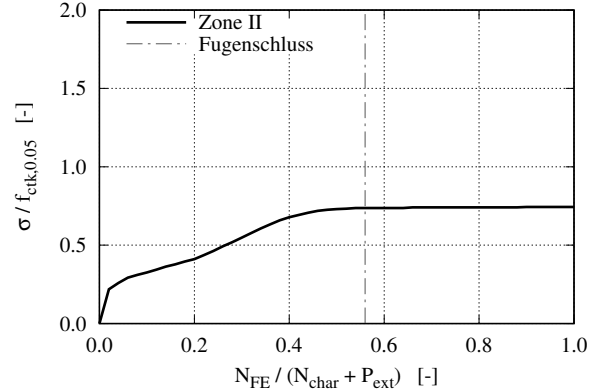
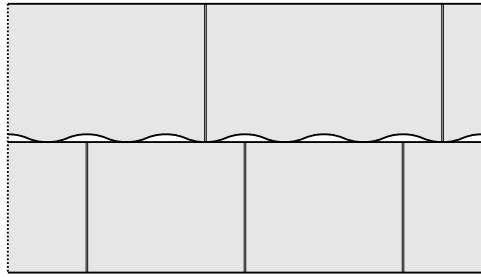
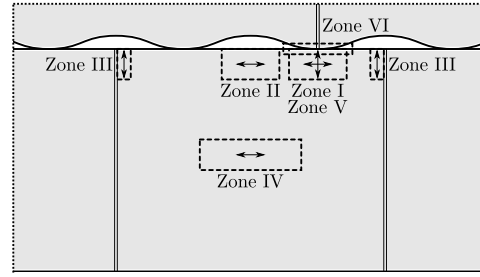


Abb. A.2: Spannungskonzentrationen aus der FEM-Berechnung in Turmhöhe $H = 52,10$ m

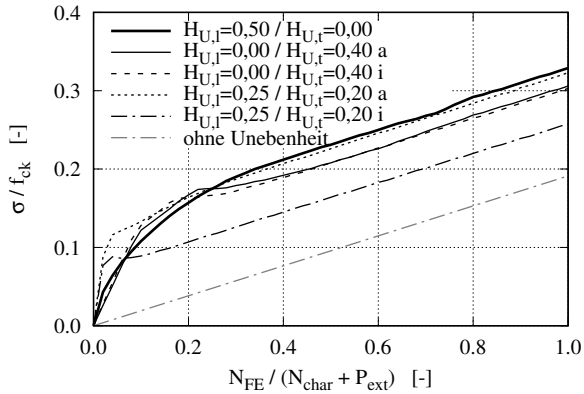


Abwicklung der Mantelfläche

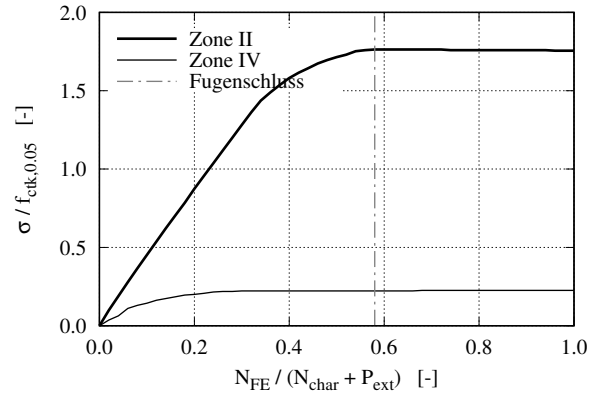


Ansicht Einzelement

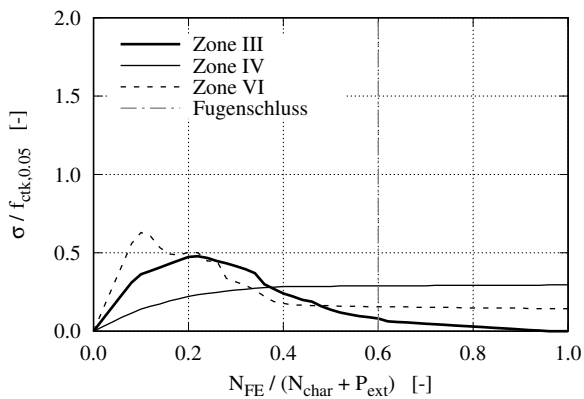
(a) Drucksp. in Zone I



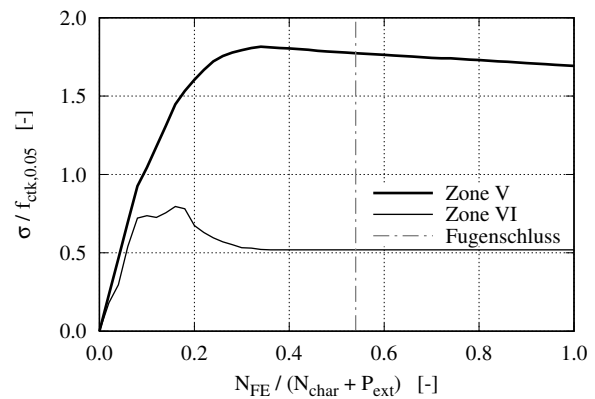
(b) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,50$ mm und $H_{U,t}=0,00$ mm



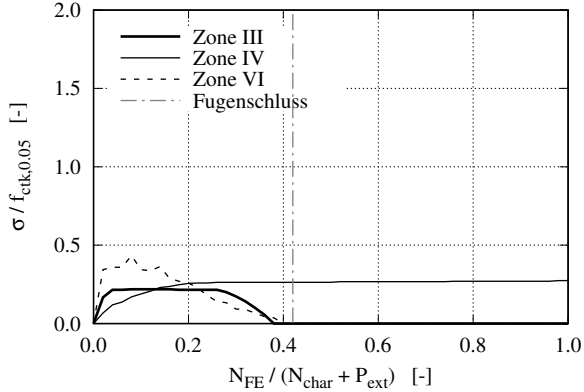
(c) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm außen



(d) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm innen



(e) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm außen



(f) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm innen

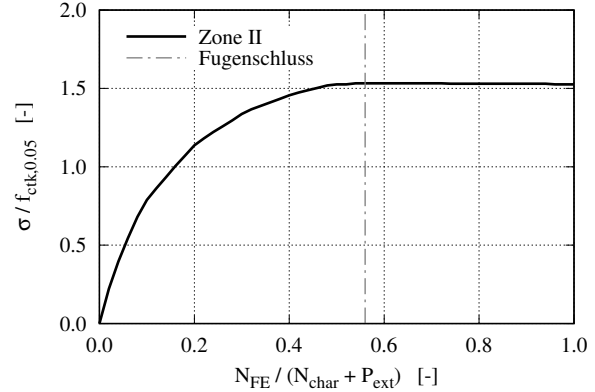
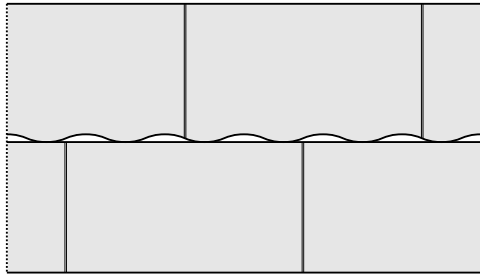
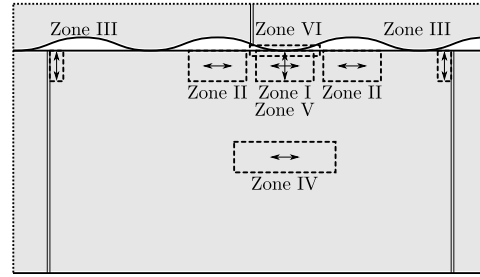


Abb. A.3: Spannungskonzentrationen aus der FEM-Berechnung in Turmhöhe $H = 55,60$ m

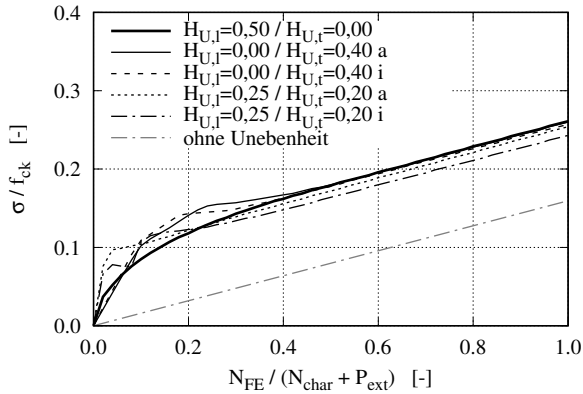


Abwicklung der Mantelfläche

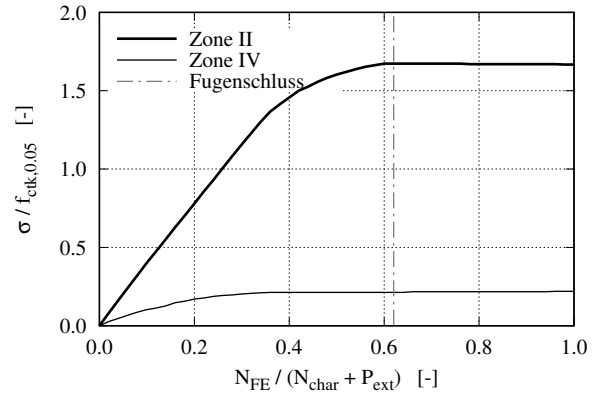


Ansicht Einzelement

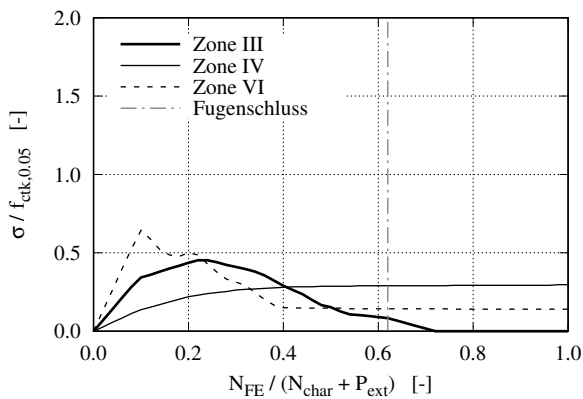
(a) Drucksp. in Zone I



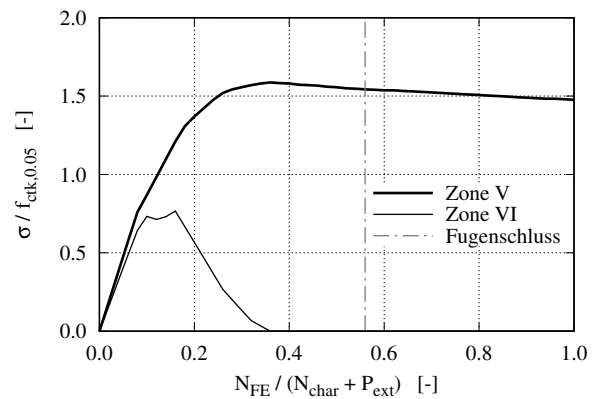
(b) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,50$ mm und $H_{U,t}=0,00$ mm



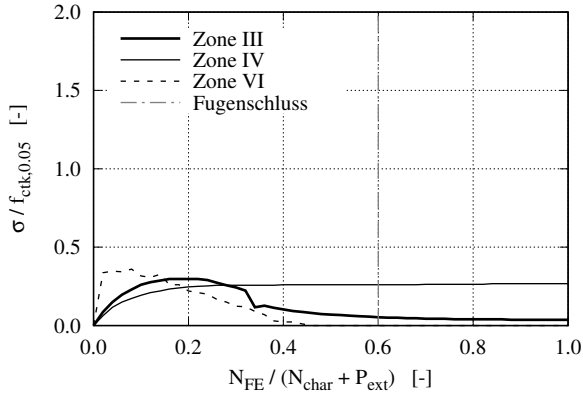
(c) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm außen



(d) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm innen



(e) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm außen



(f) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm innen

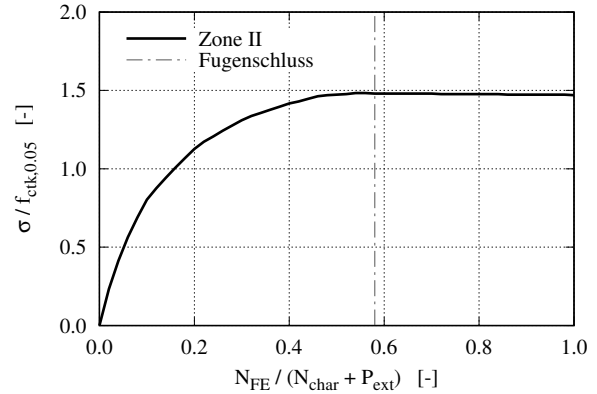
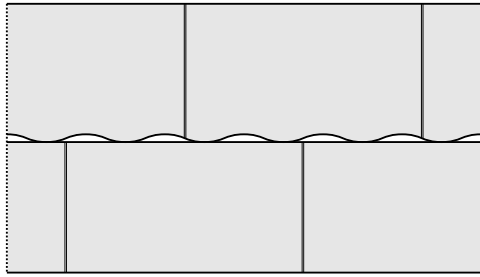
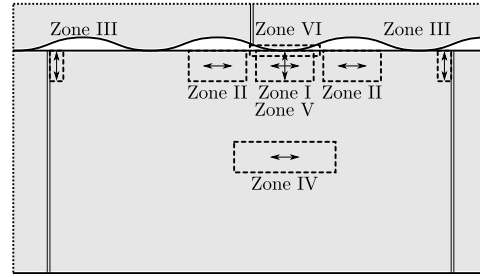


Abb. A.4: Spannungskonzentrationen aus der FEM-Berechnung in Turmhöhe $H = 58,60$ m

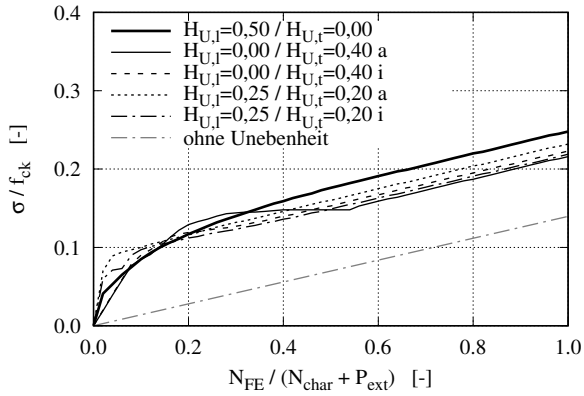


Abwicklung der Mantelfläche

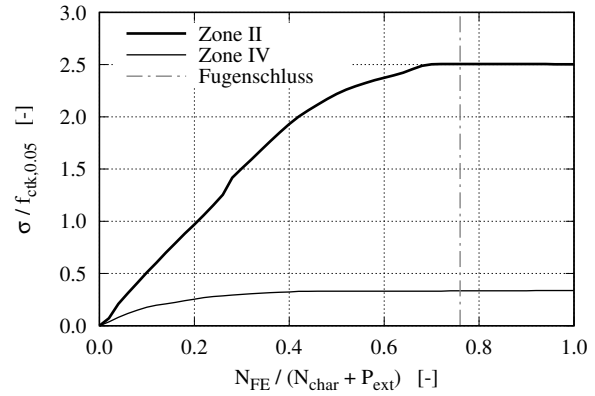


Ansicht Einzelement

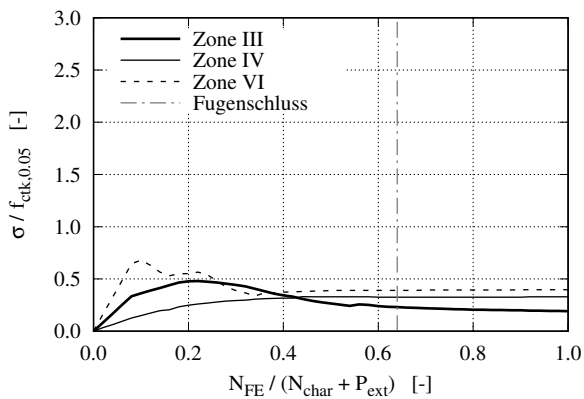
(a) Drucksp. in Zone I



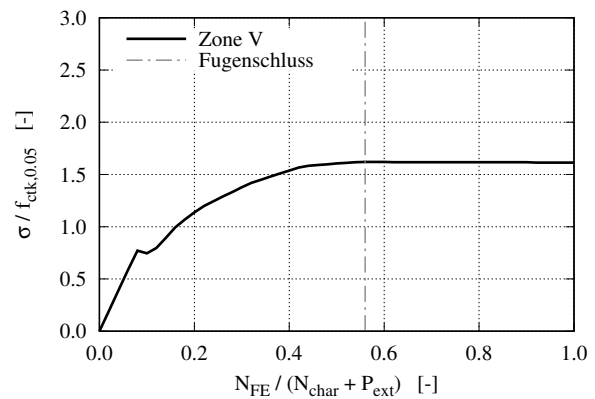
(b) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,50$ mm und $H_{U,t}=0,00$ mm



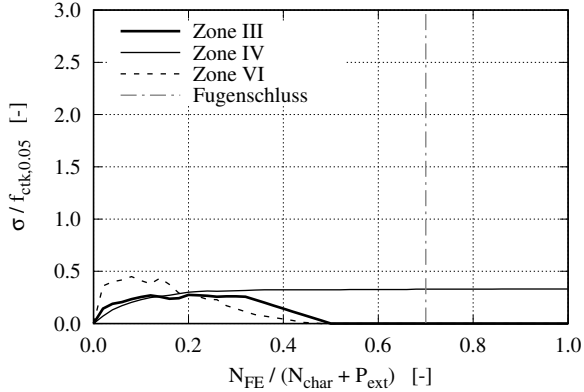
(c) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm außen



(d) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm innen



(e) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm außen



(f) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm innen

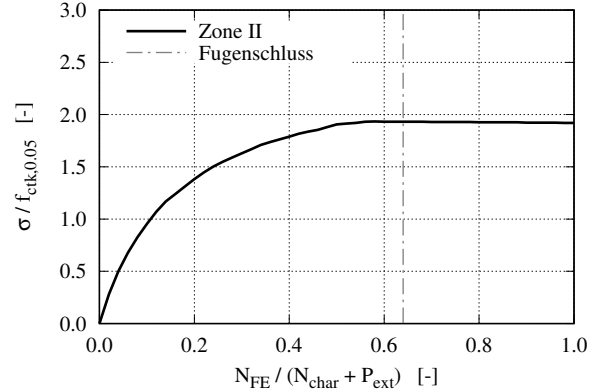
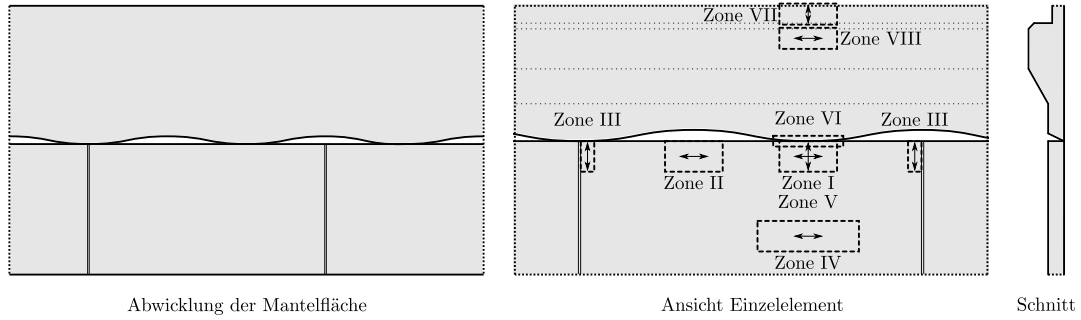
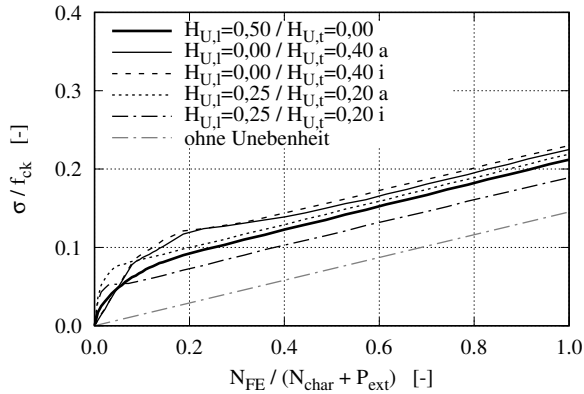


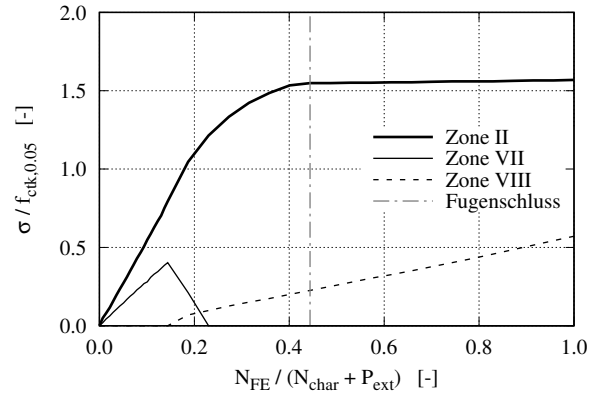
Abb. A.5: Spannungskonzentrationen aus der FEM-Berechnung in Turmhöhe $H = 98,10$ m



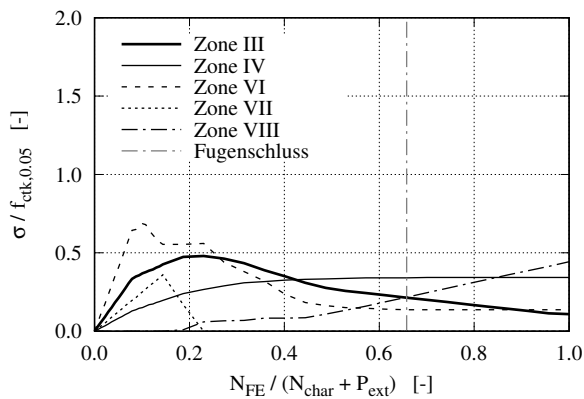
(a) Drucksp. in Zone I



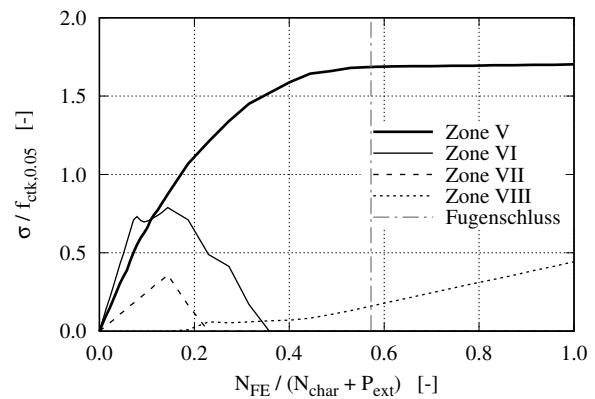
(b) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,50$ mm und $H_{U,t}=0,00$ mm



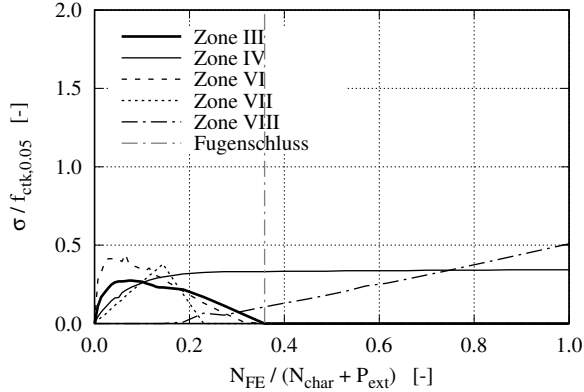
(c) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm außen



(d) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm innen



(e) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm außen



(f) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm innen

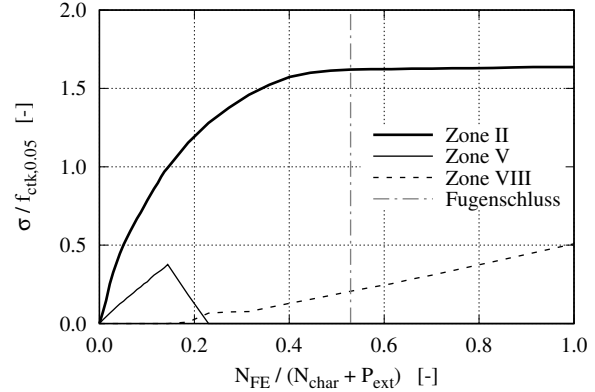
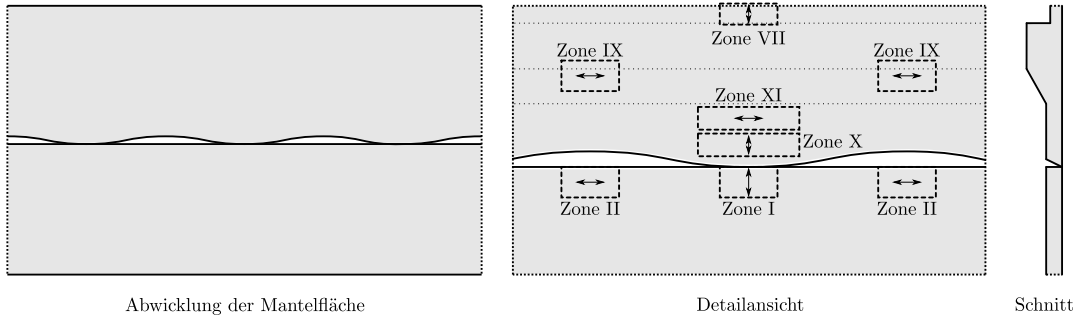
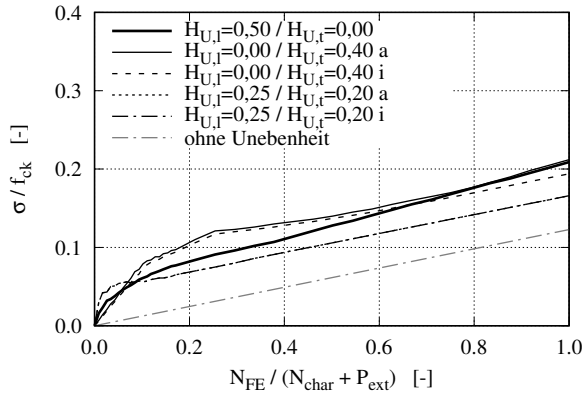


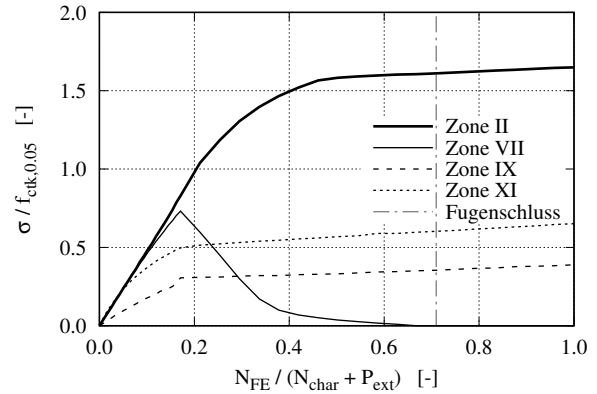
Abb. A.6: Spannungskonzentrationen aus der FEM-Berechnung in Turmhöhe $H = 101,60$ m



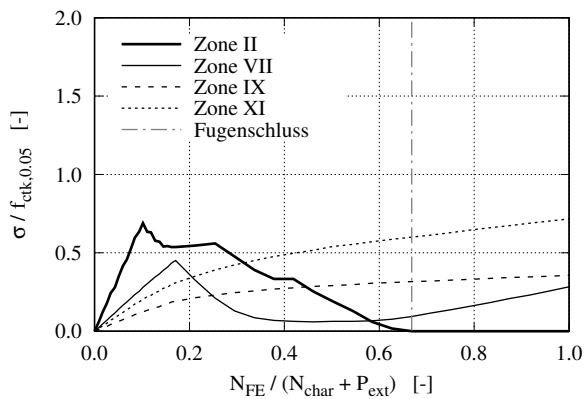
(a) Drucksp. in Zone I



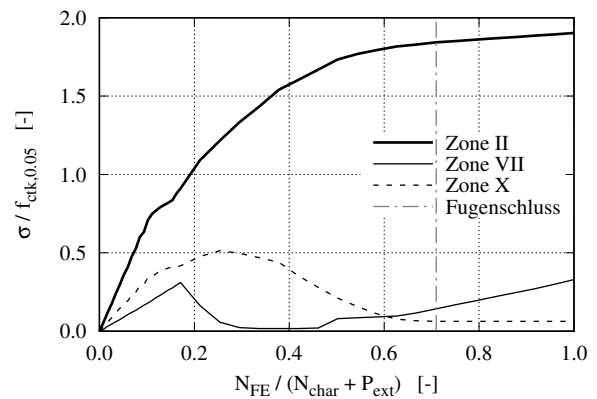
(b) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,50$ mm und $H_{U,t}=0,00$ mm



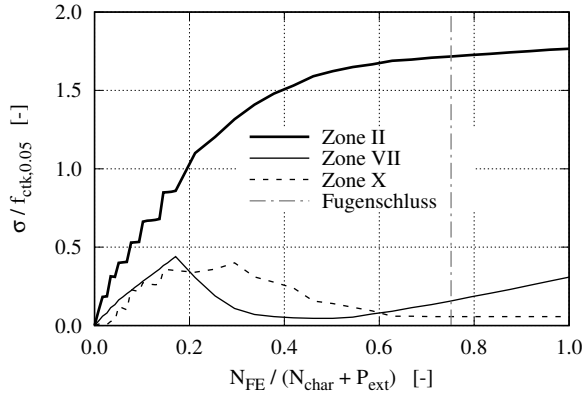
(c) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm außen



(d) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,40$ mm innen



(e) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm außen



(f) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,25$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm innen

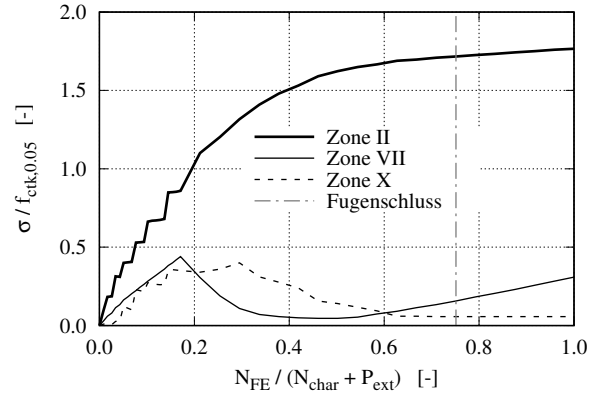
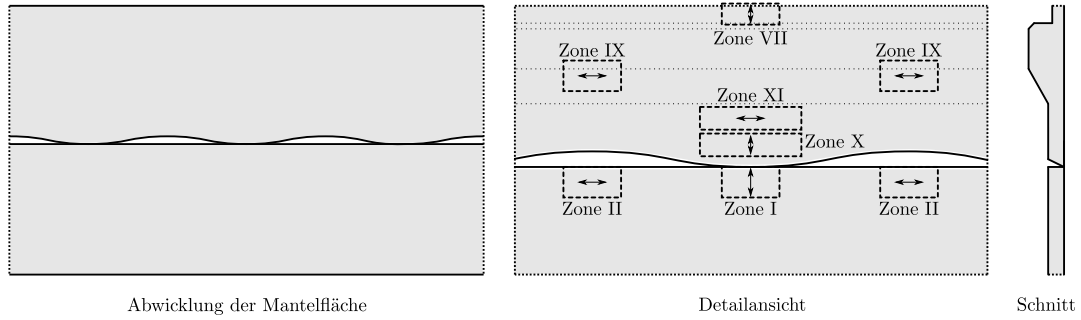
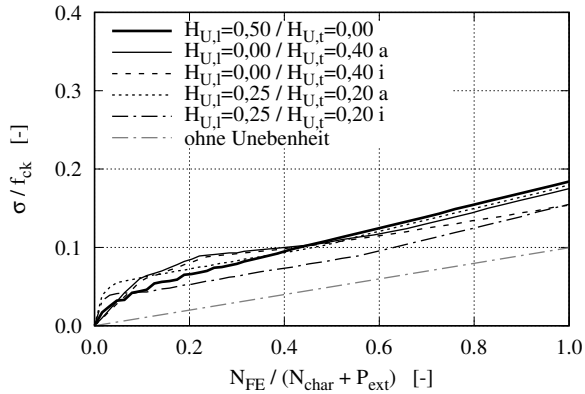


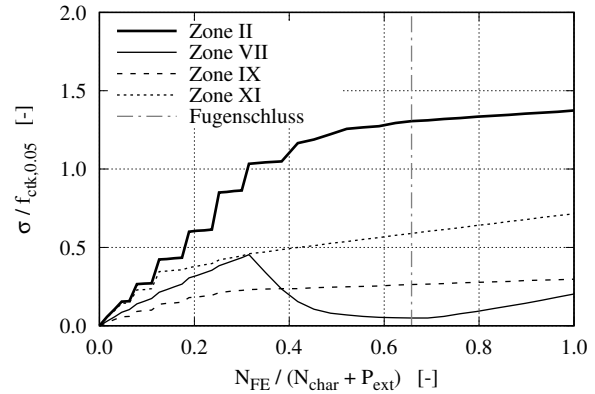
Abb. A.7: Spannungskonzentrationen aus der FEM-Berechnung in Turmhöhe $H = 107,70$ m



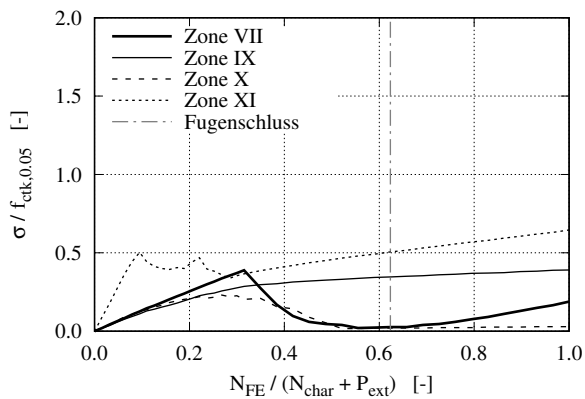
(a) Drucksp. in Zone I



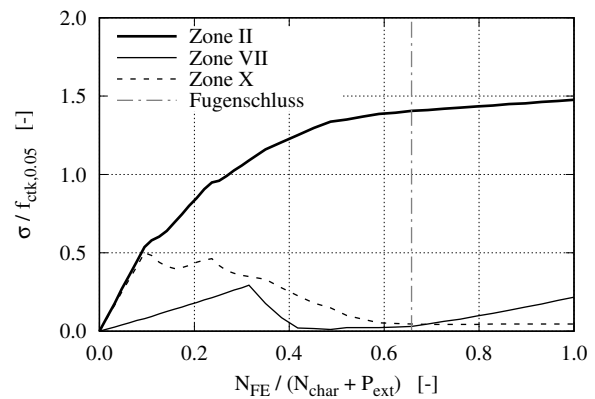
(b) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,40$ mm und $H_{U,t}=0,00$ mm



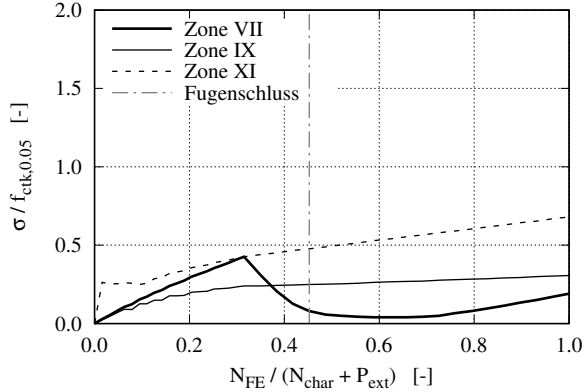
(c) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,30$ mm außen



(d) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,30$ mm innen



(e) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,20$ mm und $H_{U,t}=0,15$ mm außen



(f) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,20$ mm und $H_{U,t}=0,15$ mm innen

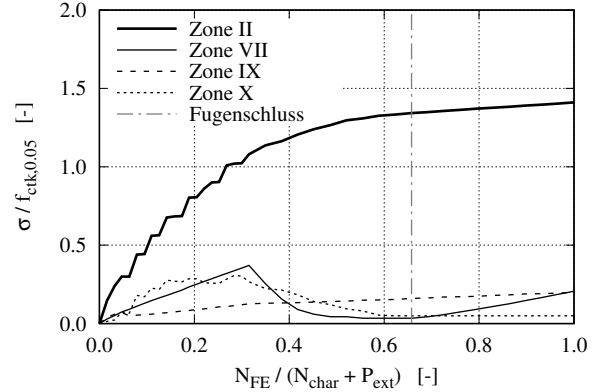
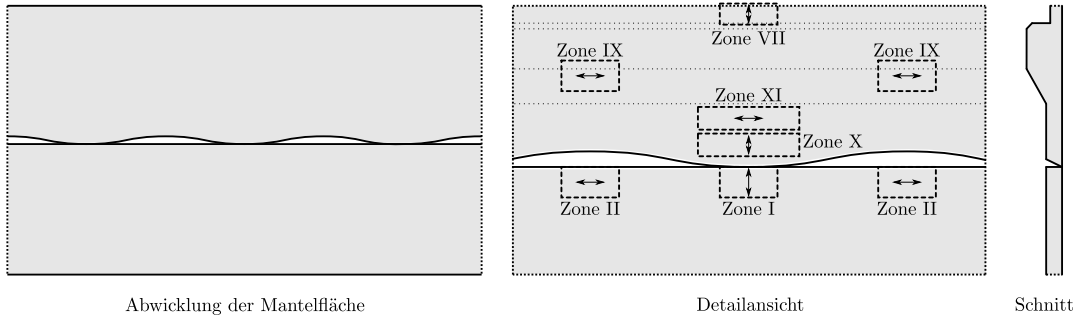
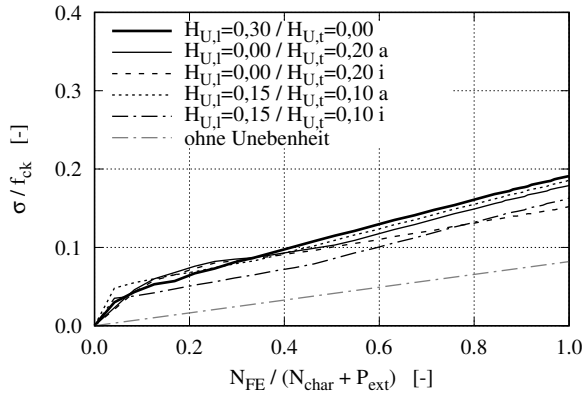


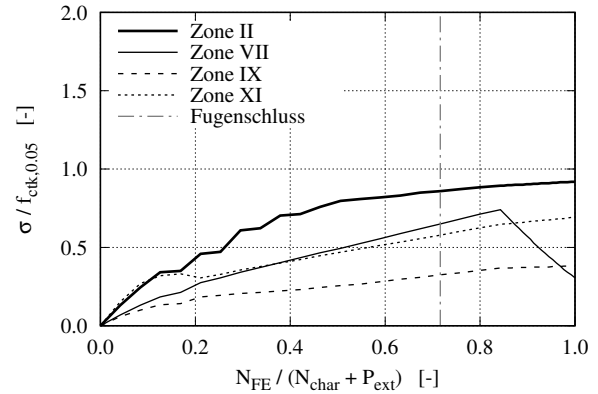
Abb. A.8: Spannungskonzentrationen aus der FEM-Berechnung in Turmhöhe $H = 114,30$ m



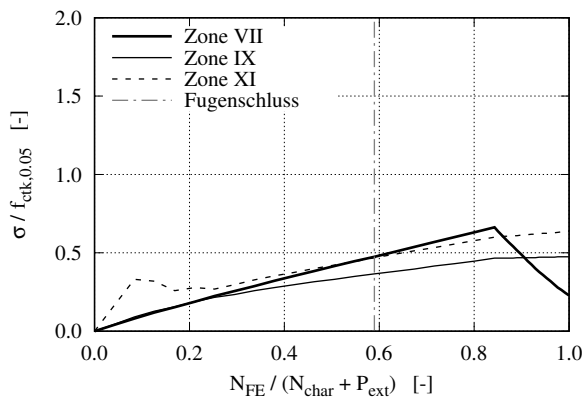
(a) Drucksp. in Zone I



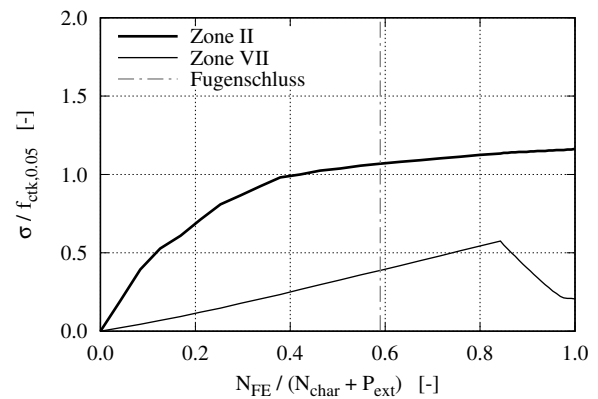
(b) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,30$ mm und $H_{U,t}=0,00$ mm



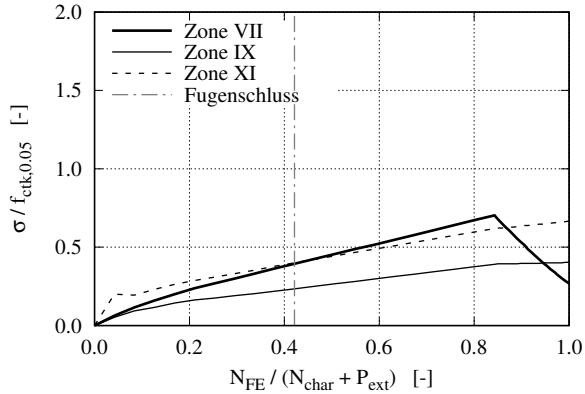
(c) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm außen



(d) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm innen



(e) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,15$ mm und $H_{U,t}=0,10$ mm außen



(f) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,15$ mm und $H_{U,t}=0,10$ mm innen

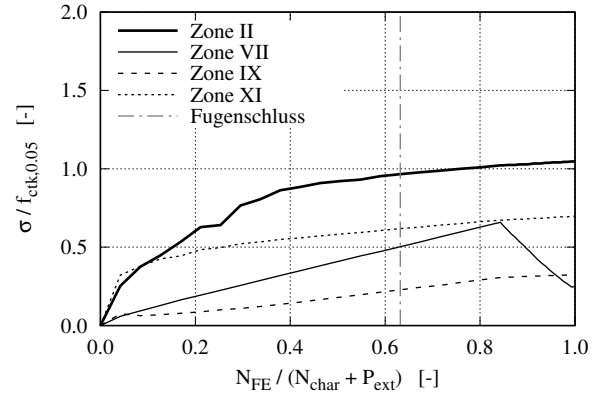
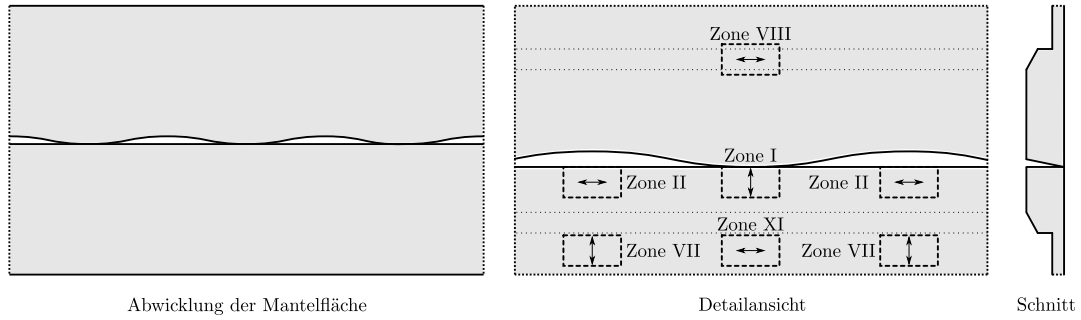
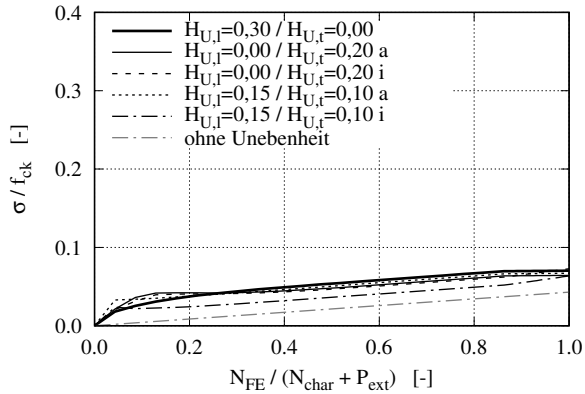


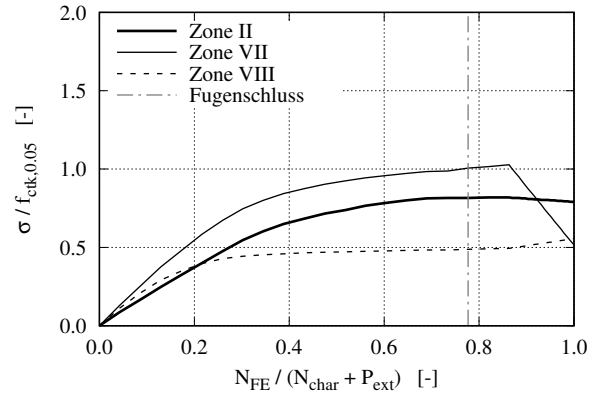
Abb. A.9: Spannungskonzentrationen aus der FEM-Berechnung in Turmhöhe $H = 121,40$ m



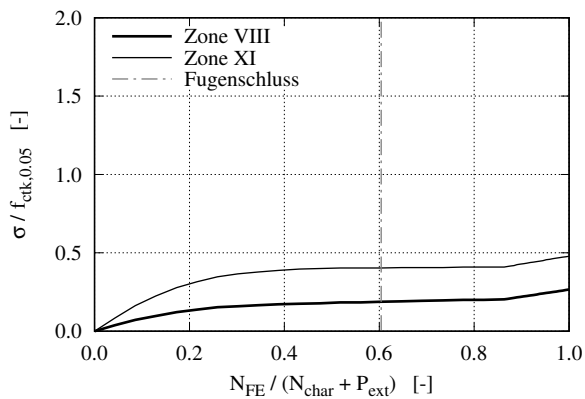
(a) Drucksp. in Zone I



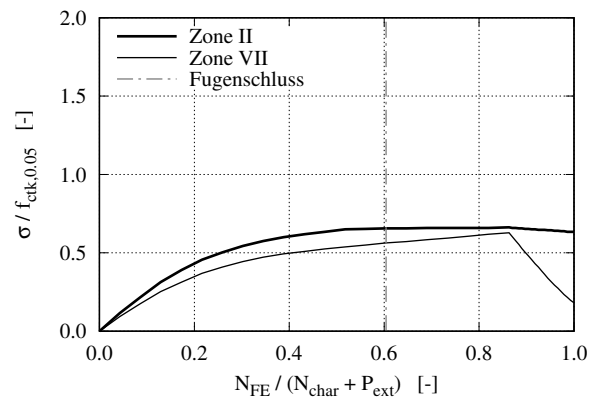
(b) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,30$ mm und $H_{U,t}=0,00$ mm



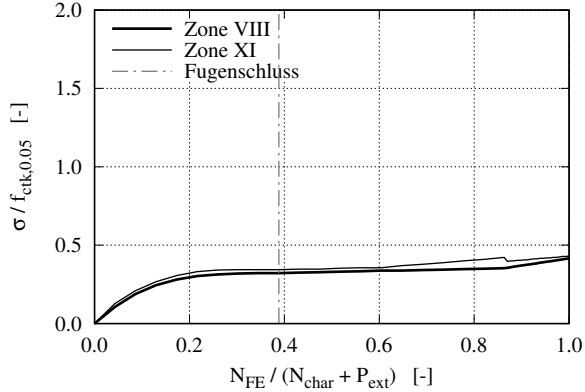
(c) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm außen



(d) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,00$ mm und $H_{U,t}=0,20$ mm innen



(e) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,15$ mm und $H_{U,t}=0,10$ mm außen



(f) Zugsp. Unebenheit $H_{U,i}=0,15$ mm und $H_{U,t}=0,10$ mm innen

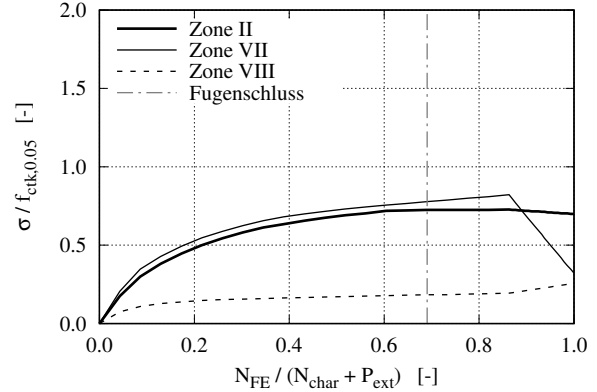


Abb. A.10: Spannungskonzentrationen aus der FEM-Berechnung in Turmhöhe $H = 130,00$ m

Anhang B

Schädigungsäquivalente Markov-Matrizen maßgebender Querschnitte

Tab. B.1: Schädigungsäquivalente Markov-Matrix in Höhe $H = 122,0$ m

Mittelwert M_i [kNm]	Schwingbreite ΔM_i [kNm]	Lastspielzahl n_i [-]
-4400	8000	8400
-4400	7700	11600
-4400	7400	16000
-4800	8500	7300
-4800	8000	3900
-4800	7400	10400
-5200	7400	17400
-5200	7100	6600
-5200	6900	33300
-5200	6000	37500
-5600	6900	14200
-5600	6600	27900
-5600	6300	28100
-5600	6000	63600
-5600	5500	67600
-6000	7100	5900
-6000	6600	6100
-6000	6000	15600
-6000	5800	18800
-6000	5500	29200
-6000	4300	137900
-6300	4300	81900
-6300	4000	137300
-6300	3500	257200
-6700	4000	52600
-6700	3500	129800
-7000	2100	646300

Tab. B.2: Schädigungsäquivalente Markov-Matrix in Höhe $H = 104,1$ m

Mittelwert M_i [kNm]	Schwingbreite ΔM_i [kNm]	Lastspielzahl n_i [-]
-8700	14700	32900
-10100	14100	10900
-10100	13100	12500
-10100	12600	12300
-10800	13100	11600
-10800	12600	39100
-10800	12000	14100
-10800	11000	25600
-11600	12000	9600
-11600	11500	18000
-11600	11000	22300
-11600	10500	35700
-12300	11000	14200
-12300	10500	42900
-12300	10000	23500
-12300	9400	49300
-12300	8900	92700
-12300	8400	117100
-12300	7900	135300
-13000	12600	8400
-13000	11500	8400
-13000	10500	8400
-13000	9400	25100
-13000	8400	23000
-13700	8400	16700
-13700	6800	88800
-13700	6300	111200
-14400	7300	25100
-15200	6300	33400
-15900	6300	16700

Tab. B.3: Schädigungsäquivalente Markov-Matrix in Höhe $H = 94,6$ m

Mittelwert M_i [kNm]	Schwingbreite ΔM_i [kNm]	Lastspielzahl n_i [-]
-10600	17900	11700
-11500	17900	23200
-12400	17300	11600
-13300	16000	37400
-13300	15300	14100
-13300	14700	26200
-14200	14700	15000
-14200	14100	20900
-14200	13400	29800
-15100	12800	31100
-15100	12100	27300
-15100	11500	55100
-15100	10200	138700
-16000	14700	8900
-16000	12800	8900
-16000	12100	14800
-16000	11500	24100
-16000	10900	26800
-16000	10200	51700
-16000	9600	68500
-16800	14100	8900
-16800	11500	8900
-16800	10900	8900
-16800	10200	17800
-17700	9600	17800
-19500	7700	17800

Tab. B.4: Schädigungsäquivalente Markov-Matrix in Höhe $H = 77,1$ m

Mittelwert M_i [kNm]	Schwingbreite ΔM_i [kNm]	Lastspielzahl n_i [-]
-16100	25000	31800
-18600	24100	10600
-18600	22300	10600
-18600	21400	12900
-18600	20500	16700
-19800	22300	21200
-19800	19600	12200
-19800	18700	21800
-19800	17800	35000
-21100	20500	8100
-21100	17800	31500
-21100	16900	36000
-21100	16100	35900
-22300	17800	8100
-22300	16900	8500
-22300	16100	21500
-22300	14300	71100
-23600	20500	8100
-23600	19600	8100
-23600	16100	8100
-24800	15200	8100
-24800	13400	16300
-26000	10700	32600
-26000	9800	57000
-27300	10700	16300

Tab. B.5: Schädigungsäquivalente Markov-Matrix in Höhe $H = 55,6$ m

Mittelwert M_i [kNm]	Schwingbreite ΔM_i [kNm]	Lastspielzahl n_i [-]
-22000	34000	11400
-22000	32800	11500
-25400	31600	11400
-25400	29100	23600
-27100	30400	34200
-27100	27900	15600
-27100	26700	15900
-27100	25500	20200
-27100	24300	30500
-28800	27900	12100
-28800	24300	29600
-28800	23100	50100
-28800	21900	33900
-30500	24300	20200
-30500	23100	9100
-30500	21900	37700
-30500	20600	46300
-30500	19400	94200
-30500	18200	77400
-32200	29100	8800
-32200	27900	8800
-33900	17000	35100
-33900	15800	35100
-35600	17000	17500
-35600	14600	43800
-35600	13400	61300
-37300	15800	17500